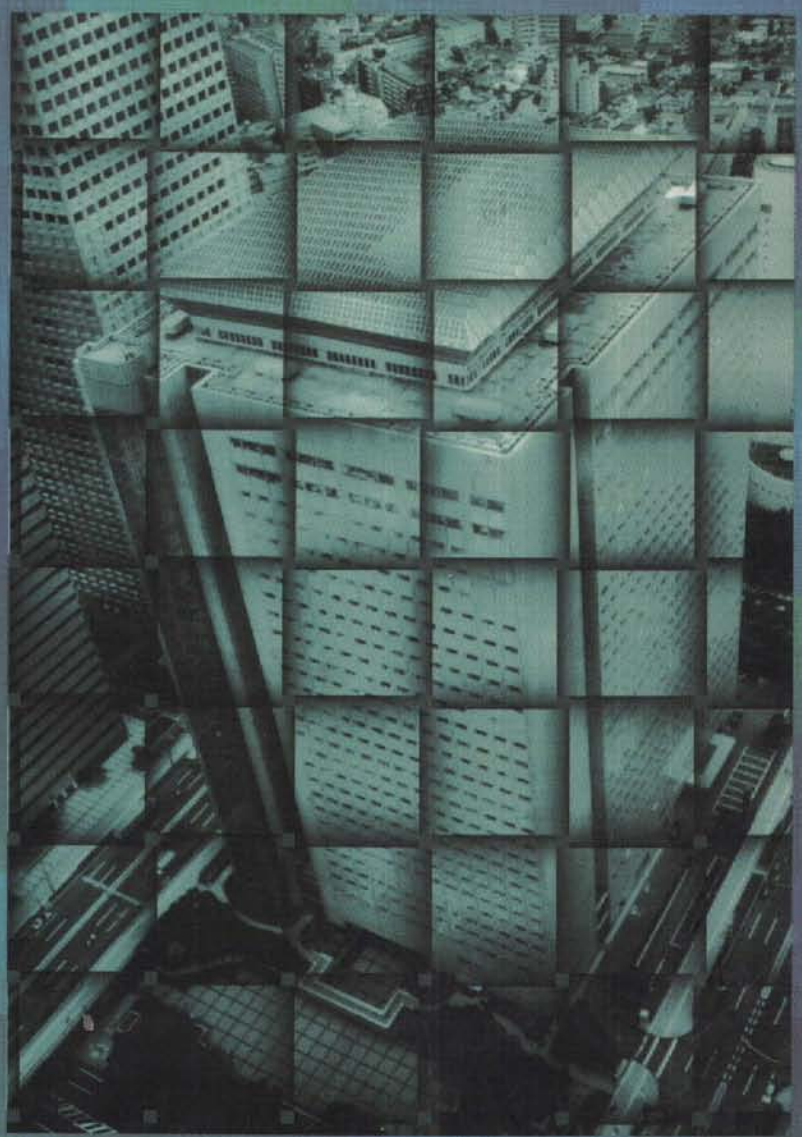
CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS



MÉXICO

CENAPRED

JICA

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

T690.2

Curso sobre
Diseño y Construcción
Sismorresistente de Estructuras



Centro Nacional de Prevención de Desastres

Agencia de Cooperación Internacional del Japón

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

CENAPRED
TA654.M49
S42

SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN

Secretario de Gobernación
Lic. Francisco Labastida Ochoa

Coordinador General de Protección Civil
Lic. Guillermo Ruiz de Teresa

CENAPRED

Director General
Dr. Roberto Meli

Coordinador de Investigación
Dr. Servando de la Cruz

Coordinadora de Capacitación
Lic. Gloria Luz Ortiz

Coordinador de Difusión
Lic. Ricardo Cícero

Coordinador de Instrumentación
M. en I. Roberto Quass

Editor Responsable y
Coordinador del Curso
M. en I. Tomás A. Sánchez

Producción y Diseño Editorial
Oscar Zepeda

Derechos reservados:

© 1999, Secretaría de Gobernación /
Centro Nacional de Prevención de Desastres

Primera edición: 1999

Impreso en México / Printed in Mexico

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

Centro Nacional de Prevención de Desastres
Av. Delfín Madrigal No. 665, Col. Pedregal de Sto. Domingo,
Delegación Coyoacán, C.P. 04360, México, D.F.
Tel. 424-6100, 606-0708, 606-9520, Fax: 606-1608
internet: http:\\www.cenapred.unam.mx
e-mail: cursos@cenapred.unam.mx

CONTENIDO

PRÓLOGO VII

PRESENTACIÓN IX

CAPÍTULO 1 SISMOLOGÍA Y PELIGRO SÍSMICO

Conocimientos básicos de los sismos
CENAPRED 3

Efecto de sitio
Carlos Gutiérrez 15

Sismicidad y riesgo sísmico
Mario Ordaz 19

CAPÍTULO 2 CONOCIMIENTOS BÁSICOS DEL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

Respuesta de edificios al movimiento sísmico
Eduardo Miranda 41

Control de la respuesta sísmica con dispositivos de disipación pasiva de energía
Eduardo Miranda 63

Mecánica de suelos, determinación de parámetros índice y mecánicos
Alonso Echavarría 85

Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura
Eduardo Miranda 103

Lecciones de sismos recientes
Enrique del Valle 109

Efecto de los sismos en las construcciones
Enrique del Valle 115

Criterios de diseño sísmico y reglamentos de construcción
Roberto Meli 125

CAPÍTULO 3 CONOCIMIENTOS ESPECÍFICOS DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE

Experiencias geotécnicas de sismos recientes y su incidencia en la normatividad para el diseño y construcción de cimentaciones
Manuel J. Mendoza 141

Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado

Aspectos fundamentales sobre elementos viga columna
Oscar López 177

Muros estructurales
Segio M. Alcocer 201

Losas y sismos
Sergio M. Alcocer 217

Uniones de elementos
Sergio M. Alcocer 227

Elementos de concreto presforzado y postensado

Comportamiento sísmico
Sergio M. Alcocer 237

El Presfuerzo en edificaciones incluyendo aspectos sísmicos
José L. Camba 253

Tecnología del concreto
Juan L. Cottier 265

Contraventeos excéntricos. Teoría y práctica del diseño
Enrique Martínez 277

Diseño y construcción de estructuras de mampostería
Tomás A. Sánchez 297

Evaluación y reparación estructural de edificios
Oscar de la Torre 317

Diseño sísmico de puentes
José C. Arce 339

CAPÍTULO 4 INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

Edificios instrumentados
David Murià Vila, Leonardo Alcántara, Luis E. Pérez, Roberto Durán, Arturo Tena, Marco A. Macías, Reyna Vázquez y Samuel Maldonado 353

Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México
David Murià Vila y Ricardo González 381

CAPÍTULO 5 LA PRÁCTICA DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE Y EL CONTROL DE CALIDAD EN OTROS PAÍSES

Concepto de la regulación del diseño sísmico de construcciones en Japón
Tatsuo Murota 401

Sistemas de calidad del diseño y construcción sismorresistente en E.U.A. y en la Ciudad de México
Ricardo Guzmán 411



PRÓLOGO

La propuesta para realizar un Curso Internacional de Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras nace como respuesta a los esfuerzos mutuos del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) en pro del mejoramiento de la tecnología sismorresistente que existe en los países de Latinoamérica y el Caribe.

Específicamente, los aspectos de seguridad estructural deben de ser considerados como temas prioritarios en la actualización y capacitación de quienes participan en el cumplimiento y aplicación correcta de un reglamento de construcciones, así como en aquellos profesionistas que realizan actividades docentes. El presente curso se dirige a profesionales de la ingeniería civil y arquitectura, ya que su participación es determinante en las diferentes etapas de un proyecto.

La organización y realización del curso, resultó de un esfuerzo común; por una parte de los instructores, y por la otra del comité organizador encabezado por la Coordinación de Capacitación de este Centro. De todos ellos cabe destacar su empeño y disposición para realizar continua y exitosamente este evento. La calidad y excelencia de un curso de capacitación depende en gran medida, de la posibilidad de brindar a los participantes un conjunto de lecturas que garanticen la cobertura, suficiente y a un nivel aceptable de los temas presentados. Con este afán, se evaluaron los contenidos de las ponencias escritas para el curso, las cuales fueron integradas en un texto que dió lugar a las memorias correspondientes. Por otra parte, las propuestas y sugerencias de los participantes de este curso y de otros similares con respecto a los contenidos temáticos han sido de gran utilidad para identificar aspectos que tiendan a mejorar el alcance del curso.

Seguramente en cada curso que se realice, podrá rescatarse la valiosa opinión de los participantes para generar un verdadero intercambio de experiencias técnicas. Con la publicación de estas memorias, se desea proveer a los participantes de un panorama general sobre el estado actual del conocimiento sobre el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes, además de difundir las técnicas de seguridad estructural empleadas en otros países. Con la seguridad de que los frutos que deriven del curso redundarán en el fortalecimiento de la práctica profesional y de un criterio mas amplio en el conocimiento del tema, el CENAPRED desea el mejor de los éxitos a quienes participen en este curso.

PRESENTACIÓN

El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) surge a partir de un convenio de Cooperación entre los gobiernos de México y Japón para el aprovechamiento y transferencia tecnológica en temas relacionados con la Prevención de Desastres Sísmicos. Sus actividades, que originalmente se orientaron a estos temas, ampliaron su ámbito de acción a otros tipos de fenómenos destructivos y se definió como su objetivo fundamental la promoción y aplicación de tecnologías para la prevención y mitigación de desastres, el desarrollo de investigación, la impartición de cursos de capacitación y la difusión de medidas de preparación y autoprotección para la población.

En forma importante, la Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA) apoyó por 7 años las actividades del Centro que tuvieran relación con los aspectos sísmicos. En 1997 culminó el Proyecto Conjunto JICA-CENAPRED, y se establecieron las bases para futuras actividades de cooperación, principalmente orientadas a la transferencia de tecnologías y conocimientos hacia países de la región de América Latina y el Caribe. En este sentido, los gobiernos de México y Japón acordaron establecer un Programa de Capacitación en el campo de la Ingeniería Sísmica, integrado al marco de cooperación técnica que viene realizando la cancillería mexicana con los países de esta región.

El diseño y contenido del Curso Internacional sobre Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes se sustenta en un diagnóstico realizado por el CENAPRED con apoyo de JICA de las necesidades de capacitación detectadas en diversos países. Este evento pretende dar a conocer con un enfoque práctico los últimos avances sobre el tema, asignando una especial atención a la actualización y capacitación de ingenieros y arquitectos, tanto los que intervienen en el cumplimiento y aplicación de los reglamentos de construcción como los que participan en las diferentes etapas del proyecto y construcción de edificios incidiendo en forma determinante en su seguridad estructural. El texto que se presenta se estructuró con cinco temas básicos: Sismología y peligro sísmico, Conocimientos básicos del diseño sísmico de edificios, Conocimientos específicos del diseño y construcción sismorresistente, Instrumentación sísmica de edificios, y, La práctica del diseño y construcción sismorresistente y el control de calidad en otros países. Los temas los imparten 18 especialistas y se complementan con prácticas de laboratorio, visitas de campo y un taller de análisis y diseño sísmico.

El curso que se detalla en estas memorias, ofrece a los participantes la oportunidad de mejorar sus conocimientos sobre el tema, y pretende lograr por la diversidad de sus temas, un intercambio de experiencias y puntos de vista entre los participantes e instructores. El Comité Organizador y las instituciones que apoyaron la realización de este evento, tienen el profundo interés de que sea fructífero en todos los aspectos, y contribuya a establecer relaciones profesionales y de amistad permanentes entre los representantes de los diversos países.

CAPÍTULO 1

SISMOLOGÍA Y PELIGRO SÍSMICO

Temas

1. **Conocimientos básicos de los sismos**
   CENAPRED
2. **Efecto de sitio**
   Carlos Gutiérrez
3. **Sismicidad y riesgo sísmico**
   Mario Ordaz

CONOCIMIENTOS BÁSICOS DE LOS SISMOS

Centro Nacional de Prevención de Desastres[1]

1. INTRODUCCIÓN

Por su ubicación geográfica algunos países se encuentran más propensos que otros a la acción e impacto de fenómenos naturales que pueden derivar en una situación de desastre; entre las calamidades a las que mayormente están expuestos diversos países latinoamericanos, principalmente de Centro y Sudamérica, destacan los sismos, que tienen un lugar especial a lo largo de su historia, algunas veces por su frecuencia y otras más desafortunadas por los desastres a que han dado origen, por ejemplo, aquel que vivió la Ciudad de México en septiembre de 1985.

La presencia de fallas geológicas y la acción de las placas continentales son factores siempre presentes en la dinámica de nuestro planeta. En muchas ciudades a estos elementos se suman las características del subsuelo y la gran densidad poblacional, originando una situación de riesgo sísmico. Frente a este panorama la acción gubernamental se debe orientar a informar y capacitar a la ciudadanía para enfrentar con eficacia estos fenómenos telúricos. Con ello se contribuirá al crecimiento y consolidación de una Cultura de Protección Civil, sobre la que habrán de sustentarse las acciones en pro de la Prevención de desastres.

El Propósito de incluir en esta memoria el tema "Conocimientos Básicos de los Sismos", cuyo contenido está basado en el fascículo "Sismos" publicado por el CENAPRED, fue proporcionar a los participantes un marco conceptual básico sobre el origen y características de los estos fenómenos y sobre su estudio mediante redes de observación.

2. CONSTITUCIÓN INTERNA DE LA TIERRA

El conocimiento que actualmente se tiene del interior de la Tierra es el resultado de un gran número de estudios científicos, en su mayoría basados en la propagación de las ondas sísmicas a través de los materiales terrestres. De esta forma ha sido posible determinar su composición y dividirla en varias capas concéntricas; éstas son:

a) Corteza

Esta comienza en la superficie y llega hasta una profundidad promedio de 35 km., pudiendo ser mayor en algunas zonas continentales como las cadenas montañosas y menor en los océanos donde llega a un espesor de 10 km. La corteza es completamente sólida y fracturable.

b) Manto

Comprende desde la parte inferior de la corteza hasta una profundidad de 2900 km. Debido a las condiciones de la temperatura y presión a las cuales se encuentran los materiales del manto, éstos se hallan en un estado entre sólido y plástico.

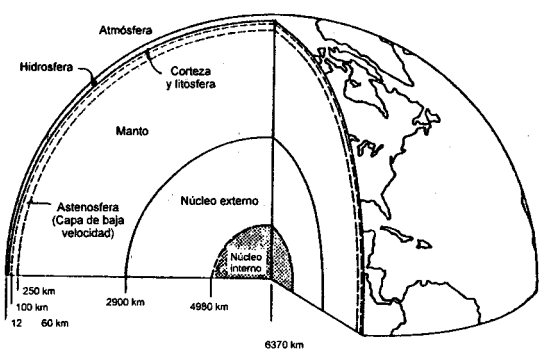


Figura 1. Estructura concéntrica y configuración interna del planeta tierra (Adaptado de P. J. Wyllie, 1975)

c) Núcleo externo

Tiene un espesor aproximado de 2300 km. y está comprendido entre 2900 y los 5200 km. de profundidad. Con base en datos sismológicos se ha podido inferir que es líquido. Esto puede deberse a condiciones de alta temperatura.

[1] Tomado del fascículo "Sismos", publicado por el CENAPRED.

d) Núcleo interno

Este es el centro de la Tierra y tiene un diámetro de 2340 km. Según se ha calculado, se encuentra en estado sólido. Para los fines de la actividad sísmica es de particular importancia la cubierta rígida de nuestro planeta, constituida por la corteza y la parte superior del manto. Esta recibe el nombre de Litosfera y tiene un espesor promedio de 100 km.

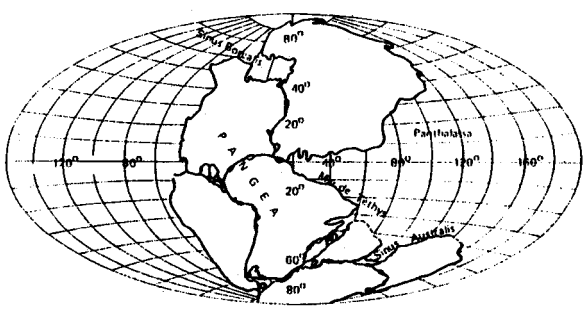
3. DERIVA DE LOS CONTINENTES

Sir Francis Bacon, en 1620, reconoció que claramente existía correspondencia en la forma de las líneas de la costa atlántica de América y las de Africa.

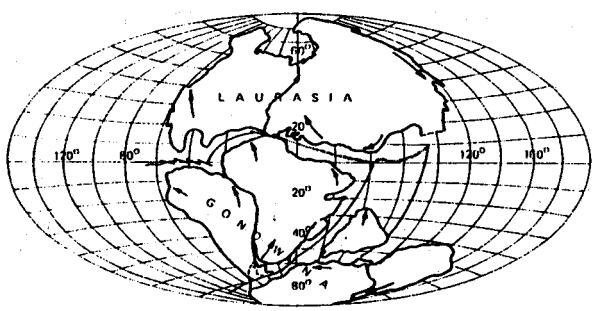
Tomando como base lo anterior, Alfred Wegener desarrolló, en 1912, la Teoría de la Deriva Continental, que afirma que los actuales continentes se hallaban agrupados, hace 200 millones de años, formando un super continente llamado pangea. Dichos continentes al moverse constantemente sobre un supuesto sustrato viscoso llegaron a ocupar su posición actual. Ver figura 2.

Posteriormente, con base en la teoría elaborada por Wegener y numerosas contribuciones de geólogos y geofísicos, se desarrolló la Teoría de Tectónica de Placas, que establece que la litosfera se encuentra dividida, formando una especie de mosaico de sectores rígidos, conocidos como placas, las cuales se mueven entre sí con desplazamientos promedio de algunos centímetros por año.

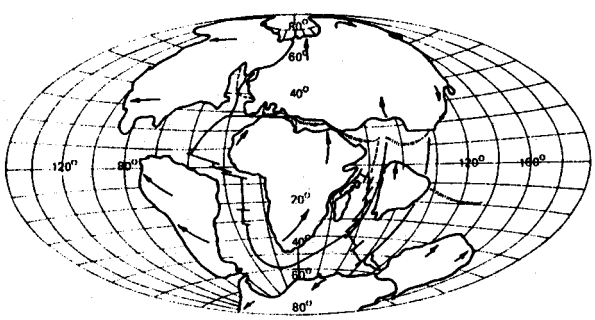
Para entender el mecanismo que impulsa las placas observe la figura 3 donde se muestra que la litosfera se desplaza sobre la parte viscosa del manto debido al arrastre provocado por las corrientes de convección. Estas corrientes son las que transmiten el calor del interior de la Tierra hacia las partes superiores de ésta, transportando materiales calientes (profundos) a profundidades menores y materiales a menor temperatura hacia profundidades mayores.



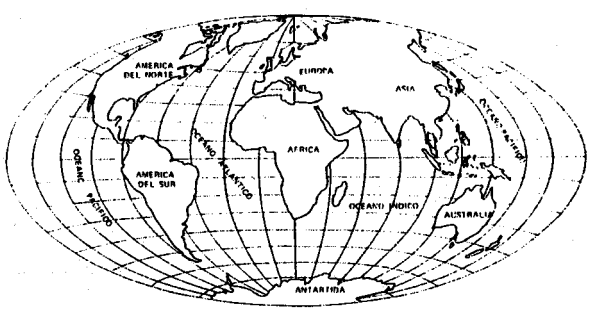
El continente universal Pangea, tal como era hace doscientos millones de años



Vista de los continentes hace ciento ochenta millones de años



Mapa mundial hace sesenta y cinco millones de años



Geografía mundial hoy día

Figura 2. Teoría de la deriva continental (Adaptado de R. S. Dietz and J. C. Holden, - 1970)

Los límites de las placas no coinciden con los límites de los continentes; una sola placa puede contener porciones de continentes y porciones de océanos. Los límites o márgenes entre las placas pueden ser de tres tipos:

Divergentes: en donde las placas se están separando; un ejemplo son las cordilleras oceánicas.

b) Convergentes o de subducción: donde una de las placas se introduce debajo de otra. Como ejemplo se tiene el caso de la penetración de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica en la costa occidental de nuestro país

Transformación o transcurrentes: donde dos placas se mueven entre sí lateralmente, como por ejemplo la falla de San Andrés, que afecta a nuestro país en la península y Golfo de Baja California.

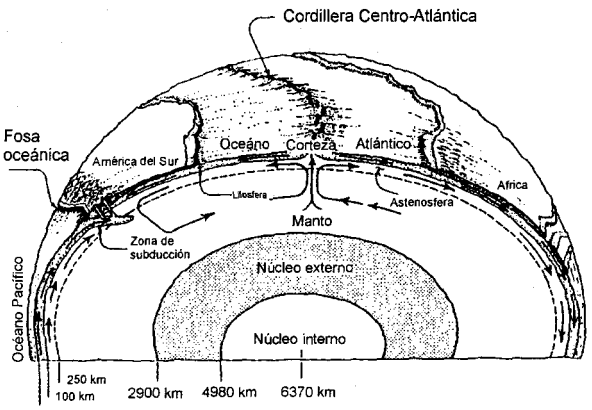


Figura 3. Mecanismos del movimiento de las placas

4. RELACIÓN ENTRE LA TECTÓNICA DE PLACAS Y LA SISMICIDAD MUNDIAL

La litosfera está dividida, como ya se mencionó, en varias placas (como se muestra en la figura 4), cuyo desplazamiento alcanza velocidades del orden de varios centímetros por año. En los límites entre placas, esto es, donde hacen contacto unas con otras, se generan fuerzas de fricción que mantienen atoradas dos placas adyacentes, produciendo grandes esfuerzos en los materiales, (ver figura 5). Cuando dichos esfuerzos sobrepasan la resistencia de la roca, o cuando se vencen la fuerzas de fricción se produce la ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada. Esta es irradiada desde el foco (o hipocentro) en forma de ondas que se propagan en todas direcciones a través del medio sólido de la Tierra. Estas ondas son conocidas como ondas sísmicas.

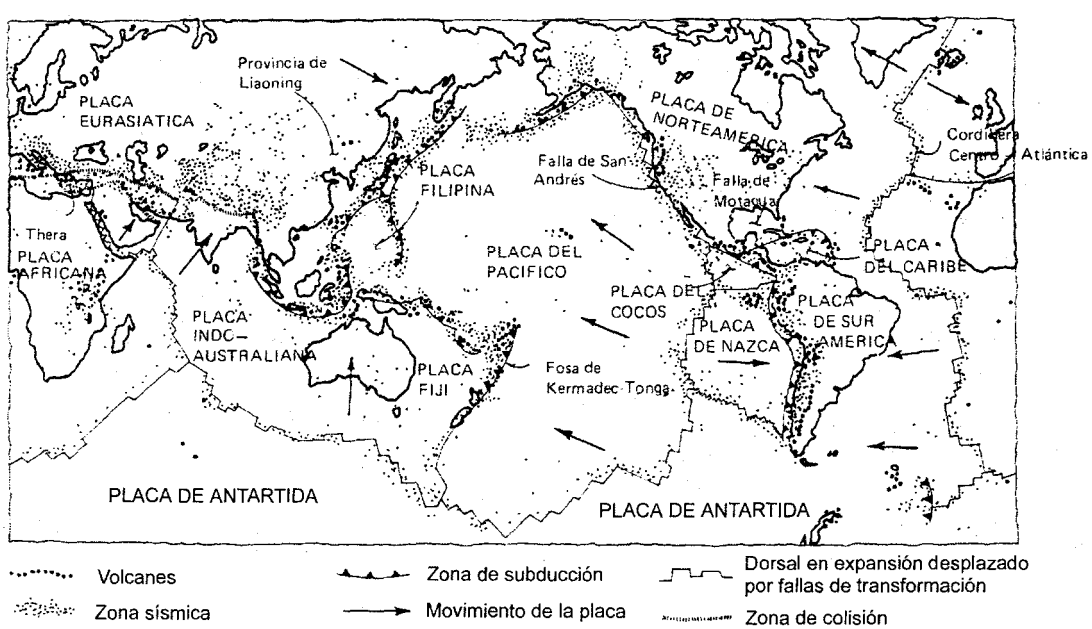


Figura 4. Continentes y placas litosféricas.- El mapa muestra las cordilleras centro-oceánicas, las fosas marinas y las principales placas en que se divide la corteza terrestre

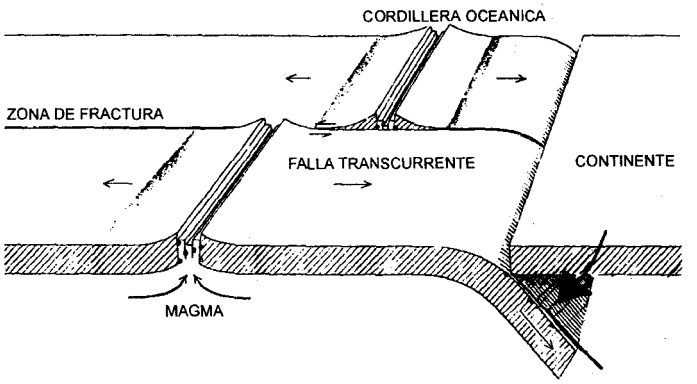


Figura 5. Esquema de los diferentes límites entre placas

5. ONDAS SÍSMICAS

Al ocurrir un sismo, tres tipos básicos de ondas producen la sacudida que se siente y causa daños, de ellos, sólo dos se propagan en todas direcciones en el interior de la Tierra por lo que son llamadas ondas internas. La más rápida de las ondas internas es la onda primaria u onda "P".

La principal característica de esta onda es que comprime y expande la roca, en forma alternada, en la misma dirección en que viaja. Estas ondas son capases de viajar a través de las rocas sólidas así como de líquidos, por ejemplo los océanos o magma volcánico. Además, las ondas "P" son capases de transmitirse a través de la atmósfera, por lo que en ocasiones son percibidas por personas y animales como un sonido grave y profundo.

La segunda onda llamada secundaria u onda "S" viaja a menor velocidad que la "P" y deforma los materiales, mientras se propaga, lateralmente respecto de su trayectoria. Por esta razón este tipo de ondas no se transmite en líquidos ni en gases.

Cuando ocurre un terremoto la onda "P" se siente primero, con un efecto de *retumbo* que hace vibrar paredes y ventanas.

Algunos segundos después llega la onda "S" con su movimiento de arriba hacia abajo y de lado a lado, que sacude la superficie del suelo vertical y horizontalmente. Este es el movimiento responsable del daño a las construcciones.

El tercer tipo de ondas sísmicas es el de las llamadas ondas superficiales, que tienen la característica de propagarse por la parte más superficial de la corteza terrestre, disminuyendo la amplitud de su movimiento a medida que la profundidad aumenta. Las ondas superficiales generadas por el terremoto se pueden clasificar en dos grupos.

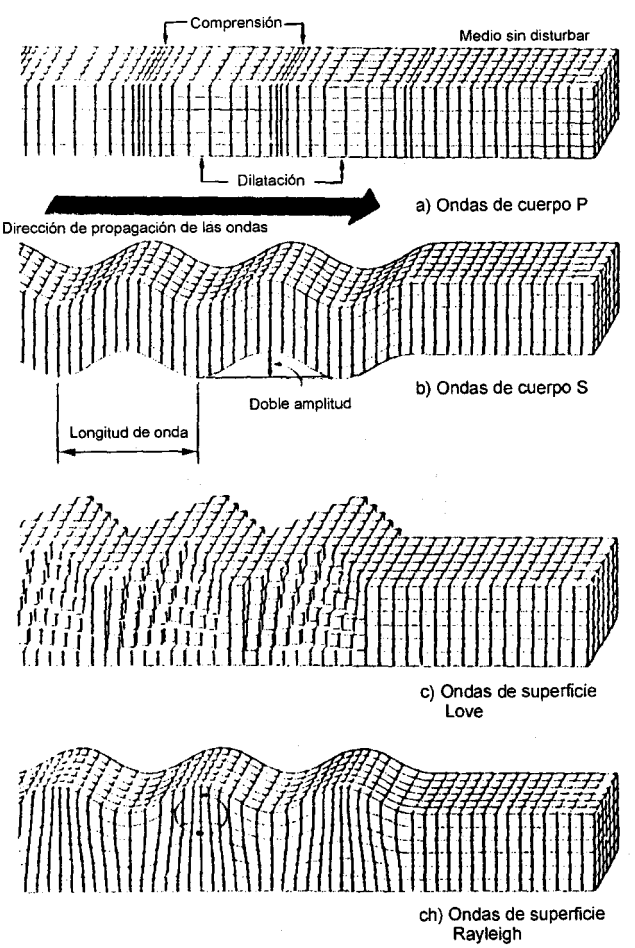


Figura 6. Diagrama ilustrando la forma del movimiento de los cuatro tipos de ondas sísmicas

El primero es el de ondas Love, llamadas así en honor a su descubridor, el Físico A. E. H. Love, las cuales deforman las rocas de la misma manera que las ondas "S". El segundo es de ondas Rayleigh, en honor a Lord Rayleigh, que tienen un movimiento vertical similar al de las olas del mar. Las ondas superficiales viajan más despacio que las ondas internas y, de éstas, las ondas Love son las más rápidas.

Las ondas Rayleigh, debido a la componente vertical de su movimiento, pueden afectar cuerpos de agua, por ejemplo lagos, mientras que las Love (que no se propagan a través del agua) pueden afectar la superficie del agua debido al movimiento lateral de la roca que circunda lagos y bahías.

6. TIPOS DE SISMOS

Los sismos se pueden clasificar, con base en su origen, en *naturales* y *artificiales*. Los sismos de origen natural son los que en general liberan una mayor cantidad de energía y, por tanto sus efectos en la superficie son mayores.

Los sismos de origen natural pueden ser de tres tipos:

a) Sismos Tectónicos

Son aquellos producidos por la interacción de placas tectónicas. Se han definido dos clases de estos sismos: los interplaca, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre las placas, de la manera descrita anteriormente, y los intraplaca que se presentan lejos de los límites de placas conocidos. Estos sismos, resultado de la deformación continental por el choque entre placas, son mucho menos frecuentes que los interplaca y, generalmente de menor magnitud.

Un tipo particular de sismos intraplaca son los llamados locales, que son producto de deformaciones de los materiales terrestres debido a la concentración de fuerzas en una región limitada.

b) Sismos Volcánicos

Estos acompañan a las erupciones volcánicas y son ocasionados principalmente por el fracturamiento de rocas debido al movimiento del magma. Este tipo de sismos generalmente no llegan a ser tan grandes como los anteriores.

c) Sismos de Colapso

Son los producidos por derrumbamiento del techo de cavernas y minas. Generalmente, estos sismos ocurren cerca de la superficie y se llegan a sentir en un área reducida.

Sismos Artificiales

Son los producidos por el hombre por medio de explosiones convencionales o nucleares, con fines de exploración, investigación, o explotación de bancos materiales para la industria (por ejemplo, extracción de minerales). Las explosiones nucleares en ocasiones son los suficientemente grandes para ser detectadas por instrumentos en diversas partes del planeta, pero llegan a sentirse sólo en sitios cercanos al lugar de pruebas.

Maremotos

Los maremotos, también conocidos como *Tsunamis*, son la consecuencia de un sismo tectónico bajo el fondo del océano; éste llega a mover el agua como si fuera empujada por un gran remo. Las olas provocadas se propagan a partir de los alrededores de la fuente del terremoto a través del océano hasta que llegan a la costa. Allí, su altura puede llegar a ser hasta de 30 metros, como sucedió en Japón a finales del siglo pasado.

7. ESCALAS DE INTENSIDAD Y MAGNITUD

Generalmente, al describir un gran sismo, además de su epicentro se mencionan valores de magnitud e intensidad; estos dos últimos términos representan fenómenos distintos.

Tabla 1. Escala de intensidad Mercalli modificada abreviada

Valor de la intensidad y su descripción	
I	No es sentido excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables. (I de la escala Rossi-Forel)
II	Sentido sólo por muy pocas personas en posición de descanso, especialmente en los pisos altos de los edificios. Objetos suspendidos delicadamente pueden oscilar. (I a II de la escala Rossi-Forel)
III	Sentido muy sensiblemente en interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, pero mucha gente no lo reconoce como un terremoto. Automóviles parados pueden balancearse ligeramente. Vibraciones como al paso de un camión. Duración apreciable. (III de la escala Rossi-Forel)
IV	Durante el día sentido en interiores por muchos, al aire libre por algunos. Por la noche algunos despiertan. Platos, ventanas, puertas agitados; las paredes crujen. Sensación como si un camión pesado chocara contra el edificio. Automóviles parados se balancean apreciablemente. (IV a V de la escala de Rossi-Forel)
V	Sentido por casi todos, muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas y similares rotos; grietas en el revestimiento en algunos sitios. Objetos inestables volcados. Algunas veces se aprecia balanceo de árboles, postes y otros objetos altos. Los péndulos de los relojes pueden pararse. (V a VI de la escala Rossi-Forel)
VI	Sentido por todos, muchos se asustan y salen al exterior. Algún mueble pesado se mueve; algunos casos de caída de revestimientos y chimeneas dañadas. Daño leve. (VI a VII de la escala de Rossi-Forel)
VII	Todo el mundo corre al exterior. Daño insignificante en edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras corrientes bien construidas; considerablemente en estructuras pobremente construidas o mal diseñadas; se rompen algunas chimeneas. Notado por algunas personas que conducen automóviles. (VIII de la escala Rossi-Forel)
VII	Daño leve en estructuras diseñadas especialmente; considerable en edificios corrientes sólidos con colapso parcial; grande en estructuras de construcción pobre. Paredes separadas de la estructura. Caída de chimeneas, rimeros de fábricas, columnas, monumentos y paredes. Muebles pesados volcados. Eyección de arena y barro en pequeñas cantidades. Cambios en pozos de agua. Conductores de automóviles entorpecidos (VIII + a IX de la escala Rossi-Forel)
IX	Daño considerable en estructuras de diseño especial; estructuras con armaduras bien diseñadas pierden la vertical; grande en edificios sólidos con colapso parcial. Los edificios se desplazan de los cimientos. Grietas visibles en el suelo. Tuberías subterráneas rotas. (IX + de la escala Rossi-Forel)
X	Algunos edificios bien construidos en madera destruidos; la mayoría de las obras de estructura de ladrillo, destruidas con los cimientos; suelo muy agrietado. Carriles rotos. Corrimientos de tierra considerables en las orillas de los ríos y en laderas escarpadas. Movimientos de arena y barro. Agua salpicada y derramada sobre las orillas. (X de la escala Rossi-Forel)
XI	Pocas o ninguna obra de albañilería quedan en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el suelo. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio. La tierra se hunde y el suelo se desliza en terrenos blandos. Carriles muy retorcidos.
XII	Destrucción total. Se ven ondas sobre la superficie del suelo. Líneas de mira (visuales) y de nivel deformadas. Objetos lanzados al aire.

