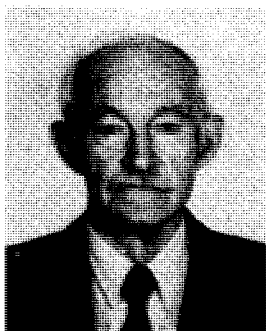


## ÓSCAR DE BUEN LÓPEZ DE HEREDIA

Lugar y Fecha de nacimiento	Madrid, España 20 de julio de 1925
Nacionalidad	Mexicana.
Educación	Ingeniero Civil, Escuela Nacional de Ingenieros, UNAM, 1952.
Actividades académicas	Profesor de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, de 1952 a 1994, en materias relacionadas con el análisis y diseño de estructuras: Estabilidad de las Construcciones, Estructuras Hiperestáticas, Análisis de Estructuras, Diseño Estructural, Mecánica de Materiales y Diseño Avanzado de Estructuras de Acero, esta última en la División de Estudios de Posgrado.  Investigador del Instituto de Ingeniería, UNAM (1967-1978).  Jefe de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM (1978-1982).
Actividades profesionales	Director General de Colinas de Buen, S. A. de C. V., Ingenieros Consultores (1955 a la fecha).
Distinciones académicas y profesionales	Premio "Fundidora Monterrey" (1969).  Premio al Mérito Docente, Unión Mexicana de Asociaciones de Ingenieros (1975).  Premio Nacional a la Docencia "Mariano Hernández Barrenechea", Colegio de Ingenieros Civiles de México (1980).  Premio Nacional "Ing. José López Portillo y Weber", Colegio de Ingenieros Civiles de México (1980).  Premio Nacional "Javier Barros Sierra", Colegio de Ingenieros Civiles de México, por el libro "Estructuras de Acero. Comportamiento y Diseño" (1982).  Profesor Emérito de la Facultad de Ingeniería, UNAM (1983).  Miembro Honorario, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (1986).  Premio Universidad Nacional a la Docencia en el Área de Ciencias Exactas (1986).  Diplomas "Al Mérito Universitario", al cumplir 25 y 35 años como profesor en la UNAM (1977 y 1987).  Premio Anual, Academia Nacional de Ingeniería (1988).  Condecoración como profesor emérito exiliado. Homenaje de la UNAM a sus maestros del exilio republicano español (1989).  Premio "Vector de Oro", Unión Panamericana de Asociaciones de Ingenieros, Santo Domingo, República Dominicana (1992).  Académico de Honor, Academia Mexicana de Ingeniería (1994).



## PRESENTACIÓN

La Conferencia Magistral con que concluyó el programa técnico del XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, llevado a cabo en junio de 1996 en Acapulco, Gro, bajo los auspicios de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, estuvo a cargo del Maestro Óscar de Buen López de Heredia, quien escogió el tema "**Diseño sísmico: una visión de la práctica**". En vista de la riqueza de su contenido, reflejo de la amplia experiencia, profunda visión y gran sentido crítico de su autor, los editores de la Revista de Ingeniería Sísmica juzgaron de mucha importancia poner dicha conferencia al alcance de todos los miembros de la Sociedad, dedicándole este número especial, que también constituye un pequeño reconocimiento a una labor excepcional en la práctica profesional y en la formación de ingenieros.

Por todo lo anterior, considero un gran privilegio haber sido invitado para ofrecer a los lectores de la Revista algunos comentarios sobre el alcance y la trascendencia de esta nueva contribución del Maestro de Buen al acervo de experiencias, de conocimientos y, sobre todo, de visiones realistas de la práctica del diseño estructural. Acepté la invitación con el gusto que me da poder contribuir al reconocimiento de quien hace más de cuarenta años, como mi maestro, me encaminó hacia la ingeniería estructural, y de quien he seguido aprendiendo desde entonces. También la acepté con el temor de no poder responder al reto de transmitir en unas cuantas líneas las enseñanzas más importantes que se desprenden de la conferencia. No pretendo hacer esto, pues creo que si lo intentara acabaría escribiendo de nuevo el documento completo, dada la profusión de conceptos y lecciones que contiene. Cada lector estará interesado en estudiarlo con detenimiento a fin de sacar el mayor provecho. Me limitaré, pues, a presentar un bosquejo del contenido y a destacar algunos conceptos que, a pesar de su importancia, no suelen reconocerse abiertamente o recibir la atención que ameritan.

El alcance del documento es comprensivo: cubre todas las actividades del diseño sísmico de una construcción, desde su concepción en términos funcionales y estéticos, hasta la definición de las especificaciones sobre propiedades de materiales y miembros estructurales y no estructurales, y las conexiones entre ellos, incluyendo los aspectos de supervisión y control de calidad. Su gran amplitud no le impide ser profundo al describir las posibilidades y las limitaciones de los conceptos y métodos de la práctica actual. Por ello, su lectura beneficiará tanto al especialista como al que únicamente tenga en la ingeniería sísmica un interés general. Siendo una "visión de la práctica", como su título lo indica, el trabajo describe en detalle todas las etapas del proceso de análisis y diseño sísmico, enfatizando las

incertidumbres asociadas con cada uno de los elementos que aparecen en dicho proceso: las solicitaciones sísmicas, las propiedades de la construcción y la forma de modelarlas, los métodos de cálculo de respuestas y la relación entre la obra que se proyecta y la que se construye. Acompañan a esta descripción una reseña sobre la evolución de las normas de diseño sísmico en México y un conjunto de preocupaciones sobre la escasa interacción entre los distintos especialistas, como el arquitecto y los ingenieros estructural y geotécnico, que participan en el proyecto de una obra, y toman individualmente decisiones que determinarán en gran medida la posibilidad de lograr una construcción eficiente, confiable y poco vulnerable ante solicitaciones sísmicas de intensidades y características extremadamente inciertas.

Al hablar del proceso de diseño, se hace notar la importancia de escoger una configuración adecuada: "una vez elegida una configuración desventajosa, puede ser imposible obtener un edificio sano, aunque el diseño estructural sea correcto". Los errores en la concepción general de la estructura que deberá resistir las acciones sísmicas son causa frecuente de daños severos. No pocas veces tales errores provienen de la falta de entendimiento de la sensibilidad de la respuesta dinámica de construcciones reales, de comportamiento no lineal y susceptible a la acumulación de daño, a efectos no considerados explícitamente en los procedimientos convencionales de diseño sísmico, sea por la complicación exagerada que introducirían en el proceso de análisis, sea por la gran distancia que existe entre la elevada capacidad de análisis que nos ofrecen las herramientas modernas de computación electrónica y la muy limitada que tenemos para construir modelos matemáticos que representen con suficiente precisión el comportamiento de las construcciones reales. Hemos de reconocer que, a pesar de lo mucho que podemos aprender en forma genérica utilizando estas herramientas en programas de investigación, en el proyecto de estructuras en la práctica la calibración de los resultados de cálculos con la respuesta de sistemas reales sigue siendo la única forma confiable de validar modelos matemáticos y métodos de análisis. Desafortunadamente, la posibilidad de aprovechar las observaciones sobre comportamiento sísmico de estructuras reales para actualizar criterios y normas de análisis y diseño se ve restringida, dado que "las estructuras actuales presentan, con frecuencia, problemas que no había hace unos cuantos años, cuando la arquitectura se basaba, principalmente en formas prismáticas, mientras que los edificios contemporáneos suelen ser muy irregulares, tanto en planta como en elevación".

La sección dedicada a las **solicitaciones** hace notar, por un lado, las grandes incertidumbres que afectan a nuestro conocimiento sobre las características probables de los temblores futuros y, por otro, la simplicidad de los modelos adoptados para especificar las acciones de diseño: los coeficientes sísmicos y los espectros de respuesta. Para quien diseña

debe estar claro que con estas acciones especificadas no se pretende predecir el comportamiento esperado de una construcción ante el peor evento sísmico que pueda afectarla, sino dar lugar a la construcción de un sistema que presente un riesgo suficientemente bajo de sufrir fallas catastróficas, y que limite las consecuencias económicas esperadas de los daños causados por sismo a niveles congruentes con los montos de las inversiones iniciales y de mantenimiento que se requieren para controlar dichos daños. De nuevo, este tipo de consideraciones lleva a concluir que no basta para lograr un nivel adecuado de seguridad el diseñar una estructura de manera que satisfaga los requisitos de resistencia y rigidez que establecen las normas en términos de un análisis estático o un análisis dinámico lineal convencional: es necesario que la estructura posea capacidad de deformación y líneas de defensa que le permitan adaptarse a demandas sísmicas que puedan no quedar cubiertas por las solicitaciones especificadas para el diseño.

Asociada a la simplicidad de los modelos empleados para especificar las solicitaciones sísmicas para diseño, se encuentra la incapacidad de dichos modelos para tomar en cuenta algunas características de los temblores (duración, evolución del contenido de frecuencias) y algunas peculiaridades de las construcciones (asimetrías, discontinuidades en la distribución espacial de rigideces y resistencias, disparidad de las capacidades de deformación de distintos elementos) que pueden afectar radicalmente la respuesta y las demandas locales o globales de ductilidad. El resultado es que el nivel de seguridad que se logra con los formatos de diseño que emplean las normas vigentes puede variar mucho de una estructura a otra. De ahí la importancia de los esfuerzos que se dedican en diversos países al desarrollo y calibración de formatos avanzados de diseño sísmico que, aprovechando y adaptando muchos de los conceptos usuales en la práctica actual, permitan lograr niveles congruentes de seguridad en estructuras de características diversas.

De acuerdo con la filosofía actual del diseño sísmico, nos dice el Maestro de Buen que "los edificios deben resistir temblores menores sin sufrir daños, temblores moderados sin daños estructurales, pero con algunos daños en elementos no estructurales, y temblores muy intensos sin colapso, pero con daños estructurales y no estructurales, que pueden ser severos". Pero puede ocurrir que, "aunque no se presente el colapso, los daños que sufra la estructura sean tales que no resulte económico repararlos, y la construcción se pierda por completo". Las experiencias derivadas de los últimos eventos destructivos apuntan a la conveniencia de realizar estudios costo-beneficio para revisar los criterios de diseño actuales, en lo que se refiere a medidas para reducir las pérdidas económicas, pues todo parece indicar que son justificables inversiones con estos fines más cuantiosas que las actuales, en virtud de los

ahorros que se lograrían en los costos directos e indirectos de los daños. Esto nos lleva a otro tema de actualidad en la revisión que se realiza sobre la filosofía del diseño sísmico: nuestro objetivo no debe limitarse a resolver el problema de la seguridad y del control de daños ante la intensidad máxima probable en un sitio, sino a lograr una solución óptima en un marco de referencia que contemple el ciclo esperado de vida de la construcción: eventos múltiples, daño acumulado, reparación y mantenimiento, etc. El empleo de elementos disipadores de energía y la selección de secciones y miembros donde deban concentrarse los daños de manera de propiciar acciones de reparación expeditas y poco costosas son ejemplos de prácticas que deben analizarse dentro de este planteamiento del diseño sísmico.

La práctica de seleccionar previamente las secciones donde habrán de concentrarse las deformaciones no lineales, la disipación de energía y, por ende los daños, forma parte de la filosofía de **diseño por capacidad** de estructuras dúctiles, a cuyos fundamentos y ventajas dedica considerable atención el trabajo que nos ocupa. Dicha filosofía ha sido incorporada, en mayor o menor grado, en todos los reglamentos de diseño sísmico. Surge en respuesta a la imposibilidad de predecir con precisión los movimientos del terreno y las respuestas estructurales. La atención ha de concentrarse, se recomienda, en lograr una secuencia deseable en el deterioro y la destrucción eventual de la compleja cadena de resistencia de una estructura, jerarquizando sus modos de falla. En estas condiciones el diseño se orienta a distribuir las propiedades de resistencia y ductilidad del sistema de manera de obtener el modo de falla más conveniente. En las palabras del autor, se trata de una poderosa herramienta de diseño, cuya simplicidad y atractivo provienen de que el diseñador ordena a la estructura "qué es lo que debe hacer", en vez de preguntarle, por medio de un análisis, "qué puede hacer". La sección dedicada a **diseño** concluye con una relación de conceptos que pueden ocasionar disminuciones drásticas de la resistencia de los sistemas estructurales, sobre todo ante temblores de larga duración.

En las últimas páginas antes de presentar las conclusiones, el autor aborda la complicada secuencia de experiencias, sorpresas, estudios, nuevas experiencias, nuevas sorpresas y nuevos estudios que constituyen la historia del desarrollo paralelo de la investigación y la práctica de la ingeniería sísmica. Emplea como ejemplo el temblor de *Northridge* de 1994 y la evolución de las recomendaciones para diseño sísmico de estructuras de acero.

Se parte de que, "como en casi todas las actividades humanas, en la ingeniería estructural la práctica precede a la teoría y a la investigación, el arte a la ciencia". Es una fortuna que así sea, pues de otra manera nunca habrían existido, por ejemplo, ni los puentes romanos ni las

catedrales góticas. Esta forma de evolución explica en parte el gran número de fallas, afortunadamente sin consecuencias catastróficas, observadas en juntas soldadas en marcos rígidos de edificios durante el temblor de *Northridge*, pues desde 1949 las normas AISC permitían el empleo de la soldadura para dichas juntas, pero por muchos años no dieron información detallada sobre su diseño. Lo más preocupante es que esto no explica las fallas que se presentaron en construcciones modernas, diseñadas con criterios basados en resultados de investigaciones experimentales, respaldados por modelos analíticos. Presenta el autor tres explicaciones posibles para estas discrepancias: o los métodos de diseño propuesto eran inadecuados, o se aplicaron a juntas muy diferentes de las que les sirvieron de base, o el temblor de *Northridge* tuvo características inesperadas. Cualquiera que sea la explicación, son evidentes las limitaciones de los métodos de análisis de respuesta y verificación de la seguridad que ignoran incertidumbres tan grandes sobre el comportamiento de las conexiones y las secciones críticas de las construcciones.