La intensidad de un sismo está asociada a un lugar determinado y se asigna en función de los efectos causados en el hombre, en sus construcciones y en general, en el terreno en dicho sitio. Esta medida resulta un tanto subjetiva, debido a que la forma de medirse depende de la sensibilidad de cada persona y de la apreciación que se tenga de los efectos.

La primera escala de intensidad fue propuesta en 1883 por S. de Rossi y F. Forel, con grados de 1 al 10. Más tarde, G. Mercalli propone, en 1902, otra escala con doce grados, la que fue modificada por H. Hood y F. Newmann en 1931 para construcciones más modernas. Esta es conocida como *Escala de Mercalli Modificada*, la que ahora es ampliamente utilizada.

Por otro lado, con el objeto de comparar el tamaño de los terremotos en todo el mundo, es necesaria una medida que no dependa, como la intensidad, de la densidad de población y del tipo de construcción. La manera de medir al tamaño real de un sismo tiene que ver con la cantidad de energía liberada y es independiente de la localización de los instrumentos que lo registren.

Una escala estrictamente cuantitativa, aplicable a sismos ocurridos en regiones habitadas o no, fue desarrollada por Charles Richter, utilizando las amplitudes de las ondas registradas por un sismógrafo. Richter, en 1932, definió la escala de *Magnitud*, basado en la medición de un gran número de sismos en la costa de California. Hoy el uso de la magnitud ha sido más allá de estos modestos comienzos. La conveniencia de describir el tamaño de un terremoto por un número (la magnitud), ha requerido que el método se amplíe a otros tipos de sismógrafos por todo el mundo. Consecuentemente,

se tiene una variedad de escalas de magnitud. Estas no tienen límite superior ni inferior, aunque el tamaño de un terremoto está, ciertamente, limitado en su extremo superior por la resistencia de las rocas de la litosfera.

En este siglo, los terremotos de mayor magnitud han ocurrido en China en 1920 (M = 8.5), Chile en 1960 (M = 8.5) y Alaska en 1964 (M = 8.6).

8. ZONAS SÍSMICAS EN EL MUNDO

A finales del siglo pasado y a principios del presente se establecieron estaciones sismológicas en varios países alrededor del mundo, incluyendo a México.

Mediante sismógrafos de diferentes tipos se inició en esa época el registro instrumental de las ondas sísmicas generadas por terremotos, tanto de origen local como lejano, lo que permitió determinar en forma relativamente precisa la localización de los focos sísmicos y su profundidad.

Con el tiempo se formó un mapa bien definido que mostró la distribución geográfica de los sismos.



Figura 7. Principales zonas sísmicas en el mundo

Desde el advenimiento de la sismología moderna, sorprendió a los investigadores que al representar en un mapa los focos de los sismos registrados durante un periodo de tiempo dado, estos se concentrarán siempre a lo largo de franjas relativamente angostas, indicando en dichas zonas una alta sismicidad.

Estas franjas, a su vez, limitan o separan grandes regiones oceánicas y continentales con actividad sísmica escasa o nula.

La distribución de los focos, como se observa en el mapa de la sismicidad mundial (figura superior), nos sugiere la división de la superficie terrestre en una serie de placas, lo cual apoya la teoría de tectónica de placas explicada anteriormente.

Podemos observar que la franja de sismicidad más importante se encuentra en la periferia del Océano Pacífico. Esta abarca Patagonia y Chile en América del Sur, Centroamérica, México, Estados Unidos y Canadá; se extiende más allá de Alaska a través de las Islas Aleutianas, pasando por la Península de Kamtchatka, Japón, Filipinas y Nueva Zelanda en el sur. Esta zona sísmica está caracterizada además, por actividad volcánica intensa. Por esto es conocida como el *Cinturón de Fuego del Pacífico* o simplemente *Cinturón Circunpacífico.*

Es claro que la sismicidad a escala mundial se concentra en zonas bien definidas. En contraste, grandes regiones de la tierra están libres de actividad sísmica o casi nunca ocurren sismos en ellas. Tal es el caso de Brasil, norte y centro de Canadá, Noruega, Suecia, oeste de Africa y una gran porción de Australia; por lo tanto estas son consideradas zonas "asísmicas".

9. RIESGO SÍSMICO EN MÉXICO

Se puede ver que nuestro país está asociado a una gran zona generadora de sismos y que éstos han ocurrido seguramente a lo largo de millones de años. La mayor parte de los sismos de grandes magnitudes (mayores de 7, por ejemplo) y que son los que ocasionan grandes perjuicios para el hombre, tienen epicentros en la costa del Pacífico, a lo largo de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca. Sin embargo, también han ocurrido grandes sismos en el centro y sur de Veracruz y Puebla, partes norte y centro de Oaxaca, Chiapas, Estado de México y la península de Baja California, especialmente en la zona fronteriza con los Estados Unidos.

En los Estados de Sinaloa, Zacatecas, Durango y Sonora la sismicidad es más bien escasa, aunque en éste último ocurrió un sismo de magnitud 7.3 a fines del siglo pasado. En los Estados restantes no se han originado movimientos sísmicos de importancia aunque algunos llegan a ser afectados por los grandes sismos que se originan en otras regiones, como es el caso de Nayarit, Guanajuato, Querétaro, Hidalgo, Tlaxcala y Tabasco.

A continuación se listan los sismos con magnitudes mayores de 7 grados ocurridos en el país durante el siglo pasado y lo que va del presente:

Tabla 2. Catálogo de temblores de gran magnitud en México [Siglo XIX]

Fecha	*Región*	*Magnitud*
25 marzo 1806	Costa de Colima-Michoacán	7.5
31 mayo 1818	Costa de Colima-Michoacán	7.7
4 mayo 1820	Costa de Guerrero	7.6
22 noviembre 1837	Jalisco	7.7
9 marzo 1845	Oaxaca	7.5
7 abril 1845	Costa de Guerrero	7.9
5 mayo 1854	Costa de Oaxaca	7.7
19 junio 1858	Costa de Michoacán	7.5
3 octubre 1864	Puebla-Veracruz	7.3
11 mayo 1870	Costa de Oaxaca	7.9
27 marzo 1872	Costa de Oaxaca	7.4
16 marzo 1874	Guerrero	7.3
11 febrero 1875	Jalisco	7.5
9 marzo 1879	Costa de Jalisco-Colima	7.4
17 mayo 1879	Puebla	7.0
19 julio 1882	Guerrero-Oaxaca	7.5
3 mayo 1887	Bavispe, Sonora	7.3
29 mayo 1878	Guerrero	7.2
6 septiembre 1889	Costa de Guerrero	7.0
2 diciembre 1890	Costa de Guerrero	7.2
2 noviembre 1894	Costa de Oaxaca-Guerrero	7.4
5 junio 1897	Costa de Oaxaca	7.4
24 enero 1899	Costa de Guerrero	7.9

Tabla publicada por S. K. Singh et al. 1981

La diferencia en número de sismos entre el presente siglo y el anterior se debe muy probablemente a falta de datos para este último período.

Tabla 3. Catálogo de temblores de gran magnitud en México [1900 - 1985]

Fecha	*Región*	*Magnitud*
20 enero 1900	Jalisco	7.9
16 mayo 1900	Jalisco	7.4
14 enero 1903	Frente Costa Oaxaca	8.1
15 abril 1907	Costa de Guerrero	8.0
26 marzo 1908	Costa de Guerrero	8.1
27 marzo 1908	Costa de Guerrero	7.5
30 julio 1909	Costa de Guerrero	7.4
7 junio 1911	Jalisco	7.7
16 diciembre 1911	Costa de Guerrero	7.5
19 noviembre 1912	Norte Estado de México	7.0
2 junio 1916	Sur de Veracruz	7.1
29 diciembre 1917	Frente Costa Oaxaca	7.7
22 marzo 1928	Oaxaca	7.5
17 junio 1928	Oaxaca	7.8
4 agosto 1928	Oaxaca	7.4
9 octubre 1928	Oaxaca	7.6
15 enero 1931	Oaxaca	7.8
3 junio 1932	Jalisco	8.2
18 junio 1932	Jalisco	7.8
30 noviembre 1934	Frente Costa de Jalisco	7.0
26 julio 1937	Oaxaca-Veracruz	7.3
23 diciembre 1937	Guerrero-Oaxaca	7.5
15 abril 1941	Michoacán	7.7
22 febrero 1943	Guerrero	7.5
6 enero 1948	Guerrero-Oaxaca	7.0
14 diciembre 1950	Guerrero-Oaxaca	7.3
28 julio 1957	Guerrero	7.5
11 mayo 1962	Guerrero	7.0
19 mayo 1962	Guerrero	7.2
6 julio 1964	Guerrero	7.4
23 agosto 1965	Oaxaca	7.6
2 agosto 1968	Oaxaca	7.4
30 enero 1973	Michoacán	7.5
28 agosto 1973	Oaxaca-Veracruz	7.1
29 noviembre 1978	Costa de Oaxaca	7.8
14 marzo 1979	Costa de Guerrero	7.6
25 octubre 1981	Frente Costa de Guerrero	7.3
7 junio 1982	Guerrero-Oaxaca	7.0
19 septiembre 1985	Frente Costa de Michoacán	8.1
21 septiembre 1985	Frente Costa de Guerrero	7.5

Sólo están considerados eventos entre los 15 y 20 grados Norte y los 94.5 a los 105.5 grados Oeste

12. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA

El territorio de la República Mexicana se encuentra clasificado de acuerdo al peligro sísmico a que están sujetas las construcciones y, en general, las obras civiles que se planee realizar.

Se han establecido cuatro zonas, llamadas A, B, C, y D, las que representan zonas de menor a mayor peligro. Estas se han definido, básicamente, en función de la sismicidad propia de cada región.

A esta clasificación se le conoce como regionalización sísmica y tiene como principal objetivo, junto con manuales de obras civiles proporcionar la información necesaria a los constructores para el cálculo de los valores con que se debe diseñar cualquier obra, de tal manera que ésta resulte suficientemente segura y su costo no sea excesivo. Cabe aclarar que la regionalización citada es aplicable a estructuras construidas en terreno firme y no toma en cuenta el fenómeno de amplificación del movimiento sísmico por efecto de suelos blandos. Este fenómeno puede ser decisivo para el peligro sísmico de algunos puntos, como la ciudad de México.

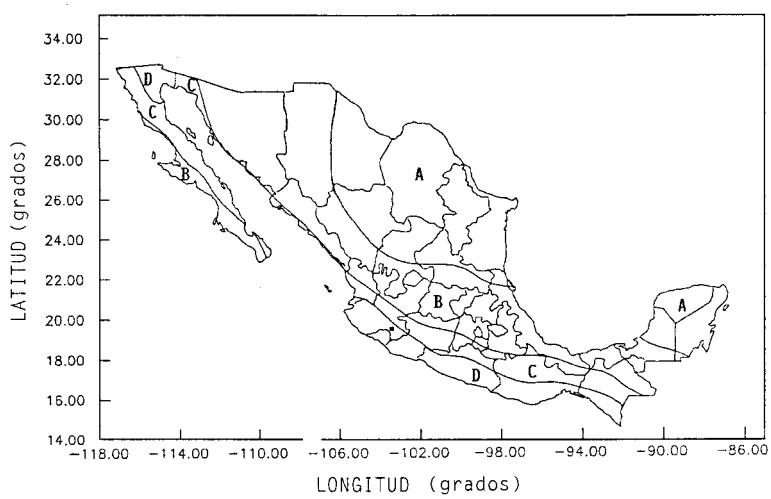


Figura 8. Regionalización sísmica de México

13. LA BRECHA SÍSMICA DE GUERRERO

Se conoce como brecha sísmica aquel segmento de contacto entre placas en el que no se ha producido un temblor de importancia (magnitud mayor de 7 grados) en un lapso relativamente grande, que para México los investigadores han definido como de más de 30 años. Cuando la brecha sísmica libera su energía (produciendo un temblor) es necesario un nuevo periodo de acumulación de energía hasta que se sobrepase la resistencia de las rocas y se origine en el lugar un nuevo temblor.

Una de las brechas sísmicas que en México puede producir unos o varios sismos grandes en un futuro cercano es aquella de la Costa de Guerrero. Existe consenso en la comunidad científica de que actualmente en la Zona con mayor potencial sísmico en nuestro país es la Brecha de Guerrero. En su porción noroeste (Zihuatanejo-Acapulco) se han originado grandes sismos en 1899, 1907, 1908, 1909 y 1911, después no ha habido en esa zona temblores importantes en los últimos 80 años. En la porción sureste de esta brecha (desde Acapulco hasta los límites con Oaxaca) no se han verificado eventos de importancia después de los terremotos de 1957 y 1962.

La magnitud del sismo que se puede llegar a presentar, de acuerdo al tamaño de la brecha, puede ser superior 8.0 grados, aunque existe la posibilidad que en lugar de un sólo sismo se presenten varios de menor magnitud en un periodo relativamente corto. Sin embargo es necesario aclarar que **no se puede precisar una fecha de ocurrencia** para el temblor; solamente se establece en qué zonas existe mayor probabilidad de ocurrencia.

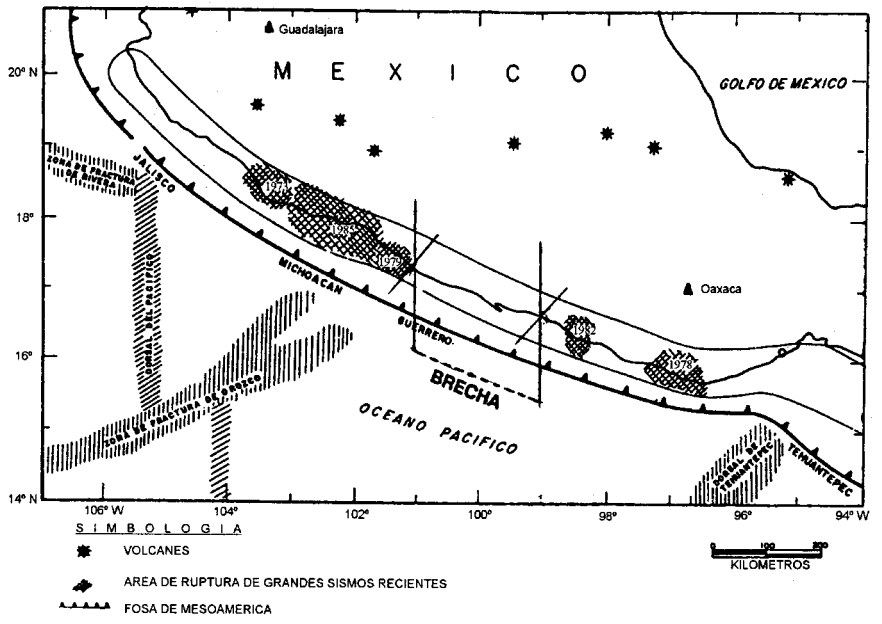


Figura 9. Brecha sísmica de Guerrero

14. INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

a) Instrumentos de registro

Para conocer las características de las ondas sísmicas es necesario registrarlas de tal forma que puedan ser estudiadas posteriormente y determinar la duración del movimiento, sus direcciones principales, etc., para ello se emplean principalmente *sismógrafos* y *acelerógrafos*. El sismógrafo se caracteriza por su alta sensibilidad, es decir, tiene la capacidad de ampliar decenas o cientos de miles de veces la velocidad con que se mueve el terreno, ya sea a causa de un sismo cercano muy pequeño o de uno grande pero lejano. A los registros obtenidos con este instrumento se les llama *sismogramas*.

Sin embargo, cuando ocurre un sismo cercano y muy fuerte, el sismógrafo no es capaz de registrarlo íntegramente ya que, por su gran sensibilidad, el instrumento produce un sismograma saturado.

Los acelerógrafos tienen la característica, a diferencia de los sismógrafos, de registrar la aceleración del suelo durante un sismo no importando qué tan grande sea este. Generalmente son capaces de registrar aceleraciones mayores que la gravedad terrestre, por lo que los acelerogramas obtenidos nunca se encuentran saturados.

Existen diversas formas de registro tales como tiras de papel, cinta magnética analógica o digital y película, siendo las dos últimas comúnmente empleadas en acelerógrafos.

b) Redes de observación sísmica en México

Al conjunto de instrumentos de registros sísmicos (sismográfos o acelerógrafos), distribuidos en una zona determinada con el objeto de analizar, ya sea la sismicidad local o regional, es denominada "*Red de Observación Sísmica*". En México contamos con redes para análisis de sismos locales alrededor de presas así como en la nucleoeléctrica de Laguna Verde.

En el caso concreto de la Ciudad de México, se pueden decir que, en el año de 1985, había instalados diez instrumentos que registraron los sismos de los días 19 y 20 de septiembre.

Con base en estos registros fue posible adecuar sobre mejores bases el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, incorporando normas de diseño que permiten la construcción de estructuras más resistentes a los temblores que frecuentemente afectan a nuestra capital.

Sin embargo, dado que la respuesta sísmica en diferentes zonas de la Ciudad es variable, debido principalmente a las características del subsuelo, fue necesario extender la Red Acelerográfica de la Ciudad de México, para lo cual, la Fundación Barros Sierra instaló 40 acelerógrafos que se encuentran ubicados principalmente en centros deportivos, jardines y escuelas, de tal manera que las edificaciones cercanas influyan lo menos posible en los registros. Tres están alojados en el subsuelo.

A principios del año de 1987 la fundación ICA inició la instalación de otras 30 estaciones acelerográficas de superficie y de dos acelerógrafos bajo el terreno, uno a 20 m y otro a 40 m de profundidad por lo que a fines de ese año, la Ciudad contaba ya con 87 acelerógrafos distribuidos en las zonas de terreno duro (al poniente de la Ciudad), en las áreas de terreno de transición y en las zonas en las que antiguamente se encontraban los lagos de Texcoco y de Xochimilco, con sus suelos arcillosos blandos.

A finales de 1989, el Centro Nacional de Prevención de Desastres inició la instalación en la Ciudad de México de 10 estaciones acelerográficas con sensores de superficie y de pozo profundo, lo que hace que en la actualidad la Ciudad de México cuente con más de 200 aparatos de medición de temblores fuertes, considerando a los instalados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Gracias a esta red, desde el mes de febrero de 1988, se empezó a tener información suficiente para analizar la respuesta sísmica del terreno de la Ciudad, ya que el día 8 de ese mes fue registrado un temblor leve que proporcionó información en más de 50 sitios.

Posteriormente ha sido posible registrar otros temblores pequeños, como los del 9 de marzo, 2 de mayo y 12 de agosto de 1989, así como el 11 y 31 de mayo de 1990 y un temblor moderado el 25 de abril de 1989. Desde luego no han sido los únicos temblores en el valle de México, sino que han ocurrido muchos otros que únicamente pueden registrar los sismógrafos que, como se dijo anteriormente, poseen una mayor sensibilidad que los acelerógrafos.

Esta Red ha permitido, a la fecha, conocer con mayor precisión la distribución de algunos parámetros de movimientos sísmicos: aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos, así como la energía que afecta a las construcciones y ha aportado muchos datos que actualmente están utilizando los investigadores en numerosos estudios.

Adicionalmente se han colocado acelerógrafos en algunos edificios, lo que permitirá conocer con mayor exactitud el comportamiento de las estructuras. Esto, sin duda, proporcionará información, en la medida que se registren más temblores, para que los ingenieros y los investigadores especialistas lleven a cabo los análisis necesarios a fin de aportar elementos que permitan perfeccionar gradualmente las normas de diseño contenidas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en cada una de las zonas, de acuerdo con su riesgo sísmico específico.

EFECTO DE SITIO

Carlos Gutiérrez[1]

1. INTRODUCCIÓN

Desde hace varias décadas, se ha observado claramente que la distribución de daños por sismo en grandes concentraciones urbanas, presenta variaciones en función del tipo de suelo. Los daños se acentúan en aquellas zonas con sedimentos compresibles, poco consolidados, normalmente con grandes espesores en cuencas aluviales o depósitos de barra.

Como ejemplos más notables de este fenómeno, pueden citarse los daños ocurridos en la bahía de San Francisco en 1906, en la Ciudad de México en 1985, Leninakan en 1988 y Loma Prieta, California en 1989, entre otros.

Para conocer el grado de riesgo que tiene una región determinada en función de la sismicidad, se recurre a la regionalización sísmica que, en el caso de México, tiene cuatro niveles. Sin embargo, en este tipo de clasificación del territorio no se encuentran representadas necesariamente aquellas áreas, generalmente valles aluviales, antiguas zonas lacustres, etc., donde el comportamiento del terreno será marcadamente diferente. Por ejemplo, para el caso del sismo del 19 de septiembre de 1985 en México, el mapa de isosistas muestra claramente dos áreas, la Ciudad de México y Ciudad Guzmán, Jalisco, cuyas intensidades máximas difieren con respecto a las isosistas que las rodean (figura 1).

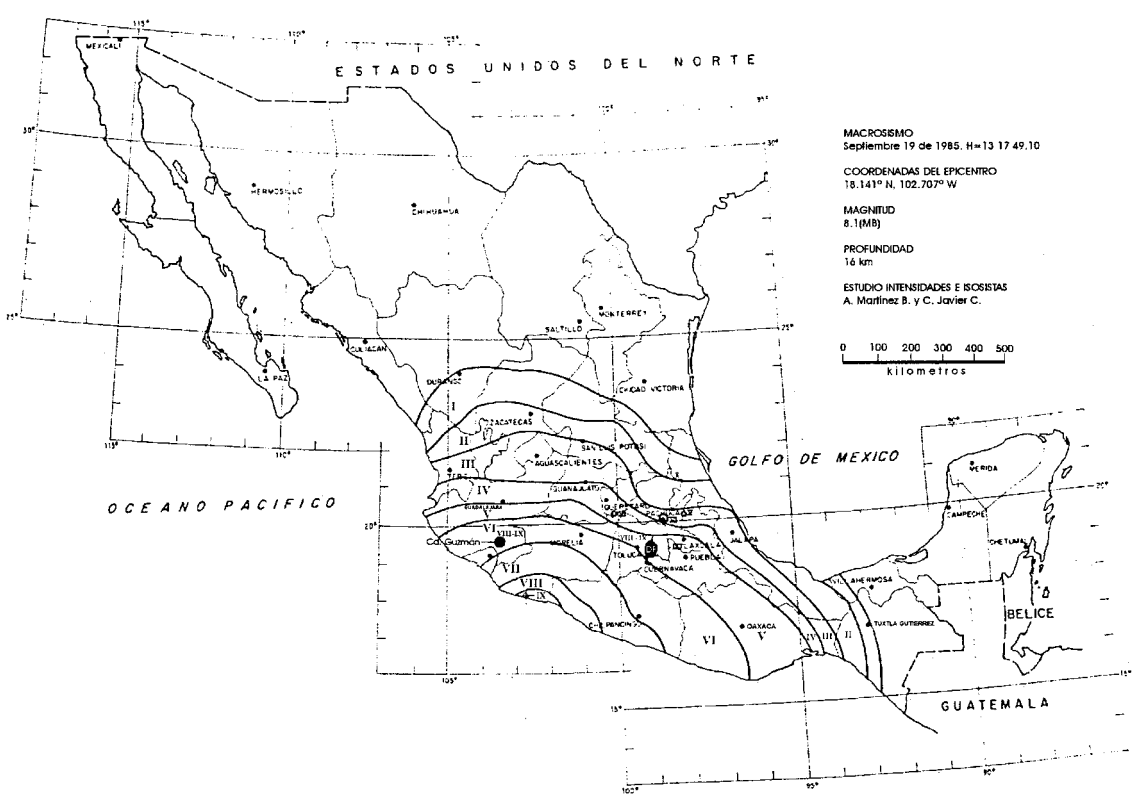


Figura 1. Isosistas del 19 de septiembre de 1985

[1] Jefe del Área de Riesgos Geológicos, CENAPRED

2. DEFINICIÓN DE EFECTO DE SITIO

Se conoce como efecto de sitio a la respuesta sísmica del terreno con características significativamente distintas en amplitud, duración o contenido de frecuencias de un área relativamente reducida, con respecto al entorno regional. En otras palabras, podría decirse que el efecto de sitio es aquella condición bajo la cual se llegan a observar intensidades sísmicas notablemente distintas y bien localizadas sin que haya una correlación con la atenuación normal de la energía sísmica con la distancia.

El efecto de sitio se da fundamentalmente en función de las características geométricas de los cuerpos geológicos (topografía del basamento, espesor y distribución de los estratos, etc) y de los parámetros mecánicos de los materiales (velocidades de ondas P y S, densidad, amortiguamientos, etc).

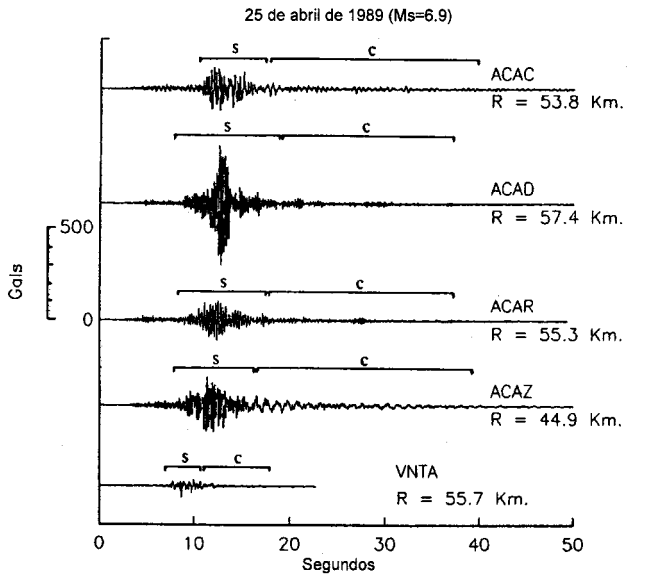


Figura 2. Acelerogramas obtenidos en el área de Acapulco, en diferentes tipos de suelo. Se muestran las distancias epicentrales para cada sitio, siendo éstas similares.

3. TIPOS DE EFECTO DE SITIO

3.1 Amplificación del movimiento en cuerpos sedimentarios superficiales

Se cuenta con numerosos reportes de daños en obras civiles (edificios, puentes, tuberías subterráneas, etc), así como de efectos importantes sobre el terreno, como consecuencia de un sismo de gran magnitud. Esto se presenta principalmente en áreas sedimentarias geológicamente recientes, generalmente compuestas por materiales altamente compresibles (limos, arenas y arcillas) en los que, como característica sobresaliente, se llegan a verificar velocidades de ondas de corte sumamente bajas, pudiendo llegar a ser hasta de 35 m/s, como en algunos sitios de zona de lago de la Ciudad de México.

Este fenómeno tiene actualmente especial importancia para las estimaciones de riesgo sísmico, ya que un buen número de ciudades importantes en el mundo se ha desarrollado en planicies aluviales. Algunas se encuentran dentro o muy cercanas a zonas de alta sismicidad, en otros casos a decenas o cientos de kilómetros de ellas. Sin embargo, las distancias grandes con respecto a la zona sismogénica no significa que los niveles de amplificación del movimiento del terreno tengan que ser reducidos ya que una de las causas principales del fenómeno de amplificación de las ondas es el alto contraste de impedancias acústicas que se tiene entre el cuerpo sedimentario superficial y el basamento rocoso.

3.2 Amplificación relacionada con topografía superficial

Con base en el análisis de modelos teóricos y numéricos, se ha determinado que el movimiento sísmico puede estar sujeto a amplificación, principalmente en componentes horizontales, en los altos topográficos (áreas convexas) y a deamplificación en zonas intermontanas (áreas cóncavas), especialmente donde los espesores de suelo son muy reducidos.

Este fenómeno ha sido reportado al observarse daños muy acentuados en áreas construidas en partes altas de colinas con respecto a aquellas en la base. Uno de los casos más sobresalientes, estudiado instrumentalmente en los Alpes, mostró factores de amplificación de algunas decenas en frecuencias alrededor de 5 Hz.

Se sabe también que los efectos máximos corresponden a longitudes de onda comparables a las dimensiones horizontales del valle o de la montaña.

Son todavía escasos los estudios de este tipo de efecto comparados con aquellos en que intervienen suelos blandos, por tanto, no pueden establecerse generalidades para estos casos.

Aunque existen otros fenómenos, tales como deslizamientos de ladera provocados por sismo o licuación de arenas, los cuales también afectan de manera significativa al terreno provocándole modificaciones irreversibles, los casos que se consideran propiamente como efecto de sitio son aquellos ya señalados, en los que es definitiva la influencia de la geología superficial y su geometría en la vibración del terreno.

4. EVALUACIÓN DE EFECTOS DE SITIO

Las metodologías utilizadas pueden agruparse en dos campos, uno es el de la observación instrumental y otro el análisis teórico y numérico con base en información geotécnica.

4.1 OBSERVACIONES INSTRUMENTALES

4.1.1 Empleo de estación de referencia

Comparación de los espectros de amplitud de dos sitios muy cercanos, de tal manera que se pueda suponer que la distancia a la fuente y la trayectoria son comunes. Una de las estaciones de registro, llamada *de referencia*, debe estar libre de efecto de sitio, para lo cual normalmente se elige una zona rocosa. El efecto de sitio puede ser estimado calculando el cociente de espectros de amplitud de Fourier *Suelo Blando/Suelo Firme* de registros de velocidad o aceleración.

4.1.2 Evaluación de efecto de sitio sin estación de referencia

En muchos casos no es fácil contar con un sitio rocoso para establecer una estación de referencia. Debido a eso, se han desarrollado básicamente dos procedimientos que no requieren dicha estación.

Una de las técnicas más conocidas consiste en el cálculo de razones espectrales de componentes horizontales entre verticales de un registro sísmico dado. Puede verse como una combinación de la técnica de *función de receptor* usada para determinar la estructura de velocidades de la corteza a través de razones espectrales *horizontal/vertical* de ondas P de telesismos y de un procedimiento similar pero aplicado a vibración ambiental (microtremores).

El uso de la vibración ambiental para evaluar efecto de sitio es cada vez más común, particularmente por la rapidez con que se obtienen resultados y su bajo costo. Sin embargo, aunque se han reportado resultados muy similares a aquellos obtenidos con registros de movimientos fuertes, su eficiencia para obtener periodos dominantes del terreno y particularmente factores de amplificación debe ser confirmada.

4.2 ESTUDIOS TEÓRICOS Y NUMÉRICOS

En la actualidad se manejan básicamente cuatro métodos para la estimación del efecto de sitio de manera teórica o numérica:

4.2.1 Métodos analíticos

Se emplean para estudios de casos con geometría sumamente simple.

4.2.2 Métodos de rayos

Que emplean técnicas basadas en el análisis de altas frecuencias y que presentan ciertas dificultades de uso cuando las longitudes de onda son comparables a las dimensiones de las heterogeneidades

4.2.3 Técnicas basadas en análisis de frontera

Prácticamente todas aquellas que emplean integrales de frontera; de gran utilidad cuando se considera un número limitado de unidades geológicas homogéneas.

4.2.4 Técnicas basadas en el análisis de dominio

Emplean métodos de diferencias finitas o elemento finito. Particularmente útiles para estructuras complejas. Son necesarios amplios recursos de cómputo.

SISMICIDAD Y RIESGO SÍSMICO

Mario Ordaz[1]

RESUMEN

Se hace una revisión sobre algunos de los avances más importantes que se han hecho en los últimos años en los procedimientos de evaluación de riesgo sísmico en México. Se tocan aspectos de tectónica, estimación de sismicidad local, estimación de movimientos fuertes, microzonificación y evaluación de pérdidas esperadas por sismo. Se pone especial énfasis en las investigaciones y prácticas llevadas a cabo en México. Se hacen ver algunas de las deficiencias en las técnicas actualmente en uso y, en algunos casos, se plantean posibles soluciones. Se incluyen numerosas referencias.