Para concluir, lamenta el Maestro de Buen el excesivo peso que en las últimas décadas se ha dado a los estudios teóricos y a los métodos de análisis con respecto a la filosofía del diseño. Aparentemente, la disponibilidad de medios de cálculo con posibilidades no imaginadas hace unas cuantas décadas nos ha hecho creer que somos capaces de predecir con precisión la respuesta sísmica de sistemas complejos, nos ha hecho olvidar lo poco que conocemos de las excitaciones probables y del comportamiento de materiales y miembros estructurales ante sollicitaciones de gran intensidad y, por tanto, ha desalentado la filosofía de diseño que se preocupa más por proporcionar a una estructura líneas de defensa que la protejan ante condiciones diferentes que las que proporciona la computadora. Esta falta de actitud crítica ante las incertidumbres asociadas con los resultados de los modelos matemáticos afecta también a profesionales de otras ramas de la ingeniería.

Concluyo con otras dos grandes preocupaciones expresadas en la conferencia, y sin duda relacionadas; "... la mayor parte de los artículos de las revistas especializadas parece dirigida a otros investigadores, y han desaparecido, casi por completo, los trabajos que describían aplicaciones de carácter práctico..." y "... es peligroso que la redacción y actualización de los reglamentos quede en manos, casi exclusivamente, de profesores e investigadores, con muy poca participación de los ingenieros que las utilizarán".

Estas afirmaciones hablan de la insuficiente vinculación entre el medio académico y el profesional, entre la investigación y la práctica. Desafortunadamente, describen una situación real, que debemos reconocer, y corregir, todos, sin importar de qué lado nos encontremos.

Solo así podremos garantizar que las investigaciones se dirijan a los problemas más significativos, que sus resultados lleguen a quienes puedan aplicarlos y que el medio en general esté consciente de los problemas y las limitaciones de la práctica vigente, como un requisito para superarlos. He aquí un campo al que la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y sus contrapartes en el mundo deberán dedicar muchos esfuerzos.

Reitero mi reconocimiento al Maestro de Buen por esta rica aportación de conocimientos, experiencias y juicios de que seguramente será para cada lector, como lo ha sido para mí, una fuente inagotable de reflexiones y estímulos para contribuir a superar algunos de los muchos retos que presenta la Ingeniería Sísmica, tanto en la investigación como en la práctica.

***Luis Esteva Maraboto***

Presidente del Comité Organizador  
XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica

# DISEÑO SÍSMICO: UNA VISIÓN DE LA PRÁCTICA

*Óscar de Buen López de Heredia*

## RESUMEN

Se describen las etapas del proceso de diseño estructural en zonas sísmicas, señalando las diferencias con el diseño convencional. Se enfatiza la importancia de la colaboración entre todos los que intervienen en él. Se comentan los métodos con los que se cuenta para el análisis y diseño sísmico, y se señalan sus limitaciones. Se utiliza el temblor de *Northridge* para señalar las incertidumbres de los métodos de análisis y diseño. Finalmente, se presentan recomendaciones para mejorar el diseño y construcción de edificios en zonas sísmicas.

## ABSTRACT

A description of the usual steps of the process of structural design for seismic regions, showing the differences with conventional design is presented. Emphasis is given to the importance of collaboration of all participants in that process. Comments are made about methods available for seismic analysis and design; its limitations are pointed out. The *Northridge* earthquake is used as a case study to draw attention to the uncertainties associated to the design and analysis methods. Finally, some recommendations are made to improve the practice of design and constructions of buildings in earthquake prone areas.



## INTRODUCCIÓN

En este trabajo se pretenden presentar los principales aspectos del diseño estructural en zonas sísmicas, desde el punto de vista de un ingeniero que se dedica a la práctica profesional, no a la investigación o la docencia, para quien la ingeniería sísmica no es un fin en sí misma, sino una ciencia aplicada, que debe proporcionarle las bases para realizar diseños económicos y seguros.

La literatura técnica es tan extensa, que para el ingeniero estructural resulta imposible mantenerse al día en un campo como la ingeniería sísmica, sobre todo si se tiene en cuenta que, a pesar de su gran importancia, no es la única disciplina que debe conocer para desempeñar adecuadamente sus actividades; por eso son tan importantes los reglamentos, a través de los cuales recibe los resultados de

las investigaciones y la experiencia de ingenieros distinguidos, y por eso es tan importante incluir en ellos los nuevos conocimientos, provenientes de investigaciones teóricas y experimentales y, con frecuencia, del estudio del comportamiento de los edificios durante los temblores que se presentan en las diversas partes de nuestro planeta.

La ingeniería sísmica es una disciplina cada vez más extensa y complicada; sin embargo, debe hacerse un esfuerzo para simplificar los métodos de análisis y diseño de manera que un ingeniero bien preparado pueda resolver, por sí mismo, la mayor parte de los problemas, y sólo tenga que recurrir a especialistas para el diseño de estructuras de gran importancia y complejidad.

## EL PROCESO DE DISEÑO

Se inicia con la identificación de una necesidad que requiere algún tipo de construcción para ser satisfecha, y con la realización del estudio socio-económico que demuestre su factibilidad.

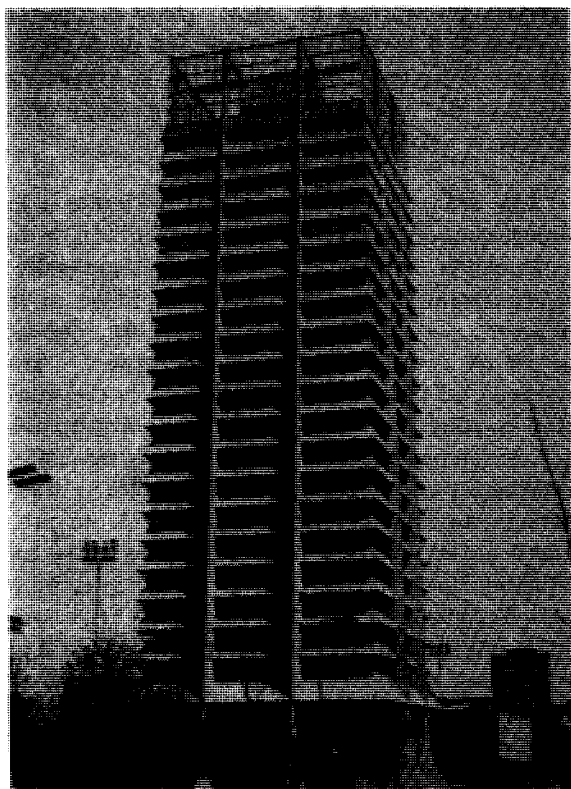
El lugar donde se hará la nueva edificación no suele estar en discusión, aunque sea en una zona de alta sismicidad, como las ciudades de México, San Francisco o Tokio; aceptando esa realidad, se habrá de obtener un edificio seguro y cuyo funcionamiento no se vea afectado seriamente por los temblores.

El campo de la ingeniería estructural es muy extenso; este trabajo se refiere sólo a edificios urbanos de varios pisos, para oficinas o vivienda, que constituyen un porcentaje elevado de las construcciones y son, además, hacia los que se ha dirigido la mayor parte del esfuerzo realizado por la ingeniería sísmica.

Tomada la decisión de construir, se elabora un anteproyecto arquitectónico del edificio que considere todos los aspectos, económicos y funcionales, que llevaron a esa decisión. Desde esta etapa debe intervenir un equipo multidisciplinario que colabore con el arquitecto,

quien debe tener muy en cuenta, desde que empieza a desarrollar sus ideas, las restricciones impuestas por las instalaciones y equipos que requiere la operación del edificio y, sobre todo, por la necesidad de contar con una estructura, indispensable para dar forma a la construcción, crear los espacios que la constituyen y soportar, segura y económicamente, las cargas y acciones de otros tipos que actuarán sobre ella durante toda su vida útil.

El arquitecto desempeña un papel predominante como cabeza y coordinador del grupo interdisciplinario necesario para desarrollar el proyecto de cualquier construcción urbana de importancia, por lo que debe aceptar su responsabilidad como director de ese grupo. Son frecuentes los edificios con configuraciones escogidas por un arquitecto que sufren daños porque su comportamiento ante sismos es inadecuado. Una vez elegida una configuración desventajosa, puede ser imposible obtener un edificio sano, aunque el diseño estructural sea correcto. No sólo el ingeniero estructural, sino también el arquitecto, deben estar familiarizados con los efectos que las características de los materiales, la configuración geométrica, y la



distribución de elementos de carga y rigidez, tienen sobre el comportamiento sísmico de los edificios. Y los dos deben estar conscientes de la responsabilidad que comparten.

En la elección del sistema estructural que resistirá los temblores ha de cuidarse la configuración en planta y elevación del edificio, y la distribución de masas y rigideces a lo alto de él. Algunas de las reglas más importantes son:

1) Son deseables configuraciones sencillas en planta, como círculos o rectángulos no muy alargados, para evitar concentraciones de fuerzas en zonas localizadas, y lograr un trabajo adecuado de la estructura en conjunto.

2) Los centros de rigidez de los diversos niveles deben estar cerca de los centros de masa, para minimizar las deformaciones y esfuerzos producidos por la torsión.

3) Las masas de los niveles y las rigideces de entresuelo han de distribuirse uniformemente con la altura, evitando cambios bruscos entre niveles sucesivos, que tienden a producir

deflexiones muy grandes en algunos entresuelos, y hacen que se concentren en ellos las demandas de ductilidad, que pueden llegar a ser excesivas.

4) Se recomienda que el diseño se haga de manera que las columnas sean más resistentes que las vigas adyacentes, pues la capacidad de deformación inelástica es mayor en las vigas, que tienen fuerzas axiales mínimas y, además, la falla de una columna es más crítica que la de una viga.

5) Deben proporcionarse trayectorias continuas y sencillas entre todos los puntos en los que actúen las acciones sísmicas y la cimentación, y ha de procurarse que la hiperestaticidad de la estructura sea elevada, para que las trayectorias posibles sean varias, y la seguridad no dependa de uno sólo o de pocos elementos estructurales.

Las estructuras actuales presentan, con frecuencia, problemas que no había hace unos cuantos años, cuando la arquitectura se basaba, principalmente, en formas prismáticas, mientras que los edificios contemporáneos suelen ser muy irregulares, tanto en planta como en elevación.

Aquí se advierte la diferencia de enfoque entre ingenieros estructuralistas y arquitectos: un destacado investigador estadounidense ha afirmado que “desde el punto de vista de la resistencia a cargas gravitacionales, las decisiones arquitectónicas y estructurales pueden hacerse por separado, pero en lo que concierne a la resistencia a los temblores, separar al ingeniero del arquitecto es una fórmula que invita al desastre”.

La tendencia arquitectónica actual, en edificios altos o de altura media, es hacia la obtención de formas libres, que creen un exterior llamativo, y proporcionen espacios interiores irregulares, atractivos para los ocupantes del inmueble; además, se buscan construcciones originales, con personalidad propia. El ingeniero estructural no juega, con frecuencia, un papel predominante en la determinación de la forma del edificio; el arquitecto se siente libre de restricciones estructurales, y el ingeniero tiene que buscar dónde

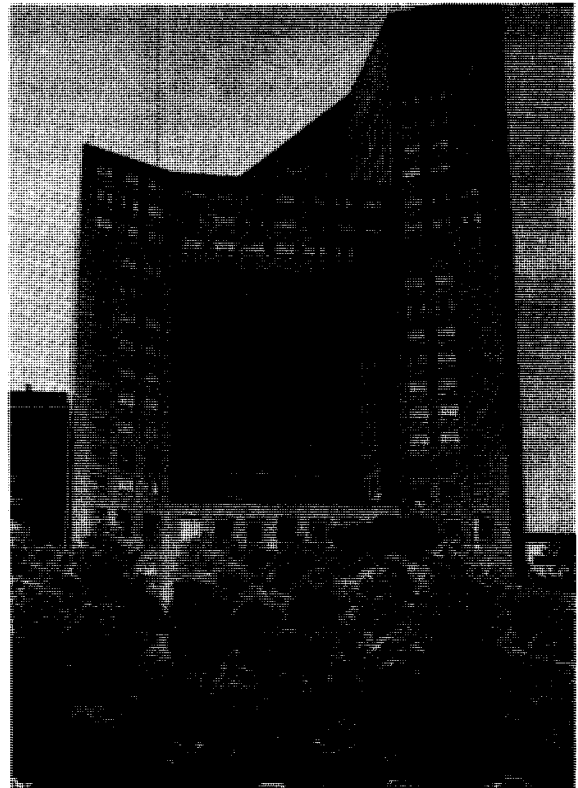
colocar los elementos que resistirán las cargas gravitacionales y las acciones sísmicas, sin interferir con la forma ni con el funcionamiento del edificio, y cómo interconectarlos, para obtener la continuidad necesaria a lo alto de la construcción. Se obtienen así soluciones híbridas, no siempre convenientes desde el punto de vista del comportamiento sísmico, que sólo pueden analizarse gracias al enorme poder de las computadoras electrónicas.



En esta etapa se selecciona el material más conveniente, se elige el sistema estructural, y se escogen las posiciones más adecuadas para traveses, columnas, muros de rigidez y contravientos verticales, todo ello dentro de las restricciones impuestas por el proyecto arquitectónico, buscando obtener una estructura capaz de resistir sollicitaciones dinámicas intensas, que cambian de sentido un buen número de veces durante cada temblor, y que no sufra deterioros que disminuyan su resistencia ante sismos posteriores. Ha de contarse con elementos rígidos y resistentes ante acciones horizontales, distribuidos de manera que no haya torsiones excesivas, y tiene que lograrse un equilibrio entre la resistencia y la

rigidez de cada uno de ellos. Debe escogerse también el mecanismo de absorción de energía, del que dependerá la capacidad de la estructura de responder inelásticamente durante temblores de tierra intensos.

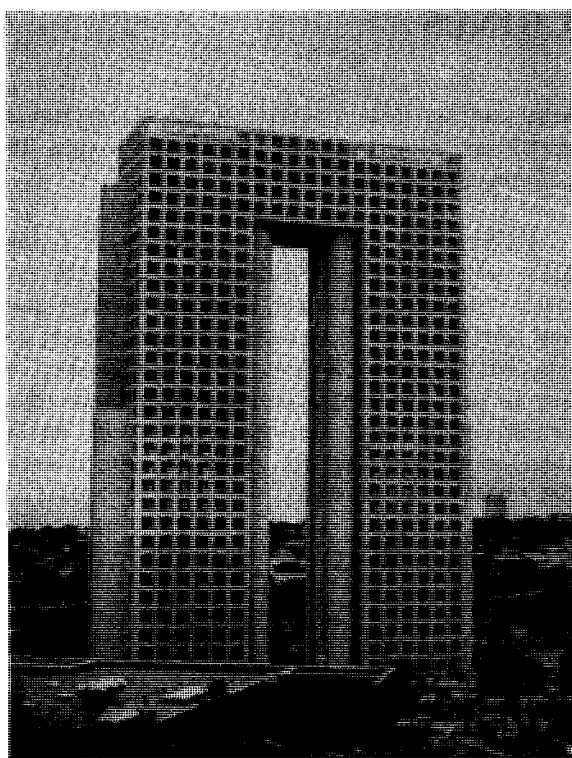
Los anteproyectos no deben limitarse a la superestructura; han de incluir, también, a la cimentación. Poco influye aquí, aparentemente, el arquitecto, a quien no le corresponde, ni le importa, esa parte de la construcción, que ni se ve ni interfiere con su operación. Sin embargo, el tipo y características de la cimentación quedan, en buena medida, determinados por decisiones arquitectónicas, que dictan cómo y en qué puntos llegan las cargas que le transmite la superestructura. Por ejemplo, un proyecto arquitectónico mal concebido, para un edificio alto y esbelto, puede hacer que, bajo acciones sísmicas severas, aparezcan tensiones netas importantes en algunas columnas, lo que ocasionará problemas de difícil solución en el diseño de la cimentación.



Aquí, el principal colaborador del ingeniero estructural es el especialista en mecánica de suelos. El trabajo en conjunto debe ser más

fácil que con el arquitecto, pues ambos son ingenieros y persiguen los mismos fines, la seguridad y el comportamiento adecuado de la construcción; sin embargo, no ha sido en el pasado tan fructífero como podría esperarse. También aquí hay una fuente de posibles problemas, de mucha importancia en zonas sísmicas, en las que la interacción terreno-cimentación-superestructura adquiere gran relevancia.

De entre varios anteproyectos factibles se escoge el más adecuado, el que, una vez desarrollado hasta el nivel de detalle necesario, se convierte en el proyecto definitivo.



Enseguida se determinan las acciones que habrá de resistir la estructura. Las cargas vivas dependen sólo del uso que se le dará al edificio, y no de las características de la construcción ni de su ubicación geográfica, pero los incrementos en ellas, respecto a las de diseño, sea por sobrecargas, intencionales o no, o por cambio de uso, son más importantes en estructuras construidas en zonas sísmicas, pues no solo crecen las cargas verticales, sino también las acciones producidas por los temblores. Las cargas muertas son función de algunas pro-

iedades de la edificación, entre ellas el peso propio de la estructura; su determinación no difiere, de manera significativa, en las estructuras diseñadas para zonas sísmicas. En cambio, a diferencia de los efectos del viento, que en las construcciones urbanas dependen, casi exclusivamente, de su forma y dimensiones exteriores, la respuesta sísmica es función, en muy buena parte, de las propiedades de la estructura y de la relación que guardan con las del terreno y con las características de los temblores a los que se verá sometida. Aquí radica una de las particularidades más importantes de la ingeniería en zonas sísmicas.

Determinadas las solicitaciones, se utiliza el análisis estructural para evaluar los efectos que ocasionan en la estructura.

Por su gran complejidad, la mayoría de las edificaciones deben simplificarse drásticamente para poderlas analizar: no se analiza el edificio real, sino un modelo del mismo. La elección de un modelo satisfactorio, que incluya las características más significativas de la construcción, es básica para que el análisis tenga algún sentido; de nada sirven los métodos más refinados, y matemáticamente más elegantes y exactos, si el modelo no representa de manera adecuada a la edificación real, o si ésta no se construye para que se comporte como se supuso que lo haría al elaborarlo. La concordancia entre el modelo y la construcción es mucho más importante, y difícil de lograr, en el análisis ante fuerzas sísmicas que en el de carga vertical, por la trascendencia de fenómenos como la interacción de elementos estructurales y no estructurales, la relación entre resistencias, rigideces y ductilidades, la configuración espacial de la construcción, y el comportamiento conjunto de cimentación y superestructura.

El producto del análisis son los elementos mecánicos, momentos flexionantes, fuerzas cortantes y normales, y momentos de torsión, que habrán de ser resistidos por cada uno de los miembros que constituyen la estructura, y por la estructura completa. El diseño consiste en determinar sus dimensiones de manera que se obtengan resistencia adecuada y condiciones de servicio satisfactorias. Si no se logra alguno de estos objetivos, puede ser necesario un

nuevo análisis, con las dimensiones modificadas de los elementos estructurales.

El comportamiento adecuado ante sismos exige un diseño mucho más cuidadoso que el requerido para cargas gravitacionales, que permita jerarquizar las posibles formas de falla, evitando fenómenos que ocasionen disminuciones drásticas en resistencia o capacidad de absorción de energía.

Los resultados del diseño obligan, a veces, a modificar el proyecto arquitectónico lo que, a su vez, puede hacer necesarios nuevos análisis y diseños.

El proceso termina con la elaboración de los documentos con los que se transmiten sus resultados al constructor. Se preparan planos y especificaciones, de importancia capital, pues con ellos se efectúa la construcción, resultado final de todo el proceso.

También la construcción exige un cuidado mucho mayor que en zonas no sísmicas, sobre todo en lo relativo a los detalles de los que depende la supervivencia de las estructuras durante temblores de tierra intensos.

## SOLICITACIONES

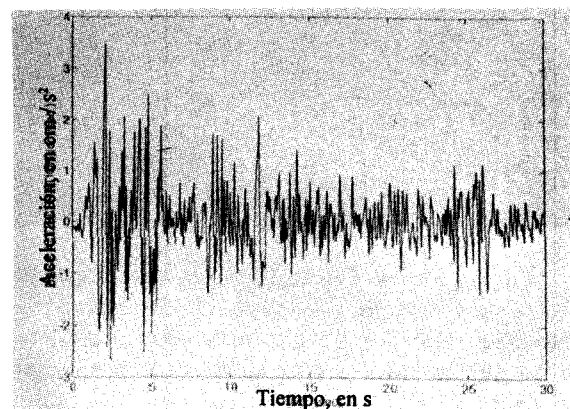
El objeto de una construcción urbana es crear espacios en los que se viva y trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort; para ello, la estructura debe tener resistencia suficiente para soportar la combinación de efectos producidos por cargas verticales y viento o sismo, y rigidez adecuada para que sus deformaciones, bajo esos efectos, no sean excesivas, con lo que se evita el pánico entre los ocupantes, al menos en temblores no demasiado intensos, se reducen los daños en elementos no estructurales y en instalaciones, y se regulan los efectos de segundo orden, provenientes de la interacción de cargas verticales y desplazamientos horizontales, que pueden influir, de manera significativa, en la resistencia de estructuras flexibles y propiciar, inclusive, fallas por inestabilidad.

Las cargas muertas y vivas se determinan, en general, con buena precisión. En cambio, las incertidumbres relativas a las acciones producidas por viento y sismo son muy grandes, pues se trata de fenómenos naturales, que el hombre no controla. Sin embargo, los vientos intensos son frecuentes, y se sabe mucho sobre ellos, lo que permite determinar sus valores de diseño de manera confiable. No sucede lo mismo con los temblores de tierra, cuyas intensidades y características son por ahora, y quizá lo serán siempre, impredecibles.

Buena parte de las incertidumbres del diseño en zonas sísmicas, que hace que difiera de todos los problemas restantes de diseño estructural,

proviene del desconocimiento de las acciones máximas a que puede verse expuesta la construcción.

La base del diseño sísmico de los edificios no es el temblor más intenso que deberán resistir, que no se conoce, sino los sismos que han afectado, en el pasado, el lugar donde se construirán; como la información cuantitativa que se posee es muy limitada, de unas cuantas décadas a lo sumo, que son un instante en la vida de nuestro planeta, poco se sabe acerca del temblor de diseño.



La intensidad probable del temblor de diseño depende también del periodo de retorno que se considere, relacionado con la vida útil de la construcción; aquí se origina otra fuente de incertidumbres, pues los edificios no se demuelen cuando termina su vida útil de diseño,

sino se conservan hasta que dejan de ser convenientes económicamente.

Hay evidencia creciente de que para periodos de retorno muy largos, adecuados para revisar estados límite de falla, la aceleración máxima posible del suelo no depende de la sismicidad de la zona o de la cercanía a una falla geológica importante. Por ejemplo, se piensa que cuando los periodos de retorno se miden en miles de años, pueden presentarse niveles máximos de movimientos de tierra, semejantes a los de la costa oeste, en grandes regiones de la costa este y del oeste medio de los Estados Unidos. Los terremotos de Lisboa, en el siglo XVIII, y de Nueva Madrid, en el XIX, constituyen evidencia de esta hipótesis. ¿Qué sucedería con la ingeniería sísmica moderna si un terremoto devastador sacudiese, por ejemplo, la ciudad de Nueva York?

La ingeniería estructural en zonas sísmicas se enfrenta con un problema que, aparentemente, no tiene solución: escoger sistemas estructurales, y dimensionar los elementos que los componen, para que resistan solicitaciones desconocidas, por medio de mecanismos de respuesta que tampoco se comprenden por completo.

La amplitud y el contenido de frecuencias de las ondas que produce un sismo en un sitio dado dependen de la magnitud del sismo, de la distancia del sitio a la zona donde se generó, de las propiedades mecánicas del medio que atraviesan para llegar al sitio, y de las características del suelo en éste. Puede haber amplificaciones de ondas de determinadas frecuencias cuando pasan por estratos de suelos con ciertas propiedades, con lo que aumenta o disminuye la amplitud de los movimientos, y su frecuencia varía. Las características del suelo en el sitio son determinantes: de todos son conocidas las enormes amplificaciones que se presentan en la zona de los antiguos lagos, en la que está construida buena parte de la ciudad de México, sobre gruesas capas de arcillas con grandes contenidos de agua.

Como las ondas que originan el movimiento del suelo en que se desplanta una construcción provienen de la zona de ruptura de una falla, llegan al edificio con una dirección determinada, pero las características de esas ondas, su inter-

acción y los efectos locales, geológicos y topográficos, hacen que el movimiento real del suelo resulte aleatorio, predominantemente horizontal, con algún énfasis direccional, y con un componente vertical que puede ser importante. En lo que se refiere a un edificio determinado, los efectos de un temblor se ven afectados hasta por las características de las construcciones vecinas, su geometría, masa y tipo de cimentación.

El estudio de los mecanismos que originan los terremotos, y de cómo se transmiten sus efectos al terreno que rodea a la zona de ruptura, no les corresponde a los ingenieros estructurales, sino a los geofísicos, geólogos y sismólogos; al ingeniero estructural le interesan las acciones sísmicas más desfavorables que habrá de resistir el edificio que se proyecta construir en un lugar determinado, pero él, como persona, no está capacitado para evaluarlas: le faltan preparación básica, acceso oportuno a toda la información relevante y, sobre todo, tiempo.

Hay organismos, en instituciones educativas, profesionales y oficiales, que realizan los estudios de sismología, sismicidad y riesgo sísmico, necesarios para determinar las acciones de diseño que se mencionan arriba, las que se ponen en conocimiento de los ingenieros que proyectarán las estructuras por medio de un reglamento de construcciones, de carácter legal y obligatorio; toda la información obtenida por medio de estudios laboriosos y complicados, realizados a lo largo de años de mediciones de temblores reales, de interpretación de la información obtenida, y de desarrollo y aplicación de complejos y elegantes modelos matemáticos, se reduce a dos datos principales, en los que se basa el diseño estructural: el coeficiente sísmico y el espectro de diseño.

El coeficiente sísmico,  $c$ , es un índice de la acción de diseño; es la base de los espectros de diseño, y se usa directamente para evaluar, con métodos estáticos, las acciones horizontales que habrán de ser resistidas por la estructura.

En la tabla se indica la evolución de los coeficientes sísmicos especificados en los reglamentos de construcciones para el Distrito Federal, para los tipos de estructuras más comunes, desde 1942 hasta nuestros días.

**COEFICIENTES SÍSMICOS EN LOS REGLAMENTOS DEL DISTRITO FEDERAL**

AÑO	GRUPO	ESTRUC- TURACIÓN	COEFICIENTE SÍSMICO			CASO	Q	COEFICIENTE SÍSMICO / Q			GRUPO A
			ZONA I	ZONA II	ZONA III			ZONA I	ZONA II	ZONA III	
1942	III A VI			0.025							I.- x 4.0 II.- x 2.0
1957*	B	TIPO 1	0.05	0.06	0.07						x 2.00
1966	B	TIPO 1	0.04		0.06						x 1.30
1976	B	TIPO 1	0.16	0.2	0.24	2	4	0.04	0.05	0.06	x 1.30
1985*	B	TIPO 1	0.16	0.27	0.4	1	4	0.04	0.068	0.1	x 1.50
1987	B	TIPO 1	0.16	0.32	0.4	1	4	0.04	0.08	0.1	x 1.50
1993	B	TIPO 1	0.16	0.32	0.4	1	4	0.04	0.08	0.1	x 1.15

\* Normas de emergencia

El de 1942 fue el primer reglamento que incluyó recomendaciones para diseño sísmico. Los edificios para vivienda y oficinas se diseñaban con un coeficiente de 0.025, por el que se multiplicaban los pesos de los niveles para obtener las fuerzas horizontales equivalentes, como si la edificación se desplazase como cuerpo rígido; esas fuerzas se aplicaban a los marcos según sus áreas tributarias, sin tener en cuenta las rigideces relativas, los muros no se incluían en el análisis, y no se consideraban torsiones. El coeficiente sísmico era independiente de las características geométricas y estructurales de la construcción. No se revisaban los desplazamientos laterales de entrepiso. Los edificios de altura no mayor de 16 m (cinco pisos, aproximadamente), no requerían diseño por sismo.