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene la intención de dar un panorama general de las prácticas actuales de la estimación de riesgo sísmico en México. De acuerdo con la nomenclatura contemporánea, aquí *peligro sísmico* se refiere a la medida de la frecuencia de ocurrencia de sismos con cierta intensidad, en tanto que *riesgo sísmico* implica medidas de los daños que, con cierta frecuencia, podrán presentarse en una estructura.

Se trata de un tema de gran amplitud, que comprende aspectos de tectónica y evaluación de sismicidad, estimación de movimientos fuertes, microzonificación y evaluación de pérdidas esperadas por sismo en construcciones. Cada uno de estos aspectos, por su parte, admite una gran profundidad, por lo que todos podrían constituir líneas independientes de investigación. La importancia de la evaluación del riesgo sísmico difícilmente puede ser sobrestimada. Las decisiones de diseño se toman siempre en un ambiente de incertidumbre y es crucial tener una idea objetiva de las consecuencias de estas decisiones. Es por eso que a este tema se han dedicado, como podrá apreciarse, muchos esfuerzos desde hace mucho tiempo.

Para estimar el riesgo sísmico que enfrenta una estructura en un sitio se requiere saber varias cosas: 1) dónde ocurren los temblores potencialmente dañinos; 2) qué tan frecuentemente; 3) cuál es la distribución de los tamaños de estos temblores (cuántos de magnitud mayor que 7, cuantos de magnitud mayor que 8, etc.); 4) qué intensidades se producen en el sitio en cuestión si ocurre un temblor con magnitud y posición conocidas; y 5) qué daños producirá en estructuras con diseño conocido. En este trabajo se hace una somera revisión de las maneras en que se ha intentado responder a estas preguntas. Al repasar las respuestas que se han dado en estos años se observan, inevitablemente, sus deficiencias, mismas que se señalan a lo largo del presente trabajo y, en algunos casos, se insinúan posibles soluciones o, al menos, maneras más adecuadas de hacer las preguntas.

Como podrá apreciarse en la lista de referencias que se da al final, la cantidad de autores y trabajos dedicados a estos temas es muy abundante. Las referencias que aquí se presentan no son, desde luego, todos los trabajos que se han hecho, sino sólo aquellos que han llamado más la atención del autor en virtud de sus propios intereses, su capacidad para leer y la disponibilidad de los trabajos mismos. Es seguro que se han dejado fuera trabajos valiosos, por lo que el autor ofrece disculpas.

En especial, la importancia de la labor de los grupos encargados de la operación de las redes de registro sísmico en México no se refleja en las referencias. Pero ocurre que prácticamente todos los trabajos que se citan han hecho uso, de una u otra forma, de los datos recolectados por estos grupos. Entonces, estrictamente, habría que citarlos junto a casi todos los otros trabajos. Como esto sería imposible, se remite al lector al trabajo de Quaas *et al* (1995), en el que se describen los resultados obtenidos por estos grupos en los últimos 30 años, así como a los anales del Servicio Sismológico Nacional del Instituto de Geofísica, UNAM. El hecho de que el trabajo de recolección de datos sea el primero en ser mencionado en este trabajo no es, pues, casual.

[1] Instituto de Ingeniería, UNAM y CENAPRED.

2. TECTÓNICA

Como se sabe, el primer paso en la evaluación del peligro sísmico de un sitio o de una región consiste en determinar dónde ocurren los temblores. Las tasas de actividad sísmica -el número de sismos que tienen lugar por unidad de tiempo y por unidad de volumen de la corteza de la tierra- varían considerablemente de una zona a otra y es necesario identificar porciones en las que la tasa sea aproximadamente constante. A estas regiones se les llama provincias tectónicas. Se supone, entonces, que en una provincia tectónica ocurren temblores con una tasa uniforme por unidad de tiempo y de volumen y que el proceso de ocurrencia de los sismos es independiente de los que se desarrollan en las otras.

La primera división del territorio nacional en provincias tectónicas aparece en el trabajo pionero de Esteva (1970). Se utilizan aquí 27 provincias. Desde entonces, se ha avanzado tanto en el conocimiento de la tectónica del país como en el registro y localización de sismos, lo cual ha permitido que se cuente con divisiones tectónicas un poco mejor restringidas por los datos y por la teoría. Destaca la regionalización debida a Zúñiga y Tapia (1991) en la que se hace una revisión detallada de los grandes accidentes tectónicos que gobiernan la sismicidad en México y se recurre a un catálogo sísmico cuidadosamente construido. Además se consideran aspectos como el mecanismo de falla de los temblores que ocurren en las diferentes regiones, la localización de los hipocentros, datos de macrosismos históricos. Se determina la existencia de 23 provincias tectónicas, las cuales se presentan en la figura 1. Todas las provincias corresponden a sismos superficiales, con excepción de la 3, 3I1 y 4, que corresponden a temblores de profundidad intermedia.

Parece claro, sin embargo, que la regionalización tectónica de México es aun demasiado burda y que no se han incorporado a ella todos los conocimientos recientemente obtenidos en diversos aspectos. Se mencionan a continuación algunas de las deficiencias.

- Persiste la práctica de utilizar provincias en que los temblores pueden ocurrir, con igual probabilidad, en cualquier punto, cuando se sabe que esto no siempre es cierto. La necesidad de recurrir a tal hipótesis refleja, por tanto, falta de conocimiento tectónico. Tómese el caso de la zona del noroeste del país (figura 2), en la que se sabe que los temblores se concentran en fallas superficiales casi lineales, aunque esto no se refleje en la posición de los epicentros, los cuales aparecen distribuidos más bien en un área. La tasa de actividad de estas fallas no se ha determinado de manera suficientemente precisa, lo cual conduce a estimaciones equivocadas del peligro sísmico en algunos sitios. La solución provendrá de la instalación de instrumentos que permitan verificar la posición de las fallas y del registro de temblores que hará posible estimar con precisión su tasa de actividad. Seguramente la medición de deformaciones utilizando tecnología GPS podrá contribuir también a dar respuestas.

- Sigue el debate sobre la velocidad de convergencia entre las placas entre la zona de Colima-Jalisco, por lo cual no se tiene una adecuada restricción en la estimación del periodo de recurrencia de los grandes sismos en la región.

- Algunos sismos, como el de Jáltipan, Ver, de 1959 o el de Jalapa de 1920 no han podido ser asociados a ningún accidente geológico. Al incluir estos grandes sismos en provincias tectónicas extendidas se cometen seguramente errores en la estimación del peligro sísmico en sitios cercanos a las fallas, por ahora desconocidas, causantes de estos temblores.

- No se tiene registro instrumental de la ocurrencia de grandes sismos en la porción de la costa del Pacífico cercana al Istmo de Tehuantepec. Por tanto, no puede saberse, con bases puramente estadísticas, si se trata de una zona asísmica o si es una brecha en la que se acumula energía de deformación suficiente para producir un gran evento. Las implicaciones de esto son graves y la respuesta sólo podrá provenir de estudios tectónicos más profundos.

- No se conoce con suficiente precisión la extensión de la falla Polochic-Motagua en nuestro país. Es posible que algunos de los sismos que han sido atribuidos a la zona de subducción en la región de Chiapas hayan ocurrido en realidad en fallas superficiales de este sistema. Las implicaciones de esto para el peligro sísmico de las grandes obras hidroeléctricas de la zona son muy importantes.

- Gracias a la densidad y calidad de la instrumentación instalada recientemente, se han podido observar sismos cuyas características no concuerdan con lo supuesto en los últimos diez años. Por ejemplo, los sismos del 10 de diciembre de 1994 y del 11 de enero de 1997 son eventos de fallamiento normal que ocurrieron casi debajo de

la zona de acoplamiento entre las placas de Cocos y de Norteamérica (Cocco *et al*, 1997). La suposición más aceptada hasta ahora (ver por ejemplo, Rosenblueth *et al*, 1989) era que este tipo de sismos sólo ocurrían más hacia el interior del continente, relativamente lejos de la zona de acoplamiento, cuando las fuerzas de convección y la gravedad facilitaban la formación de esfuerzos tensionales. No se han evaluado las implicaciones de estas observaciones para el peligro sísmico de la zona.

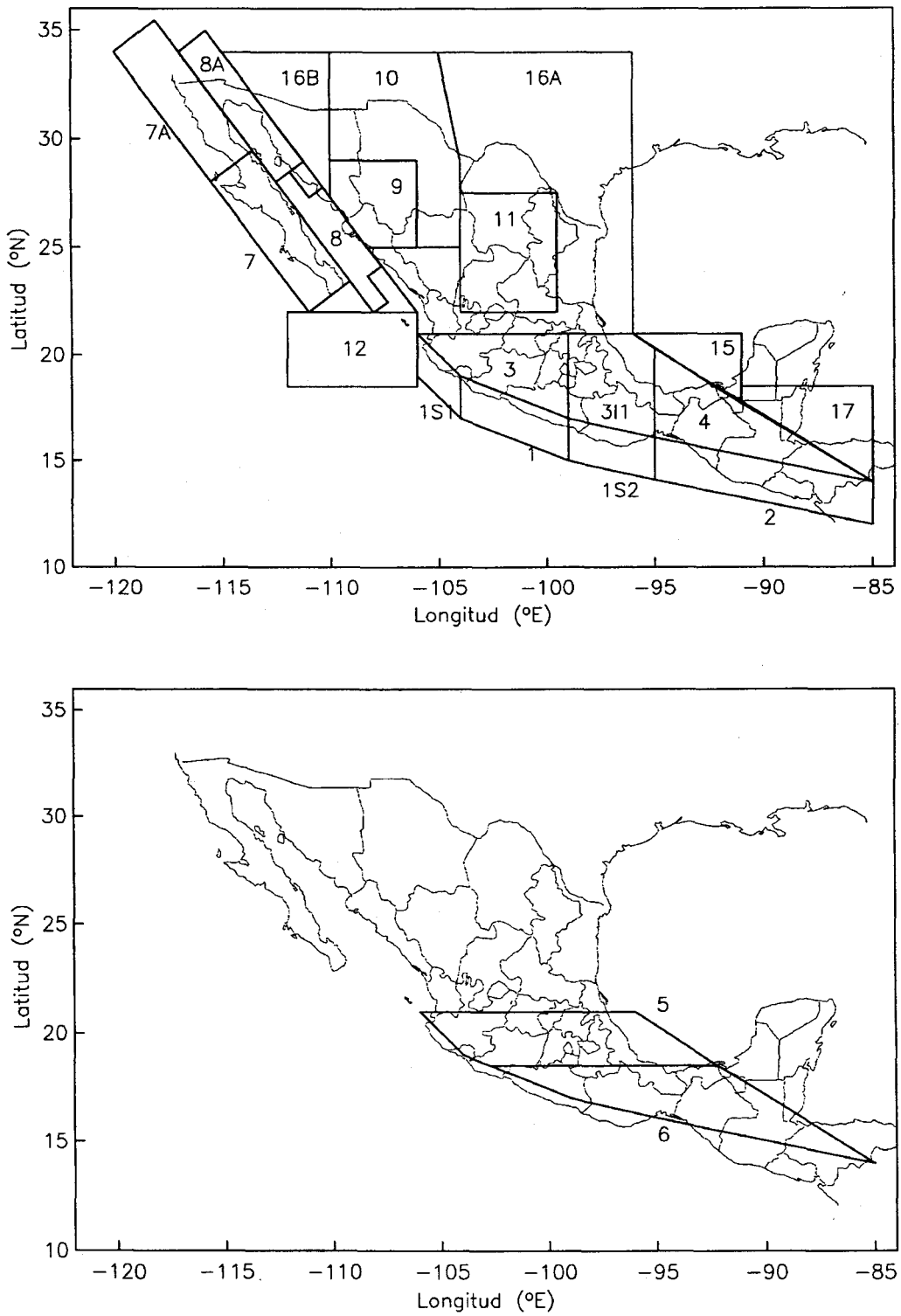


Figura 1. Regiones sismotectónicas de México (adaptada de Zúñiga, 1991)

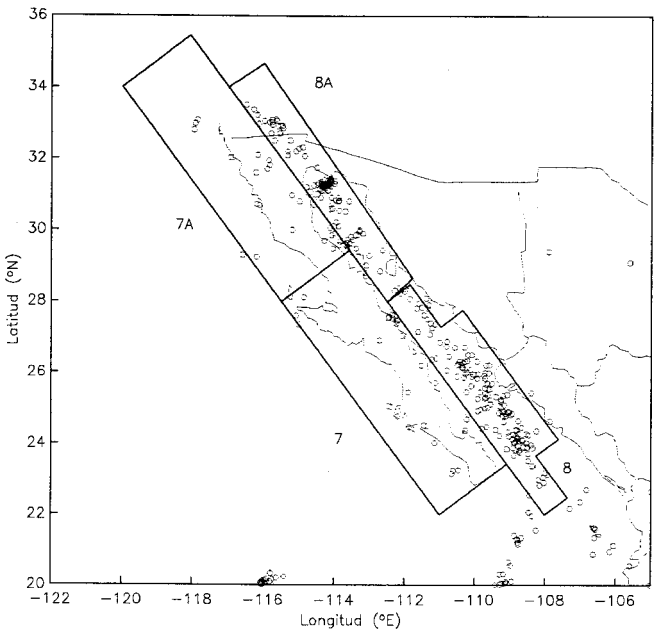


Figura 2. Región noroeste de México. Se muestran los epicentros de los temblores registrados instrumentalmente y las provincias tectónicas a que se encuentran asociados

- Aunque se conoce con mayor precisión la geometría de la placa de Cocos subduciendo a la de Norteamérica, y se sabe que muy probablemente se flexiona en doble curvatura, no se tiene indicios contundentes del ancho de la zona de fuerte acoplamiento, que es la zona en que pueden generarse temblores con magnitudes por encima de 7.5. Se observa, por ejemplo, que los grandes sismos en Jalisco ocurren fuera de las costas mientras que en Oaxaca pueden ocurrir sobre la costa o mucho más hacia el mar, casi hasta la trinchera mesoamericana. De nuevo, las implicaciones de esto para el peligro sísmico de zonas cercanas a la costa no ha sido explorado.

- El proceso de ruptura de grandes temblores que han ocurrido después de la instalación de la red mundial de sismógrafos estándar (WWSSN) en 1962 ha sido ampliamente estudiado por varios autores. Singh *et al* (1984b) analizaron los eventos entre 1907 y 1962. En un trabajo más reciente (Singh y Mortera, 1991), se ha hecho análisis de las ondas P de los temblores mexicanos (1928-1986) usando los registros de sismógrafo Galitzin situado en DeBilt (DBN), Holanda. Los registros de los temblores de Oaxaca son, en su mayoría, relativamente simples en periodos mayores a 8 seg, mientras que son complejos en las otras regiones. ¿Por qué los 99°W delimitan las dos regiones de diferentes características de ruptura?. Algunas de las razones se discuten en el trabajo de Singh y Mortera (1991), donde se concluye que probablemente se deba al cambio de morfología de la zona de Benioff alrededor de los 99°W, cuya explicación no es todavía clara. No se sabe, además, si esta evidente diferencia entre las características sísmicas tiene incidencia en la tasa de actividad sísmica o en la naturaleza de los movimientos fuertes del suelo producidos por los temblores que ahí se generan.

Como puede observarse después de este breve recuento de deficiencias, quedan aun muchos huecos que llenar por lo que respecta a las restricciones que la tectónica impone a los modelos de sismicida que se construyan.

3. EVALUACIÓN CUANTITATIVA DE LA SISMICIDAD LOCAL

La evaluación de la sismicidad local para una provincia tectónica consiste en determinar qué tan frecuentemente ocurren sismos con determinadas magnitudes. La sismicidad local suele expresarse en términos de la tasa de excedencia de magnitudes, $\lambda(M)$, que es el número medio de veces, por unidad de tiempo, que ocurre un sismo con magnitud superior a M. El inverso de $\lambda(M)$ es el periodo de retorno de un temblor con esa magnitud. Una forma típica para $\lambda(M)$ es la siguiente:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-bM} - e^{-bM_u}}{e^{-bM_0} - e^{-bM_u}}$$

en donde λ_0, b y Mu son parámetros que definen la forma de la curva y M_0 es la magnitud para la cual el catálogo se considera completo; más adelante volveremos sobre esta cantidad. La figura 3 muestra una curva típica de $\lambda(M)$. Obsérvese que $\lambda(M \geq M_u)=0$, por lo que M_u es la máxima magnitud que puede generarse en una provincia tectónica. Se observa, entonces, que estimar la sismicidad local de una provincia equivale a estimar los parámetros λ_0, b y M_u de la ecuación 1.

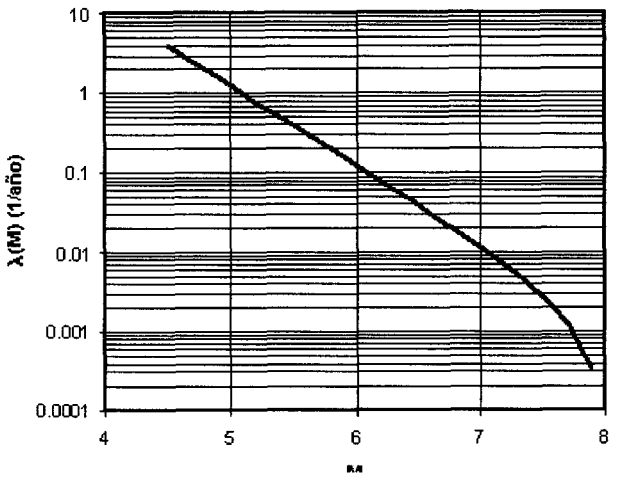


Figura 3. Curva Típica de tasa de excedencia de magnitudes, $\lambda(M)$

La estimación de los parámetros de sismicidad local se efectúa usando, en primera instancia, los datos de ocurrencia de sismos contenidos en los catálogos. Esto presenta diversas complicaciones, algunas de las cuales se discuten a continuación:

- El lapso de observación de sismos instrumentales es muy limitado. Nótese que para incluir sismos en los cálculos de $\lambda(M)$ se requiere que estos tengan magnitud conocida y, por tanto, que hayan sido observados instrumentalmente. En nuestro país, la sismología instrumental tiene menos de un siglo, por lo que las extrapolaciones para saber, por ejemplo, cuál es el sismo asociado a 500 años de periodo de retorno, están llenas de incertidumbres.

- Las formas de determinar la magnitud de un sismo ha variado con el tiempo. Esto se debe a los cambios de instrumentación, a los avances en la teoría sismológica y, en ocasiones, al cambio del personal encargado de estas tareas.

- Los catálogos de temblores instrumentales sólo son completos, es decir, incluyen todos los sismos que han ocurrido, desde 1900 para grandes eventos ($M \geq 7$), desde cerca de 1940 para eventos con $M \geq 6$ y desde 1964 para temblores con $M \geq 4.5$. Existen, desde luego, registros instrumentales o históricos de la ocurrencia de otros eventos, pero se tienen indicios estadísticos de que, fuera de los rangos aquí señalados, han ocurrido sismos que no están en los catálogos.

- Los catálogos de sismos instrumentales contienen errores en la localización de los focos, lo cual dificulta tanto la definición de fronteras de zonas tectónicas como la evaluación de la sismicidad local en éstas.

Algunos de estos inconvenientes pueden resolverse o, por lo menos, acotar los errores que se cometen, o incluir las incertidumbres asociadas en los cálculos de peligro sísmico.

Para el caso de lo limitado del tiempo de observación, puede recurrirse a la sismicidad histórica. Esto se ha hecho de manera muy intensa en países con muchos años de historia documental, como China o Italia, y de manera incipiente en nuestro país. Gutiérrez *et al* (1991) recopilaron más de 40 mapas de isosistas construidas principalmente por Jesús Figueroa y los incluyeron en un sistema computarizado llamado DPS (disponible en el CENAPRED), que permite la visualización individual de isosistas y de la máxima intensidad sentida en cualquier punto de la República Mexicana. El sistema, además, proporciona para cualquier punto del país un histograma, normal o acumulado, de las intensidades sentidas. Esta es una medida gruesa del peligro sísmico en el sitio de interés que, adecuadamente combinada con los cálculos numéricos de peligro sísmico, podría mejorar nuestras estimaciones. Destaca también el monumental trabajo de Acosta y Suárez (1996) que recopila toda la historia sísmica documental de México entre 1340 y 1900, lo que constituye una valiosísima herramienta para que en el futuro se tengan estimaciones del tamaño de los sismos a partir de las descripciones de daños observados en temblores históricos. Esto desde luego, permitiría tener una mejor idea de la frecuencia de ocurrencia de grandes sismos en ciertas regiones del país. Por desgracia, la ayuda de la sismicidad histórica está limitada a los terremotos sentidos en zonas pobladas, lo cual deja fuera a una buena porción del México sísmico.

Por lo que respecta a la falta de homogeneidad de los catálogos sísmicos, Zúñiga (1995) estudió estadísticamente la manera en que se ha medido la magnitud a lo largo del tiempo y determinó correcciones que pueden hacerse para obtener estimaciones actuales de la magnitud.

Para resolver el problema de que los catálogos no son completos más que para ciertas combinaciones de fecha y magnitud, se han desarrollado métodos estadísticos que permiten el máximo aprovechamiento de la información. Se trata de procedimientos bayesianos (Rosenblueth y Ordaz, 1987; Arboleda y Ordaz, 1993) en que se combina adecuadamente lo contenido en subcatálogos que son internamente completos, para estimar parámetros de sismicidad que corresponden a la totalidad del proceso de ocurrencias que les dio origen.

Los problemas con la localización de los sismos son, desde luego, más graves cuanto más antiguo es el evento. Singh *et al* (1981, 1984b) revisaron las localizaciones de grandes sismos en México. Estas relocalizaciones y redeterminaciones de magnitud, junto con otras realizadas por otros sismólogos en México y en el extranjero, se han incorporado al catálogo preparado por Zúñiga (1991), basado en el de Singh *et al* (1984a), el cual se ha ido actualizando y perfeccionando permanentemente. Este, a juicio del autor, es el catálogo más confiable de que se dispone actualmente para sismos ocurridos en México.

Aun con los datos proporcionados por la sismicidad histórica y con el hecho de contar con un catálogo razonablemente confiable de sismos instrumentales, el lapso de observación es excesivamente corto para tener estimaciones confiables de los tamaños de temblores que ocurren muy poco frecuentemente. Las incertidumbres introducidas por lo pequeño de la muestra pueden reducirse, como se ha señalado en los párrafos anteriores, pero no pueden eliminarse. La única solución racional es tomarlas en cuenta. Los métodos bayesianos de estimación (Rosenblueth y Ordaz, 1987) son especialmente adecuados para esto por dos razones: 1) es posible incluir formalmente información que no está contenida en los datos estadísticos de los catálogos, como la correspondiente a regiones tectónicamente similares (Esteva, 1970; Newmark y Rosenblueth, 1971) o la contenida en las relaciones entre dimensiones físicas de las zonas de fuente y magnitud máxima probable (Singh *et al*, 1980; Rosenblueth y Ordaz, 1989); y 2) porque los métodos bayesianos no proporcionan estimaciones puntuales de los parámetros que definen la sismicidad local (λ_0, b y M_u en nuestro caso) sino que arrojan sus distribuciones de probabilidad completas. Así, la incertidumbre en la estimación de los parámetros puede tomarse en cuenta de manera rigurosa.

4. ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS FUERTES

Una vez determinada la tasa de actividad de cada una de las fuentes sísmicas, es necesario evaluar los efectos que, en términos de intensidad sísmica, produce cada una de ellas en un sitio de interés. Para ello se requiere saber qué intensidad se presentaría en el sitio en cuestión si en una fuente ocurriera un temblor con magnitud dada. A las relaciones entre magnitud, posición relativa fuente-sitio e intensidad se les conoce como *leyes de atenuación*. Usualmente, la posición relativa fuente-sitio se especifica mediante la distancia focal, es decir, la distancia entre el foco sísmico y el sitio. Suele suponerse que, dadas magnitud y distancia, la intensidad es una variable aleatoria distribuida lognormalmente. Aquí, el concepto intensidad se usa en sentido generalizado, es decir, como una medida razonable y con significado ingenieril del tamaño del temblor en el sitio de interés. Son medidas de intensidad comúnmente usadas la aceleración máxima del suelo, la velocidad máxima del suelo y las ordenadas del espectro de respuesta para 5% del amortiguamiento crítico.

A raíz de los sismos de 1985 se hizo evidente que la importancia de predecir movimientos fuertes difícilmente podía ser sobrestimada. Las conclusiones que pueden obtenerse de estudios de riesgo sísmico, incluyendo las fuerzas de diseño que se prescriban en un reglamento de construcciones, descansan fuertemente en la capacidad que exista para estimar la naturaleza del movimiento del terreno producido por un temblor de magnitud y localización dadas.

Antes de 1985 se habían hecho esfuerzos en esta dirección. Esteva y Villaverde (1974) produjeron leyes de atenuación para aceleración y velocidad máximas del terreno (A_{max} y v_{max}, respectivamente) a partir de una base de datos que incluía registros de temblores mexicanos. Bufaliza (1984) propuso leyes de atenuación para A_{max} y v_{max} basadas exclusivamente en datos de temblores registrados en México. Sin embargo, existen diversas razones que hacen indispensables estudios más profundos al respecto: en primer lugar, el incremento en número de las estaciones de registro sísmico digital tanto en la ciudad de México como en la costa del Pacífico, permitió acrecentar sustancialmente la base de datos sobre movimientos fuertes, especialmente en lo referente a magnitudes moderadas; en segundo lugar, el análisis minucioso de

registros analógicos de temblores ocurridos entre mediados de los años 60 y mediados de los 70, permitió contar con señales digitales de aceleración relativamente confiables; y finalmente, aunque no menos relevante, la enorme importancia de la amplificación de las ondas sísmicas por el subsuelo de la ciudad de México hizo reconocer la necesidad de contar con descripciones detalladas del contenido de frecuencias de los movimientos que podrían esperarse en el futuro.

Quizá el avance reciente más notable en la estimación de movimientos fuertes en México sea el uso de espectros de amplitud de Fourier para caracterizar los movimientos del terreno y para producir, a partir de ellos, leyes de atenuación para las ordenadas del espectro de respuesta. Esta técnica fue usada por primera vez en análisis de riesgo sísmico en nuestro país por Sánchez-Sesma (1985). Caracterizar movimientos del terreno por sus espectros de amplitud de Fourier ha venido a sustituir a la estimación de la forma y amplitud de los espectros de respuesta a partir de un conjunto de reglas simples (Esteva, 1970).

En lo que sigue se mencionan algunas de los métodos de estimación de movimiento fuertes derivados recientemente y que actualmente se utilizan en la estimación de riesgo sísmico en México.

4.1 TERRENO FIRME DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Como es bien sabido, los suelos blandos de la ciudad de México provocan amplificaciones espectaculares de la energía sísmica en ciertas frecuencias, relacionadas con las características del suelo en la vecindad de la estación de registro. Sin embargo, Ordaz y Singh (1992) mostraron que aun la zona de lomas de la ciudad de México, considerada "terreno firme", está afectada por grandes amplificaciones con respecto a un sitio verdaderamente firme localizado a similar distancia de los focos sísmicos. Esto hace que la estimación de movimiento fuerte para la zona de lomas de la ciudad de México no pueda hacerse con leyes de atenuación en que se incluyan registros de verdadero terreno firme. Procede, entonces, la derivación de leyes de atenuación específicas que incluyan los efectos de sitio presentes en la zona de lomas.

Singh *et al* (1987) analizaron datos de movimientos fuertes originados por temblores costeros registrados exclusivamente en la estación CUIP, localizada en la Ciudad Universitaria, en terreno firme de la ciudad de México, y derivaron leyes de atenuación para A_{max} y v_{max},. Hasta donde sabe el autor, se trata de la primera ley de atenuación construida para un sitio específico en cualquier parte del mundo.

Sin embargo, el problema de predicción de movimientos fuertes no se restringe a estimar valores máximos de aceleración y velocidad del terreno. Se sabe que la correlación entre estos parámetros y el daño estructural es relativamente baja. Una mejor caracterización del movimiento debe incluir, al menos, la descripción de su contenido de frecuencias y su duración. Esto permitiría calcular mejores estimadores del daño estructural como las ordenadas del espectro de respuesta. Como un primer paso en esta dirección, Castro *et al* (1988) analizaron espectros de amplitudes de Fourier de 14 temblores costeros registrados en la estación CUIP. Además de la razón ya mencionada para elegir esta estación como base, se tomó en cuenta el hecho de que se conocen los cocientes espectrales (o funciones de trasferencia) de numerosos sitios de la ciudad de México con respecto a esta estación (Singh *et al*, 1988a) lo que permite estimar el espectro de amplitudes de Fourier en cualesquiera de estos sitios. Esto se discutirá más adelante.

Posteriormente, Ordaz *et al* (1994) desarrollaron un método basado en el teorema de Bayes, que permite incorporar información previa (por ejemplo, proveniente de la teoría y de otras regiones similares) a los datos, con lo cual los coeficientes resultantes tienen siempre valores físicos admisibles y contienen toda la información disponible sobre el fenómeno. La aplicación de este método a 22 registros de movimiento fuerte obtenidos en la estación CUIP condujo a leyes de atenuación para el espectro de amplitudes de Fourier para frecuencias de entre 0.15 y 5 Hz.

Recientemente, Reyes (1997) analizó los registros acelerográficos registrados en CUIP hasta esa fecha y, aplicando el procedimiento de estimación bayesiana de Ordaz *et al* (1994) obtuvo leyes de atenuación para las ordenadas del espectro de respuesta (seudoaceleración, 5% del amortiguamiento crítico) para periodos de entre 0 y 6 seg.

4.2 TERRENO BLANDO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Una vez predicho el espectro de amplitudes de Fourier en CU para un temblor postulado, caracterizado por su magnitud y mínima distancia a la zona de ruptura, utilizando las leyes de atenuación que ya se mencionaron, es posible obtener el espectro del mismo temblor en muchos sitios del valle de México (alrededor de 100) en virtud de que, con base en registros de temblores pequeños, se ha estimado la función de trasferencia de dichos sitios con respecto a CU (ver, por ejemplo, Singh *et al*, 1988a). Las funciones de transferencia empíricas han sido cuidadosamente estudiadas (ver, por ejemplo,

Reinoso y Ordaz, 1997) y se ha concluido que, con pocas excepciones, son prácticamente constantes de temblor a temblor, por lo que el producto del espectro en terreno firme por la función de transferencia empírica proporciona una estimación confiable del espectro de amplitud de Fourier en el sitio en cuestión. Ésta y la de la duración de la fase intensa del movimiento, conducen, vía la teoría de vibraciones aleatorias, a espectros de respuesta esperados. Esta técnica, propuesta originalmente por Ordaz *et al* (1988), ha sido refinada en trabajos posteriores (CIS, 1991, 1992, 1993, 1994, 1995; Pérez-Rocha *et al*, 1997) y actualmente incluye un procedimiento de interpolación que permite la estimación confiable de espectros en prácticamente cualquier punto de la ciudad de México.

Esta técnica y toda la información se han incorporado a un programa de computadora personal que se describe en Ordaz *et al* (1997) con el que es posible estimar espectros de respuesta en sitios de la ciudad de México ante una amplia gama de temblores reales o postulados (ver figura 4), así como mapas de escenarios sísmicos en que se presentan, para toda la ciudad, las intensidades que acontecerían durante la ocurrencia del sismo elegido (figura 5).

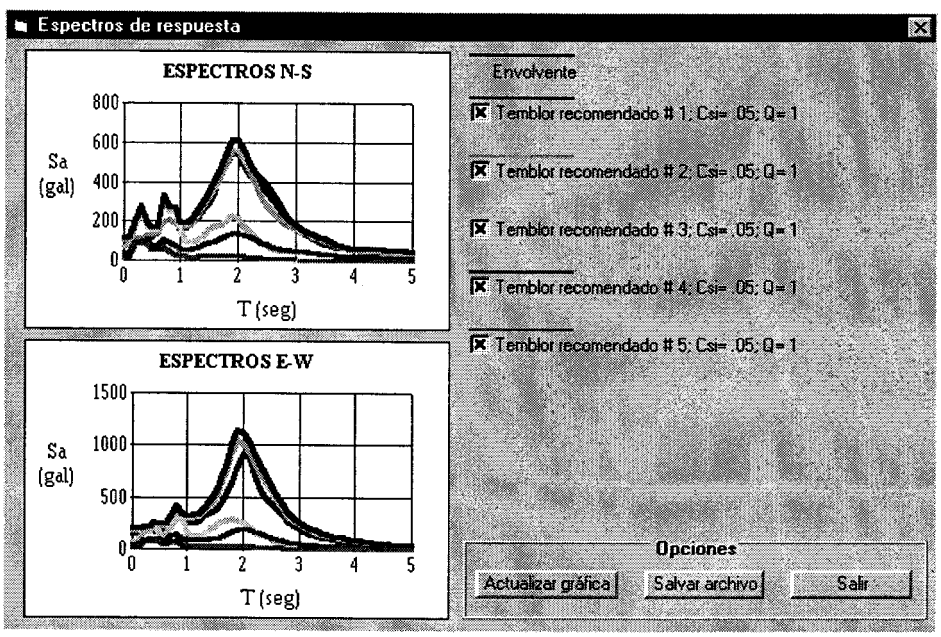


Figura 4. Espectros de sitio calculados por el programa Z (Ordaz et al, 1997) para un punto de terreno blando de la ciudad de México, ante cinco sismos postulados.

La técnica descrita se basa en funciones de trasferencia obtenidas a partir de temblores moderados, por lo que presupone comportamiento lineal del suelo. La evidencia muestra que aún durante el terremoto de 1985 hubo un efecto no lineal despreciable (Singh *et al*, 1988a; Ordaz y Faccioli, 1994), por lo que es de esperarse que el procedimiento descrito funcione adecuadamente en todos los casos de interés.

4.3 LA COSTA DEL PACÍFICO

En los últimos dos años se han realizado análisis de los datos registrados en sitios cercanos a la fuente sísmica de eventos de subducción en la costa mexicana del Pacífico. Singh *et al* (1989) analizaron 64 registros en el rango de magnitudes $3 \leq M \leq 8.1$ y para distancias a la zona de ruptura menores a 54 km, con el fin de estudiar el escalamiento de la aceleración máxima del terreno y el espectro de amplitudes de Fourier, como funciones de la magnitud. Todos los datos a partir de 1985 fueron registrados por la red de acelerógrafos digitales de Guerrero (Anderson *et al*, 1987a, 1987b; Quaas *et al*, 1987). Los autores observaron que para $3<M<6$, A_{max} muestra una clara dependencia con M. Sin embargo, para $M \geq 6$ los datos, aunque limitados en número, no muestran un incremento sistemático de A_{max} con respecto a la magnitud.

Los autores del estudio analizaron las posibles causas de esta aparente saturación de la aceleración máxima y concluyeron que se debe al tamaño finito de la fuente sísmica. Propusieron un modelo paramétrico relativamente simple del espectro de amplitudes de Fourier que incluye este efecto.

Con el fin de contar con relaciones de atenuación confiables para la costa del Pacífico a distancias focales mayores a unas cuantas veces la dimensión del área de ruptura, Ordaz *et al* (1989) calcularon relaciones empíricas a partir de los datos registrados por la red digital de Guerrero, y aplicando la técnica de regresión lineal descrita por Joyner y Boore (1981) encontraron que:

$$E(\log A_{max}) = 1.76 + 0.3M - \log R - 0.0031R \qquad (2)$$

donde A_{max} está en cm/seg^2 , E() denota valor esperado y R es la mínima distancia al área de falla, en km. La desviación estándar del logaritmo común de A_{max} resulta ser de 0.25. Esta ley de atenuación debe usarse para distancias que no sean demasiado pequeñas en comparación con la dimensión de la fuente, ya que, como se señaló, a distancias muy cercanas los efectos de fuente finita son muy importantes. Para distancias muy cercanas, A_{max} puede estimarse con el modelo de Singh *et al* (1989). Ordaz *et al* (1989) utilizaron la forma del espectro de Fourier deducida del modelo mencionado para obtener, vía teoría de vibraciones aleatorias, la forma del espectro de respuesta, misma que se escala por el valor de A_{max} estimado como se señaló anteriormente.

Este es un procedimiento muy complicado para estimar ordenadas del espectro de respuesta. Desafortunadamente, no se han publicado leyes de atenuación semiempíricas para estas medidas de intensidad, a pesar de que la colección de acelerogramas de la red de Guerrero es ya amplísima.

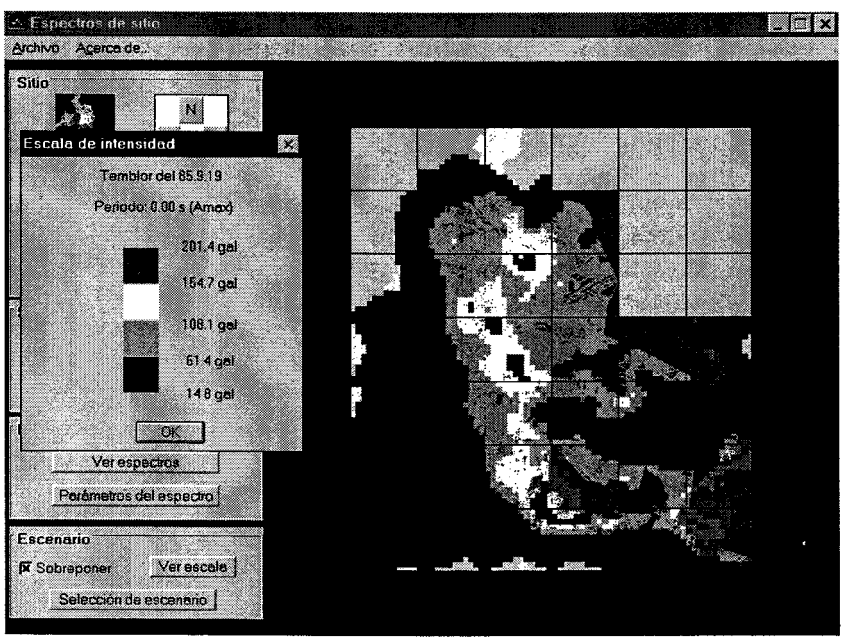


Figura 5. Escenario sísmico calculado por el programa Z (Ordaz et al., 1997) para a_{max} durante un temblor como el del 19 de septiembre de 1985.

4.4 TERRENO BLANDO EN OTRAS CIUDADES DEL PAÍS

Por lo expuesto en los dos incisos anteriores, es posible estimar, con diferentes niveles de precisión, movimientos fuertes en terreno firme para casi todo el país. Sin embargo, muchas de las ciudades mexicanas están asentadas en zonas de terreno blando, por lo que es necesario tomar en cuenta el efecto modificador del suelo en las características del movimiento del suelo, esto es, los *efectos de sitio*.

En los últimos años se han realizado numerosas investigaciones del subsuelo en otras ciudades, orientadas a la evaluación de efectos de sitio. Se dispone de, al menos, estudios para: Acapulco (Gutiérrez *et al*, 1989; Gutiérrez y Singh, 1992; Chávez García y Cuenca, 1996a), Colima (Gutiérrez *et al*, 1996), Ciudad Guzmán (Lermo *et al*, 1989; Gutiérrez y Franco, 1997), Toluca (Vera *et al*, 1996), Morelia (Jara *et al*, 1996), Tuxtla Gutiérrez (Alonso *et al*, 1996), Chilpancingo (Gama y Whitney, 1996), Puebla (Ruiz y Juárez, 1996), Aguascalientes (Lermo *et al*, 1996), y algunos municipios conurbados del Estado de México (Chávez García y Cuenca, 1996b). Adicionalmente, Iglesias *et al* (1996) hicieron una revisión de algunos de los esfuerzos de microzonificación hechos en México.

Conviene hacer las siguientes anotaciones:

- En la mayor parte de los casos, los estudios de microzonificación se han ejecutado registrando vibración ambiental y dan como resultado mapas de periodo predominante del suelo y, sólo en algunos casos, mapas con la amplificación de la ordenada del espectro de Fourier en ese periodo. Esta manera de proceder, aunque útil para distinguir burdamente entre terreno firme y terrenos más blandos, estima con poca precisión los movimientos fuertes ante sismos futuros. Existen al menos las siguientes complicaciones:

- Es concebible que existan sitios con periodos predominantes relativamente altos en los que la amplificación sea muy pequeña. Tómese el caso de un depósito medianamente blando pero muy profundo: es fácil mostrar que, aunque el periodo sea alto, la amplificación será baja por efecto del amortiguamiento. Esto hace ver que el solo conocimiento del periodo predominante no basta para una adecuada caracterización del suelo

- El propio concepto de periodo predominante es debatible cuando se trata de suelos medianamente compactos, en los que la posición del máximo espectral es sumamente sensible a heterogeneidades de muy pequeña escala, por lo que pequeñas variaciones en el ángulo de incidencia de las ondas o en el camino exacto que siguieron de la fuente al receptor producen variaciones notables en la posición del pico espectral. Todos los investigadores que se han dedicado a estas tareas saben qué difícil es asignar un periodo predominante en sitios firmes.

- Las mediciones de vibración ambiental, incluyendo la técnica de cocientes de movimiento horizontal a vertical, son de difícil interpretación si no se tienen adecuadas restricciones provenientes de mediciones de sismos moderados o de información sobre los perfiles de velocidad de propagación de onda S. Por ejemplo, cuando se tienen depósitos con perfiles de velocidad invertidos (un estrato blando entre dos estratos más compactos) la vibración ambiental es casi inútil.

- Las mediciones usando vibración ambiental proporcionan periodos y, con suerte, amplificaciones, en el rango lineal. Para muchas ciudades del país, las que están cerca de las fuentes sísmicas más activas, son de esperarse efectos no lineales durante sismos intensos. Con esto, la caracterización de los suelos se vuelve todavía más complicada, puesto que habrá que obtener, para áreas muy extensas, valores de algunos parámetros de comportamiento no lineal (al menos uno, si se usan modelos simples como el de Hardin y Drnevich).

Con todo, las estimaciones de movimiento fuerte deben hacerse usando de la manera más inteligente la mejor información disponible. Una posibilidad, usada para la estimación de movimientos fuertes en Acapulco (Ordaz y Montoya, 1996), consiste en lo siguiente: 1) suponer que los suelos están formados por un estrato unidimensional sobre un semiespacio con una velocidad de propagación de onda S nominal igual a 1000 m/s; 2) suponer que el periodo predominante es el medido; 3) determinar el espesor del estrato equivalente a partir de las mediciones de periodo y amplificación máxima; 4) construir la función de amplificación lineal con teoría unidimensional de propagación de onda S; 5) asignar a los suelos propiedades no lineales nominales dependiendo de su constitución geológica; 6) calcular la función de transferencia en el rango no lineal con teoría de vibraciones aleatorias y modelos no lineales equivalentes. Este procedimiento conduce a funciones de amplificación realistas aunque, como puede deducirse, llenas de incertidumbres.

4.5 SISMOS DE FALLAMIENTO NORMAL Y PROFUNDIDAD INTERMEDIA

Hace cerca de diez años y utilizando un número muy limitado de registros, S K Singh observó que las aceleraciones provocadas por eventos de falla normal y profundidad intermedia eran mayores que los correspondientes a sismos de falla inversa con iguales magnitud y distancia focal (ver Rosenblueth *et al*, 1989). De aquí se derivaron leyes de atenuación para A_{max} y las ordenadas del espectro de respuesta que han sido usadas posteriormente en estudios de riesgo sísmico (ver por ejemplo, Ordaz *et al*, 1989). Estas leyes de atenuación son, en esencia, un modelo paramétrico de fuente (modelo ω^2) y atenuación (geométrica de ondas S, anelástica con Q=100f) con factores *ad-hoc* para modelar los efectos de sitio. Por tratarse de un modelo de las ordenadas del espectro de Fourier, su uso para estimar espectros de respuesta requiere de la teoría de vibraciones aleatorias, lo cual lo vuelve muy complicado de utilizar. Pero además, como se señaló al principio, está muy mal restringido por datos que no existían cuando esta ley de atenuación se derivó. En la actualidad existe un número quizá ya suficiente de acelerogramas producidos por sismos de falla normal y procedería estudiarlos para derivar leyes más precisas y de más fácil aplicación.

4.6 ALGUNOS PROBLEMAS CON LA ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS FUERTES

Por una parte, la extensa colección de datos acelerométricos en nuestro país ha abierto la posibilidad de entender el fenómeno de atenuación de las ondas sísmicas y de construir mejores procedimientos de estimación de movimientos fuertes. Por otra parte, los mismos datos han mostrado que estamos lejos de haber entendido este complejo fenómeno. Algunos ejemplos:

- En la figura 6 se presentan los datos de A_{max}, para los dos componentes horizontales del movimiento, registrados durante cuatro sismos. Las aceleraciones registradas se comparan con las predichas por la ecuación 2 y se incluyen los valores de A_{max} correspondientes a los percentiles 16 y 84 ("menos y más una vez la desviación estándar"). El primer evento, del 25 de abril de 1989, es un sismo típico de subducción, con M=6.9, con epicentro en las costas de Guerrero. Se presenta después el del 10 de diciembre de 1994, evento de fallamiento normal y magnitud 6.6 ocurrido cerca de Ciudad Altamirano, Gro. El tercer sismo ocurrió el 21 de octubre de 1995, tuvo magnitud 7.1 y provocó graves daños en Villaflores, Chis. Finalmente, el cuarto sismo ocurrió fuera de las costas de Oaxaca, el 25 de febrero de 1996, con magnitud 7.1. Como ha hecho notar S K Singh (comunicación personal), las aceleraciones de los dos primeros eventos son aceptablemente predichas por la ley de atenuación; en términos generales, la estimación es insesgada en el sentido que se cometen errores tanto subestimando como sobrestimando la aceleración real. Adicionalmente, las tendencias de la atenuación a grandes distancias son correctas. Esto ocurre a pesar de que el evento del 10 de diciembre de 1994 no fue utilizado para derivar la ley de atenuación y de que se trata de un evento de fallamiento normal, cuando todos los utilizados para derivar la ecuación 2 fueron sismos de falla inversa. Por otro lado, las aceleraciones del sismo del 21 de octubre de 1995 son muy mal predichas por la ley de atenuación y a todas las distancias, las observaciones son considerablemente mayores que lo calculado. Pero para complicar más las cosas, las aceleraciones del sismo del 25 de febrero de 1996, de falla inversa, son ahora apreciablemente sobrestimadas por la ley de atenuación, pero sólo en el rango de distancia cortas. Esto da una idea de todo lo que falta por comprender.

- Aunque las leyes de atenuación para estimar amplitudes del espectro de Fourier en Ciudad Universitaria durante temblores costeros son correctas en promedio, Pérez-Rocha *et al* (1997) han observado que existe una sistemática diferencia en el contenido de frecuencias dependiendo, principalmente, de la zona de la costa en que se hayan generado los sismos que los produjeron. Esto se ilustra en la figura 7, en donde se presenta una colección de espectros de Fourier registrados en CU ordenados de la siguiente manera. En los tres cuadros superiores y los primeros dos inferiores se dibujan, con línea delgada, todos los espectros registrados, y con línea gruesa los que se han generado en las zonas correspondientes al título de cada cuadro. Por ejemplo, tómese el caso de la región

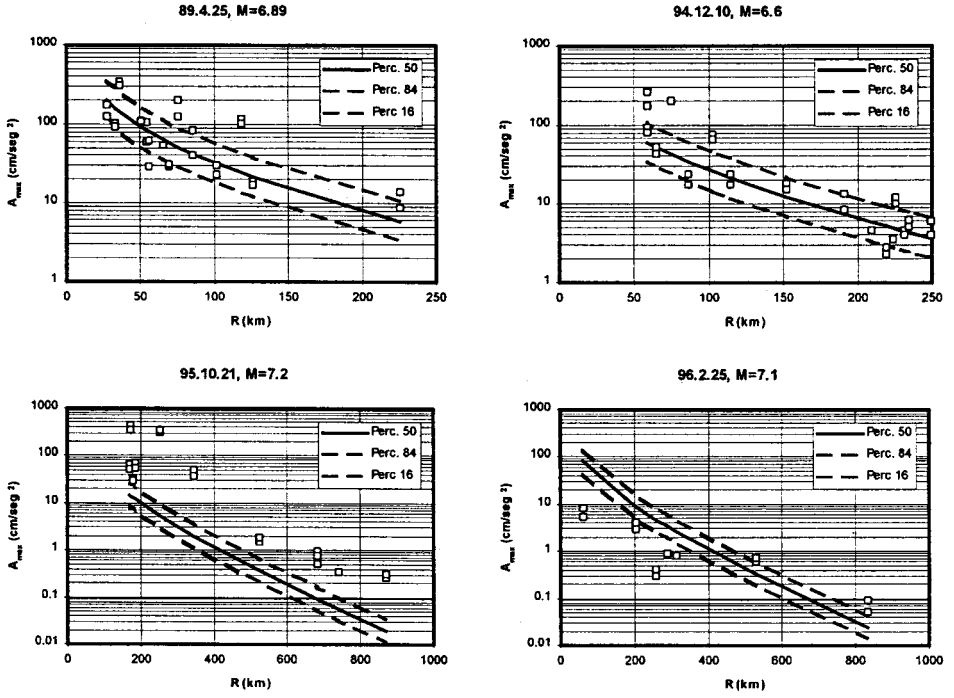


Figura 6. Aceleraciones máximas del terreno observadas (cuadros) y estimadas con la ecuación1 para cuatro sismos cuyas fechas

de Petatlán. Se observa que los espectros provenientes de esta región, marcados con línea gruesa, son similares entre ellos, pero son diferentes a todos los demás. Lo mismo ocurre con los de la zona de Ometepec: son similares entre ellos, ya que son notablemente ricos en frecuencias de 0.7 Hz, particularidad que no exhibe ningún espectro que no provenga de la zona de Ometepec. Pero, al parecer, la zona de origen no explica todo. En el cuadro inferior derecho se presentan los espectros de tres eventos que son muy parecidos entre ellos aunque provienen de zonas muy diferentes. Esta situación complica la estimación de espectros en CU, pero al mismo tiempo abre nuevos caminos de investigación, que seguramente conducirán a estimaciones más precisas de movimientos fuertes durante sismos futuros.

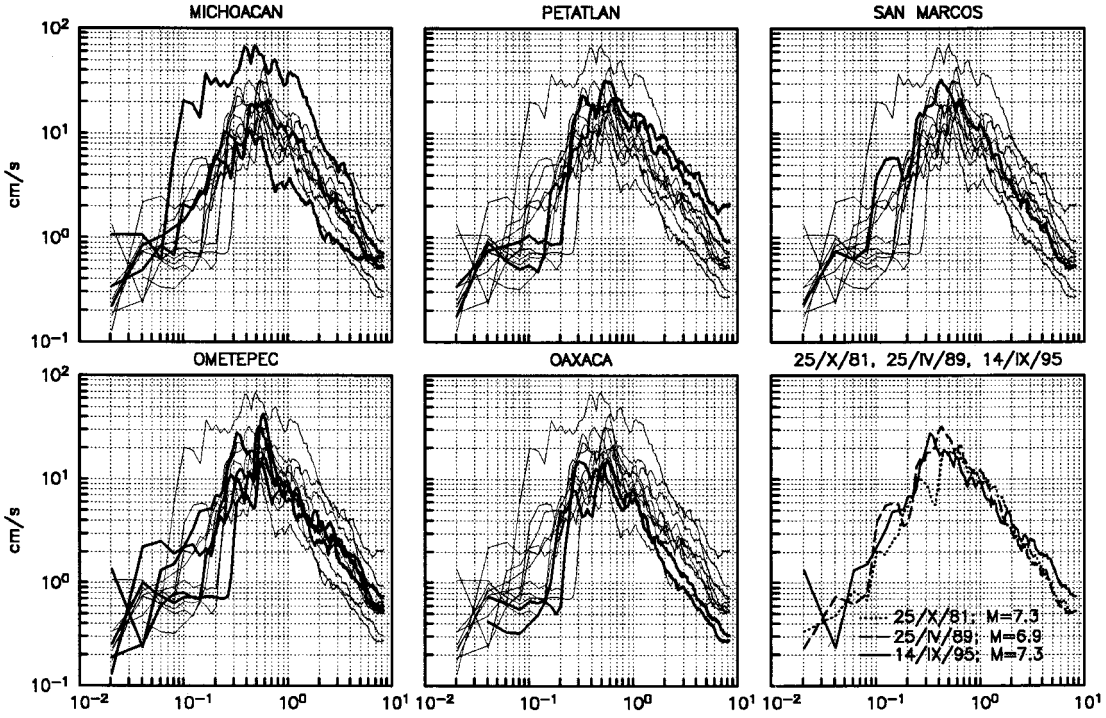


Figura 7. Espectros de Fourier registrados en Ciudad Universitaria, DF, producidos por sismos generados en diversas zonas. Para facilitar la comparación, en cada cuadro se presentan, con línea delgada, todos los espectros, y con línea gruesa sólo los provenientes de la zona en cuestión (según Pérez Rocha, et al, 1997).

Como se sabe, el movimiento en terreno firme de la ciudad de México se amplifica. Pero el problema parece ser complejo, puesto que la amplificación no es uniforme. Esto puede observarse en la figura 8 (Reinoso *et al*, 1997), en donde se presentan espectros de Fourier registrados en estaciones de terreno firme de la ciudad de México. Se distinguen claramente dos grupos de espectros, uno de mayor amplitud y otro de menor. El bloque de mayor amplitud comprende estaciones localizadas al sur y al poniente, mientras que en el bloque de menor amplitud se incluyen sitios del oriente y Sierra de Guadalupe. Adicionalmente, la estación 21, localizada en Santa Fe, tiene más bien comportamiento de zona de transición (de hecho se localiza sobre un relleno artificial). Todos los espectros presentados corresponden a lo que ahora se clasifica como terreno firme. Es claro, entonces, que una microzonificación, aun del terreno firme, sería necesaria.

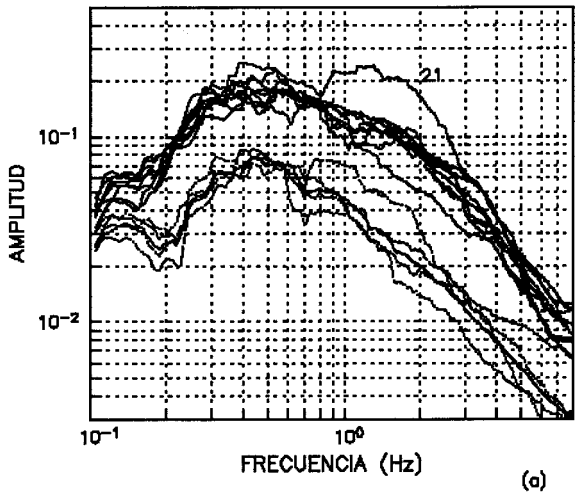


Figura 8. Espectros de Fourier en terreno firme de la ciudad de México registrados durante el sismo del 14 de septiembre de 1995 (M=7.6). Las amplitudes están en m/seg

5. EVALUACIÓN DE LA SISMICIDAD REGIONAL O PELIGRO SÍSMICO

Los métodos de cálculo del peligro sísmico no han cambiado desde que fueron desarrollados por Esteva a fines de los años 60 (Esteva, 1970). Tratándose de temblores poissonianos, en que se supone que los tiempos entre eventos con magnitud mayor a M tienen distribución exponencial con parámetro $\lambda(M)$ (ecuación 1), la tasa de excedencia de la intensidad a, $\nu(a)$, es decir, el número de veces en que por unidad de tiempo se excede ese valor de intensidad, sigue estando dada por:

$$\nu(a) = \sum_{i=1}^{N} \int_{M_0}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} \Pr(A > a | M, R_i) dM \qquad (3)$$

donde la sumatoria abarca las N fuentes sísmicas relevantes, $\lambda_i(M)$ es la sismicidad local de la i-ésima fuente, M_{ui} es la magnitud máxima que puede generarse en cada fuente, M_0 es la magnitud para la cual el catálogo de esta fuente está completo, R_i es la distancia entre la fuente sísmica i y el sitio de interés, y $\Pr(A>a|M,Ri)$ es la probabilidad de que la intensidad exceda el valor a dado que ocurre un sismo con magnitud M y distancia R_i, misma que puede calcularse con la ley de atenuación y algunas hipótesis sobre la distribución de probabilidad de la intensidad. Conviene señalar que lo que aparece en la ecuación 3 como una sumatoria es en realidad una integral espacial cuando se suponen provincias tectónicas extendidas. Así, usualmente las provincias tectónicas tienen que ser subdivididas en numerosas fuentes con el fin de obtener precisión en la integración.

Recientemente se han introducido algunas variaciones a los modelos de ocurrencia. Por ejemplo, se ha incorporado el llamado *temblor característico,* que proviene de la observación de que, en ciertas zonas, los temblores parecen "preferir" unas magnitudes sobre otras (Singh *et al*, 1983). Es decir, la distribución de las magnitudes de los grandes temblores costeros en México se aleja de la que puede inferirse de curvas como la de la ecuación 1, basadas, como se sabe en la famosa relación de Gutenberg y Richter.

Adicionalmente, se ha incorporado a los métodos de estimación de peligro sísmico el llamado modelo de deslizamiento predecible, en que se supone que la magnitud del próximo evento crece conforme aumenta el tiempo que ha transcurrido sin temblar. Un estudio estadístico sobre estas relaciones con temblores mexicanos es, por ejemplo, el de Jara y Rosenblueth (1988).

A continuación se hacen algunos comentarios sobre las evaluaciones de peligro sísmico realizadas en México.

5.1 LA REPÚBLICA MEXICANA

Existen en nuestro país mapas de peligro sísmico desde 1970 (Esteva, 1970) en los que el peligro se expresa en términos de las tasas de excedencia de A_{max} y ν_{max}. Se cuenta con mapas de estas cantidades asociadas a diversos periodos de retorno fijos así como con herramientas para calcular A_{max} y ν_{max} para otros periodos de recurrencia. Los mapas han sido modificados a lo largo del tiempo, y la última versión conocida por el autor es la que se calculó durante los trabajos que condujeron a la regionalización sísmica de México y los espectros de diseño del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de 1993.

Existen diferencias entre los mapas de 1970 y los actuales, debidas, principalmente, al mejor conocimiento sobre la atenuación de las ondas sísmicas y, en menor grado, a los avances en regionalización tectónica, catálogos sísmicos y métodos de estimación de sismicidad local. Los mapas calculados en 1993 para el Manual de Obras Civiles de la CFE no aparecieron en la publicación final sino que se integraron más tarde en un sistema de cómputo llamado PSM (Peligro Sísmico en México), desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el CENAPRED, con patrocinio de la propia CFE y el Instituto de Investigaciones Eléctricas. Se trata de un sistema que permite obtener de manera sencilla información cuantitativa sobre la distribución del peligro sísmico en la República Mexicana. Éste se expresa en términos de tasas de excedencia de diversos parámetros de intensidad sísmica, constituidos por las ordenadas del espectro de respuesta (seudoaceleración, 5% del amortiguamiento crítico) para periodos de entre 0 y 3 seg. El sistema genera los siguientes tipos de resultados:

- Mapas de valores de la intensidad sísmica seleccionada asociados a un periodo de retorno dado. Por ejemplo, un mapa de la aceleración máxima del terreno asociada a 100 años de periodo de retorno. El mapa puede generarse para todo el país o para una zona seleccionada.

- Para cualquier sitio en la República Mexicana, la curva de intensidad en función de la tasa de excedencia para el parámetro de intensidad seleccionado. Por ejemplo, la curva de tasas de excedencia de la ordenada espectral a 1 seg en la ciudad de Chilpancingo.

- Para cualquier sitio dentro de la República Mexicana, el espectro de respuesta cuyas ordenadas tienen un periodo de retorno constante dado. Por ejemplo, para la ciudad de Guadalajara, el espectro de respuesta asociado a 400 años de periodo de retorno.

En la figura 9 se presenta un ejemplo de la pantalla principal del sistema PSM.

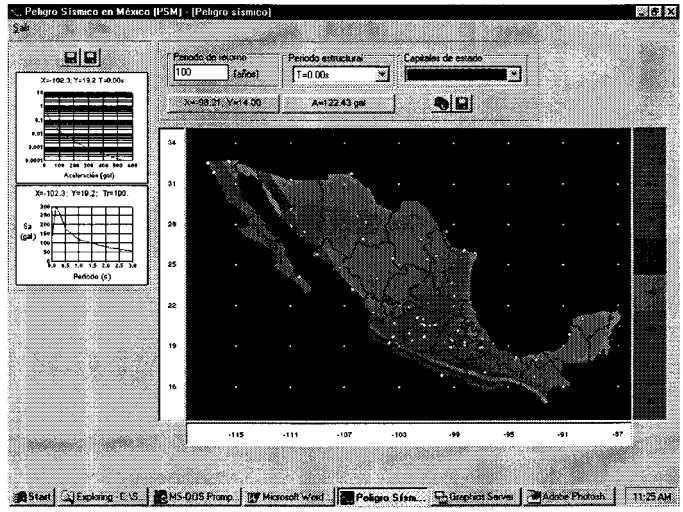


Figura 9. Mapa de A_{max} para 100 años de periodo de retorno obtenida con el programa PSM

5.2 LA CIUDAD DE MÉXICO

Como se ha señalado, los movimientos sísmicos en suelos de la ciudad de México, incluyendo los de terreno firme, experimentan amplificaciones considerables. Por ello, no son confiables las determinaciones de peligro sísmico hechas de manera general como la que se describió en el inciso anterior. Recientemente (Ordaz, 1997) se han hecho cálculos específicos para la estación CU, en la ciudad de México, utilizando las leyes de atenuación de Reyes (1997) derivadas exclusivamente con registros de este sitio. Conviene mencionar que un estudio de similar detalle había ya sido llevado a cabo por Carballo (1994) para la ciudad de Chilpancingo. En la figura 10 se presentan tasas de excedencia de A_{max} calculadas para CU. Se supone que este sitio está afectado por sismos de tres orígenes: la costa del Pacífico, la placa de Cocos subducida (sismos de profundidad intermedia) y la corteza continental (sismos superficiales en el Eje Neovolcánico). Se presentan por separado las tasas asociadas a cada fuente sísmica. y se observa cómo cada una de ellas contribuye de manera diferente al peligro sísmico en este sitio.

En la parte derecha de la figura 10 se presenta la tasa de excedencia calculada para temblores costeros y se compara con la tasa de excedencia observada, obtenida simplemente contando el número de veces en que cierto valor de A_{max} se ha excedido y dividiendo tal número entre el tiempo de observación. CU es quizá el único sitio del país en que puede hacerse esta contabilidad, en vista de que la estación acelerométrica ha operado continuamente por más de 30 años. Se destaca que, a pesar de la imperfección de los métodos de estimación de sismicidad local y atenuación, los resultados son buenos: las tasas observadas no son muy diferentes de las calculadas. Esto, desde luego, da confianza en las técnicas hasta ahora usadas y en las decisiones de diseño que se tomen con base en esta información.

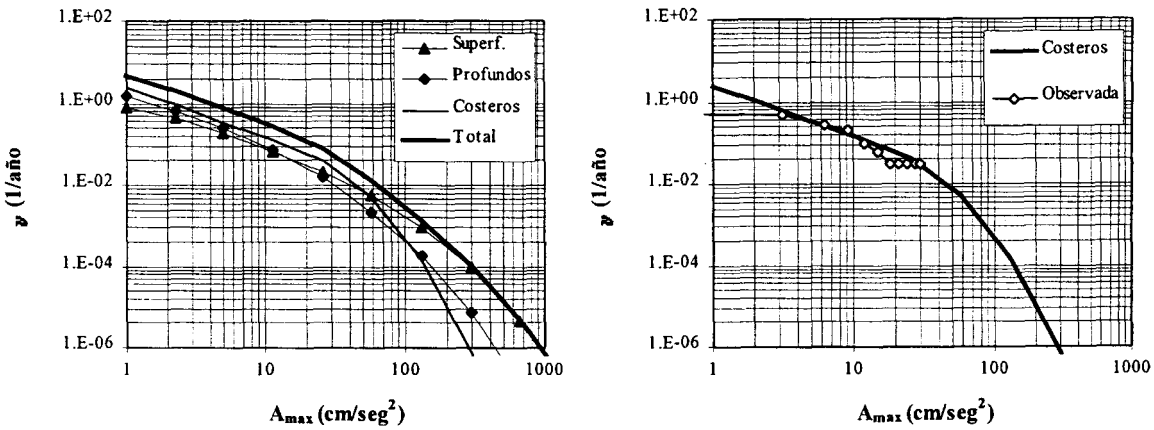


Figura 10. Izquierda: tasas de excedencia de Amax en Ciudad Universitaria, DF, debidas a varios tipos de temblores. Derecha: línea continua: tasa de excedencia calculada para temblores costeros; triángulos: tasa de excedencia observada.

De la figura 10, quizá pueda parecer excesiva la contribución de los eventos no costeros. Esto es cierto, pero sólo lo es si se trata de A_{max}. En la figura 11 se presentan los espectros de respuesta (5% del amortiguamiento crítico) asociados a 100 y 500 años de periodo de retorno para el sitio CU. Nuevamente se presentan, por separado, las contribuciones de las diversas fuentes de temblores. Obsérvese cómo la influencia de los sismos que no provienen de la costa del Pacífico es insignificante en periodos intermedios y largos pero apreciable en periodos cortos. Por ello, las determinaciones de peligro exclusivamente con temblores costeros son poco conservadoras en estos periodos.

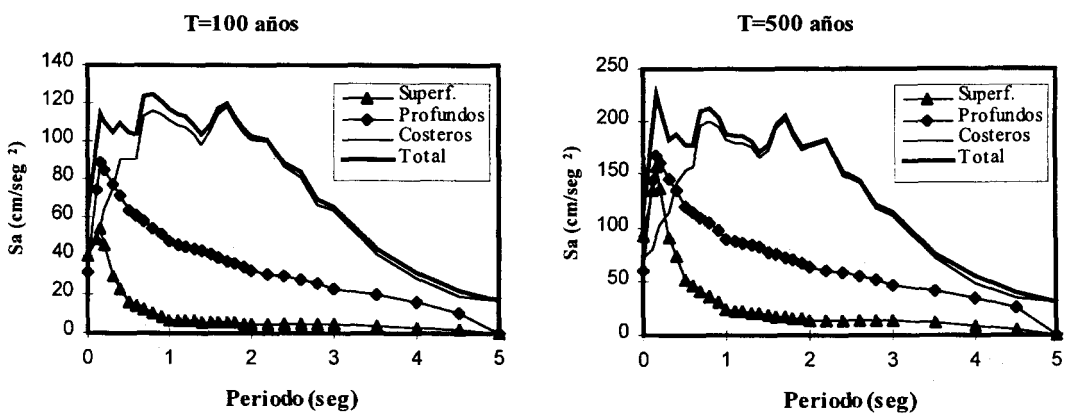


Figura 11. Espectros de respuesta asociados a periodos de retorno de 100 y 500 años en la Ciudad Universitaria, DF. Se presentan por separado los correspondientes a las fuentes sísmicas más importantes.