Escuelas, hospitales y otros edificios importantes se diseñaban con un coeficiente sísmico de 0.10.

Aun siendo tan burdas, las recomendaciones anteriores no eran del todo ilógicas en una época de construcciones de pocos pisos, que tenían fachadas de materiales pétreos, muy rígidos y resistentes y poseían, además, un buen número de muros divisorios, también de elevada rigidez y resistencia; esos elementos han sido, sin duda, responsables del buen comportamiento, ante temblores intensos, de la mayoría de las construcciones mencionadas.

Después de la segunda guerra mundial, por requisitos de funcionamiento, la aparición de

nuevos materiales y sistemas constructivos, y la moda arquitectónica, se empezaron a construir edificios, sobre todo para oficinas, con fachadas de cancelas de lámina y vidrio, y sin muros divisorios resistentes, exceptuando los de elevadores y servicios que, muchas veces, por su posición en planta ocasionaban torsiones importantes, que no se incluían en el análisis.



La resistencia y rigidez laterales de esos edificios son proporcionadas, casi exclusivamente, por la estructura. Los factores anteriores se combinaron con claros más grandes y materiales de mayor resistencia, con los que se obtienen vigas y columnas más pequeñas, y menor rigidez. Se utilizaron estructuras de concreto con losas planas, aligeradas con casetones huecos, y estructuras mixtas, con columnas de acero y losas planas de concreto reforzado. Ante la necesidad de proporcionar espacios para estacionar automóviles, se multiplicaron los edificios de departamentos con plantas bajas libres y pisos superiores con muchos muros divisorios. Todo ello ocasionó disminuciones muy importantes de la resistencia y rigidez laterales de las edificaciones, y concentraciones de demandas de deformación en algunos entrepisos, en una época en que no se sabía nada sobre la influencia de esos factores en la respuesta sísmica.

El reglamento de 1942 permaneció en vigor hasta el temblor del 28 de julio de 1957. Hay, pues, en la ciudad de México un buen número de edificios, construidos entre fines de los años 40 y 1957, de alto riesgo sísmico. La situación es semejante en todas las regiones sísmicas del mundo, como se acaba de poner en evidencia en Kobe, Japón, en enero del año pasado.

Es evidente la lentitud con que se incorporan los nuevos conocimientos a los códigos. Muchas de las limitaciones del reglamento de 1942 se conocían antes de julio de 1957, pues la ingeniería sísmica había evolucionado considerablemente en esos quince años; sin embargo, fue necesario un temblor destructivo para que el reglamento se modificase. Y esa situación se ha repetido, una y otra vez, en la ciudad de México, y en el mundo entero.

Los efectos del temblor del 28 de julio de 1957 demostraron que la respuesta de las construcciones ante un sismo determinado depende de sus características propias y del tipo de suelo en que se desplanta. Para tener en cuenta esos factores, en las normas de emergencia de 1957, emitidas inmediatamente después del terremoto, el Distrito Federal se dividió en tres zonas, y el coeficiente sísmico de diseño se varió en función de la zona en que se encuentra la estructura y de las caracte-

terísticas de la edificación. Los coeficientes más altos corresponden a la zona III, integrada por potentes depósitos de arcilla de origen lacustre, altamente compresibles.

Los coeficientes sísmicos del reglamento de 1966 son un poco menores que los de 1957; también disminuye, de 2.0 a 1.3, el factor por el que han de multiplicarse para diseñar estructuras del grupo A. Las disminuciones se debieron a que se subestimó la intensidad del sismo, y se achacó la mayor parte de los daños estructurales a defectos constructivos.

En 1957 no se contaba con instrumentos en la ciudad de México para medir la intensidad del temblor; el coeficiente de 0.06, en la zona III, se obtuvo, principalmente, de mediciones aproximadas de los desplazamientos relativos de entrepiso en la base de la Torre Latinoamericana, y del valor teórico de su rigidez. Se determinó, por tanto, no la aceleración del terreno, sino la respuesta de una estructura que tiene un periodo de vibración muy alejado del propio del suelo en que se apoya.

El reglamento de 1976 no se debió a ningún evento sísmico, sino al deseo de actualizar el de 1966. En él se introduce, por primera vez, el concepto de ductilidad, por medio del factor  $Q$ , que depende de las características del sistema estructural, entre el que se divide el coeficiente  $c$  para calcular las fuerzas de diseño; se tienen en cuenta, así, las diferentes capacidades de disipación de energía por comportamiento inelástico de los diversos materiales y sistemas estructurales. Los valores de  $c$  y  $Q$  se escogen de manera que se obtengan, para las construcciones más comunes, las mismas fuerzas de diseño que en 1966. No se especifican claramente los requisitos que han de satisfacerse para utilizar los distintos valores del factor de ductilidad  $Q$ ; por ejemplo, no se indica la conveniencia de que las articulaciones plásticas del mecanismo de absorción de energía se formen en las vigas, y se fijan factores  $Q$  iguales para marcos rígidos de acero con vigas de alma llena y de alma abierta, en las que no pueden formarse articulaciones plásticas. El diseño se hace para la acción simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas en la dirección ortogonal.

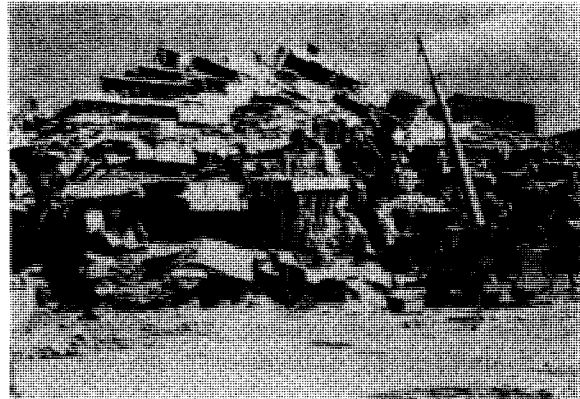


En los años posteriores a 1957 hubo varios temblores en la ciudad, de diversas intensidades; en general, la respuesta de los edificios fue aceptable desde el punto de vista de su resistencia, pero con frecuencia sufrieron daños excesivos en elementos no estructurales; los pocos colapsos de este periodo se atribuyeron a defectos constructivos combinados con estructuraciones inadecuadas. De acuerdo con el comportamiento de los edificios entre 1957 y 1985, y con estudios de sismicidad realizados en ese periodo, parecía que los coeficientes sísmicos de diseño eran adecuados, e incluso conservadores, aunque probablemente conviniere reducir los desplazamientos admisibles de entrepiso.

Los terribles efectos de los terremotos del 19 y 20 de septiembre de 1985 originaron la emisión inmediata de unas nuevas normas de emergencia. En ellas se aumentan significativamente los coeficientes sísmicos de diseño de la zona III, en vista de que todos los edificios colapsados, y la mayoría de los que sufrieron daños importantes, se encontraban en ella; los de la zona II crecen en menor proporción, y no se modifican los de la I, en la que no hubo daños. Hay también cambios en los valores de  $Q$ , que reflejan el comportamiento observado de los edificios, pero se conserva  $Q = 4.0$  para los sistemas estructurales más comunes, aunque haciendo más estrictos los requisitos que han de satisfacerse para tomar ese valor. En el reglamento de 1976 se admitían factores  $Q$  hasta de 6.0, aunque parece que pocos, o ningún edificio, se diseñó con ese valor, pues al utilizarlo el diseño quedaba regido siempre por desplazamientos; en 1985 el factor de ductilidad máximo se limita a 4.0. Aunque los desplazamientos de entrepiso admisibles en 1976 se modifican muy poco, se vuelven, en realidad, mucho más restrictivos, en las zonas II y III, puesto que los límites deben cumplirse con fuerzas sísmicas mucho mayores.

En 1987 se conservan los coeficientes sísmicos de las zonas I y III, y se aumenta el de la II; el resultado final, respecto a 1976, es que se mantiene el coeficiente  $c$  en la zona I y se aumentan, en porcentajes prácticamente iguales, los de las zonas II y III, lo que no concuerda con el comportamiento de las construcciones en las tres zonas, durante los

temblores de septiembre de 1985. Los factores  $Q$ , llamados ahora “factores de comportamiento sísmico”, para indicar que dependen de otros aspectos, además de la ductilidad de la estructura, no tienen cambios significativos.



El reglamento de 1993 es idéntico al de 1987 en todos los aspectos relativos al diseño estructural.



El factor de importancia por el que se multiplican los coeficientes sísmicos de diseño de las construcciones del grupo B para obtener los de las del grupo A ha cambiado varias veces a lo largo del tiempo.

Independientemente de la poca o mucha profundidad y confiabilidad que tengan los estudios con los que se han determinado, en cada caso, los valores de  $c$  y  $Q$ , una vez publicados en el reglamento se vuelven de observancia obligatoria para los ingenieros que diseñan las estructuras que se construyen en el Distrito Federal, quienes tienen que aceptar responsabilidades basadas en ellos, a pesar de haber tenido una participación muy limitada en su elección.

Las magnitudes de los coeficientes sísmicos provienen, principalmente, de la observación del comportamiento de las construcciones durante los temblores que han sacudido a la ciudad desde los años 40; por eso se han conservado, sin cambio, en la zona I, y han crecido significativamente en las otras dos zonas.

Poco se reflejan en ellos los estudios de riesgo sísmico y las investigaciones sobre los temblores de tierra importantes acaecidos en el pasado. El que los edificios construidos en los terrenos firmes que rodean a los antiguos lagos no hayan sufrido daños sólo indica que los últimos temblores destructivos se han originado a gran distancia del Distrito Federal, a lo largo de la costa del Océano Pacífico, pero se sabe que en el pasado hubo temblores con otras características, que ocasionaron daños en estructuras intactas en las últimas décadas. También llama la atención que los coeficientes sísmicos de las Normas de Emergencia de 1985, publicadas un mes después de los temblores de septiembre de ese año, se conserven casi sin cambios en 1993, después de ocho años de estudios muy intensos sobre sismicidad y riesgo sísmico.

Al estudiar la evolución de los espectros elásticos de diseño, que son la base del análisis dinámico modal, se advierten aspectos semejantes a los mencionados en relación con los coeficientes sísmicos, y al compararlos con el espectro del acelerograma registrado el 19 de septiembre de 1985 en los terrenos de la

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) aparecen nuevas y graves incertidumbres.

El espectro de SCT muestra aceleraciones del orden de  $g$  en estructuras elásticas de un grado de libertad con periodo natural fundamental de 2 segundos y cinco por ciento de amortiguamiento, las que crecen hasta  $1.67g$ , aproximadamente, si el amortiguamiento se reduce a dos por ciento del crítico. Es claro que las estructuras construidas en esa zona que tengan un primer modo de vibrar con periodo natural próximo a los 2 segundos corren grave riesgo de entrar en una condición cercana a la resonancia, con enormes incrementos en los efectos dinámicos.

El riesgo se agudiza en las construcciones con periodo fundamental algo menor, pues si sufren deterioro durante la primera parte de un temblor largo, pierden rigidez y se acercan, cada vez más, a la condición crítica. Este fenómeno se agrava con el tiempo, después de una sucesión de temblores, aunque no sean demasiado intensos. A todas las incertidumbres del diseño sísmico se agrega una más: se sabe poco sobre la respuesta dinámica de un edificio cuando se termina de construir, y menos todavía sobre cómo se habrá modificado cuando, en un futuro indeterminado, tenga que resistir un temblor de gran intensidad.

En diseño estructural interesan casi siempre las acciones máximas que habrá de resistir la estructura, sin importar demasiado la historia completa del proceso de carga; los espectros de respuesta provienen de la aplicación de ese concepto al diseño sísmico. Sin embargo, ahora sí tiene interés la historia de carga, ya que la estructura puede deteriorarse durante eventos sísmicos de larga duración, o a lo largo de varios temblores sucesivos, a causa de las excursiones que realiza fuera del intervalo elástico; los espectros de respuesta no consideran la duración de los temblores y como, además, se determinan uniformando y suavizando espectros elásticos correspondientes a varios temblores reales, y corrigiéndolos por inelasticidad de una manera bastante arbitraria, el diseño basado en ellos puede adolecer de graves deficiencias.

Los coeficientes sísmicos y los espectros de respuesta del reglamento del D. F. se han

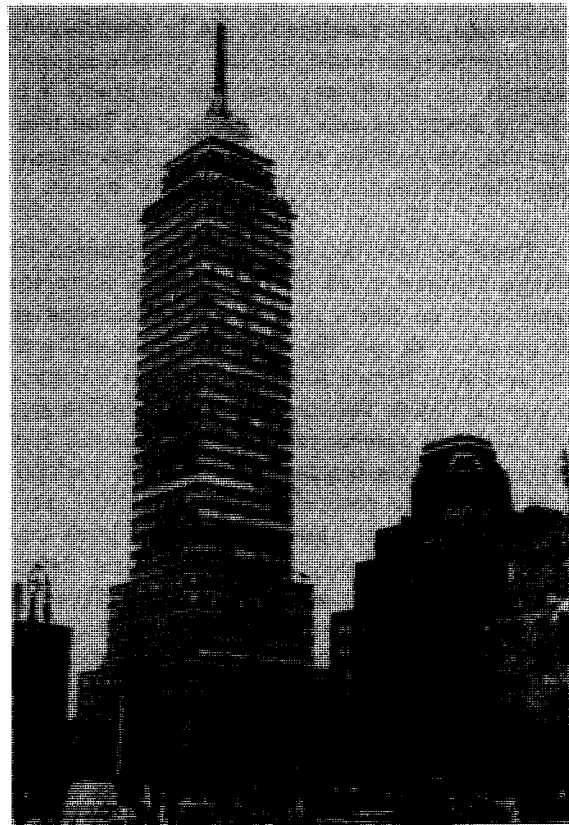
escogido de manera que las estructuras no resulten demasiado costosas, y se ha dejado a la ductilidad y el amortiguamiento el papel de impedir que las acciones reales superen a las de diseño, evitando así el colapso. Sin embargo, la demanda de ductilidad puede ser excesiva en estructuras con características dinámicas que las acerquen a la resonancia, y que tengan amortiguamiento menor que el cinco por ciento considerado en el reglamento. Esas demandas de ductilidad implican deformaciones muy importantes y daños estructurales considerables y progresivos, que pueden llevar al colapso.