6. ESTIMACIÓN DE RIESGO SÍSMICO

De acuerdo con la acepción contemporánea de riesgo, es común que éste se cuantifique en términos de la pérdidas esperadas. Para hacerlo, no basta contar con descripciones del peligro sísmico, sino que se requiere saber, además, qué les ocurre a las construcciones durante sismos con intensidades dadas.

Una medida usual de riesgo es la pérdida anual esperada β, que se define como la esperanza de la pérdida que se tendría en un año cualquiera, suponiendo que el proceso de ocurrencia de sismos es estacionario y que a las estructuras dañadas se les restituye su resistencia inmediatamente después de un sismo. β se calcula de la siguiente manera:

$$\underline{\beta} = \int_0^{\infty} -\frac{d\nu(Sa)}{dSa} E(\beta|Sa)dSa \qquad (4)$$

donde Sa es la intensidad sísmica, ν(Sa) es la tasa de excedencia de esta intensidad, el símbolo E() denota valor esperado. En este modelo, la pérdida que ocurre al presentarse un sismo con intensidad conocida es una variable aleatoria, cuyo valor no puede anticiparse, y sobre la cual sólo puede fijarse una distribución de probabilidad. El término $E(\beta|Sa)$ es usualmente designado como *vulnerabilidad estructural*, y es el valor esperado de la pérdida que se tendría si ocurriera un sismo con intensidad Sa que afectara al sitio de interés.

En comparación con las estimaciones de peligro sísmico, las estimaciones de riesgo en México tienen una historia menos florida pero igualmente larga. Esteva' (1963) publicó relaciones de vulnerabilidad para algunos tipos de construcciones, las cuales fueron utilizadas por la industria aseguradora en México para fijar tarifas y estimar pérdidas máximas probables. Más tarde, Esteva *et al* (1988) publicaron nuevas relaciones intensidad daño, para un número mayor de tipos constructivos. Estas últimas, también usadas para fines de seguros, son mejores que las previas por dos razones: 1) utilizan como medida de intensidad la máxima ordenada del espectro de respuesta que afecta a la construcción, lo que, aunque todavía burdo, permite tomar en cuenta más racionalmente los efectos de sitio; y 2) porque incluyen los datos de daños observados durante el sismo de 1985.

A partir del trabajo de Esteva *et al* (1988), Ordaz *et al* (1992) publicaron nuevas relaciones de vulnerabilidad en que la intensidad se mide con la ordenada del espectro de respuesta correspondiente al periodo fundamental de la estructura. Con estas relaciones de vulnerabilidad y con las ya señaladas técnicas de estimación de movimiento fuerte en la ciudad de México se han construido mapas de pérdidas esperadas por sismo ante la ocurrencia de temblores costeros. Con estas bases se desarrolló un sistema de cómputo en el Instituto de Ingeniería, llamado RS-AMIS (Ordaz y Montoya, 1995), que permite la generación de mapas de escenarios sísmicos, útiles en la industria aseguradora.

Recientemente, Miranda *et al* (1996) propusieron una forma novedosa para las relaciones de vulnerabilidad. En ellas, el parámetro de intensidad es la distorsión máxima de entrepiso que sufre el edificio durante la ocurrencia de un sismo. La idea es atractiva ya que, como se sabe, la distorsión de entrepiso es el parámetro mejor correlacionado con el daño estructural, aunque su estimación no es fácil y acarrea considerables incertidumbres. Aun así, las relaciones de vulnerabilidad dependientes de este parámetro son mucho más fáciles de calibrar que las basadas en aceleraciones espectrales y, adicionalmente, los resultados experimentales son más susceptibles de ser utilizados.

7. CONCLUSIONES

Se ha presentado un panorama de los avances recientes y algunas de las prácticas actuales en la estimación de riesgo sísmico en México. Asimismo, se han hecho ver algunas de las deficiencias en los procedimientos actualmente en uso. A juicio del autor, algunos de los aspectos en que debería avanzarse en el futuro son los siguientes:

Se requiere un mayor contacto entre quienes evalúan peligro sísmico con los especialistas de las ciencias de la Tierra. No existe actualmente suficiente restricción geológica a los modelos de sismicidad. Procede, por ejemplo, el análisis detallado de sistemas de fallas que actualmente se caracterizan de manera excesivamente burda.

Es necesario encontrar explicaciones a algunos aspectos sismológicos observados recientemente, cuyas implicaciones en cuanto al peligro sísmico son por ahora desconocidas. Es necesario, por otra parte, incorporar ciertos aspectos ya entendidos razonablemente que todavía no son parte de los modelos actualmente en uso.

Se ha avanzado mucho en el registro de movimientos fuertes y en los métodos para su estimación. Destaca el nivel de detalle con que ahora pueden calculares espectros de respuesta esperados en la ciudad de México. Sin embargo, paradójicamente, tenemos más datos que personas interesadas en estudiarlos. Por otra parte, los propios datos han traído nuevas preguntas cuyas respuestas desconocemos. Es evidente que la complejidad del fenómeno requiere ideas frescas para su entendimiento.

En los últimos años se ha reconocido cabalmente la importancia de los efectos de sitio para la correcta estimación de peligro y riesgo sísmicos. Se han realizado numerosos trabajos de microzonificación aunque, en muchos casos, la información recabada es aun demasiado burda para poder tener estimaciones confiables del tamaño de los movimientos del suelo durante sismos futuros. Habrá que dedicar mucho trabajo a estos aspectos.

Los procedimientos para el cálculo de pérdidas esperadas en construcciones ante sismo cobran cada vez más importancia. Aunque existen relaciones de vulnerabilidad en México desde hace más de 30 años, el esfuerzo que se ha dedicado a este aspecto es mucho menor que el que se ha dedicado, por ejemplo, a evaluación de efectos de sitio. Se trata de un interesantísimo problema clásico de ingeniería al que, a juicio del autor, deberá destinarse mucha investigación en el futuro.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece la colaboración de Jorge Arboleda y Shri K Singh, quienes leyeron críticamente el manuscrito y aportaron valiosas sugerencias.

REFERENCIAS

Acosta, V y G Suárez (1996). Los sismos en la historia de México, Ediciones Científicas Universitarias, UNAM-CIE-SAS-FCE, Tomo I, 718 pp.

Alonso, G, R Cruz, M Ruiz y F Santos (1996). Seismic zonation of Tuxtla Gutiérrez, México. Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, **1239**, Acapulco.

Anderson, J.G., R Quaas, D Almora, J M Velasco, E Guevara, L E de Pavia, A Gutiérrez y R Vázquez, (1987a). Guerrero, Mexico accelerograph array: Summary of data collected in the year 1985, Reporte conjunto del Instituto de Ingeniería, UNAM y el Institute of Geophysics and Planetary Physics, UC-San Diego, GAA-2.

Anderson, J.G., R Quaas, D Almora, J M Velasco, E Guevara, L E de Pavia, A Gutiérrez y R Vázquez (1987b). Guerrero, Mexico accelerograph array: Summary of data collected in the year 1985, Reporte conjunto del Instituto de Ingeniería, UNAM y el Institute of Geophysics and Planetary Physics, UC-San Diego, GAA-3.

Arboleda, J y M Ordaz (1993). Un mejor uso de los datos estadísticos para estimación de la sismicidad local, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal, 21-27

Bufaliza, M. (1984). Atenuación de intensidades sísmicas con la distancia en sismos mexicanos, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Carballo, J (1994). Estudios de riesgo sísmico para Chilpancingo, Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.

Castro, R., S K Singh, y E Mena (1988). An empirical model to predict Fourier amplitude spectra of horizontal ground motion, Earthquake Spectra, 4, 675-686.

CIS (1991). Respuesta sísmica del valle de México: Aplicaciones y Teoría. Parte I. Informe final presentado a la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

CIS (1992). Respuesta sísmica del valle de México: Aplicaciones y Teoría. Parte II. Informe final presentado a la Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

CIS (1993). Predicción de espectros de respuesta en el Valle de México: métodos simplificados y aplicaciones. Informe final presentado a la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

CIS (1994). Simulación del movimiento sísmico del terreno en el Valle de México: métodos empíricos de aplicación práctica. Informe final presentado a la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

CIS (1995). Criterios empíricos para la simulación del movimiento sísmico del terreno en el Valle de México. Informe final presentado a la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

Cocco, M, J Pacheco, S K Singh y F Courboulex (1997). The Zihuatanejo, México, erthquake of 1994 December 10 (M=6.6): source characteristics and tectonic implications, Geophys J Int, 131, en prensa.

Chávez García, F y J Cuenca (1996a). Efectos de sitio y microzonificación en Acapulco, Guerrer, XXI Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería, Cholula, Puebla, 138-143.

Chávez García, F y J Cuenca (1996b). Site effects in Mexico City urban zone: a complementary study, Soil Dyn Earth Eng 15, 141-146.

Esteva, L (1963). Estimaciones de daños probables producidos por temblores en edificios, Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica I, 1.

Esteva, L (1970). Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería, Serie Azul de Instituto de Ingeniería, 246.

Esteva, L y R Villaverde (1974), Seismic risk, design spectra and structural reliability, Mem. V Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Roma, Italia, 2586-2597

Esteva, L, O Díaz, A Terán y J García (1988). Costos probables de daños causados por temblores en construcciones, Informe interno 8750 del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Gama, A. y R. Whitney (1996). Preliminary seismic zonation of Chilpancingo, Guerrero, México. Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, **1639**, Acapulco.

Gutiérrez, C y M Franco (1997). Análisis de efectos de sitio en Ciudad Guzmán, Jalisco. Informe interno del CENAPRED.

Gutiérrez, C, J Lermo, E Nava, S K Singh, R Coyoli, M Rodríguez y H Mijares (1989). Registro de temblores pequeños y medición de microtremores en Acapulco para zonificación de la ciudad. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, **1**, 41-50.

Gutiérrez, C, S Miller, C Montoya y R Tapia (1991). Diagnóstico de peligro sísmico para la República Mexicana y evaluación de intensidades para sismos históricos, Informe RG/02/91, CENAPRED.

Gutiérrez, C. y S K Singh (1992). A site effect study in Acapulco, Guerrero, México: Comparison of results from strong ground motion and microtremor data. Bull. Seism. Soc. of Am, vol 82, **2**, 642-659.

Gutiérrez, C, K Masaki, J Lermo y J Cuenca (1996). Microzonificación sísmica de la ciudad de Colima. Cuaderno de Investigación **33**, CENAPRED.

Iglesias, J, M Ramírez, J Carballo, M Jara, J Guerrero, H Juárez, A Gómez y J Aguilar (1996). Sesimic zonation of mexican cities. Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, **1800**, Acapulco.

Jara, J M y E Rosenblueth (1988). Probability distribution of time between characteristic subduction earthquakes, Earthquake Spectra 4, 499-529.

Jara, M, F Hurtado y R Suárez (1996). Seismic risk analysis of Morelia. Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, **1236**, Acapulco.

Joyner, W B y D M Boore (1981). Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the Imperial Valley, California, earthquakes, Bull. Seism. Soc. Am., **71**, 2011-2038.

Lermo, J, C Gutiérrez, J Morales, S K Singh y R Cabrera (1989). Estudio del periodo dominante del suelo en la zona urbana de Ciudad Guzmán, Jalisco. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, **1**, 87-96

Lermo, J., J Nieto y M Zermeño (1996). Faults and fractures in the valley of Aguascalientes. Preliminary microzonification, Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, **1651**, Acapulco.

Miranda, E, M Ordaz, J Alonso y C Montoya (1996). Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México", Informe interno del Instituto de Ingeniería para la AMIS.

Newmark, N M y E Rosenblueth (1971). Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 640 pp.

Ordaz, M, S K Singh, E Reinoso, J Lermo, J M Espinoza y T Domínguez (1988). Estimation of response spectra in the lake bed zone of the Valley of Mexico, Earthquake Spectra, **4**, 815-834.

Ordaz, M, J M Jara y S K Singh (1989). Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero, Informe interno 8782/9745 conjunto del Instituto de Ingeniería, UNAM y el Centro de Investigación Sísmica, AC.

Ordaz, M y S K Singh (1992). Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City, Bull. Seism. Soc. Am., **82**, 24-43.

Ordaz, M, R Meli, C Montoya, L Sánchez y L E Pérez-Rocha (1992). Data base for risk assessment in Mexico City, Simposio Internacional de Prevención de Desastres Sísmicos, México DF, mayo 18-21.

Ordaz, M, S K Singh y A Arciniega (1994). Bayesian attenuation regressions: an application to Mexico City, Geophysical Journal International, **117**, 335-344.

Ordaz, M. y E Faccioli (1994). Site response analysis in the Valley of Mexico: Selection of input motion and extent of non-linear soil behaviour, Earth. Engr. Struct. Dyn., **23**, 895-908.

Ordaz, M y C Montoya (1995). Sistema de evaluación de pérdidas por sismo en el DF (RS-AMIS): Bases teóricas y manual de usuario, Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Ordaz, M y C Montoya (1996). Sistema computarizado de estimación de riesgo sísmico en Acapulco, programa de cómputo disponible en CENAPRED.

Ordaz, M , L E Pérez Rocha, E Reinoso y C Montoya (1997). Sistema de cómputo para el cálculo de espectros esperados en la ciudad de México, este volumen.

Pérez-Rocha, L, M Ordaz y E Reinoso (1997). Escenarios de alto riesgo sísmico en la ciudad de México, este volumen.

Quaas, R, J G Anderson y D Almora (1987). La red acelerográfica de Guerrero para registro de temblores fuertes, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México, B40-B53.

Quaas, R, S Medina, L Alcántara, C Javier, J M Espinosa, E Mena, J Otero, O Contreras y L Munguía (1995). Base Nacional de Sismos Fuertes, Sociedad mexicana de Ingeniería Sísmica, AC.

Reinoso, E y M Ordaz (1997). Amplificación medida en el valle de México durante sismos recientes, este volumen.

Reyes, C (1997). Tesis doctoral, en preparación, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Rosenblueth, E y M Ordaz (1987). Use of seismic data from similar regions, Earth. Eng. Struc. Dyn., **15**, 619-634.

Rosenblueth, E y M Ordaz (1989). Maximum earthquake magnitude at a fault, Journal of the Engineering Mechanics Division (American Society of Civil Engineers), **116**, No 1, 204-216.

Rosenblueth, E, M Ordaz, F J Sánchez-Sesma, y S K Singh (1989). Design Spectra for Mexico's Federal District, Earthquake Spectra, **5**, No. 1, 273-291.

Ruiz, C y J Suárez (1996). Seismic zonation of Puebla, México. Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, **1647**, Acapulco.

Sánchez-Sesma, F J (1985), Análisis de riesgo sísmico en Laguna Verde, Ver. Parte I. Determinación de espectros de respuesta específicos, reporte a la Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Singh, S K, E Bazán y L Esteva (1980). Expected earthquake magnitude at a fault, Bull. Seism. Soc. Am., **70,** 903-914.

Singh, S K, L Astiz y J Havskov (1981). Seismic gaps and recurrence period of large earthquake along the Mexican subduction zone: a reexamination, Bull. Seism. Soc. Am., **71**, 827-843.

Singh, S K, M Rodríguez y L Esteva (1983). Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the Mexican subduction zone, Bull. Seism. Soc. Am., **73**, 1779-1796.

Singh, S K, M Rodríguez y J M Espíndola (1984a). A catalog of shallow earthquakes of Mexico from 1900 to 1981, Bull. Seism. Soc. Am., **74**, 267-279.

Singh, S K, T Domínguez R Castro y M Rodríguez (1984b). P waveforms of large shallow earthquakes along the Mexican subduction zone, Bull. Seism. Soc. Am., **74**, 2135-2156.

Singh, S K, E Mena, R Castro. y C Carmona (1987). Empirical prediction of ground motion in Mexico City from coastal earthquakes, Bull. Seism. Soc. Am., **77**, 1862-1867.

Singh, S K, J Lermo, T Domínguez, M Ordaz, J M Espinoza, E Mena y R Quaas. (1988a). A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site (CU), Earthquake Spectra, **4**, 653-673.

Singh, S K, M Ordaz, J G Anderson, M Rodríguez, R Quaas, E Mena, M Ottaviani y D Almora (1989). Analysis of near-source strong motion recordings along the Mexican subduction zone, Bull. Seism. Soc. Am., **79**, 1697-1717.

Singh, S K y F Mortera (1991). Source-time functions of large Mexican subduction earthquakes, morphology of the Benioff zone, and the extent of the Guerrero gap, J. Geophys. Res., **96**, 21487-21502.

Vera, R, H Ramírez y J Carmona (1996). Seismic microzoning of Toluca city. Eleventh World Conference of Earthquake Engineering, **156**, Acapulco.

Zúñiga, R y R Tapia (1991). Regionalización tectónica de la República Mexicana para fines de construcción de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Informe del Instituto de Geofísica a la CFE.

CAPÍTULO 2

CONOCIMIENTOS BÁSICOS DEL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

Temas

1. **Respuesta de edificios al movimiento sísmico**
   Eduardo Miranda

2. **Control de la respuesta sísmica con dispositivos de disipación pasiva de energía**
   Eduardo Miranda

3. **Mecánica de suelos, determinación de parámetros índice y mecánicos**
   Alonso Echavarría

4. **Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura**
   Eduardo Miranda

5. **Lecciones de sismos recientes**
   Enrique del Valle

6. **Efecto de los sismos en las construcciones**
   Enrique del Valle

7. **Criterios de diseño sísmico y reglamentos de construcción**
   Roberto Meli

RESPUESTA DE EDIFICIOS AL MOVIMIENTO SISMICO

Eduardo Miranda[1]

1. INTRODUCCIÓN

La respuesta sísmica de un edificio depende tanto de las propiedades mecánicas y dinámicas del edificio como de las características del movimiento de terreno al que se ve sometido. El objetivo de esta parte del seminario es el presentar algunos conceptos básicos de dinámica estructural que permitan el entender los principales factores que afectan la respuesta sísmica de los edificios.

2. DIFERENCIA ENTRE CARGAS ESTÁTICAS Y CARGAS DINÁMICAS

Una carga *estática* es aquella cuyo valor no cambia con el tiempo. Un ejemplo de carga estática lo representan las cargas muertas ya que estas permanecen constantes (su valor no cambia) con el paso del tiempo.

Una carga o excitación *dinámica* es aquella cuya intensidad es función del tiempo, o sea que su intensidad varía con el tiempo. Un sismo es una excitación dinámica ya que las aceleraciones del terreno cambian de valor en cada fracción de segundo.

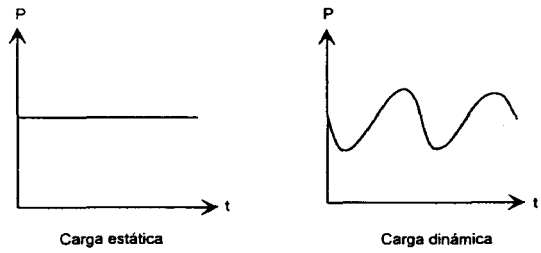


Figura 1. Diferencia entre una carga estática y una carga dinámica

3. SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Para poder estimar la respuesta sísmica de una estructura el ingeniero civil especialista en estructuras se vale de un modelo matemático cuyas propiedades mecánicas y dinámicas se procura sean las mismas que posee la estructura. Uno de los modelos más simples y más empleados para estimar la respuesta sísmica de edificios es el *Sistema de un grado de libertad.* Este modelo se caracteriza por ser un sistema dinámico en el que la masa está concentrada en un solo punto (sólo existe una masa).

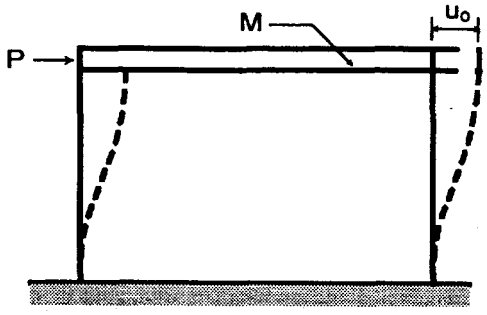


Figura 2. Sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento

Con fines de ingeniería estructural, el sistema de un grado de libertad está representado como una estructura de un sólo piso como el mostrado en la figura 2 en el que las columnas no tienen masa y están empotradas en su base. Toda la masa se encuentra concentrada en el techo de la estructura el cual se considera rígido (el techo en sí no se deforma sólo las columnas).

Si a esta estructura se le aplicara una fuerza lateral P que produjera en el techo un desplazamiento lateral u_o y luego se le quitara en forma repentina, ésta oscilaría de un lado al otro de su posición de equilibrio en un movimiento que se le conoce como vibración libre. Esta oscilación continuaría siempre con una amplitud igual a u_o como se muestra en la figura 3.

1 Asesor de investigación del Área de Riesgos Geológicos del CENAPRED.

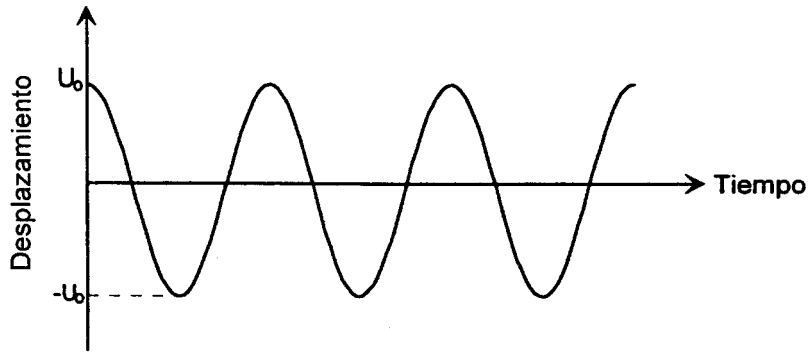


Figura 3. Vibración libre en un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento

Este tipo de respuesta, desde luego no es realista, ya que, intuitivamente uno espera que la amplitud de las oscilaciones disminuya poco a poco hasta detenerse por completo. Con el objeto de introducir este fenómeno al sistema de un grado de libertad se le agrega un elemento que disipe energía. Normalmente el tipo de elemento que se considera es un amortiguador de tipo viscoso (con amortiguamiento tipo Coulomb). Así pues los elementos que forman el sistema de un grado de libertad son los siguientes: una masa *M,* una estructura de un piso con rigidez lateral *K* y un amortiguador de tipo viscoso con un coeficiente de amortiguamiento *C*. El sistema dinámico completo puede verse en la figura 4.

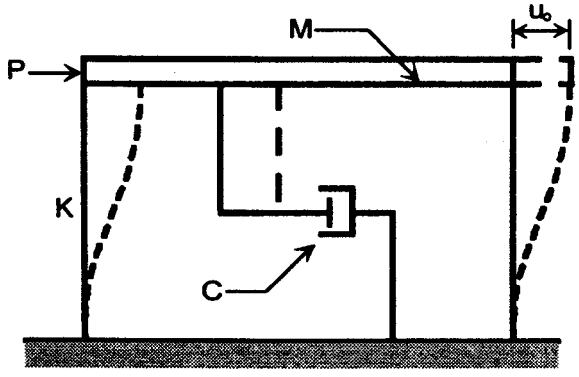


Figura 4. Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento

Veamos ahora cada uno de los componentes del sistema de un grado de libertad amortiguado. La masa es directamente proporcional al peso. Usando la segunda ley de Newton puede verse que la masa está dada por:

$$M = \frac{W}{g} \qquad (1)$$

donde W es el peso del techo y g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

La rigidez lateral del sistema está dada por el cociente de la fuerza lateral aplicada entre el desplazamiento producido por ésta, esto es:

$$K = \frac{P}{u_o} \qquad (2)$$

Se dice que el sistema de un grado de libertad es *lineal* cuando la rigidez permanece constante, o sea que el desplazamiento lateral siempre es directamente proporcional a la fuerza lateral. Así pues, si el sistema tiene un desplazamiento lateral u_o cuando se le aplica una carga estática P, entonces si se le aplica una carga estática de $2P$ el desplazamiento lateral es $2u_o$ (ver figura 5).

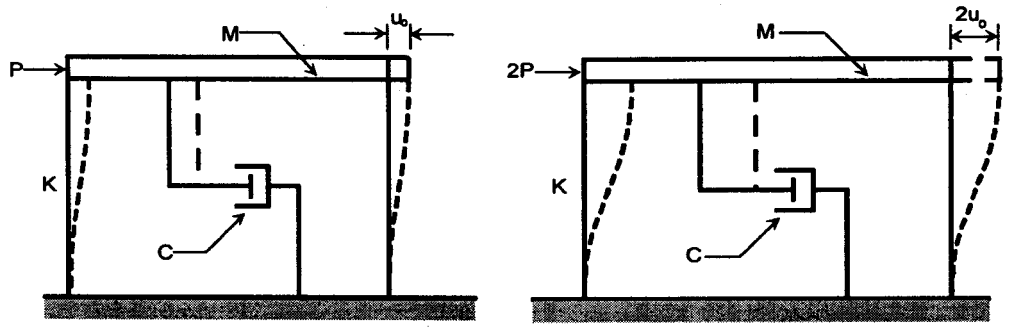


Figura 5. Desplazamientos laterales proporcionales a las cargas laterales

Como puede verse en la figura 6, gráficamente la rigidez lateral del sistema es la pendiente en una gráfica de fuerza lateral contra desplazamiento lateral. En el amortiguador viscoso se producen fuerzas laterales que son directamente proporcionales a la velocidad relativa de la masa con respecto a la velocidad del terreno, en este caso la pendiente corresponde al coeficiente de amortiguamiento.

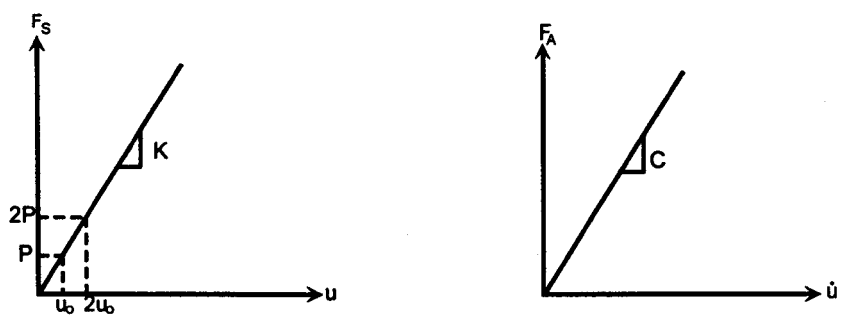


Figura 6 Representación gráfica de la rigidez lateral y el coeficiente de amortiguamiento

Como se ilustra en la figura 7 la duración del movimiento en vibración libre es función del grado de amortiguamiento que tenga el sistema. Entre más grande sea el amortiguamiento la duración será menor.

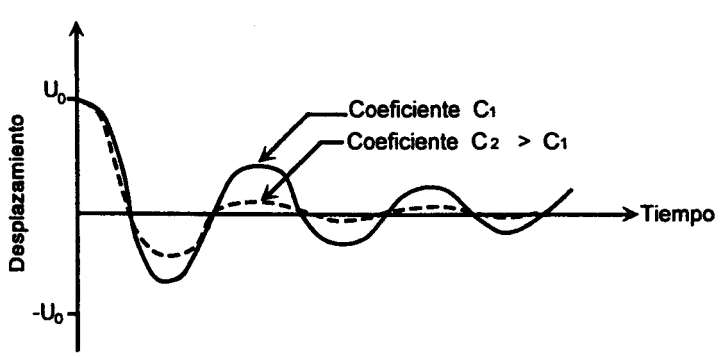


Figura 7. Influencia del amortiguamiento en la vibración libre

4. ECUACIÓN DEL MOVIMIENTO

El movimiento de la estructura idealizada de un piso (sistema de un grado de libertad) cuando es sometido a cargas dinámicas se rige por una ecuación diferencial. Esta ecuación diferencial, conocida con el nombre de *ecuación del movimiento* es función de los siguientes tipos de cargas dinámicas: cargas externas y movimientos sísmicos.

4.1 BAJO CARGAS EXTERNAS

Cuando al sistema de un grado de libertad se le aplica una carga externa dinámica $P(t)$, la masa sufre un desplazamiento $u(t)$ el cual también representa la deformación que sufre la estructura (el desplazamiento de la masa con respecto al suelo). Como la fuerza externa varía con el tiempo, el desplazamiento también varía con el tiempo.

A raíz de la aplicación de la fuerza y el movimiento que se produce en su masa, las fuerzas que actúan en esta mas son las siguientes (ver figura 8): la fuerza externa $P(t)$, la fuerza elástica resistente F_E que es la fuerza que las columnas ejercen sobre la masa cuando ésta se mueve, la fuerza de amortiguamiento F_A que es la fuerza que ejerce el amortiguador sobre la masa, y la fuerza de inercia F_I En todo instante (en cada fracción de segundo), existe un equilibrio dinámico de estas fuerzas. Esta condición de equilibrio está dado por:

$$F_I + F_A + F_E = P(t) \qquad 3)$$

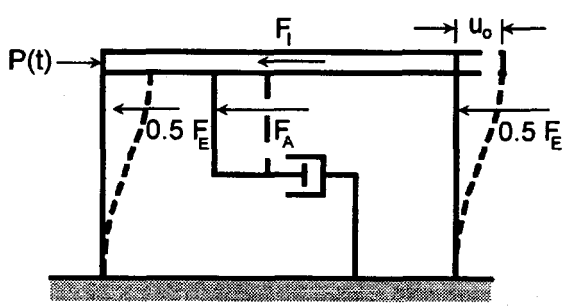


Figura 8. Diagrama de fuerzas que actúan bajo una carga externa

Las fuerzas de inercia, de amortiguamiento y elásticas son función del movimiento de la masa, o sea son función de la aceleración, de la velocidad y del desplazamiento de la masa, respectivamente. De acuerdo a la segunda ley de Newton, la fuerza de inercia es directamente proporcional a la masa y a la aceleración total de la misma. Esta fuerza está dada por:

$$F_I = M\ddot{u}(t) \qquad (4)$$

donde M es la masa del sistema y $\ddot{u}$ (t) es la aceleración total. La fuerza de amortiguamiento está dada por:

$$F_A = c\dot{u}(t) \qquad (5)$$

donde C es el coeficiente de amortiguamiento y $u(t)$ es la velocidad relativa de la masa con respecto al suelo. Para un sistema lineal la fuerza elástica resistente está dada por:

$$F_E = Ku\ (t) \qquad (6)$$

donde K es la rigidez lateral del sistema y $\dot{u}(t)$ es el desplazamiento relativo entre la masa y el suelo. Substituyendo F_I, F_A y F_E en la ecuación de equilibrio dinámico (ecuación 3) se tiene:

$$M\ddot{u}_I(t) + C\dot{u}(t) + Ku = P(t) \tag{7}$$

Esta es la ecuación del movimiento del sistema de un grado de libertad amortiguado con la cual se puede calcular el desplazamiento de la masa cuando se le aplica una carga externa $P(t)$.

4.2 BAJO EXCITACIÓN SÍSMICA

En el caso de un sismo no existe una fuerza externa que está aplicada a la masa del sistema, sino que la única solicitación al sistema es debida al movimiento del terreno sobre el cual se desplanta la estructura. Como resultado de esta excitación la base de la estructura tiene un movimiento igual al del terreno $u_g(t)$ y a su vez la estructura se deforma (desplazamiento del techo con respecto a la base) una cantidad $u(t)$ (ver figura 9). Así pues, el desplazamiento total del techo $u_t(t)$ durante un sismo es igual a:

$$u_I(t) = u(t) + u_g(t) \tag{8}$$

El equilibrio dinámico en este caso está dado por:

$$F_I + F_A + F_E = 0 \tag{9}$$

Sustituyendo las ecuaciones 4, 5 y 6 en la ecuación 9 se tiene:

$$M\ddot{u}_I(ty) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = 0 \tag{10}$$

en este caso la fuerza de inercia puede escribirse como:

$$F1 = M[\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t)] \tag{11}$$

expresión que cuando se sustituye en la ecuación del equilibrio dinámico (ecuación 10) resulta en:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \tag{12}$$

Esta es la ecuación del movimiento que gobierna la respuesta de un sistema de un grado de libertad amortiguado sujeta a un movimiento de terreno.

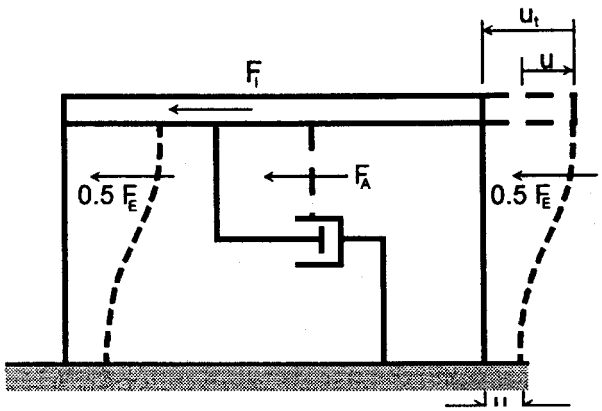


Figura 9. Estructura de un piso bajo solicitación sísmica

5. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES QUE AFECTAN LA RESPUESTA SÍSMICA

Las principales características estructurales que afectan la respuesta de un edificio sometido a cargas sísmicas moderadas (aquellas en las que el comportamiento es elástico y no se presenta daño alguno en la estructura) son:

a) El periodo fundamental de vibración

b) El amortiguamiento

El periodo fundamental de vibración de una estructura T es el tiempo que la estructura toma para completar un ciclo completo de vibración.

Sigamos un ciclo de vibración de la estructura usando la figura 10. En la posición *1* la masa está en su posición de equilibrio (el desplazamiento es nulo), de ahí se mueve hacia la derecha hasta que llega al máximo desplazamiento en la posición *2*. A partir de este punto el desplazamiento disminuye y regresa a su posición de equilibrio en la posición *3*, continúa moviéndose hacia la izquierda hasta alcanzar el máximo desplazamiento de ese lado en la posición *4*. Después de este punto la masa comienza de nuevo a desplazarse hacia la derecha hasta alcanzar nuevamente la posición de equilibrio en la posición *5*. Así pues un ciclo completo de movimiento está dado por las posiciones *1-2-3-4-5*. En la posición *5* el estado del sistema (desplazamiento y velocidad) son los mismos a la posición 1, en la cual la estructura está lista para iniciar un nuevo ciclo.

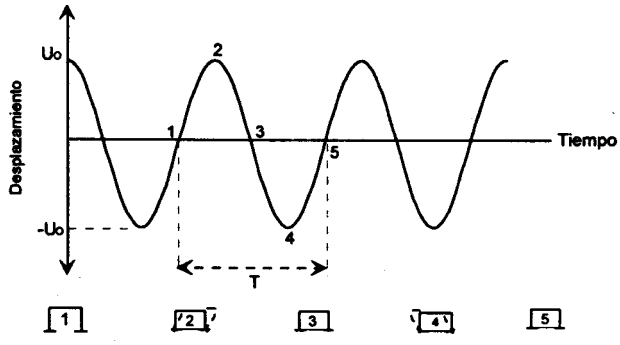


Figura 10. Periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad

Matemáticamente el periodo natural de vibración de un sistema no amortiguado está dado por:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \qquad (13)$$

donde es la frecuencia circular de vibración que está dada por:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} = \sqrt{\frac{Kg}{W}} \qquad (14)$$

Así mismo la frecuencia natural de vibración es el número de ciclos por unidad de tiempo. Matemáticamente está dada por:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \qquad (15)$$

En el caso de sistemas amortiguados, el periodo de vibración está dado por:

$$T_A = \frac{2\pi}{\omega_A} \qquad (16)$$

donde T_A y ω_A son el periodo amortiguado de vibración y la frecuencia circular amortiguada de vibración, respectivamente. La frecuencia circular amortiguada de vibración ω_A puede expresarse en función de la frecuencia circular de vibración por medio de la siguiente expresión:

$$-\omega_A = \omega\sqrt{1-\xi^2} \tag{17}$$

donde ξ es la fracción del amortiguamiento crítico y está dado por:

$$\xi = \frac{C}{2M\omega} \tag{18}$$

El denominador de la ecuación 18 se le conoce como amortiguamiento crítico C_c y es el mínimo amortiguamiento necesario para eliminar la vibración (movimiento en dos direcciones) cuando se desplaza la estructura de su posición de equilibrio y se le libera repentinamente. En la figura 11a puede verse como una estructura con el amortiguamiento no vibra (sólo se mueve de la posición inicial a la posición de equilibrio), mientras que estructuras con amortiguamientos menores al crítico tienen un desplazamiento hacia ambos lados de la posición de equilibrio.

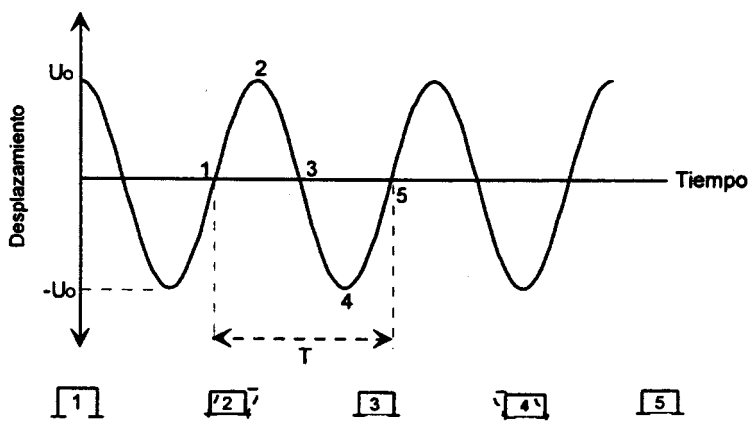


Figura 11a. Vibración libre para diferentes niveles de amortiguamiento

De la ecuación 17 puede verse que el amortiguamiento tiende a disminuir la frecuencia circular de vibración del sistema y por lo tanto de alargar el periodo de vibración. Sin embargo en la mayoría de las estructuras la fracción del amortiguamiento crítico está entre 2 y 10%, por lo que de acuerdo a la ecuación 17 el periodo amortiguado es entre 1.0002 y 1.0050 del periodo natural o no amortiguado. Así pues para la mayoría de las estructuras el periodo amortiguado es prácticamente igual al periodo no amortiguado.

Combinando la ecuaciones 13 y 14 se tiene:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{Kg}} \tag{19}$$

De la ecuación 19 puede verse que para dos estructuras con la misma rigidez lateral, entre más grande sea su masa (o el peso), mayor será su periodo natural de vibración (y menor su frecuencia natural de vibración). Para dos estructuras con la misma masa (el mismo peso), entre más grande es su rigidez lateral menor es su periodo natural de vibración (y mayor su frecuencia natural de vibración). De ahí que a las estructuras de periodo corto en ocasiones se les califica como estructuras de mayor rigidez y a las estructuras de periodo largo se les califica como estructuras flexibles.

6. RESPUESTA A FUERZAS ARMÓNICAS

Si al sistema de un grado de libertad se le aplicara una fuerza estática P = A, o sea una fuerza cuya amplitud se mantuviera constante y con una amplitud igual a A, entonces el desplazamiento sería también constante y tendría un valor de P = A entre la rigidez lateral del sistema K, esto es:

$$U_{est} = \frac{P}{K} = \frac{K}{K} \qquad (20)$$

Así pues, puede verse que en el caso de cargas estáticas el desplazamiento del sistema es independiente de la masa de la estructura, o sea que no importa si la masa es grande o pequeña el desplazamiento siempre será el mismo.

En el caso de cargas dinámicas la respuesta (el desplazamiento producido por la fuerza dinámica) no sólo será función de la rigidez lateral del sistema, sino que además depende de: (1) el periodo de vibración del sistema, o sea depende del cociente de su rigidez lateral entre su masa; (2) el coeficiente de amortiguamiento del sistema c; y (3) el contenido de frecuencias de la fuerza dinámica, o sea que tan rápido o lenta es la variación de la amplitud de la fuerza con el tiempo.

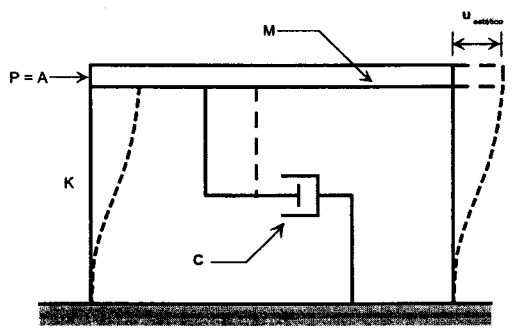


Figura 11b. Desplazamiento lateral bajo una carga estática

Una de las fuerzas dinámicas más simples es una carga armónica, o sea aquella cuya amplitud cambia de igual manera a la de variación de la amplitud de una senoide, esto es:

$$P(t) = A\,\mathrm{sen}(\bar{\omega}t) \qquad (21)$$

donde A es la amplitud de la fuerza y $\bar{\omega}$ es la frecuencia de la excitación. Gráficamente esta fuerza puede verse en la figura 11c.

En este caso el desplazamiento lateral también varía con el tiempo, y se representa como u(t) (ver figura 11d). Una vez pasada una fase inicial de transición (al poco tiempo de aplicada la fuerza), este desplazamiento será también de tipo armónico con una amplitud u(t) que varía con el tiempo y cuya amplitud máxima será u_{max}.

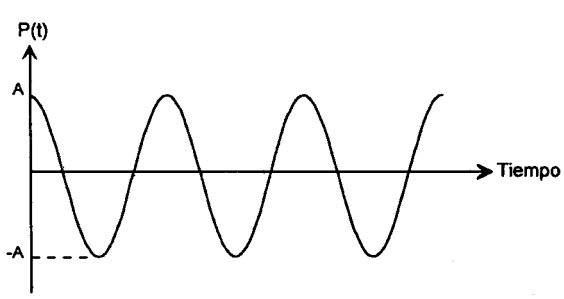


Figura 11c. Fuerza dinámica de tipo armónico

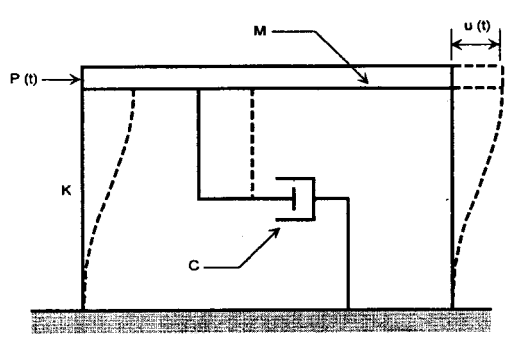


Figura 11d. Sistema dinámico sometido a una fuerza lateral dinámica de tipo armónico

La respuesta máxima del sistema al ser sometido a una fuerza armónica de amplitud A puede ser mayor, menor o semejante a la producida por la carga estática de igual amplitud, dependiendo básicamente de dos aspectos:

a) El cociente de la frecuencia de excitación (el número de ciclos de carga por unidad de tiempo), entre la frecuencia natural del sistema.

b) El amortiguamiento del sistema.

Se conoce como *factor de amplificación dinámico* al cociente del desplazamiento máximo bajo cargas dinámicas, entre el desplazamiento estático. Matemáticamente, el factor de amplificación dinámico, FAD, está dado por:

$$D = \frac{U_{dinámico}}{U_{estático}} = \frac{U_{max.}}{U_{estático}} \qquad (22)$$

Cuando FAD es mayor a uno, se tiene una *amplificación dinámica*, esto es, el desplazamiento máximo dinámico es mayor al desplazamiento estático. Así mismo cuando FAD es menor a uno existe una *deamplificación*, esto es la respuesta dinámica es menor a la respuesta estática. Finalmente cuando FAD es igual a uno, el desplazamiento dinámico es igual al estático.

La figura 12, muestra la variación del factor de amplificación FAD, para diferentes valores del cociente de la frecuencia de excitación y la frecuencia del sistema, así como para cinco diferentes valores de amortiguamiento.

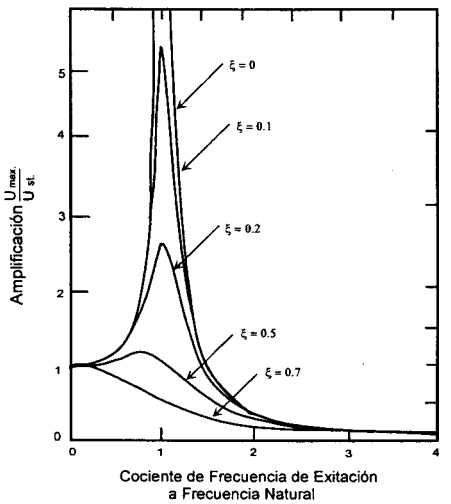


Figura 12. Amplificación dinámica debido a una excitación dinámica armónica

Puede verse que cuando la frecuencia de la excitación es mucho menor a la frecuencia natural (cocientes mucho menores a 1) , o sea que la fuerza es mucho más "lenta" en comparación con la velocidad con la que se mueve la estructura en vibración libre, el desplazamiento dinámico es igual al desplazamiento estático. Por lo contrario, cuando la frecuencia de excitación es mucho mayor a la frecuencia natural del sistema (aproximadamente para cocientes mayores a 1.5), o sea cuando la variación de la fuerza es mucho más rápida que la velocidad con la que completa un ciclo la estructura en vibración libre, el desplazamiento dinámico es menor al estático, y se tiene una deamplificación.

Cuando se tienen fracciones de amortiguamiento menores a 0.5, que es el caso de la mayoría de las estructuras, y la frecuencia de la excitación es semejante a la frecuencia natural (abscisas cercanas a 1), se tiene que el desplazamiento dinámico es mayor y en algunos casos mucho mayor al desplazamiento estático.

Se dice que existe *RESONANCIA* cuando la frecuencia de excitación coincide con la frecuencia natural del sistema y se obtiene la amplificación dinámica máxima. El valor de la amplificación máxima es muy sensible al nivel de amortiguamiento. Entre má pequeño es el amortiguamiento mayor será la amplificación. El valor de la amplificación máxima está dado por:

$$FAD_{max.} = \frac{1}{2\xi} \qquad (23)$$

Por ejemplo si x es igual a 0.10 (10% del amortiguamiento crítico), el factor de amplificación dinámico máximo es igual a 1/0.2 = 5 (ver figura 12). Análogamente, si es igual a 0.2, entonces el factor de amplificación dinámico máximo el 1/0.4 = 2.5 .

Como ya se mencionó, los edificios por lo general tienen amortiguamientos menores al 0.08, por lo que es importante el evitar frecuencias de excitación semejantes a las frecuencias naturales, para poder evitar amplificaciones dinámicas importantes.

Como se verá más adelante, las amplificaciones máximas que se dan bajo un sismo son menores a las que ocurren bajo fuerzas armónicas debido a que un movimiento sísmico está compuesto por muchas frecuencias y no solo una como es el caso de una fuerza armónica. Un movimiento sísmico puede descomponerse como la superposición de una familia de movimientos armónicos con diferentes amplitudes, frecuencias y fases. Es la combinación de estos factores junto con algunos otros, lo que determinan que tan severa puede ser la respuesta de un edificio a un sismo dado. De ahí que es importante conocer *el contenido de frecuencias* del movimiento sísmico y compararlo con la frecuencia natural de vibración del edificio.

7. RESPUESTA A MOVIMIENTOS SÍSMICOS

Con fines de ingeniería sismo-resistente, los movimientos de terreno durante un temblor se miden por medio de un acelerógrafo, el cual mide la historia de aceleraciones del terreno. Como la aceleración es la derivada de la velocidad con respecto al tiempo, el posible obtener la historia de velocidades del terreno a partir de las aceleraciones de terreno por medio de una integración en el tiempo. Análogamente, como las velocidad es la derivada del desplazamiento con respecto al tiempo, el posible obtener la historia de desplazamientos del terreno a partir de una integración en el tiempo de la historia de velocidades o una doble integración de la historia de aceleraciones.

Un ejemplo de historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno medidos en el sótano de un edificio de Los Angeles durante el temblor de San Fernando de 1971 en el estado de California puede verse en la figura 13.

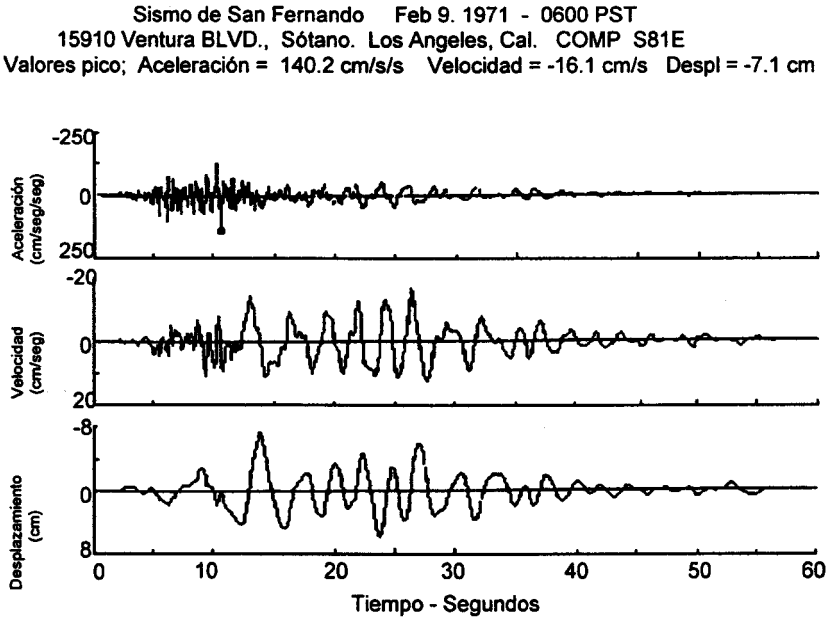


Figura 13. Ejemplo de historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos de terreno

La respuesta de un sistema de un grado de libertad a un movimiento de terreno como el que se muestra en la figura 13, se puede obtener a partir de la ecuación (12) utilizando diferentes métodos:

1) En el dominio del tiempo por medio de la solución de la integral de Duhamel

2) En el dominio del tiempo por medio de una integración numérica de la ecuación del movimiento

3) En el dominio de la frecuencia obteniendo la transformada de Fourier de la historia de aceleraciones, multiplicándola por la función de transferencia del sistema y obteniendo la transformada inversa de Fourier de dicho producto.

Una explicación detallada de estos métodos está fuera del alcance de este curso.

Una vez obtenida la historia de desplazamientos del sistema u(t), la historia de cortantes en la base V(t), o la historia de momentos de volteo M(t) producidos por el sismo en la estructura pueden determinarse de la siguiente manera:

$$V(t) = F_E(t) = K \cdot u(t) \qquad (24)$$

$$M(t) = h \cdot V(t) = h \cdot Ku(t) \qquad (25)$$

donde h es la altura de la estructura.

8. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

Para fines de diseño sismo-resistente lo que normalmente nos interesa es conocer únicamente la respuesta máxima. Por ejemplo, nos interesa conocer el desplazamiento lateral máximo, o el cortante basal máximo, o el momento de volteo máximo, etc.

Una de las herramientas más útiles para evaluar la severidad de la respuesta máxima de una estructura a un sismo dado es el *ESPECTRO DE RESPUESTA.* Un espectro de respuesta es la representación gráfica de la respuesta máxima en función del periodo natural de vibración del sistema. Esto es, el espectro de respuesta nos da información de la *respuesta máxima* para toda una familia de sistemas de un grado de libertad.

La forma en la que se calcula un espectro de respuesta se ilustra en la figura 14 para el caso de un espectro de desplazamientos. En este caso, para cada periodo se calcula la historia de desplazamientos y sólo se selecciona la máxima respuesta, que es la que se grafica para el período natural de vibración correspondiente. En el caso de la figura 14, se muestra el espectro de desplazamientos para el acelerograma medido en el temblor de El Centro, California el 18 de mayo de 1940. En el primer ejemplo, se tiene un sistema de un grado de libertad con un periodo natural de vibración igual a 0.5 segundos y con un 2% del amortiguamiento crítico. Se calcula toda la historia de desplazamientos y se selecciona el máximo, que en este caso es 2.48 pulgadas (6.3 cm.), así pues la abscisa T = 0.5 segundos y S_d = 2.48 pulgadas forman las coordenadas de un punto en el espectro de respuesta. En el segundo ejemplo se tiene un sistema de un grado de libertad con un periodo natural de vibración igual a 1 segundo; se calcula toda su historia de desplazamientos cuando al sistema se le somete al acelerograma y se obtiene su respuesta máxima como 6.61 pulgadas (16.8 cm.). Si este proceso se repite para toda una familia de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos de vibración y todos con el mismo amortiguamiento, se obtiene el espectro de respuesta.

Una vez calculado el espectro de respuesta puede saberse de manera inmediata el desplazamiento aproximado que tendría una estructura al ser sometida a dicho movimiento de terreno. El espectro de respuesta permite también evaluar la magnitud del desplazamiento máximo de una estructura con un cierto periodo, en comparación con el desplazamiento máximo de alguna otra estructura sometida al mismo movimiento de terreno. Por ejemplo, si se tiene una estructura con un periodo de vibración de 1.0 segundos y otra con un periodo de 1.5 segundos, con el espectro de respuesta de la figura 14 vemos que si ambas estructuras se sometieran al mismo movimiento de terreno, la estructura con periodo de 1 segundo estaría sometido a un desplazamiento mayor que el de la otra estructura, a pesar de que ambas tengan *el mismo* movimiento en su base.

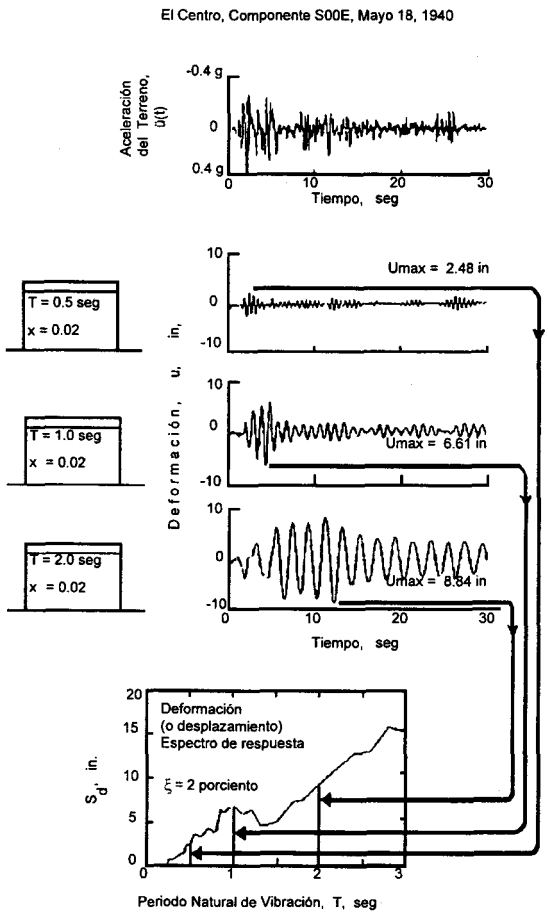


Figura 14. Construcción de un espectro de respuesta

De igual manera que se puede calcular la historia de desplazamientos, se puede calcular la historia de aceleraciones. De modo que para cada sistema de un grado de libertad se puede calcular la historia de aceleraciones y de ahí seleccionar la aceleración máxima para poder así graficar el *espectro de aceleraciones*. La figura 15 muestra ejemplifica el cálculo de tres puntos del espectro de repuesta. Por ejemplo para el caso de un sistema de un grado de libertad con un periodo natural de vibración de 0.3 segundos, o sea una estructura que toma 0.3 segundos en completar un ciclo de vibración, y con un amortiguamiento del 5%, cuando es sometido a la historia de aceleraciones del temblor de El Centro California, tiene una aceleración máxima de 0.75 veces la aceleración de la gravedad. Así pues la pareja de coordenadas constituida por la abscisa T = 0.3 segundos y la ordenada 0.75 g son un punto en el espectro de respuesta de aceleraciones. Si se repite el mismo proceso para sistemas de un grado de libertad con periodos naturales de vibración de 0.5 segundos y 1.0 segundos se obtienen aceleraciones máximas de 1.02 g y 0.48 g, respectivamente. Si esto se repite para toda una familia de sistemas dinámicos de un grado de libertad con periodos entre 0 y 2 segundos, se obtiene el espectro de aceleraciones mostrado en la parte inferior de la figura 15.

De igual manera se puede obtener la historia de velocidades de cada sistema, para seleccionar la máxima velocidad y poder así construir el espectro de respuesta de velocidades. Si no se quiere calcular toda la historia de velocidades y aceleraciones para cada periodo, los espectros de velocidades y aceleraciones pueden calcularse en forma aproximada por medio de las siguientes relaciones:

$$S_v = \omega S_d \tag{26}$$

o sustituyendo la ecuación (13) en la ecuación (26), se tiene:

$$S_v = \frac{2\pi}{T} S_d \tag{27}$$

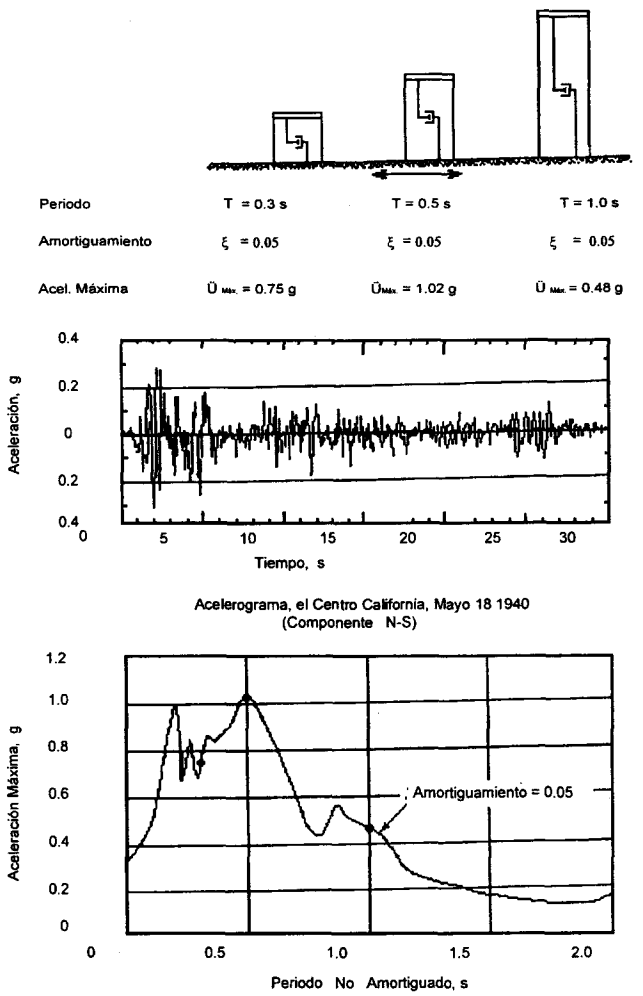


Figura 15. construcción de un espectro de aceleraciones

Si para cada T se grafica S_V se tiene un espectro aproximado del espectro de velocidades que se le conoce como *seudo espectro de velocidades*. El seudo espectro de velocidades calculado a partir del espectro de desplazamientos mostrado en la figura 14, puede verse en la parte media de la figura 16.

Al igual que en el caso de las velocidades máximas, las aceleraciones máximas también se pueden calcular en forma aproximada a partir de los desplazamientos máximos por medio de la siguiente relación:

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d \qquad (28)$$

o sustituyendo la ecuación (13) en esta ecuación se tiene

$$Sa = \left(\frac{2\pi}{T}\right) \cdot S_d \qquad (29)$$

La gráfica de T vs. S_a se conoce con el nombre de *espectro de seudo aceleraciones*. Un ejemplo para el mismo movimiento de terreno puede verse en la parte baja de la figura 6. El nombre "seudo" se emplea para distinguirlo del espectro exacto, sin embargo para valores pequeños de amortiguamiento y para periodos de vibración entre 0.2 y 3 segundos, el error que se comete es muy pequeño.

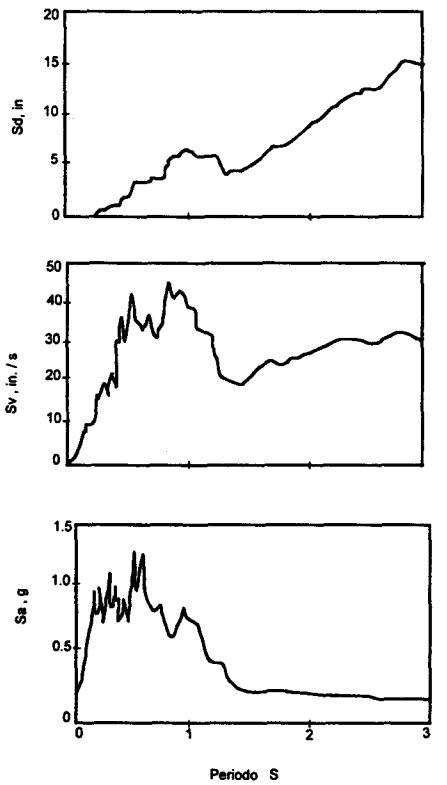


Figura 16. Espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración

Así mismo, los espectro de seudo velocidades y de seudo aceleraciones se relacionan por medio de la siguiente expresión:

$$S_a = \omega \cdot S_v \tag{30}$$

y

$$S_a = \frac{2\pi}{T} S_v \tag{31}$$

Los espectros de respuesta como los mostrados en la figura 16 permiten la estimación inmediata de el desplazamiento, velocidad y aceleración máximas de toda una familia de estructuras sujetas al mismo movimiento de terreno.

A partir del espectro de aceleraciones o el espectro de seudo aceleraciones es posible obtener al máximo cortante basal de la estructura a partir de la siguiente expresión:

$$V_{max.} = m \cdot S_a \tag{32}$$

o bien

$$V_{max.} = \frac{S_a}{g} \cdot W \tag{33}$$

donde W es el peso total de la estructura y g es la aceleración debida a la gravedad. Cuando el máximo cortante se representa como en la ecuación (33), S_a/g representa el llamado coeficiente sísmico el cual forma la base de las cargas sísmicas en el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal. Así pues si para la zona III del Distrito Federal se diseña con un coeficiente sísmico de 0.4, esto quiere decir que se está diseñando para una aceleración *en la estructura* de el 40% de la aceleración de la gravedad, o sea que las fuerzas laterales para las que se diseñaría dicha estructura serían iguales al cuarenta por ciento de su peso.

Es importante aclarar que la aceleración espectral representa la aceleración en la estructura, la cual puede ser mayor o menor a la máxima aceleración del terreno. En un espectro de respuesta de aceleraciones, la máxima aceleración del terreno está representada como la ordenada del espectro para un periodo igual a 0 (ver figura 17). Dicho periodo corresponde a un sistema infinitamente rígido, de modo que el movimiento que se tiene en la parte superior de la estructura es exactamente igual al de su base, o sea al del terreno. Por ejemplo, para el espectro de aceleraciones mostrado en la figura 17, la aceleración máxima de terreno es igual al 20% de la aceleración de la gravedad. Así mismo, puede verse que estructuras con periodos de vibración menores a 1.45 segundos son sometidos a aceleraciones mayores a las del terreno, o sea, sufren una *amplificación* de aceleraciones, mientras que estructuras con periodos de vibración mayores a 1.45 segundos tienen aceleraciones máximas en la estructura que son menores a la máxima aceleración del terreno.

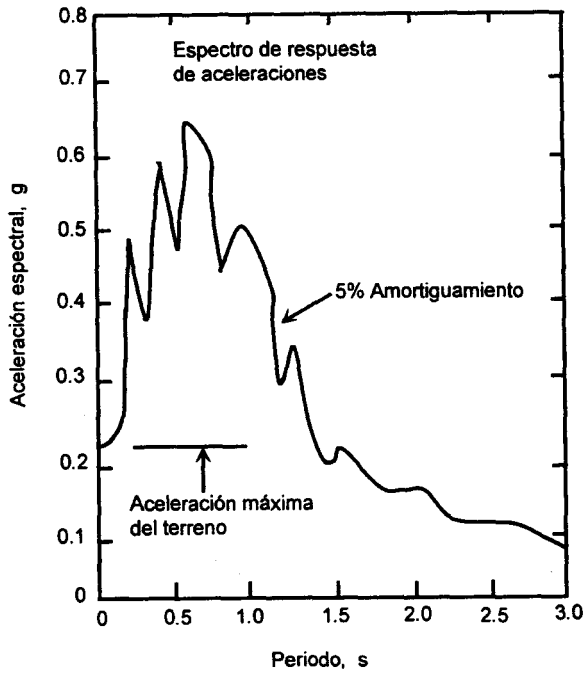


Figura 17. Aceleración máxima del terreno en un espectro de aceleraciones

Como se mencionó anteriormente el espectro de respuesta se construye, calculando la respuesta máxima (aceleración máxima, velocidad máxima o desplazamiento máximo) para una familia de sistemas de un grado de libertad que tienen el mismo amortiguamiento, sin embargo, normalmente este proceso se repite a su vez para diferentes valores de amortiguamiento para obtener un espectro como el que se muestra en la figura 18. En esta figura puede verse la influencia del amortiguamiento en la respuesta de edificios a sismos. Básicamente a mayor amortiguamiento se tiene dos efectos: (1) Disminuyen las ordenadas espectrales, esto es la respuesta es menor; y (2) Se suaviza el espectro, esto es existe una menor variación de ordenadas espectrales para pequeños cambios en el periodo de vibración. Por ejemplo si vemos la figura 18, para dos estructuras con amortiguamiento del 1% y con periodos de 0.48 segundos y 0.51 segundos se tiene un cambio importante en su respuesta máxima (la aceleración máxima de la estructura con periodo igual a 0.48 segundos es mucho mayor a la aceleración máxima de la estructura con periodo de vibración igual a 0.51 segundos), mientras que si esas dos estructuras tuvieran un amortiguamiento del 20% entonces su respuesta máxima sería muy semejante.