No se conoce el grado de amortiguamiento de las estructuras que, además, cambia en las diversas etapas de su respuesta ante temblores; menos se sabe del que corresponde al complejo conjunto constituido por estructura, muros y cancelas, losas y escaleras, cimentación, pero sí se tiene la certeza de que muchas construcciones modernas, que carecen casi por completo de muros rígidos y resistentes, tienen amortiguamientos menores que el cinco por ciento, por lo que su respuesta sísmica puede incrementarse sustancialmente. Este problema se agrava en las estructuras de acero soldadas.

Algunas estructuras diseñadas con el reglamento en vigor tienen niveles de seguridad menores que los deseables e, incluso, pueden llegar al colapso ante temblores semejantes a los de las últimas décadas; un caso claro son los edificios con periodo fundamental de vibración comprendido entre 1.5 y 2 segundos, construidos en las zonas de la ciudad donde el terreno vibra con un periodo semejante. No es casualidad que el mayor número de construcciones colapsadas, o con daños graves, haya tenido esas características, ni es tampoco casual el excelente comportamiento de edificios como la Torre Latinoamericana o la de Pemex que, por su gran altura y esbeltez, tienen periodos fundamentales del orden de cuatro

segundos. Las construcciones rígidas desplantadas en terrenos resistentes pueden ser otro caso crítico, si llegan a presentarse temblores intensos de epicentro cercano.

Los fenómenos anteriores no están cubiertos adecuadamente en los reglamentos; les toca a los ingenieros estructurales la responsabilidad de evitarlos, tomando medidas que pueden llegar a ser tan drásticas como la de no diseñar estructuras de altura peligrosa para la zona en que vayan a construirse. La cooperación de propietarios y arquitectos es, en este aspecto, indispensable.



## ANÁLISIS Y DISEÑO

Con los métodos de análisis y diseño que se emplean en la actualidad, se busca comparar el comportamiento previsible de las edificaciones nuevas, que no están construidas todavía, con el de estructuras similares que han tenido un comportamiento satisfactorio.

Los esfuerzos y deformaciones calculados con métodos basados en una respuesta elástica lineal de materiales y estructuras tienen muy poca relación con el comportamiento real de las construcciones en condiciones de servicio, y ninguna en la cercanía del colapso; no son más que un índice de comparación entre las estructuras nuevas y las ya construidas.

No son los esfuerzos el único índice; en diseño plástico se comparan resistencias de elementos o sistemas, y en otros casos, resistencias de miembros o secciones críticas, deformaciones máximas, o características dinámicas.

Los reglamentos de construcción modernos recomiendan métodos de diseño basados en factores de carga y resistencia, en los que se emplean factores de resistencia, generalmente menores que la unidad, y factores de carga, casi siempre mayores que uno, para tener en cuenta la posibilidad de que las acciones reales excedan a las de diseño, y que las resistencias resulten menores que las nominales.

Aunque los factores de carga y resistencia se determinan con métodos estadísticos y probabilísticos, se calibran para obtener estructuras que no difieran significativamente de las construidas hasta hoy. Se acepta, pues, que las teorías de probabilidades y de confiabilidad estructural no pueden, por sí solas, resolver el problema de la seguridad estructural; el diseño de las estructuras nuevas sigue basado en la comparación con las ya construidas.

## ANÁLISIS

El método de análisis sísmico más común es el estático. Las fuerzas laterales se distribuyen en la altura siguiendo una ley de variación triangular, con el vértice en la base, tratando de reproducir, aproximadamente, la respuesta del edificio en su primer modo de vibrar; algunos códigos tienen en cuenta los modos superiores, de manera toscamente aproximada, aplicando una fracción de la fuerza horizontal total en el nivel superior. En general, la fuerza cortante basal se hace depender del periodo fundamental de vibración, determinado con una fórmula empírica basada en las dimensiones generales de la construcción o evaluado, con más precisión, con la fórmula de Rayleigh.

Las características de los edificios y de los temblores se tienen en cuenta con métodos de análisis dinámico, en los que se estudia un modelo formado por masas concentradas en los pisos, ligadas entre sí por resortes cuyas rigideces lateral y torsional dependen de las características de la estructura y de los elementos que, aun no siendo estructurales, contribuyen a resistir las fuerzas sísmicas, como

son las fachadas y muros interiores. Era usual suponer que la estructura se apoya en un terreno indeformable, que los sistemas de piso son rígidos, y que las columnas pueden deformarse lateralmente, pero no en la dirección vertical; en la actualidad se tiende a considerar la interacción con el terreno, sobre todo cuando éste es muy deformable, y los programas de computadora que se usan en el análisis incluyen los cambios de longitud de las columnas.

Por medio de un análisis modal puede obtenerse la historia de la respuesta de la estructura sometida a aceleraciones especificadas del suelo, que varían con el tiempo; conocida la historia completa, se evalúan las solicitaciones máximas.

Los valores máximos de las respuestas se obtienen también con un análisis modal espectral, con el que se determinan las respuestas máximas de cada modo, partiendo de los espectros de diseño especificados en los reglamentos; esas respuestas se combinan para obtener las máximas del sistema completo, lo que suele

hacerse con el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Una vez determinadas las fuerzas horizontales, por métodos estáticos o dinámicos, se distribuyen entre los elementos resistentes verticales del edificio en proporción a sus rigideces laterales, y el análisis se efectúa como si fuesen fuerzas estáticas.

El enfoque dinámico se considera más apropiado que el estático, sobre todo para edificios irregulares, pero sigue teniendo muchas imprecisiones que provienen, en buena parte, de la suposición de que la respuesta es elástica hasta la falla, a pesar de que se diseña para que no lo sea bajo temblores de mediana o gran intensidad.

Las construcciones muy importantes se analizan, a veces, teniendo en cuenta su comportamiento inelástico, y sometiéndolas a temblores de características adecuadas; la respuesta inelástica, a lo largo del tiempo, se determina con un proceso de integración paso a paso. Este es el método de análisis sísmico más preciso, al menos desde un punto de vista conceptual; sin embargo, como no se conocen la intensidad, duración y demás características de los temblores futuros, y el método es complejo y costoso, se emplea principalmente como herramienta de investigación, y poco para diseñar edificios reales.

La tendencia en los últimos años ha sido enfatizar las muchas hipótesis, poco precisas, del análisis sísmico estático, y considerar que el análisis dinámico es la solución perfecta. Esto puede ser cierto desde un punto de vista teórico, pero las incertidumbres del análisis dinámico son tantas que sus resultados pueden estar muy lejos de representar, de manera razonable, el comportamiento real de la estructura.

Las incertidumbres empiezan donde siempre: es imposible predecir las características de los temblores futuros en un sitio determinado.

Tampoco se conoce el amortiguamiento de las construcciones, del que depende, en buena parte, su respuesta dinámica, y se sabe todavía menos sobre cómo se modifica a lo largo del tiempo, puesto que es función de las caracte-

terísticas de la estructura y de los elementos no estructurales, así como de complejas interacciones de los segundos con la primera.

Otra seria incertidumbre proviene de la reducción que se hace en la respuesta elástica lineal al considerar la ductilidad de la estructura. El procedimiento más común consiste en dividirla entre un factor, que depende principalmente de la ductilidad y la sobrerresistencia de la estructura, que varía de uno a cuatro o más. Es evidente la influencia que tiene ese factor en los resultados finales del análisis dinámico; sin embargo, sus valores no pueden calcularse, sino son producto del juicio de grupos de expertos, que se basan principalmente en el comportamiento ante sismos de los diversos sistemas estructurales, y que se llevan, con frecuencia, sorpresas desagradables cuando en temblores de tierra posteriores ese comportamiento es muy diferente del esperado.

La obtención del modelo matemático necesario para el análisis está sujeta también a importantes incertidumbres. Para resistir las fuerzas laterales suelen emplearse marcos rígidos, combinados o no con muros de cortante y contraventeos; es difícil, y a veces imposible, determinar de manera satisfactoria la rigidez de esos complejos sistemas. Los muros divisorios no estructurales y las fachadas de paneles prefabricados pueden incrementar considerablemente la rigidez del conjunto, a menos que se construyan de manera que se muevan libremente con respecto a la estructura, lo que no siempre es fácil de lograr. Los sistemas de piso y las rampas de escaleras modifican la rigidez lateral. Y todas esas rigideces, así como las de los marcos, de acero o de concreto reforzado, cambian durante un temblor, por agrietamiento y deterioro progresivo, y a lo largo del tiempo, al presentarse una sucesión de temblores. Además, el deterioro no es uniforme, lo que altera la distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes y modifica las torsiones, que pueden incrementarse sustancialmente respecto a las iniciales.

La interacción suelo-cimentación-estructura introduce en el análisis nuevos fenómenos desconocidos o ignorados. Para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño suele suponerse que el movimiento del suelo, en la base de la cimen-

tación, es el de campo libre, que se presentaría si no hubiese ninguna construcción, lo que es razonablemente correcto sólo si el suelo es rígido. Cuando el terreno es blando, el periodo fundamental del edificio tiende a crecer, por la componente rotacional del movimiento de la cimentación. Además, buena parte de la energía transmitida a la construcción durante el sismo se pierde por radiación de las ondas sísmicas hacia fuera de la cimentación, y por amortiguamiento del material del suelo debido a la acción inelástica histerética que tiene lugar en él. Como una consecuencia, las fuerzas sísmicas se reducen, mientras crecen los desplazamientos laterales y el efecto  $P\Delta$ .

Es claro que la respuesta sísmica de la estructura depende del tipo de cimentación, efecto que tampoco suele considerarse en el análisis, y sobre el que se cuenta con muy poca información.

¿Y qué decir de la influencia de las características de las edificaciones vecinas y de sus cimentaciones? No se sabe cómo determinarla, y aunque se supiese no serviría de mucho, pues no se conocen los cambios que habrá en el futuro en las construcciones cercanas a un sitio dado.

Todo lo anterior pone en evidencia que los métodos dinámicos, muy precisos en teoría, no lo son al aplicarlos a construcciones reales. Y queda también la duda de cuál es la utilidad de estudios teóricos, de gran precisión aparente, en los que se investiga, por ejemplo, el comportamiento elastoplástico de marcos rígidos planos aislados, a los que se les han quitado todos los factores que hacen que el comportamiento de las edificaciones reales sea tan extraordinariamente complejo.

Al terminar el análisis, realizado con cualquiera de los métodos mencionados, se cuenta con un conjunto de acciones horizontales que reproducen, con más o menos precisión, las fuerzas de inercia que el movimiento del suelo ocasiona en la edificación. Los elementos mecánicos de diseño se obtienen considerando esas acciones como fuerzas estáticas, y utilizando cualquiera de los métodos de análisis usuales. Los más comunes son los matriciales, realizados con computadoras, que se basan en un comportamiento elástico lineal ilimitado de la estructura; sin embargo, los reglamentos permiten redistribuciones, más o menos arbitrarias, de los elementos mecánicos, para tener en cuenta, aunque sea de una manera burdamente aproximada, el efecto de las deformaciones inelásticas que preceden a la falla.

## DISEÑO

Las estructuras pueden diseñarse, al menos en teoría, de manera que tengan la resistencia y rigidez suficientes para que su respuesta ante la combinación de acciones gravitacionales y sísmicas sea predominantemente elástica, pero al hacerlo se obtienen soluciones mucho más costosas que las tradicionales, que han tenido, en general, un comportamiento satisfactorio ante temblores reales. Esa solución es recomendable en estructuras especiales, como las centrales nucleoelectricas, en las que se desee mantener los daños con niveles muy bajos, aun ante temblores de gran intensidad.