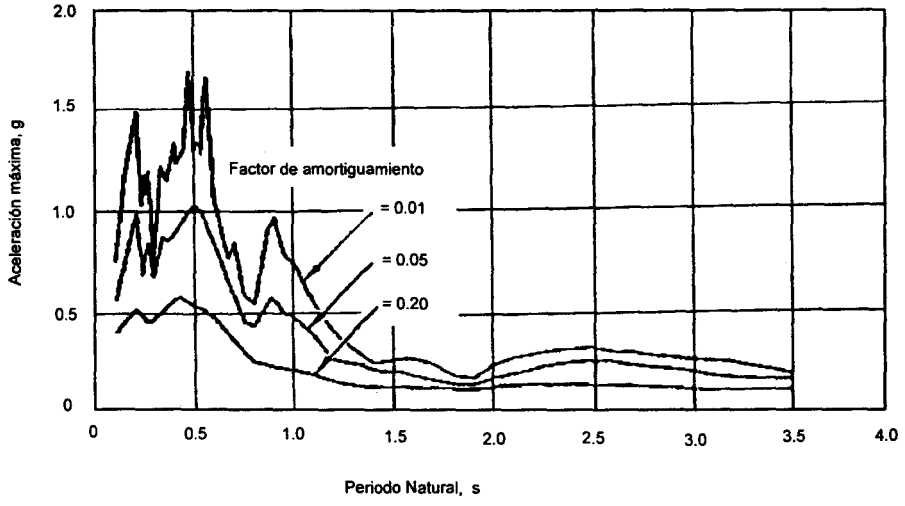


Figura 18. Influencia del amortiguamiento en el espectro de aceleraciones

9. FACTORES QUE AFECTAN LOS MOVIMIENTOS DE TERRENO

Hasta el momento se ha visto los dos factores principales que afectan la respuesta estructural de estructuras con comportamiento lineal, el periodo de vibración y el amortiguamiento, dado un cierto movimiento de terreno. Ahora se verán algunos de los factores que influyen en las características del movimiento de terreno.

Los factores principales que influyen en las características del movimiento de terreno producido por un sismo son:

1) *La distancia epicentral* que es la distancia en línea recta desde el epicentro al sitio donde se encuentra la estructura.
2) *La magnitud del sismo.*
3) *Las condiciones locales del terreno* donde se encuentra la estructura.

9.1 INFLUENCIA DE LA DISTANCIA EPICENTRAL

Para un mismo sismo en la medida que nos alejamos del epicentro la intensidad del movimiento disminuye en un fenómeno que se conoce con el nombre de *atenuación*. A partir de registros obtenidos a diferentes distancias se han podido establecer relaciones entre la aceleración máxima que se tiene en las inmediaciones al epicentro a las que se tienen a diferentes distancias.

Un ejemplo de este tipo de estudios se muestra en la figura 19 que corresponde a registros obtenidos en el temblor de 1979 en Imperial Valley en California (aproximadamente a 30 km al norte de Mexicali) que tuvo una magnitud de 6.6 en la escala de Richter. Puede verse que mientras que a 1 km del epicentro se midieron aceleraciones entre 0.4 y 0.8 de la aceleración de la gravedad, a 30 km del epicentro las aceleraciones máximas de terreno estuvieron entre 0.07 y 0.15 de la aceleración de la gravedad, y a 100 km las aceleraciones máximas de terreno fueron tan sólo entre 0.01 y 0.04 de la aceleración de la gravedad.

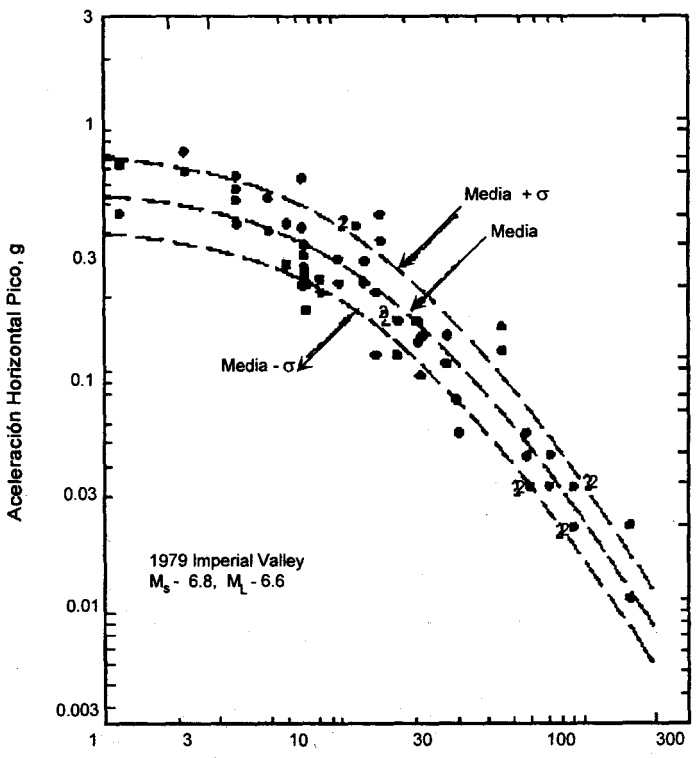


Figura 19. Influencia de la distancia epicentral en la aceleración

Por medio de muchas mediciones hechas en varios sismos se han podido establecer relaciones entre la distancia epicentral y la aceleración máxima de terreno por medio de estudios estadísticos y regresiones no lineales donde se obtiene una curva que obtenga el mejor ajuste a las observaciones. Este tipo de relaciones que se expresan por medio de una ecuación matemática reciben el nombre de *leyes de atenuación* y nos permiten estimar el nivel de aceleración máxima que se puede tener en un sitio si se conoce la distancia al epicentro.

Es importante mencionar que la velocidad con que se atenúa (i.e., la velocidad con la que disminuye) la aceleración máxima del terreno, depende del tipo de roca y formaciones geológicas por las que pasan las ondas sísmicas, de modo que para regiones diferentes se pueden tener atenuaciones diferentes.

Un ejemplo puede verse de esta situación puede verse en la figura 20, donde se comparan las leyes de atenuación para la parte este y la parte oeste de los Estados Unidos. Puede verse que la atenuación es diferente para cada región.

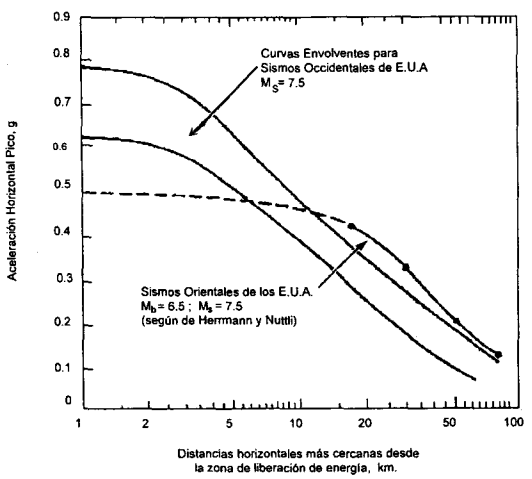


Figura 20. Ejemplo de atenuaciones diferentes para distintas regiones.

Por ejemplo en la parte oeste de los Estados Unidos se espera que al estar a 10 km del epicentro se tienen aceleraciones máximas de terreno entre un 45 y 60% de las que se tienen a un kilómetro del epicentro, mientras que para la parte este de Los Estados Unidos a 10 km del epicentro las aceleraciones máximas del terreno son aún del orden del 90% de las que se tienen a 1 km del epicentro. Se dice entonces que la atenuación en la parte oeste de los Estados Unidos es mayor a la que se tiene en la costa este, ya que la aceleración máxima del terreno disminuye más rápidamente con la distancia en la parte oeste que en la parte este.

En general es necesario el desarrollar leyes de atenuación para cada región sísmica. En el caso concreto de México se tienen leyes de atenuación que han sido desarrolladas a partir de registros obtenidos únicamente en México. Estas leyes de atenuación son diferentes a las americanas, por lo tanto la aplicación de leyes de atenuación de otra región pueden resultar en resultados o estimaciones erróneas.

9.2 EFECTO DE LA MAGNITUD DEL SISMO

En general, entre mayor es la magnitud de un sismo, mayores son las aceleraciones máximas que produce. De modo que para una misma distancia epicentral, digamos 10 km, se espera que la aceleración máxima de terreno sea mayor en un sismo de magnitud 7.5 que la aceleración máxima de terreno en un sismo de magnitud 6.5.

El efecto de la magnitud en las aceleración máxima de terreno por lo general también se incorpora en las leyes de atenuación. La forma en la que se hace esto es el desarrollar leyes de atenuación basadas en sismos de diferentes magnitudes, con lo que se obtienen gráficas como la mostrada en la figura 21, la cual está basada en información registrada en el estado de California en los Estados Unidos.

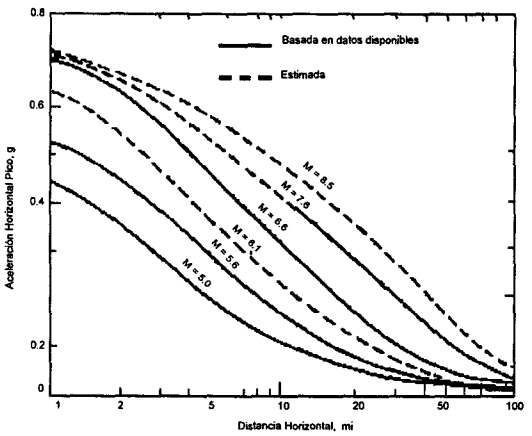


Figura 21. Influencia de la magnitud y distancia en la aceleración máxima de terreno

Puede verse que, por ejemplo, para una distancia epicentral de 20 millas (32 km) la aceleración máxima de terreno en un sismo de magnitud 7.6 es de 28% de la aceleración de la gravedad, mientras que para la misma distancia en un sismo de magnitud 5.6 se tendría una aceleración máxima de terreno de aproximadamente 17% de la aceleración de la gravedad, esto es del 60% de la máxima en un sismo de magnitud 7.6.

9.3 INFLUENCIA DEL TIPO DE TERRENO

El tipo de terreno tiene básicamente influencia en dos características del movimiento de terreno:

1) En la aceleración máxima de terreno

2) En el contenido de frecuencia del movimiento.

Para el caso de suelos firmes, se espera que las aceleraciones máximas de terreno sean aproximadamente las mismas para niveles bajos de aceleración y ligeramente más bajas para niveles de aceleración más altos, como puede verse en la figura 22.

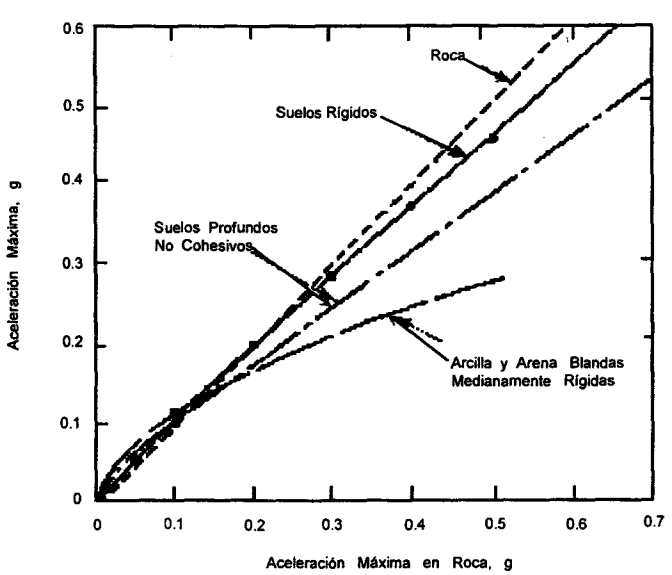


Figura 22. Influencia del tipo de terreno en la aceleración máxima de terreno

En el caso de suelos blandos, el que las aceleraciones máximas de terreno sean más altas o más bajas que las que ocurren en roca depende del nivel de aceleración. La figura 22 muestra que para aceleraciones en roca mayores a 12% de la aceleración de la gravedad, se tiene que las aceleraciones máximas en un suelo blando son menores que las aceleraciones en roca; mientras que para aceleraciones en roca menores a 12% de la aceleración de la gravedad, se espera que las aceleraciones máximas en un suelo blando sean mayores, esto es que el suelo blando *amplifica* el movimiento.

Esta situación es sumamente importante en el caso de la Ciudad de México. La figura 22 está desarrollada con datos de suelos arcillosos que no son tan blandos como los de la Ciudad de México. En el caso de la zona lacustre de la zona Metropolitana donde se tienen depósitos de arcilla con altos contenidos de agua y con velocidades de propagación de onda de cortante muy bajos, se tiene que las amplificaciones son mucho mayores. Por ejemplo en el sismo del 19 de septiembre de 1985, las aceleraciones máximas medidas en roca fueron del orden de 5% de la aceleración de la gravedad, mientras que en la zona lacustre se midieron aceleraciones máximas de hasta 20% de la aceleración de la gravedad, esto es una amplificación de cuatro veces con respecto a la zona firme.

El otro aspecto que modifica el tipo de suelo es el contenido de frecuencia. En general los movimientos sobre roca son más ricos en altas frecuencias (entre 2 y 15 Hz), esto es el movimiento de terreno es más rápido. En el caso de suelo blandos como los de la zona lacustre de la Ciudad de México, el movimiento es filtrado en su paso a través de los depósitos y resulta en un movimiento muy puro en el sentido de que sólo contiene un rango pequeño de frecuencias que es muy bajo, el cual dependiendo de la profundidad de los depósitos puede variar entre 0.8 y 0.2 Hz. El movimiento es muy semejante a una excitación de tipo armónico, de ahí que este tipo de movimientos de terreno resulten tan destructivos.

10. INTRODUCCIÓN A SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Si bien el sistema de un grado de libertad conduce a aproximaciones razonables para obtener una estimación del comportamiento global de edificios, existen ocasiones en las que es necesario el recurrir a modelos más sofisticados en los que la masa de la estructura ya no se concentra en un sólo punto, si no que se distribuye en varios puntos a lo alto del edificio. Típicamente, en este tipo de modelos se supone que la masa está concentrada en los niveles de piso, y sujeta a desplazamientos laterales únicamente.

Un ejemplo de este tipo de modelos se muestra en la figura 23, que muestra el modelo dinámico de un edificio de tres pisos, en donde cada piso está representado por una masa, y a su vez cada masa representa un grado de libertad.

En este caso las ecuaciones del movimiento están dadas por:

$$F_{Ia} + F_{Aa} + F_{Ea} = -m_a \cdot \ddot{U}_g(t) \qquad (34)$$

$$F_{Ih} + F_{Ah} + F_{Eh} = -m_b \cdot \ddot{U}_g(t) \qquad (35)$$

$$F_{Ic} + F_{Ac} + F_{Ec} = -m_c \cdot \ddot{U}_g(t) \qquad (36)$$

donde m_a, m_b y m_c son las masas del tercer, segundo y primer nivel del edificio.

Las ecuaciones (34), (35) y (36) pueden escribirse como:

$$M\ddot{u}(t)+C\dot{u}(t)+Ku(t)=-M[I]\ddot{u}_g(t) \qquad (37)$$

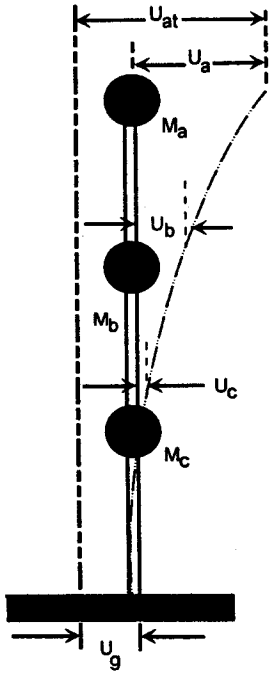


Figura 23. Sistema idealizado de tres grados de libertad

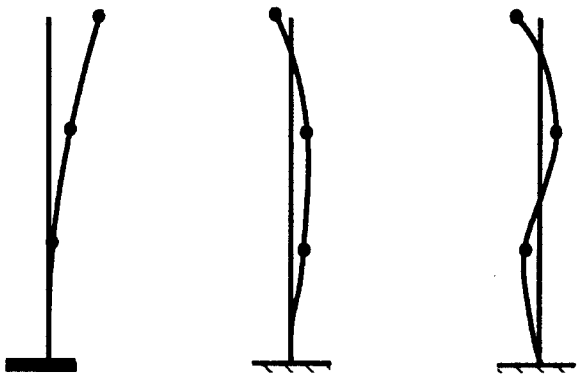
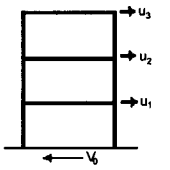


Figura 24. Modos de vibrar del sistema de tres grados de libertad

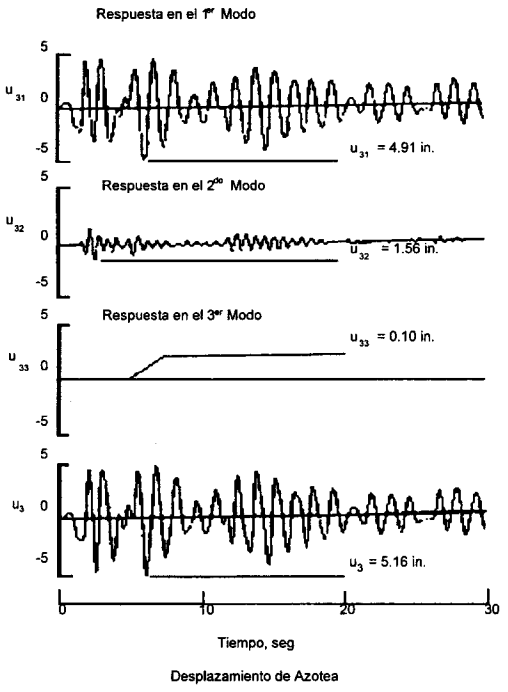
donde M, C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema. La respuesta del sistema mostrado en la figura 23, puede calcularse por medio de la resolución del sistema de ecuaciones (35). Cabe hacer notar que la forma de la ecuación (37) para sistemas de varios grados de libertad es idéntica a la ecuación para sistemas de un grado de libertad (ecuación 7).

En el caso de sistemas lineales, la respuesta sísmica total puede calcularse como la superposición de la respuesta de cada modo de vibrar. Un modo de vibrar es un vector que en cada elemento tiene las amplitudes nodales *relativas*. La figura 24 muestra los tres modos de vibrar del edificio de tres pisos. Cada modo de vibrar tiene su propio "ritmo", y siempre se tiene que el segundo modo de vibrar tiene un menor periodo (mayor frecuencia) que el primer modo, y a su vez el tercer modo tiene un periodo menor) mayor frecuencia que el segundo modo.

Si se calcula la respuesta de cada modo, resolviendo la ecuación del movimiento para cada grado de libertad, puede calcularse la respuesta total como la superposición de la respuesta de cada modo. Un ejemplo de esta situación se muestra en la figuras 25 y 26, donde se muestra la historia de desplazamientos del tercer piso de un edificio de 3 pisos al ser sometido al registro de El Centro y la historia de cortantes basales. Es importante mencionar que el máximo de la respuesta de cada modo no necesariamente ocurre en el mismo instante. Así mismo puede verse que en el caso de los desplazamientos la respuesta total está dominada por el primer modo, esto es, es el primer modo el que contribuye a la mayor parte de la respuesta total.



Edificio idealizado de tres niveles



Desplazamiento de Azotea

Figura 25. Descomposición modal de la historia de desplazamiento en el último nivel

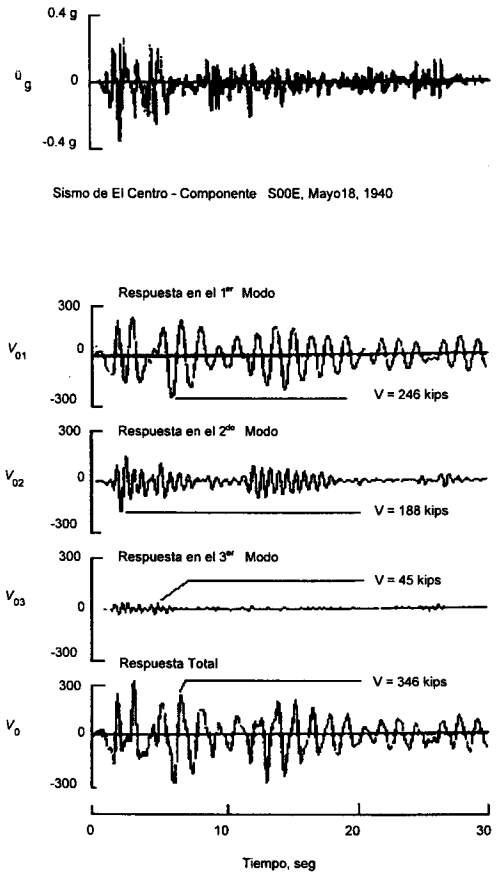


Figura 26. Descomposición modal de la historia de cortantes en la base de la estructura.

CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA

Eduardo Miranda[1]

INTRODUCCIÓN

Para la mayoría de las estructuras resulta muy costoso diseñarlas para que tengan un comportamiento completamente elástico durante sismos intensos. Los sismos de gran magnitud ocurren con muy poca frecuencia, por lo que la probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la estructura es, por lo general, relativamente baja. Si uno optimiza el costo total de la estructura durante su vida útil, esto es, el costo inicial de su construcción más los costos asociados a la reparación de daños debidos a los sismos que se presenten durante la vida útil, por lo general es más económico permitir que la estructura tenga cierto nivel de daño durante sismos muy intensos que pueden o no ocurrir durante la vida útil de la estructura que diseñar una estructura que no tenga absolutamente ningún daño aún en sismos de gran intensidad. Es por ello que la filosofía de diseño sismorresistente que actualmente se usa en prácticamente todas las regiones sísmicas del mundo permite que las estructuras experimenten un comportamiento inelástico durante sismos intensos.

Los objetivos generales de reglamentos de diseño sismorresistente son:

- Que la estructura no tenga ningún tipo de daño (ya sea estructural o no estructural) durante sismos de baja intensidad;
- Que la estructura no tenga daños estructurales durante sismos moderados, aunque se pueden experimentar daños en elementos no estructurales;
- Que la estructura no sufra un derrumbe aún en sismos de gran intensidad.

Como resultado de esta filosofía de diseño, es posible diseñar las estructuras para fuerzas sísmicas menores que las necesarias para mantenerlas completamente elásticas durante sismos intensos. En la mayor parte de los reglamentos de diseño la reducción de fuerzas sísmicas de diseño se lleva a cabo por medio del uso de factores de reducción que dependiendo del reglamento, reciben diferentes nombres (factor de comportamiento sísmico, factores modificadores de la respuesta, etc.). En una estructura convencional, o sea aquella que no tiene dispositivos de disipación de energía, el comportamiento inelástico ocurre en los elementos estructurales, por lo que diseñar con fuerzas reducidas implica que se acepten daños estructurales durante sismos intensos.

Si bien estos objetivos implican tres estados límite de diseño, la mayor parte de los reglamentos actuales únicamente revisan el último estado límite, esto es, el tratar de evitar el colapso de la estructura durante sismos de gran intensidad.

En sismos recientes, principalmente el sismo de México en 1985, el sismo de Loma Prieta en 1989, el sismo de Northridge en 1994 y el sismo de Hyogo-ken-Nambu (Kobe) en 1995 se observó que si bien la mayor parte de las estructuras no sufrieron un colapso, y por lo tanto cumplieron con el objetivo que actualmente se revisa en los reglamentos de diseño, cientos de estructuras sufrieron cuantiosos daños materiales. Basados en estas experiencias se ha iniciado una fuerte tendencia a nivel mundial de no solo evitar el derrumbe de las estructuras, si no de poder tener estructuras con un comportamiento predecible en que se pueda tener un control adecuado del nivel de daño ante diferentes intensidades de sismo. Esto se puede lograr al revisar el posible comportamiento estructural no solo para sismos de gran intensidad, sino también para sismos de baja y moderada intensidad con la finalidad de tratar de lograr que la estructura tenga un comportamiento adecuado durante diferentes intensidades sísmicas. Esta filosofía de diseño recibe el nombre de *Diseño Basado en Desempeño Estructural.*

El objetivo principal de los dispositivos de disipación de energía es eliminar, o bien limitar a valores relativamente bajos, las demandas de deformaciones inelásticas en elementos estructurales (trabes, columnas, losas, etc.) y concentrar la totalidad, o bien la mayor parte de las demandas de deformaciones inelásticas, y por lo tanto de disipación de energía

[1] Asesor de Investigación del Area de Riesgos Geológicos del CENAPRED.

en elementos especialmente diseñados para poder disipar grandes cantidades de energía sin daño o bien con un mínimo de daño.

Si bien los primeros dispositivos de disipación pasiva de energía se desarrollaron hace más de 25 años, es precisamente después de estos sismos recientes y a raíz de la tendencia a mejorar el control del daño que se ha dado un fuerte impulso a la investigación y desarrollo de dispositivos de disipación de energía y se han empezado a incorporar en algunas estructuras.

2. PRINCIPIOS GENERALES DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Un movimiento de terreno introduce energía en una estructura, ya en la estructura, una parte de esta energía se transforma en energía elástica de movimiento y deformación, E_E, y otra parte es disipada. La parte de la energía que disipa la estructura recibe justamente el nombre de energía disipada, E_D. Basado en el principio de la conservación de la energía, debe existir un equilibrio energético entre la enegía de entrada E_I y la suma de la energía elástica y la energía disipada, esto es,

$$E_E + E_D = E_I \qquad (1)$$

A su vez, la energía elástica en la estructura está formada por energía almacenada en deformación elástica, E_S, (energía potencial) y por energía de movimiento, E_K, (energía cinética). El porcentaje de la energía elástica que se transforma en energía cinética y en energía de deformación elástica varía en cada instante del temblor, durante un ciclo de vibración la energía de deformación elástica es máxima cuando la estructura alcanza su deformación lateral máxima. En dicho instante la velocidad de la estructura es nula por lo que la energía cinética también es nula. Por otra parte, cuando la estructura está vibrando y pasa por la posición de nula deformación lateral, la energía de deformación elástica es nula o aproximadamente nula y la velocidad es máxima por lo que la energía cinética es máxima. Al igual que con la energía de entrada, siempre debe existir un equilibrio energético en la energía elástica, esto es

$$E_K + E_S = E_E \qquad (2)$$

Existen dos fuentes principales que la estructura puede utilizar para disipar energía. La primera es por medio de energía de amortiguamiento, E_ξ, y la segunda es por medio de energía histerética a través de deformaciones inelásticas, E_H. El equilibrio energético de la energía disipada esta entonces dado por:

$$E_\xi + E_H = E_D \qquad (3)$$

Substituyendo las ecuaciones 2 y 3 en la ecuación 1 se obtiene la ecuación dinámica de equilibrio energético la cual está dada por:

$$E_K + E_S + E_\xi + E_H = E_I \qquad (4)$$

Un principio fundamental del diseño sismorresistente es que las capacidades estructurales deben ser mayores a las demandas sísmicas. Esto se refiere a todo tipo de capacidades y demandas. Por ejemplo la capacidad de deformación lateral de la estructura debe ser mayor que la demanda sísmica de deformación lateral en la estructura. Otro ejemplo es que la ductilidad de la estructura (su capacidad de deformación en rango inelástico) debe ser mayor que la demanda de ductilidad. De igual forma, debe lograrse que la capacidad de disipación de energía de la estructura debe ser mayor que la demanda de energía histerética. Si se observa la ecuación 4, esto implica que un adecuado diseño sismorresistente implica o bien incrementar el lado izquierdo de la ecuación o bien disminuyendo el lado derecho.

El incrementar el lado izquierdo de la ecuación se puede lograr incrementando la resistencia lateral de la estructura con lo que se incrementa la importancia de los dos primeros términos con respecto al tercero y en particular con respecto al cuarto término. Sin embargo ello implica un incremento en el costo de la estructura.

La filosofía actual del diseño sismorresistente al aceptar deformaciones inelásticas en la estructura, permite que una buena parte de la energía de entrada sea disipada por medio de energía histerética , E_H. En una estructura convencional que no tiene dispositivos de disipación de energía esto implica que se acepta que existan importantes demandas de

deformación inelástica (demandas de ductilidad y demandas de energía histerética) en elementos estructurales en caso de sismos de gran intensidad. Por lo general, los reglamentos de diseño buscan que sean los extremos de las trabes los puntos en donde se lleve a cabo esta deformación inelástica. Sin embargo, tanto en elementos estructurales convencionales (columnas, trabes, losas y muros) de concreto como en elementos de acero, el aceptar deformaciones inelásticas se traducen en diferentes niveles de daño. En estructuras de concreto aún si están adecuadamente diseñadas y se evitan fallas frágiles este daño puede consistir en diferentes niveles de agrietamiento, pérdida del recubrimiento, pandeo del acero longitudinal, etc. En forma análoga, en estructuras de acero, aún si están adecuadamente diseñadas y se evitan fallas frágiles este daño puede consistir en fluencias locales de los patines y almas de elementos estructurales, daños en las losas de concreto o bien diferentes niveles de pandeos locales en patines o almas de elementos estructurales.

Las nuevas tecnologías para controlar la respuesta de las estructuras durante movimientos sísmicos se basan fundamentalmente en reducir la energía de entrada en la estructura, E_I, o sea disminuir el lado derecho de las ecuaciones 1 y 4, o bien incrementar la capacidad de disipación de energía de la estructura, esto es incrementar E_D. La disminución de la energía de entrada se puede lograr por medio del aislamiento sísmico, mientras que el incremento en la capacidad de disipación de energía de la estructura se puede lograr por medio de la colocación de elementos con gran capacidad de disipación de energía que reciben el nombre de *dispositivos disipadores de energía.* En lengua castellana algunos ingenieros se refieren a estos dispositivos como "amortiguadores", sin embargo la utilización generalizada de dicho término para todo tipo de dispositivos disipadores de energía está mal empleada, ya que, como se verá más adelante, solo cierto tipo de dispositivos de disipación de energía son en realidad amortiguadores, esto es, dispositivos que disipan energía a través de energía de amortiguamiento E_ξ.

Los dispositivos disipadores de energía son elementos estructurales que están específicamente diseñados para poder disipar grandes cantidades de energía sin tener daño, o bien experimentando un muy limitado nivel de daño. Una estructura nueva o existente en que se coloquen disipadores de energía puede ser diseñada o bien para eliminar por completo el daño estructural, o sea el concentrar la totalidad de la disipación de energía histerética en los disipadores, o bien el concentrar la mayor parte de la disipación de energía en dichos elementos y limitar el nivel de daño en los elementos estructurales convencional (columnas, trabes, losas y muros). Así mismo, los dispositivos disipadores de energía también pueden lograr disminuciones importantes en las demandas de deformación relativa de entrepiso o bien de aceleraciones de piso, por lo que también se pueden utilizar para eliminar o disminuir en forma significativa el daño en elementos no estructurales. No cabe duda que la investigación y desarrollo de dispositivos de energía es uno de los aspectos de mayor interés en la ingeniería sísmica en la actualidad y seguramente en el futuro la mayoría de las estructuras incorporarán este tipo de nuevas tecnologías.

3. BENEFICIOS DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Como se mencionó anteriormente, una estructura puede disipar energía por medio de amortiguamiento, E_ξ, o bien por medio de histéresis, E_H. Así pues, los dispositivos disipadores de energía son elementos estructurales que están específicamente diseñados para poder disipar importantes cantidades de energía por medio de amortiguamiento, por medio de histéresis, o sea por medio de deformaciones inelásticas, o bien por medio de una combinación de ambos.

3.1 REDUCCIONES EN FUERZAS SÍSMICAS

Con el uso de disipadores de energía, por lo general, se pueden obtener importantes reducciones en las fuerzas sísmicas, lo que implica que el uso de dispositivos disipadores de energía puede traducirse en elementos estructurales de menores dimensiones. La magnitud de las reducciones en fuerzas sísmicas depende de los siguientes factores: (a) la intensidad y contenido de frecuencia del movimiento sísmico; (b) las características dinámicas de la estructura; y (c) el tipo de dispositivo disipador de energía.

En la figura 1 se muestra el espectro elástico calculado para sistemas con diferentes niveles de amortiguamiento al ser sometidos a la componente este-oeste del movimiento de terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Las fracciones de amortiguamiento crítico que se muestran en esta figura van desde un 5% del amortiguamiento crítico hasta un 70% del amortiguamiento

crítico. Puede verse que en la medida en la que se incrementa el amortiguamiento en la estructura, se reducen las fuerzas sísmicas. Las reducciones en coeficientes sísmicos, que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las reducciones en fuerzas sísmicas que se obtienen al incrementar la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento, o sea cuando se incrementa el amortiguamiento de la estructura. Las reducciones en coeficiente sísmico mostradas en la figura 1 corresponden a reducciones que se podrían lograr en estructuras con dispositivos disipadores de energía de amortiguamiento. Con frecuencia se han utilizado este tipo de espectros para ejemplificar las reducciones en fuerzas sísmicas de diseño en estructuras con dispositivos de disipación de energía, sin embargo es importante estar consciente que las reducciones mostradas en la figura 1 únicamente son congruentes con estructuras que tengan dispositivos disipadores de energía de amortiguamiento de tipo viscoso, como serían los disipadores con fluidos viscosos, pero NO corresponden a las reducciones en fuerzas que se producen en estructuras con otros tipos de dispositivos disipadores de energía como son los que disipan energía histerética (como por ejemplo los elementos ADAS, TADAS o disipadores por fricción) o bien los que disipan energía por amortiguamiento y por histéresis.