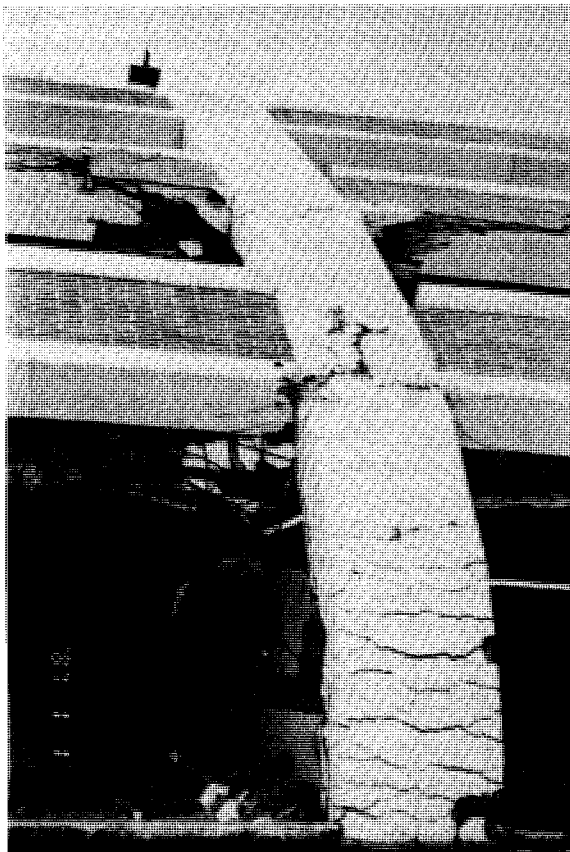
En la mayoría de las construcciones convencionales no se justifica la solución anterior, lo que lleva a la filosofía actual del diseño de edificios que se construirán en zonas sísmicas, de donde provienen los criterios para fijar los niveles de carga indicados en los

reglamentos modernos: los edificios deben resistir temblores menores sin sufrir daños, temblores moderados sin daños estructurales, pero con algunos daños en elementos no estructurales, y temblores muy intensos sin colapso, pero con daños no estructurales y estructurales, que pueden ser severos. Se acepta la posibilidad de que la construcción sufra desperfectos importantes, pero no la de que se pierdan vidas. El objetivo de los códigos es obtener estructuras que respondan elásticamente bajo temblores que puede esperarse que ocurran varias veces durante la vida del edificio, y que sobrevivan, sin colapso, el temblor de intensidad máxima que es probable que se presente durante ella. Para evitar el colapso durante el sismo más intenso los miembros, y la estructura en conjunto, han de poseer ductilidad suficiente para absorber y disipar energía por medio de deformaciones postelásticas, lo que exige

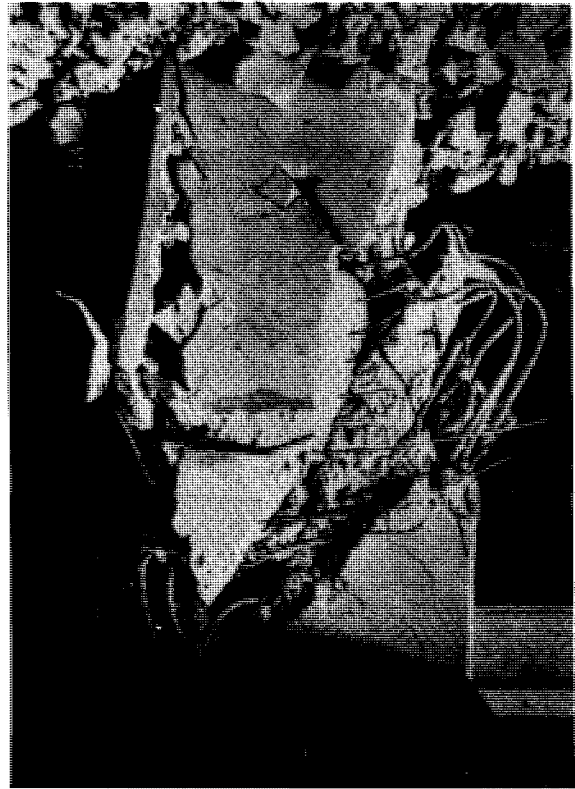
excursiones importantes en el intervalo inelástico, con poca o ninguna pérdida de resistencia. La ductilidad necesaria puede estar asociada, en casos extremos, con deformaciones permanentes muy grandes, de manera que aunque no se presente el colapso, los daños que sufra la estructura pueden ser tales que no resulte económico repararlos, y la construcción se pierda por completo.

A raíz de los últimos temblores intensos (México, 1985; Northridge, 1994; Kobe, 1995) se está cuestionando, si no la filosofía en sí, al menos el nivel de daños que debe permitirse durante movimientos de tierra intensos, pues los costos de reparación y refuerzo son tan elevados que seguramente se justifica aumentar la inversión inicial para disminuir el riesgo de que se presenten daños importantes en estructura, acabados o instalaciones.

Las características principales que debe tener un edificio que se va a construir en una zona sísmica son resistencia y rigidez suficientes y ductilidad adecuada.



La ductilidad no es indispensable, en teoría, puesto que pueden construirse estructuras que, también en teoría, respondan elásticamente ante temblores de cualquier intensidad, pero como no se conocen las características del temblor más desfavorable a que quedará sometida la construcción, ni la manera en que responderá ante él, no puede suprimirse, al menos en zonas críticas de la estructura, sin correr el riesgo de que el comportamiento real esté muy por debajo del buscado.



En su libro "*Estructuras de concreto reforzado*", R. Park y T. Paulay afirman lo siguiente:

"Como es imposible predecir con precisión las características de los movimientos de tierra que pueden ocurrir en un sitio dado, también es imposible evaluar el comportamiento completo de una estructura sometida a sismos intensos de características desconocidas. Sin embargo, las estructuras pueden diseñarse y construirse de manera que tengan propiedades que aseguren que su comportamiento será el más deseable. En términos de daños, ductilidad, disipación de energía o falla, ha de lograrse

una secuencia deseable en el deterioro y la destrucción eventual de la compleja cadena de resistencia de la estructura, lo que implica una jerarquización adecuada de sus modos de falla, que sólo puede lograrse si se conoce la resistencia de cada uno de los eslabones que forman esa cadena, es decir, de cada uno de los elementos que componen la estructura.

“A pesar de la naturaleza probabilística del fenómeno, la mejor manera de obtener una estructura que se comporte satisfactoriamente ante un temblor de intensidad media, y no llegue al colapso durante terremotos catastróficos consiste, dados los conocimientos actuales, en distribuir determinísticamente sus propiedades de resistencia y ductilidad para obtener el modo de falla más conveniente. Esta filosofía puede incorporarse en un proceso de diseño basado en la resistencia última de la estructura, durante el cual se escogen y detallan adecuadamente los elementos que formarán parte de los mecanismos disipadores de energía, y se proporciona a los elementos estructurales restantes resistencia suficiente para asegurar que los mecanismos escogidos conservarán toda, o casi toda, su resistencia durante los ciclos de carga y deformación producidos por el temblor”.

La obra citada se publicó en 1975; sin embargo, los aspectos señalados siguen en vigor, y forman la base del *diseño por capacidad* de estructuras dúctiles, que ha sido incorporado, en mayor o menor grado, en todos los reglamentos contemporáneos de diseño sísmico.

En el diseño por capacidad se escogen ciertos elementos del sistema que resiste las fuerzas horizontales, y se diseñan y detallan para que disipen energía bajo las severas deformaciones impuestas al sistema. En las regiones críticas de los miembros escogidos, las *articulaciones plásticas*, se concentra la respuesta inelástica, y el resto de la estructura se protege contra acciones que podrían ocasionar su falla, proporcionando una resistencia mayor que la correspondiente al desarrollo de la resistencia máxima posible de las articulaciones plásticas potenciales.

El diseño por capacidad no es una técnica de análisis, sino una poderosa herramienta de

diseño; su simplicidad y atractivo provienen de que el diseñador ordena a la estructura “qué es lo que debe hacer”, en vez de preguntarle, por medio de un análisis, “qué puede hacer”. El objetivo que se busca es asegurar un comportamiento deseable y predecible durante temblores de tierra extremos cuyas características son, a pesar de todos los estudios realizados, desconocidas.

Si se logra que el estado límite de falla corresponda a la formación de un mecanismo con articulaciones plásticas, y que éstas tengan capacidad de rotación suficiente para admitir, sin pérdida de resistencia, las grandes deformaciones inelásticas correspondientes al mecanismo, se impone un límite superior a la intensidad de las acciones laterales que puede ocasionar un sismo futuro cualquiera, de características desconocidas.

Buena parte de los conocimientos en los que se basa el proyecto y diseño estructural de las edificaciones que se construirán en zonas sísmicas proviene de la observación del comportamiento de edificios reales durante sismos reales. Del estudio de las estructuras colapsadas o muy dañadas, y de las que no sufren daños, o en las que son muy reducidos, se deduce que las estructuras tienen, en general, una resistencia ante sismos mucho mayor que la prevista en los códigos, pero también se pone de manifiesto que esa vital resistencia extra puede perderse con facilidad si se descuidan aspectos que, poco importantes en las estructuras que habrán de resistir sólo cargas predominantemente verticales, se vuelven de vida o muerte cuando las sacude un sismo intenso.

Entre los factores principales que pueden ocasionar disminuciones drásticas de la resistencia de los sistemas estructurales, sobre todo ante temblores de larga duración, se encuentran los siguientes:

Concepción arquitectónica defectuosa, que provoque torsiones muy grandes, cambios bruscos de rigidez de un entrepiso a otro, demandas de ductilidad excesivas en zonas localizadas, formas de vibrar incompatibles de las partes que componen una construcción irregular en planta, transmisión de cargas verticales, gravitacionales y sísmicas, a



zonas localizadas y mal escogidas de la cimentación y el terreno.

Baja hiperestaticidad.

Fallas prematuras de tipo no dúctil, por agrietamiento, cortante o pandeo.

Demandas excesivas de ductilidad en secciones o elementos críticos.

Conexiones y otros detalles mal concebidos o realizados, que estimulen las fallas frágiles.

Efecto  $P\Delta$ , que se incrementa por la pérdida de rigidez gradual de la construcción y su interacción con el suelo.

Golpeteo de edificios adyacentes.

Construcción defectuosa, por empleo de materiales inadecuados y/o supervisión insuficiente.

Resonancia por coincidencia entre las características del temblor y las formas de vibrar del terreno y el edificio.

Modificaciones a la estructura y/o elementos "no estructurales": aumento de pisos, eliminación o cambio de posición de muros.

Cargas vivas mayores que las de diseño, sobre todo en los niveles superiores, por cambio de uso del edificio o creación de archivos muertos.

Deterioro del sistema estructural a lo largo del tiempo, debido a intemperismo, temblores de tierra, hundimientos diferenciales de la cimentación.

Modificaciones de las rigideces de los elementos resistentes, por deterioro progresivo de muros y/o elementos estructurales.

Refuerzo de la cimentación, o cambio de sus características (por ejemplo, colocación de pilotes en un edificio que no los tenía), requerido por un comportamiento inadecuado, que puede hacer que aumenten los efectos que trasmite el terreno a la superestructura, durante un temblor, y que disminuya la cantidad de energía disipada por radiación o por comportamiento inelástico del suelo.

## **RELACIÓN ENTRE INVESTIGACIÓN Y PRÁCTICA PROFESIONAL. EL TEMBLOR DE *NORTHRIDGE***

Como en casi todas las actividades humanas, en la ingeniería estructural la práctica precede a la teoría y a la investigación, el arte a la ciencia.

Los investigadores se preocupan, casi siempre, por resolver problemas originados por los ingenieros estructurales al aventurarse en regiones desconocidas, racionalizando y mejorando los métodos de diseño, o determinando las causas de colapsos u otros problemas. Son ejemplos los estudios sobre estabilidad dinámica de puentes colgantes, que siguieron a la falla del puente de Tacoma, en 1940, y las investigaciones relativas a la falla frágil del acero, originadas por el gran número de barcos que falló de esa manera durante la segunda guerra mundial, así como lo fueron, en el siglo XIX, los estudios sobre fatiga, realizados después

de las rupturas de ejes de locomotoras sometidos a un número muy elevado de ciclos de carga.

Que el arte precede a la ciencia es evidente en la ingeniería sísmica. Se pone de manifiesto en la variación, a lo largo del tiempo, de los coeficientes sísmicos de diseño, como resultado del efecto de temblores de tierra sobre edificios ya construidos. Otro ejemplo lo constituye la historia, que todavía no termina, del diseño de las juntas soldadas entre vigas y columnas de marcos rígidos de acero estructural, empezando con la práctica seguida cuando se construyeron los primeros edificios altos de acero soldados, y terminando con el comportamiento de las conexiones durante el temblor de *Northridge*, California, del 17 de enero de 1994, y las consecuencias derivadas de él.

Las especificaciones AISC de junio de 1949 permiten ya el uso de la soldadura para las conexiones de los marcos rígidos, pero no dan ninguna información sobre su diseño. En la impresión de 1961 de la 5ª edición del Manual de Construcción en Acero del AISC se proporcionan detalles de conexiones rígidas remachadas para resistir viento, y se indica cómo diseñar los elementos de unión, ángulos, tes y remaches, pero ni siquiera se menciona el diseño de la junta propiamente dicha.

Los primeros edificios altos soldados son de esa época; la zona común a viga y columna (*panel zone*) no se revisaba, bajo la suposición, seguramente, de que si la columna resistía todas las acciones que actuaban en ella no tenían por qué presentarse problemas locales. Si la viga se unía directamente a la columna, el diseño consistía en especificar soldaduras de penetración completa en los patines y dimensionar la soldadura de filete en el alma para transmitir la fuerza cortante. Era frecuente utilizar placas horizontales para conectar los patines de la viga, y que en el alma se colocasen uno o dos ángulos verticales. En general, todos los marcos de los edificios eran rígidos, en las dos direcciones, de manera que en la mayoría de las conexiones las columnas recibían una o dos vigas por alma, además de las de los patines.

En los años 1952-53 se diseñó y construyó, en la ciudad de México, un edificio de 18 pisos, con estructura de acero totalmente soldada (hasta las vigas y columnas, de sección I y H, se formaron con tres placas soldadas, pues en el país no se producían, ni se producen, perfiles laminados de los tamaños necesarios, y su importación estaba prohibida); el acero era A7, con características de soldabilidad muy inferiores a las del A36, que lo sustituyó algunos años después. Las fuerzas sísmicas se obtuvieron multiplicando el peso de cada nivel por un coeficiente sísmico, constante con la altura, de 0.025; no se consideraron torsiones ni rigideces relativas, no se hizo ningún cálculo de deformaciones, ni se tomaron medidas para que la estructura conservase su resistencia en el intervalo inelástico; no se buscó que las columnas fuesen más resistentes que las vigas. La estructura se formó con marcos rígidos ortogonales, que incluían a todas las columnas;

los métodos de análisis fueron aproximados. En los más de cuarenta años transcurridos, su comportamiento ha sido excelente, a pesar de que en ese lapso hubo dos terremotos de gran intensidad, en 1957 y 1985. Esto es, sin duda, una demostración de las ventajas de los marcos rígidos de acero para estructuras construidas en zonas sísmicas, cuando tienen una alta hiperestaticidad, los efectos de los temblores se distribuyen de manera uniforme, y están hechos con perfiles de paredes relativamente delgadas, que se sueldan con facilidad, sin que se creen discontinuidades ni esfuerzos residuales excesivos. Se ha demostrado también, como muchas otras veces, el comportamiento correcto de las uniones rígidas viga-columna, incluyendo aquellas en que las primeras llegan al alma de las segundas.



Un conocido libro de texto, publicado en 1957, contiene fotografías de conexiones rígidas soldadas entre vigas y columnas de edificios construidos en California; las vigas llegan a los patines y al alma de la columna, y se unen a ella con placas y ángulos; las placas horizontales de las vigas que llegan al alma sirven como atiesadores de las conectadas a los

patines. Se indica que para lograr un alto grado de rigidez pueden requerirse atiesadores entre los patines de la columna "si no hay vigas conectadas rígidamente al alma", para que su flexión no ocasione una distribución de esfuerzos no uniforme en las soldaduras a tope de las placas superiores, pero que no hay ningún análisis que indique cuando se necesitan, por lo que la decisión de colocarlos o no descansa en el juicio del diseñador. Se menciona también que se cuenta con resultados de estudios de laboratorio que indican que conviene diseñar las soldaduras a tope de las placas superiores con esfuerzos permisibles en tensión 20% menores que los que recomienda el AISC, y que el patín superior puede soldarse a tope con la columna, sin placa horizontal, pero que al hacerlo se pierde ductilidad.



Los problemas principales que afectan el diseño y comportamiento de las conexiones estaban ya identificados, pero no se sabía como resolverlos, por lo que se dejaban "al juicio del diseñador".

En diciembre de 1958 el AISC publicó sus primeras normas para diseño plástico de vigas continuas y marcos rígidos de uno o dos pisos, en las que se indica que todas las conexiones, cuya rigidez es esencial para asegurar la continuidad supuesta en el diseño, deben ser capaces de resistir los momentos, fuerzas axiales y cortantes, producidos por las cargas factorizadas de diseño. Cuando sea necesario, se usarán atiesadores para preservar la continuidad de los patines de los miembros interrumpidos en su unión con otros miembros de marcos rígidos; los atiesadores se colocarán en pares, en los dos lados del alma del miembro que pasa a través de la junta.

Se reconoce que los atiesadores pueden ser necesarios, pero no se dice cuando, ni se dan recomendaciones para diseñarlos.

A fines de los años 50 se hizo un estudio experimental y analítico de un grupo representativo de conexiones rígidas soldadas entre vigas y columnas, sometidas a carga estática, de las que provienen las reglas de diseño incluidas desde 1961 en las normas del AISC, que se conservan hasta la fecha, aclaradas y ampliadas. Los especímenes, de tamaño natural, estaban formados por columnas y vigas laminadas H e I; en la mayor parte de ellos las vigas se conectaban a los patines de las columnas, pero algunos tenían cuatro vigas, unidas al alma y a los patines; se concluyó que el efecto benéfico de la rigidización proporcionada por las vigas conectadas al alma compensaba con creces los efectos desfavorables del estado triaxial de esfuerzos creado por ellas, de manera que es conservador diseñar las uniones en las que hay vigas por alma como si no las hubiera. Los resultados de estas investigaciones, y las recomendaciones para el diseño de uniones viga-columna derivadas de ellos, se publicaron en 1959.

En noviembre de 1961 el AISC incluye esas recomendaciones, incompletas, en sus especificaciones para diseño plástico, y proporciona reglas para revisar, por cortante, el alma de la junta cuando sólo se apoya una viga en la columna, o cuando no se equilibran los momentos de las dos vigas que llegan a ella. En el cuerpo principal de las normas, para diseño por esfuerzos permisibles, se habla del dimensionamiento de los remaches, tornillos o soldaduras de las uniones rígidas, pero no se dice nada de la junta en sí.

En la sexta edición del Manual de Construcción en Acero del AISC, de 1963, se muestran detalles para uniones rígidas soldadas, para vigas que se unen a los patines o al alma de la columna.

Puede considerarse que el problema del diseño de las juntas viga-columna con carga estática (o de viento) está resuelto desde los últimos años de la década de los 50. En esos mismos años se inicia el estudio de las uniones cargadas cíclicamente, tratando de reproducir su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas.

Los resultados de las investigaciones experimentales, respaldadas teóricamente, realizadas a lo largo de más de treinta años, parecían indicar que las reglas deducidas para juntas con carga estática eran aplicables también, con pocos cambios, a estructuras construidas en zonas sísmicas, si se complementaban con una revisión del alma de la junta.

Las tres versiones de las especificaciones del AISC que están en vigor en la actualidad, para diseño por esfuerzos permisibles, diseño plástico, y diseño por factores de carga y resistencia, contienen recomendaciones semejantes relativas a las uniones viga-columna de marcos rígidos soldados, basadas en los estudios reportados en 1959 y en investigaciones posteriores que, en general, ratifican sus resultados. Se revisa si se necesitan atiesadores (también llamados placas de continuidad) frente a los patines en tensión de las vigas, para evitar que la soldadura se agriete si el patín de la columna es demasiado flexible, frente a los patines comprimidos, para que el alma de la columna no se pandee, o frente a cualquiera de los patines, para que no falle por plastificación local. Se revisa, también, la resistencia al corte y al pandeo del alma de la junta, y se indica cómo reforzarla, de ser necesario.

En las Recomendaciones para el diseño sísmico de edificios de acero estructural, publicadas por el AISC, en segunda edición, en junio de 1992, se dan reglas semejantes a las de las especificaciones generales, y se proporcionan detalles específicos para juntas con vigas conectadas al patín o al alma de la columna. Se indica que la acción inelástica puede concentrarse en el extremo de la viga o de la columna, o en el alma de la junta, y es el diseñador quien decide cual es la zona particular más adecuada en cada caso, para lo que dimensiona el resto de la estructura de manera que se conserve en el intervalo elástico. Se señala la ventaja de que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, para lo que debe verificarse que las columnas que concurren en cada junta son más resistentes que las vigas que llegan a ella; sin embargo, se indica que es conveniente que la junta se plastifique también, parcialmente, para que disminuya la demanda de ductilidad en los extremos de las

vigas. Se considera que en la mayor parte de las vigas laminadas el endurecimiento por deformación permite que el momento plástico íntegro se transmita por los patines, que se unen a las columnas con soldaduras de penetración completa.

En las últimas ediciones del manual de Construcción en Acero del AISC se conservan los detalles propuestos en ediciones anteriores para conexiones de marcos rígidos.

Los requisitos que deben satisfacerse en el diseño de las uniones tienen por objeto asegurar que las deformaciones plásticas que pueden presentarse en ellas durante la respuesta a sismos severos no tendrán lugar en los elementos de conexión, sino en alguna de las dos zonas adyacentes, la viga o la junta. El diseño no se hace para las fuerzas obtenidas en el análisis, sino para las resistencias nominales de los miembros que se emplean realmente en la estructura, evitando así que las uniones fallen antes de que se presenten las deformaciones inelásticas necesarias; esto es cierto aun cuando los miembros estén sobrediseñados por resistencia, por ejemplo, cuando se aumentan sus dimensiones para reducir los desplazamientos de entrepiso.

Hasta antes del temblor de *Northridge* se consideraba que los marcos rígidos de acero soldados constituían el sistema estructural más conveniente para resistir acciones sísmicas intensas, pues tomando las medidas adecuadas para evitar fallas por inestabilidad, o de tipo frágil, se obtenían estructuras que respondían dúctilmente hasta el colapso, que se presentaba al formarse un mecanismo con articulaciones plásticas, principalmente en las vigas, precedido por la absorción y disipación, por comportamiento inelástico, de grandes cantidades de energía.

Además, en temblores pasados rara vez se reportaron daños importantes, y nunca colapsos, en marcos construidos de acuerdo con la práctica contemporánea.

Sin embargo, el temblor de *Northridge* produjo fallas de tipo frágil en varios miles de conexiones, en más de un centenar de edificios de alturas comprendidas entre uno y veintiséis

pisos; aunque no hubo ningún colapso, y no se perdió ninguna vida, la magnitud de los daños fue tal que será necesario invertir varios miles de millones de dólares para reparar estructuras dañadas y reforzar construcciones potencialmente peligrosas.

El temblor de *Northridge* ha sacudido la confianza que se tenía en el marco rígido soldado como sistema estructural preferente en zonas sísmicas. Una vez más se ha demostrado que en ingeniería sísmica no se justifica la confianza ciega, sobre todo si se deposita en una conexión en la que la fuerza se transmite a través de una sola soldadura de penetración completa, cuya supervivencia depende de gran número de parámetros, muchos de ellos relacionados con la calidad de la mano de obra. El problema aumenta cuando esas conexiones, responsables de la integridad del edificio, se reducen a un mínimo, de manera que la falla de muy pocas pone en peligro a la construcción completa.

El diseño sísmico de edificios con marcos rígidos soldados se basa en la suposición de que pueden sufrir deformaciones inelásticas importantes, que se concentran en articulaciones plásticas situadas en los extremos de las vigas, sin pérdida de resistencia, lo que los capacita para disipar, de una manera benigna, la energía que reciben de los temblores. Se espera que los daños se limiten a flujo plástico moderado y pandeo localizado, sin que haya fracturas frágiles.

Basados en este comportamiento supuesto, los códigos de construcción requieren que las estructuras de este tipo tengan una resistencia de diseño, ante cargas laterales, varias veces menor que la necesaria para que su respuesta sea elástica. Requisitos adicionales, para limitar los desplazamientos de entrepiso, hacen que la resistencia sea sustancialmente mayor que la mínima requerida. En la mayor parte de las estructuras construídas en zonas de alta sismicidad, la plastificación no debería iniciarse hasta que los sismos alcanzasen intensidades del orden de  $1/3$  a  $1/2$  de la de diseño. Este tipo de diseño se ha basado en precedentes históricos, en la observación del comportamiento de los edificios durante temblores, en investigaciones que han incluido ensayos de

laboratorio de modelos formados por vigas y columnas, y en estudios analíticos no lineales.

La observación de los daños ocasionados por el temblor de *Northridge* indica que, en contra de lo supuesto, las fracturas frágiles en las conexiones se iniciaron, en muchos casos, cuando las demandas de ductilidad eran muy bajas y, en algunos edificios, mientras la respuesta seguía siendo elástica. El gran número de fracturas frágiles que se presentó excedió, con mucho, lo que se esperaba.



Debido a la falta de datos y de experiencia relativa a los efectos de temblores más grandes y de mayor duración, hay considerables incertidumbres sobre el comportamiento de los diversos tipos de edificios en eventos sísmicos de gran magnitud. Se cree que el riesgo sísmico en esos eventos depende, en gran parte, del movimiento de tierra particular de cada sitio específico, y de las características de cada edificio individual, por lo que pueden carecer de significado las generalizaciones relativas al comportamiento probable de construcciones de tipos determinados.

Los cinco problemas que se han mencionado con mayor frecuencia, entre las causas posibles del pobre comportamiento de las conexiones, han sido:

1. Ejecución incorrecta de las soldaduras.
2. Grietas preexistentes en las soldaduras o en el metal base adyacente.
3. Esfuerzos residuales en las juntas, generados durante la construcción de la

estructura, incluyendo la ejecución de las soldaduras.

4. Falla del patín de la columna, ocasionada por tensiones en la dirección del grueso.
5. Problemas básicos de configuración de las juntas.

El gran número de conexiones falladas, en estructuras fabricadas por muchas empresas diferentes, elimina al primer factor como la causa principal de las fallas, a menos que los errores estén en las normas que rigen la ejecución de las soldaduras.

En los primeros edificios con marcos rígidos, casi todas las columnas participaban en la resistencia a fuerzas horizontales, de manera que los sistemas estructurales tenían un alto grado de hiperestaticidad. En un intento por obtener soluciones económicas, en la práctica reciente, en California, se proporciona la resistencia lateral con las columnas y vigas de unas cuantas crujías, situadas en la periferia del edificio; las columnas restantes se diseñan por carga vertical, y las vigas se apoyan en ellas con conexiones flexibles. Las pocas vigas y columnas de las que depende la estabilidad lateral del edificio y las soldaduras entre ellas, resultan de gran tamaño, lo que hace que los problemas mencionados se vuelvan más críticos, y contribuye al mal comportamiento de las conexiones. Más aún, si la resistencia ante cargas laterales depende de pocos elementos, la falla de unas cuantas juntas puede ocasionar una disminución significativa de esa resistencia.

Las fallas se han debido, seguramente, a una combinación de los factores mencionados, más dos aspectos a los que hasta ahora, al menos en apariencia, se ha prestado poca atención: la naturaleza casi instantánea de las fuerzas ocasionadas por los sismos, y los complejos estados de esfuerzos tridimensionales existentes en las conexiones desde la fabricación y montaje de la estructura, agravados por los efectos del temblor.

Las fallas dúctiles están asociadas con esfuerzos cortantes.

Los incrementos en la velocidad de aplicación de las cargas, y los descensos de temperatura, ocasionan aumentos de la resistencia al corte, con lo que cambian las relaciones entre sollicitaciones y resistencias a cortante y a tensión; ambos fenómenos hacen que disminuya la ductilidad del acero, y cualquiera de ellos, o la combinación de los dos, puede ser causa de que un acero dúctil en condiciones normales se vuelva completamente frágil. No parece que las temperaturas bajas hayan influido en el comportamiento de la mayoría de las estructuras dañadas (aunque la temperatura ambiente a la hora del temblor era de 4 °C, y varias de las fracturas de columnas se presentaron en estructuras en construcción, en las que el acero no estaba todavía protegido por recubrimientos y acabados), pero sí debe haber jugado un papel importante la velocidad de aplicación de la carga.

En una zona de una estructura que estuviese sometida a un estado triaxial de esfuerzos, con los tres esfuerzos principales de magnitudes iguales, no podría presentarse nunca una falla dúctil, pues los esfuerzos cortantes son nulos en todas las direcciones. En una estructura real los esfuerzos principales no son nunca iguales; sin embargo, la contracción irregular y restringida de la soldadura entre los patines de viga y columna, y del material base adyacente, durante el enfriamiento desde el estado líquido hasta la temperatura ambiente, produce esfuerzos residuales de tensión, que, a lo largo del eje de la soldadura, pueden ser mayores que el límite de fluencia del material, y que son también elevados en las dos direcciones ortogonales; su superposición con los esfuerzos ocasionados por las acciones sísmicas origina estados triaxiales para los que disminuye drásticamente la relación esfuerzo cortante/esfuerzo axial, que tienden a promover fallas de tipo frágil. Lo anterior se agrava por las concentraciones de esfuerzos producidas por discontinuidades en el material (debidas, por ejemplo, a defectos de las soldaduras, o provenientes del proceso de laminado) y por cambios en la dirección en que se transmiten las fuerzas interiores.

La combinación de los efectos mencionados puede hacer que sea imposible construir

conexiones con los patines de las vigas soldados a tope contra los de las columnas que no fallen de manera frágil bajo las acciones casi instantáneas de un temblor; desde luego, quedan invalidadas suposiciones como la que permitía diseñar la conexión por alma sin tener en cuenta la parte del momento de flexión que le corresponde, bajo la suposición de que por el endurecimiento por deformación los patines podían transmitir, por sí solos, el momento plástico completo de la viga; es indudable que ésta se fracturará mucho antes de que se presenten las deformaciones correspondientes al endurecimiento.

Las deformaciones no lineales de los marcos rígidos se obtienen al desarrollarse deformaciones inelásticas, por flexión o cortante, en zonas discretas de la estructura. Cuando las deformaciones inelásticas son grandes, se forman articulaciones plásticas, que admiten rotaciones concentradas significativas, bajo carga constante, o casi constante, gracias al flujo plástico de las fibras en tensión y al pandeo local de las comprimidas. Si aparece un número suficiente de articulaciones plásticas, el marco se convierte en un mecanismo, que se deforma lateralmente. Este comportamiento está acompañado por una disipación significativa de energía, principalmente si el número de miembros involucrados en el mecanismo es grande, y por daños locales importantes en las articulaciones plásticas. No conviene que éstas se formen en las columnas, pues podrían desarrollarse mecanismos en los que participan pocos elementos, los llamados “mecanismos de entrepiso”, con poca disipación de energía. Además, estos mecanismos ocasionan daños locales en elementos que son críticos para resistir las cargas gravitacionales.

Los métodos para el diseño de conexiones recomendados en los reglamentos anteriores al temblor de *Northridge* estaban basados en la formación de articulaciones plásticas en las vigas, adyacentes a la cara de la columna, o dentro del alma misma de la columna (*panel zone*). La articulación plástica en el extremo de la viga genera grandes demandas de deformación a través del grueso del patín de la columna, en el metal de soldadura y en las zonas afectadas por el calor, lo que puede originar una falla frágil de la junta. Para obtener un comportamiento más confiable, se recomienda

que la conexión se configure de manera que la acción inelástica (articulación plástica) se desarrolle lejos de la cara de la columna, a una distancia no menor que la mitad del peralte de la viga; para ello, las conexiones viga-columna se refuerzan con cubreplacas, cartelas, placas laterales, etc., y todos los elementos del marco se diseñan para que resistan las sollicitaciones correspondientes a la formación de las articulaciones, incluyendo el efecto del endurecimiento por deformación.

Se identifican los principios del diseño por capacidad: se escogen las regiones donde es más conveniente que se formen las articulaciones plásticas, y la estructura se dimensiona de manera que se formen realmente en ellas.

Hay evidencias de que el flujo plástico del alma de la columna puede aumentar la capacidad de la conexión para admitir rotaciones plásticas. Sin embargo, también existe la preocupación y alguna evidencia, de que si la deformación por cortante es excesiva, se forman quiebres en el patín de la columna, frente a los de la viga; si la curvatura local es significativa, puede contribuir a la falla de la junta. Esto sugiere que puede ser conveniente diseñar el alma de la columna (*panel zone*) de una manera más conservadora que como se ha hecho hasta ahora.

Las placas adosadas al alma y, en especial, las soldaduras asociadas con ellas, producen efectos desfavorables, por lo que se recomienda que, siempre que sea práctico, se empleen columnas de tamaños que no requieran la adición de esas placas.

No conviene utilizar soldaduras complementarias en las placas verticales atornilladas que transmiten la fuerza cortante porque, aparentemente, cuando las rotaciones inducidas son grandes, contribuyen a la falla potencial de la placa. Inclusive, se ha sugerido que se utilicen agujeros alargados horizontales, para limitar el momento que se genere en la placa de cortante y proteger su capacidad para resistir fuerzas verticales, si llega a fallar la conexión por flexión.

En contra de los requisitos de los códigos vigentes, se recomienda que siempre se colo-

quen atiesadores (placas de continuidad), de grueso cuando menos igual al del patín de la viga (sin incluir cubreplacas), o a la mitad del grueso efectivo total (patín de la viga más cubreplacas). Las soldaduras entre las placas de continuidad y la columna deben desarrollar la resistencia de las placas.

De todo lo anterior se concluye que los métodos para diseño de conexiones soldadas, basados en investigaciones de laboratorio realizadas a lo largo de más de tres décadas, respaldadas por estudios analíticos, estaban mal, se aplicaron a juntas que eran muy diferentes de aquellas para los que fueron deducidos, o el temblor de *Northridge* tuvo características inesperadas. Ninguna de esas conclusiones tranquiliza al ingeniero estructural que se ve, una vez más, navegando por aguas desconocidas, a pesar de que parecían suficientemente exploradas. De nuevo se ponen en evidencia las enormes incertidumbres del

diseño sísmico, y lo poco que sirven los aparentemente muy precisos análisis dinámicos. Reanalizando edificios dañados por el temblor, se encontró que era imposible predecir los lugares en que aparecieron los daños, que tuvieron una distribución prácticamente aleatoria, con muy poca relación con las zonas en que los análisis señalaban mayores demandas de resistencia o ductilidad.

En el futuro cercano aumentará, seguramente, el uso de conexiones soldadas semirrígidas y el empleo de tornillos de alta resistencia en las uniones viga-columna, y se recurrirá, cada vez más, a soluciones más complejas, pero prometedoras, como el aislamiento de la base de los edificios, para limitar la energía que reciben durante un evento sísmico, y el empleo de amortiguadores, para disipar esa energía sin que la estructura sufra deformaciones inelásticas.

## CONCLUSIONES

El diseño debe hacerse con un coeficiente sísmico razonable, ni demasiado bajo ni demasiado alto, y con espectros de diseño que tengan en cuenta las características probables de los temblores futuros y la interacción suelo-cimentación-estructura.

Escogidos el coeficiente sísmico y el espectro de diseño, han de buscarse, por medio de un diseño arquitectónico y estructural adecuado, y de una construcción cuidadosa, que requiere una supervisión también cuidadosa, en la que debe participar el proyectista estructural, construcciones en las que se supriman los fenómenos que se sabe son desfavorables para su comportamiento ante sismos, y que puedan resistir, sin colapso ni deterioro excesivo, un número considerable de ciclos de carga de magnitud elevada.

La atención principal ha de dirigirse hacia la altura y configuración del edificio, para evitar fenómenos de resonancia y anomalías geométricas o estructurales, en planta o elevación, que produzcan torsiones excesivas o entrepisos débiles, y hacia el diseño y construcción de la estructura, buscando el comportamiento más deseable bajo temblores

intensos, lo que implica evitar fallas prematuras, de carácter frágil o por inestabilidad. Todo esto exige mucho cuidado, sobre todo en las zonas donde habrá gran demanda de ductilidad. Y exige, también, una colaboración mucho más estrecha que la que ha habido hasta ahora entre el arquitecto y el ingeniero estructural, y entre éste y el especialista en mecánica de suelos y cimentaciones.

El método de análisis se vuelve secundario si la estructura se diseña por capacidad; no hay duda de que en casos especiales se requieren análisis dinámicos, sobre todo en construcciones de geometría muy complicada, pero en la mayoría de los edificios bastan las fuerzas obtenidas con un análisis estático, puesto que las características de la estructura impedirán que se excedan.

Es la opinión del que habla que en las últimas décadas se ha dado un carácter excesivamente científico a la ingeniería estructural en zonas sísmicas. Los ingenieros estructurales y los constructores han dependido demasiado de las investigaciones teóricas, sustentadas, muchas veces, en bases no muy firmes, hasta llegar a creer que los resultados de un análisis



dinámico realizado con una computadora, basado en los espectros de diseño producidos por esas investigaciones, permiten diseñar estructuras a prueba de temblores. Se olvida que no se analiza la estructura, sino un modelo de la misma, que no se parece demasiado a ella, que los espectros provienen de los temblores que han sucedido hasta ahora, no de los que habrá en el futuro, y que sus ordenadas máximas se han recortado de manera bastante arbitraria. Se olvida que la ingeniería estructural en general, y la sísmica en particular, son un arte, con sólidas bases científicas, pero no una ciencia exacta. Se olvida que, dados los parámetros básicos, la solución de un problema no es única, y que el comportamiento de una edificación dependerá, en buena parte, de aspectos difíciles de evaluar cuantitativamente, que no se incluyen en los reglamentos tradicionales.

Los reglamentos de construcción deben normar que las estructuras se diseñen con coeficientes sísmicos razonables, y han de especificar métodos de análisis y diseño congruentes con la importancia de las edificaciones. Pero no son éstos los únicos aspectos que deben cubrir, ni siquiera los más importantes. Tienen que prestar atención especial a las características que hacen que los edificios tengan la resistencia adicional que les permite resistir movimientos de tierra mayores que los de diseño sin colapso y, en muchos casos, sin daños importantes. Aunque algunos de estos aspectos se tratan en los reglamentos, han recibido, y siguen recibiendo, poca atención.

En general, debe quitarse énfasis al análisis y ponérselo al diseño. Cada temblor importante obliga a modificar los coeficientes sísmicos y los espectros de diseño, y es imposible prever, con suficiente precisión, los movimientos que deberá resistir, en el futuro, un edificio dado, puesto que dependen, en gran parte, de sus características propias y de las del sitio en que se desplanta las que, además de conocerse de manera imperfecta, cambian con el tiempo, y varían sustancialmente de uno a otro sismo. La mejor manera de soportar esos temblores desconocidos es dándole a la estructura la ductilidad necesaria para poner un límite superior a sus efectos, y dimensionándola para que los resista con daños poco importantes, y de fácil reparación. Es claro que eventos

como el temblor de *Northridge* enseñan que no se tienen todavía los conocimientos suficientes sobre la respuesta sísmica de elementos estructurales, y de sus uniones, para proporcionar, en todos los casos, la resistencia y ductilidad deseadas.

Los reglamentos deben dirigirse a todos los que intervienen en el proceso de diseño y construcción, y no solamente a los ingenieros estructurales, quienes pasan desapercibidos e ignorados mientras las construcciones tienen un comportamiento correcto, pero suelen ser los únicos responsables de todo cuando hay problemas, a pesar de que desarrollan sus actividades en un marco definido por autoridades, propietarios, urbanistas, investigadores universitarios, arquitectos y especialistas en otras áreas.

Las responsabilidades deben compartirse entre los que escriben los códigos, autoridades de la ciudad, propietarios, arquitectos, ingenieros estructurales, especialistas en mecánica de suelos y cimentaciones, y constructores, puesto que todos contribuyen a las características finales del edificio y al estado en que se encontrará cuando, quizá bastantes años después de que se terminó su construcción, actúe sobre él un sismo intenso.

¿Quién es el responsable cuando se colapsa una estructura, y se demuestra que se diseñó de acuerdo con los reglamentos vigentes y se construyó siguiendo prácticas aceptadas? ¿Quién fija los riesgos que acepta una sociedad? ¿Los grupos de expertos que escriben los códigos son impersonales y carecen de responsabilidad? ¿Tampoco la tienen los arquitectos, que fijan las características espaciales de las construcciones, ni los propietarios, de los que depende su uso y mantenimiento?

Se ha de procurar que la investigación aplicada esté encaminada a resolver problemas reales, de los que depende la seguridad de las construcciones, y que sus resultados lleguen pronto a quienes han de utilizarlos, para lo que deben incorporarse a la práctica lo antes posible. Esto no se logra en la actualidad, pues la mayor parte de los artículos de las revistas especializadas parece dirigida a otros investigadores, y han desaparecido, casi por completo,

los trabajos que describían aplicaciones de carácter práctico. Inclusive, muchos libros son difíciles de leer, pues el autor, que es casi siempre un investigador o profesor universitario, con frecuencia no trata de aclarar problemas básicos, sino remite al lector a publicaciones a las que, a diferencia del autor, no tiene fácil acceso, ni tiempo para leerlas y digerirlas. Todo esto es consecuencia de un círculo vicioso, que habría que romper: los ingenieros estructurales escriben poco; los comités editoriales de las revistas de prestigio están compuestos, casi totalmente, por profesores o investigadores, que dan preferencia a los estudios teóricos y rechazan, casi siempre, lo que aquellos escriben; como una consecuencia, escriben todavía menos. Y, desgraciadamente, pocos son los profesores o investigadores universitarios que se preocupan por hacer una labor de divulgación.

El ingeniero estructural hace sus diseños cumpliendo los requisitos formales que le imponen los reglamentos y, como no es un experto en ingeniería sísmica, ni es éste el único aspecto del diseño que le preocupa, no tiene demasiado en cuenta los fenómenos físicos que se encuentran tras ellos. Por este motivo, es vital que los reglamentos se mantengan al día en los aspectos que interesan al ingeniero estructural; no hay que olvidar que sus objetivos e intereses, y los de sus clientes, no son necesariamente los mismos que los del investigador, y debe recordarse, siempre, que aunque la investigación es básica para el desarrollo de la ingeniería estructural en zonas sísmicas, es peligroso que la redacción y actualización de los reglamentos quede en manos, casi exclusivamente, de profesores e investigadores, con muy poca participación de los ingenieros que los utilizarán.