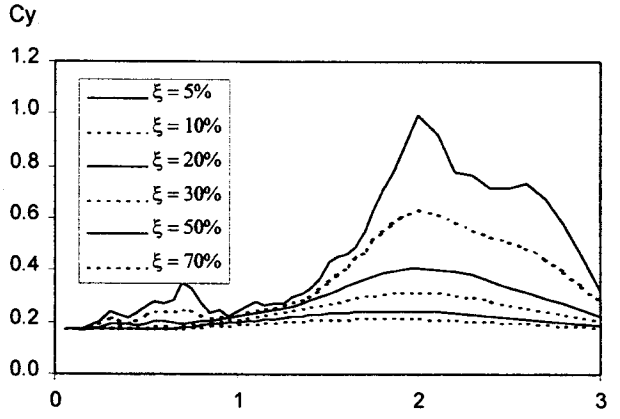


Figura 1. Espectro elástico correspondiente a la componente EW del registro de SCT de 1985, calculado para diferentes niveles de amortiguamiento

En la figura 2 se muestra el espectro inelástico calculado para sistemas con comportamiento no lineal elastoplástico para diferentes niveles de ductilidad correspondientes a sistemas con un amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Puede verse que en la medida en la que se incrementa la demanda de ductilidad, se reducen las fuerzas sísmicas. Las reducciones en coeficientes sísmicos, que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las reducciones en fuerzas sísmicas al incrementar la disipación de energía histerética, o sea corresponden a las reducciones en fuerzas laterales que se pueden obtener en estructuras en las que se coloquen dispositivos de disipación de energía de tipo histerético.

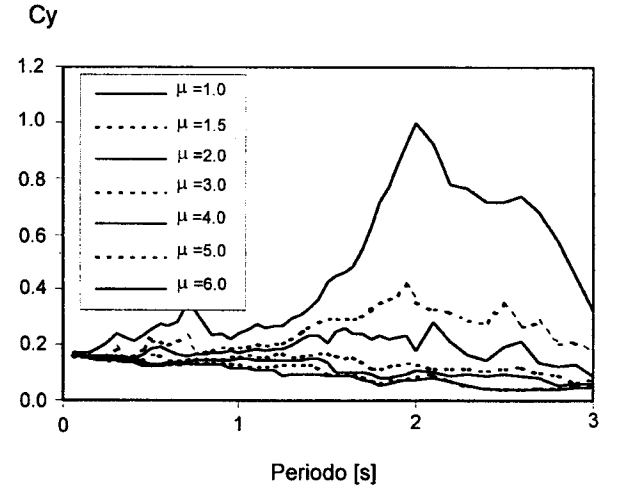


Figura 2. Espectro inelástico correspondiente a la componente EW del registro de SCT de 1985

Puede verse que si bien los espectros inelásticos son semejantes a los espectros elásticos con altos niveles de amortiguamiento, existen algunas importantes diferencias. Es importante tanto desde el punto de vista conceptual como desde el punto de vista práctico hacer diferencia entre las reducciones en fuerzas que se obtienen por disipación de energía de amortiguamiento y las reducciones en fuerzas que se obtienen por disipación de energía histerética.

Con la finalidad de ilustrar estas diferencias, en la figura 3 se muestran las disminuciones en coeficientes sísmicos con incrementos en demandas de ductilidad para un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

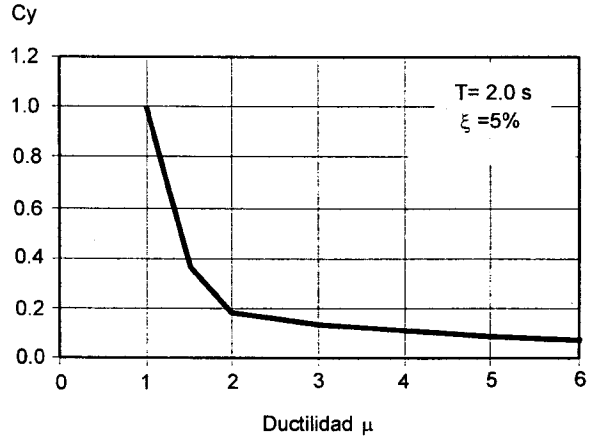


Figura 3. Disminución de coeficientes sísmicos en una estructura de dos segundos con incrementos en la capacidad de disipación de energía histerética al ser sometida al registro SCT-EW-85

En la figura 4 se muestran las disminuciones en coeficientes sísmicos con incrementos amortiguamiento en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Comparando las figuras 3 y 4 puede verse que si bien existen muchas semejanzas existen también algunas diferencias importantes. En la figura 3 puede verse que se produce una importante disminución del coeficiente sísmico con incrementos de la ductilidad de 1 a 2, mientras que la disminución en fuerzas sísmicas con incrementos en el amortiguamiento es más gradual. Así mismo, puede verse que el coeficiente sísmico tiene una disminución monotónica con incrementos en la demanda de ductilidad, llegando a observarse disminuciones desde 1.0 hasta menos de 0.08 en el coeficiente sísmico, mientras que, para este registro, las disminuciones en coeficiente sísmico por disipación de energía de amortiguamiento se vuelven asintóticas y el coeficiente sísmico llega a un mínimo de alrededor de 0.2, o sea que, para este caso en particular, la disipación de energía histerética puede llegar a tener una efectividad de más del doble que la disipación de energía de amortiguamiento para reducir las fuerzas sísmicas.

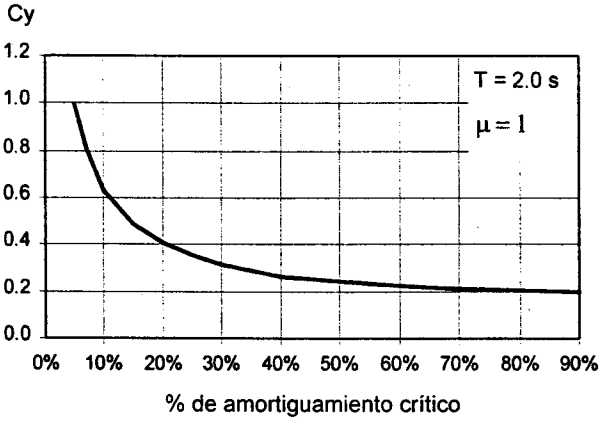


Figura 4. Disminuciones en coeficientes sísmicosen una estructura de dos segundos con incrementos en la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento al ser sometidos al registro SCT-EW-85

En la figura 5 se muestra el factor de reducción de fuerzas sísmicas debido a incrementos en el amortiguamiento estructural en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Este factor de reducción se define como el cociente de la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento elástico lineal y con un amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico a la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento elástico lineal y con amortiguamiento de hasta 90% del amortiguamiento crítico. La pendiente de esta curva representa una medida de la eficiencia del incremento en amortiguamiento para disminuir las fuerzas sísmicas. Puede verse que dicha pendiente disminuye con incrementos en el amortiguamiento, lo que implica que un determinado incremento en amortiguamiento es más efectivo en reducir las fuerzas sísmicas de la estructura cuando el amortiguamiento es bajo que cuando el amortiguamiento es alto. En este caso el factor de reducción máximo que se alcanza es de aproximadamente 5.

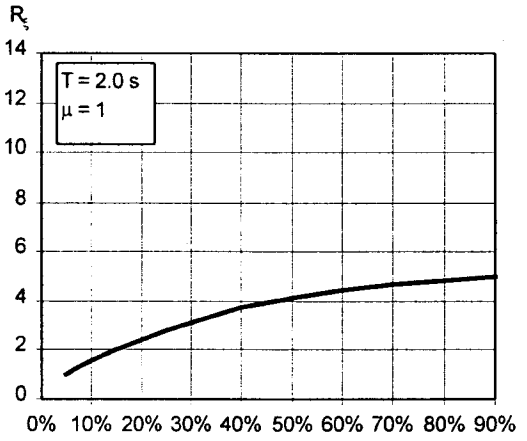


Figura 5. Variación del factor de reducción de fuerzas sísmicas debidas a disipación de energía de amortiguamiento con incrementos en el amortiguamiento en una estructura de dos segundos al ser sometida al registro SCT-EW-85

Por otra parte en la figura 6 se muestra el factor de reducción de fuerzas debido a incrementos en la capacidad de deformación inelástica de la estructura calculados para un sistema con periodo de vibración de dos segundos al ser sometido a la componente este-oeste del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Este factor de reducción se define como el cociente de la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento elástico lineal y con un amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico a la demanda de fuerza lateral en una estructura con comportamiento no lineal y con amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico pero que tiene diferentes niveles de capacidad de deformación inelástica. Al igual que con el caso anterior la pendiente de esta curva representa una medida de la eficiencia del incremento en la capacidad de disipación de energía histerética para disminuir las fuerzas sísmicas. Puede verse que si bien existe una pérdida de pendiente para ductilidades mayores a 2, ésta se mantiene relativamente constante a partir de este punto lo que hace que en este caso se puedan alcanzar mayores reducciones de fuerzas sísmicas con incrementos en la capacidad de disipación de energía histerética que con incrementos en el amortiguamiento. Puede verse que para este sistema se alcanza un factor de reducción de aproximadamente 13 para ductilidades de seis.

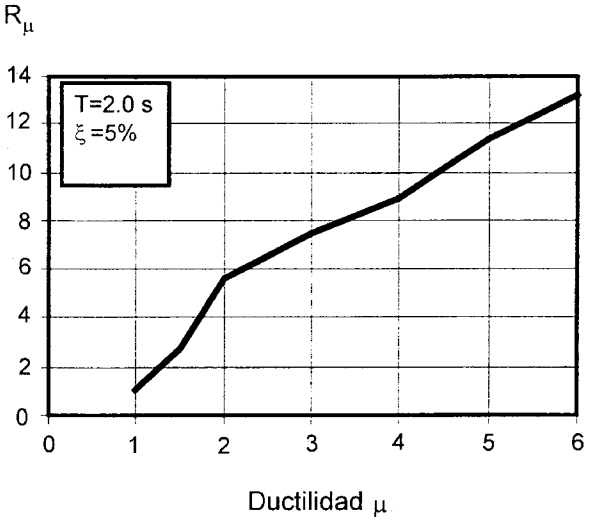


Figura 6. Variación del factor de reducción de fuerzas sísmicas debidas a disipación de energía de amortiguamiento con incrementos en el amortiguamiento en una estructura de dos segundos al ser sometida al registro SCT-EW-85*

Comparando las figuras 5 y 6 puede verse que las reducciones en fuerzas con incrementos en la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento pueden ser significativamente diferentes a las reducciones en fuerzas con incrementos en la capacidad de disipación de energía histerética, por lo que no deben utilizarse los espectros elásticos con diferentes niveles de amortiguamiento para ejemplificar las reducciones en fuerzas sísmicas que se pueden obtener con la colocación de dispositivos disipadores de energía de tipo histerético.

Es importante aclarar que las reducciones mostradas en estas figuras son muy grandes y muestran la enorme eficiencia de la disipación de la energía para reducir las fuerzas sísmicas en estructuras construidas sobre suelos muy blandos y cuyo periodo fundamental de vibración coincide aproximadamente con el periodo predominante del movimiento de terreno. Para otras situaciones, como podrían ser estructuras construidas sobre suelos firmes o bien estructuras construidas sobre suelos muy blandos pero cuyos periodos de vibración son mucho mayores o mucho menores que el periodo predominante del movimiento de terreno, las reducciones en fuerzas sísmicas pueden ser significativamente menores a las mostradas en las figuras 3 y 4. Para mayor referencia sobre reducciones en fuerzas sísmicas debidas a comportamiento no lineal puede consultarse a Miranda, 1993b; Miranda y Bertero, 1994; o Miranda, 1997.

Como se mencionó anteriormente el uso de disipadores de energía por lo general se traduce en importantes reducciones en las fuerzas sísmicas, lo que se traduce en elementos estructurales de menores dimensiones. Dependiendo del costo de los dispositivos disipadores de energía esto puede o no traducirse en costos iniciales de la estructura menores que los de estructuras convencionales, o sea aquellas que no tienen disipadores de energía. Sin embargo si el diseño de la estructura con disipadores es adecuado, aún en los casos en los que el costo inicial sea un poco mayor en estructuras con disipadores de energía comparado al de estructuras sin disipadores, el costo total de la estructura durante la vida útil de la estructura (tomando en cuenta el costo de las reparaciones por daños sísmicos) es, por lo general, menor en estructuras con dispositivos disipadores de energía. Desafortunadamente en los casos en los que la inversión inicial es un poco mayor, muchos inversionistas han desechado esta nueva opción por no considerar los ahorros que se pueden tener en el futuro, esto es, apuestan a que no se presentarán sismos de intensidad importante durante la vida útil de sus estructuras.

3.2 REDUCCIONES EN DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Con el uso de dispositivos disipadores de energía no sólo se puede obtener una disminución de la intensidad de las fuerzas, sino que también es posible obtener reducciones en las demandas de desplazamiento lateral.

En la figura 7 se muestra el espectro elástico de desplazamientos calculado para sistemas con diferentes niveles de amortiguamiento al ser sometidos a la componente este-oeste del movimiento de terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Las fracciones de amortiguamiento crítico que se muestran en esta figura van desde un 5% del amortiguamiento crítico hasta un 70% del amortiguamiento crítico. Puede verse que en la medida en la que se incrementa el amortiguamiento en la estructura, se reducen las demandas de desplazamientos laterales en las estructuras. Las disminuciones en desplazamientos laterales que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las disminuciones en desplazamientos laterales que se pueden obtener al incrementar la capacidad de disipación de energía de amortiguamiento, o sea cuando se incrementa el amortiguamiento de la estructura. Las disminuciones en desplazamientos laterales mostrados en la figura 7 corresponden a disminuciones que se podrían lograr en estructuras con dispositivos disipadores de energía de amortiguamiento como por ejemplo los que trabajan a base de fluidos viscosos.

En la figura 8 se muestra el espectro de desplazamientos calculado para sistemas con comportamiento no lineal elastoplástico para diferentes niveles de al ser sometidos a la componente este-oeste del movimiento de terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones de Transportes en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Puede verse que en la medida en la que se incrementa la capacidad de deformación en rango inelástico de la estructura y por lo tanto su capacidad de disipación de energía histerética, disminuyen las demandas de desplazamientos laterales en la estructura. Las disminuciones en desplazamientos que se observan en este espectro corresponden aproximadamente a las disminuciones en desplazamientos laterales que se obtienen al incrementar la capacidad de disipación de energía de histerética de la estructura y corresponden a disminuciones que se podrían lograr en estructuras con dispositivos disipadores de energía de tipo histerético o de fricción.

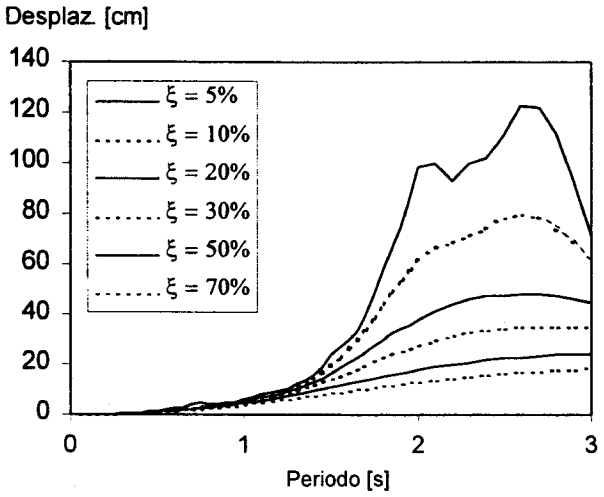


Figura 7. Espectro de desplazamientos elásticos correpsondientes a la componente EW del registro de SCT de 1985, calculado para diferentes niveles de amortiguamiento

Comparando las figuras 7 y 8 puede verse que así como son diferentes las disminuciones en fuerzas sísmicas debidas a incrementos en amortiguamiento y debidas a incrementos en demandas de deformación inelástica, también son diferentes las disminuciones en demandas de desplazamiento. Por lo que se hace hincapié en que no deben utilizarse disminuciones en desplazamientos laterales como las observadas en la figura 7 para ejemplificar las reducciones en desplazamientos laterales con cualquier tipo de dispositivo. Dependiendo de la forma de trabajo del dispositivo, es la amplitud en las disminuciones en demandas de desplazamiento lateral. Para ilustrar esta situación en la figura 9 se muestra la disminución de desplazamiento lateral en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al incrementar el amortiguamiento y cuando se le somete a la componente este-oeste del registro de SCT. En esta figura puede verse que para este periodo y para este movimiento de terreno el incremento del amortiguamiento es muy eficiente para reducir las demandas de desplazamiento, por ejemplo si se incrementa el amortiguamiento de la estructura de 5% a 15% del amortiguamiento crítico, se puede disminuir a la mitad la demanda de desplazamiento lateral.

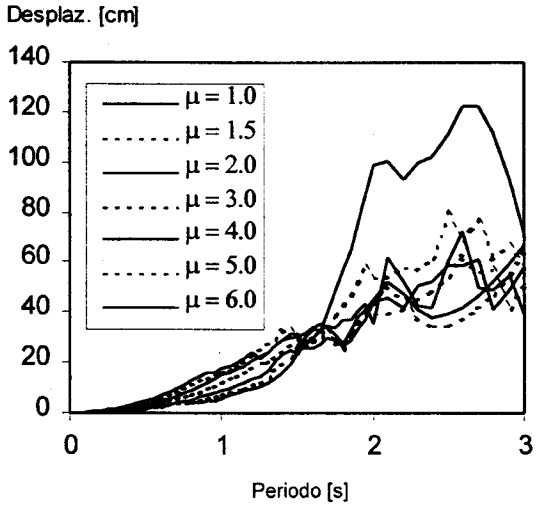


Figura 8. Espectro inelástico correspondiente a la componente EW del registro de SCT de 1985

En la figura 10 se muestra la disminución de desplazamiento lateral en un sistema con periodo de vibración de dos segundos al incrementar su capacidad de deformación inelástica y cuando se le somete a la componente este-oeste del registro de SCT. Puede verse que para este periodo y para este movimiento de terreno si la estructura es capaz de resistir desplazamientos laterales del doble de los de fluencia, o sea que tenga una capacidad de soportar demandas de ductilidad de dos, se pueden disminuir las demandas de desplazamiento lateral en un 60%.

Si se comparan las figuras 9 y 10 puede verse que para este periodo y este movimiento de terreno la demanda de desplazamiento disminuye monotónicamente en estructuras con comportamiento elástico a las que se les incrementa el amortiguamiento, mientras que para sistemas con comportamiento no lineal el desplazamiento lateral baja bruscamente de una ductilidad 1 a una ductilidad de 4, pero se mantiene prácticamente constante para ductilidades mayores que dos.

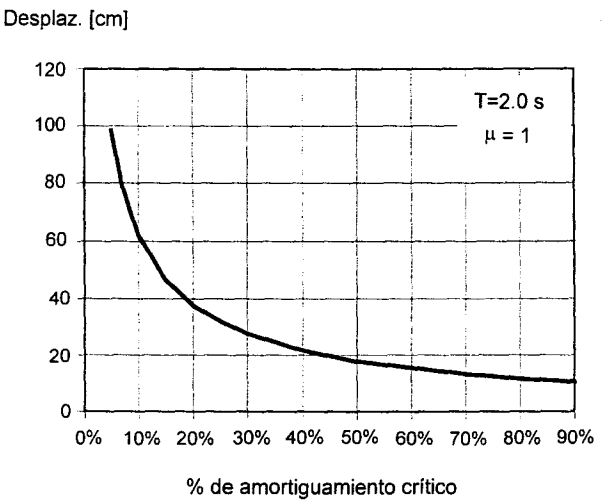


Figura 9. Disminuciones en desplazamientos laterales en una estructura de dos segundos con incrementos en el amortiguamiento al ser sometidos al registro SCT-EW-85

Es importante aclarar, al igual que se hizo con las reducciones en fuerzas sísmicas, que las reducciones en desplazamientos laterales mostradas en estas figuras son muy grandes y ejemplifican la enorme eficiencia de la disipación de la energía para reducir las demandas de desplazamiento en estructuras construidas sobre suelos muy blandos y cuyo periodo fundamental de vibración coincide aproximadamente con el periodo predominante del movimiento de terreno. Para otras situaciones, como podrían ser estructuras construidas sobre suelos firmes o bien estructuras construidas sobre suelos muy blandos pero cuyos periodos de vibración son mucho mayores o mucho menores que el periodo predominante del movimiento de terreno, las reducciones en desplazamientos laterales pueden ser significativamente menores a las mostradas en las figuras 9 y 10. De hecho, para estructuras de periodo corto, el incremento en demandas de deformación inelástica no solo no produce disminuciones en desplazamientos máximos sino que puede producir incrementos. En el caso de movimientos de terreno registrados en roca o en terreno firme y para periodos fundamentales de vibración mayores a un segundo, por lo general no se producen reducciones en desplazamientos con el incremento a la capacidad de energía histerética de la estructura, si no, como es bien sabido, el desplazamiento máximo de sistemas con comportamiento elástico

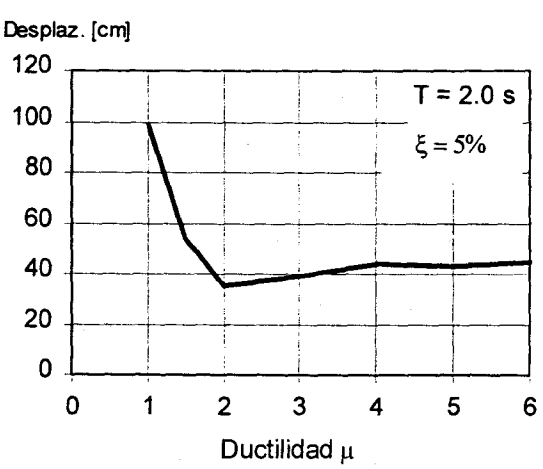


Figura 10. Disminución de desplazamientos laterales en una estructura de dos segundos con incrementos en la capacidad de disipación de enrgía histerética al ser sometida al registro SCT-EW-85

es aproximadamente igual al desplazamiento máximo de sistemas con comportamiento inelástico. En el caso de estructuras construidas sobre suelos muy blandos y cuyo periodo fundamental de vibración coincide aproximadamente con el periodo predominante del movimiento de terreno la disipación de energía histerética es particularmente benéfica, ya que además de producir reducciones significativas en el cortante basal, se producen reducciones importantes en las demandas de desplazamiento lateral (Miranda, 1991; Miranda 1993a).

Las reducciones en desplazamientos laterales mostradas en las figuras 7, 8 9 y 10 se deben exclusivamente a la disipación de energía, ya sea energía de amortiguamiento o energía histerética. Sin embargo, pueden obtener reducciones adicionales en las demandas de desplazamiento lateral, ya que por lo general los dispositivos disipadores de energía se colocan en contravientos que son lateralmente rígidos, por lo que además de incrementar la capacidad de disipación de la energía, se incrementa la rigidez lateral de la estructura, lo cual para la mayor parte de las estructuras (particularmente para estructuras cimentadas en roca o terreno firme, o bien para estructuras en terreno blando pero con periodos de vibración menores a el periodo predominante del terreno) se traduce en una disminución adicional de demandas de desplazamiento lateral.

4. DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Dependiendo de la forma en la que trabajan los dispositivos disipadores de energía se pueden dividir en:

- Dispositivos en que la cantidad de energía que disipan depende del desplazamiento relativo entre sus extremos
- Dispositivos en que la cantidad de energía que disipan depende de la velocidad relativa entre sus extremos
- Dispositivos en que la cantidad de energía que disipan depende tanto del desplazamiento relativo como de la velocidad relativa entre sus extremos

A continuación se describe la forma en la que trabajan estos diferentes tipos de dispositivos disipadores de energía así como algunos de los dispositivos que han sido desarrollados y probados en diferentes partes del mundo.

4.1 DISIPADORES QUE DEPENDEN DEL DESPLAZAMIENTO

En este tipo de dispositivos disipadores de energía la cantidad de energía que se disipa depende del desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. Por lo general el dispositivo se coloca en contravientos para aprovechar los desplazamientos relativos de entrepiso para disipar energía.

Existen a su vez tres tipos de dispositivos disipadores que dependen del desplazamiento:

A) Dispositivos que disipan energía por medio de deformaciones inelásticas de flexión o torsión de algún material dúctil (típicamente acero).
B) Dispositivos que disipan energía por medio de extrusión.
C) Dispositivos que disipan energía por medio de fricción.

4.1.1 Dispositivos de deformación plástica de elementos de acero

Algunos de los primeros dispositivos disipadores de energía que utilizaban deformaciones inelásticas de flexión fueron desarrollados por Kelly, Skinner y Heine en Nueva Zelandia (Kelly et al, 1972; Skinner et al 1975). Uno de los dispositivos estudiados consistía de una barra de acero de sección circular empotrada en su base y libre en su extremo superior. Este dispositivo fue desarrollado para trabajar en paralelo con un sistema de aislamiento en la base en el que el desplazamiento relativo entre la base y la superestructura provocaba la fluencia de la base de la barra de acero. Este tipo de dispositivo se ha utilizado en algunos puentes en Nueva Zelanda y un par de edificios con aislamientos sísmico en Japón.

Otro de los dispositivos desarrollados por estos investigadores a principios de los 70s se basa en el uso de soleras de acero en forma de "U" en las cuales se aprovecha el desplazamiento relativo de los dos tramos rectos de la U, para que ocurran deformaciones inelásticas importantes en la parte curva del dispositivo en un movimiento semejante al que ocurre

en las orugas de un tractor. Se demostró que el dispositivo era capaz de disipar importantes cantidades de energía con un comportamiento histerético muy estable (Kelly, et al 1972; Skinner et al, 1975; Kelly and Skinner, 1979). Este mismo dispositivo ha sido empleado y perfeccionado en Italia para controlar la respuesta sísmica de puentes carreteros (Parducci y Medeot, 1987; Medeot, 1989; Medeot, 1991; Medeot Medeot y Albajar, 1992). Dentro de estos estudios se extendió la forma de "U" a una forma oval y se vio la conveniencia se colocar guías interiores y o exteriores para mejorar su comportamiento. Más recientemente, este dispositivo ha sido probado en México por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Aguirre y Sánchez, 1992).

Desde estas primeras investigaciones se observó que cuando se tenía un elemento de sección constante ya sea trabajando en voladizo o bien doblemente empotrado se plastificaba únicamente el o los extremos del elemento. Dado que las demandas de deformaciones locales en la zona plastificada eran muy elevadas, en varios experimentos se observó que se presentaba la fractura del elemento. Con la finalidad de buscar la plastificación total del elemento disipador, se modificó la sección transversal del elemento disipador. Uno de estos primeros dispositivos mejorados consiste en deformar una placa de acero trabajando en voladizo (con flexión en curvatura simple) cuyo ancho varía en forma triangular. El primer dispositivo de este tipo fue uno de forma triangular (Tyler, 1978) se probó y utilizó por primera vez en Nueva Zelanda en el edificio "Union House" (Boardman et al., 1983). Si se tiene que el ancho de la placa tiene la misma forma que el diagrama de momentos, se logra que la totalidad, o prácticamente la totalidad de la placa se plastifique. El mismo tipo de dispositivo fue probado por Kelly et al. (1980) para ser utilizado en estructuras con aislamiento sísmico en la base (ver figura 11). Recientemente Tsai (1993) desarrolló y probó un dispositivo que trabaja bajo el mismo principio y en el que se coloca una serie de placas con dicha forma empotradas en un extremo y articuladas en el otro. El dispositivo disipador de energía recibe el nombre de TADAS (figura 12). Bruneau (1997) probó experimentalmente la colocación de elementos TADAS en los diafragmas de puentes, para evaluar su potencial uso en el refuerzo sísmico de puentes existentes de acero en Canadá.

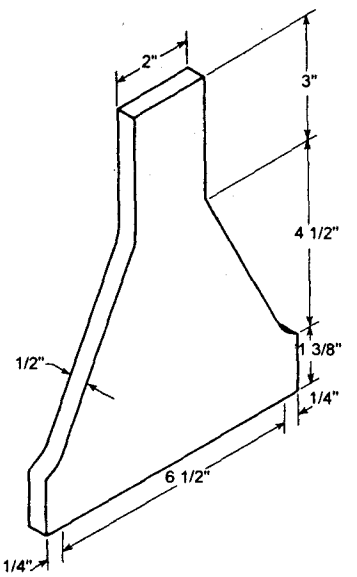


Figura 11. Dispositivo de disipación de energía histerética por medio de la deformación inelática de un aplaca de acero de forma triangular (Kelly et al., 1980)

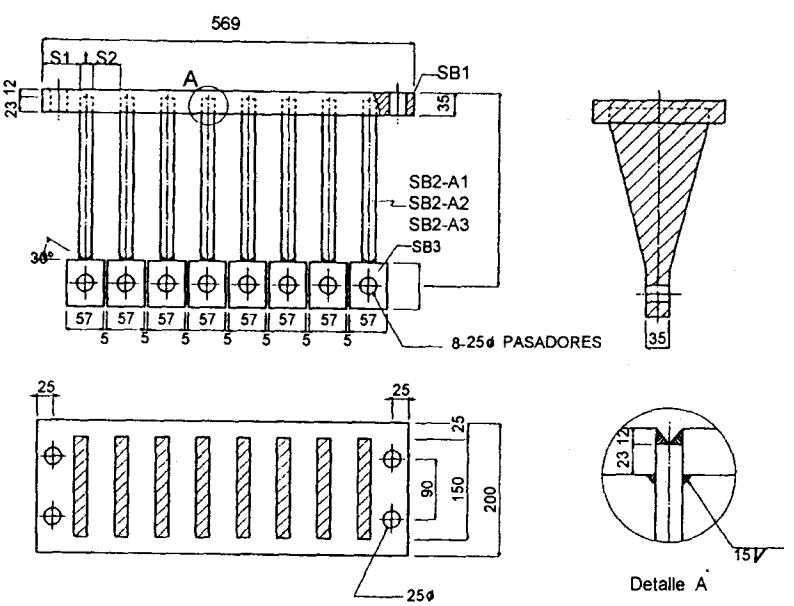


Figura 12. dispositivo de disipación de energía histerética TADAS (Tsai, et al. 1993)

Uno de los dispositivos más conocidos que emplea placas de acero deformando inelástica a flexión para disipar energía es el llamado elemento ADAS (Added Damping and Stiffness Element). Este dispositivo trabaja por medio de placas de acero en forma de vendoleta las cuales están doblemente empotradas (figura 13). Dado que las placas trabajan en doble curvatura al imponérseles desplazamientos laterales perpendiculares a su plano, prácticamente se logra la plastificación total de las placas. Este dispositivo fue desarrollado originalmente para disipar energía en los soportes de tuberías de plantas nucleares (Steimer and Godden, 1980; Steimer et al. , 1981). En 1987 Bergam y Goel en la Universidad de Michigan (Bergman y Goel, 1987) probaron experimentalmente un dispositivo ADAS. En 1988 Javier Alonso (Alonso, 1989) probó dos elementos ADAS escala uno a tres para estudiar sus propiedades mecánicas y evaluar su posible uso en la disipación de energía de edificios. El comportamiento histerético de este tipo de elementos se muestra en la figura 14. Mas tarde el mismo tipo de elementos se colocaron en un edifico de acero escala uno a tres que fue probado en mesa vibradora (Whittaker et al, 1989). Se comprobó experimentalmente que este tipo de elementos son capaces de disipar grandes cantidades de energía y que pueden ayudar a controlar la respuesta sísmica de edificios. Aunque estos elementos no fueron desarrollados en México, es justamente en este país en el que existen más aplicaciones de estos dispositivos. A la fecha se han incorporado elementos ADAS en tres edificios existentes de la ciudad de México (Martínez Romero, 1993) y en dos edificios nuevos en la ciudad de Acapulco (Martínez Romero, 1997).

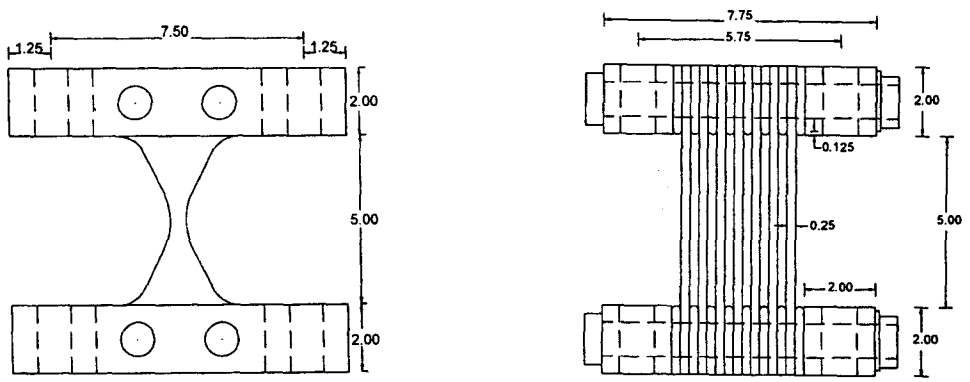


Figura 13 Dispositivo de disipación de energía histerética ADAS (Whittaker, et al. 1989)

Existen otros tipos de dispositivos que disipan energía histerética a base de la inelástica de elementos de acero. Uno de los primeros en probarse fueron elementos que hacían fluir elementos de acero a torsión. Este tipo de dispositivos han sido probados y utilizados en nueva Zelandia en varios puentes carreteros (Beck y Skinner, 1974; Skinner et al. 1980).

En Japón Kajima Corporation ha probado varios dispositivos a base de elementos de acero (Kobori et al., 1992). Uno de ellos trabaja en forma semejante a los elementos ADAS, pero se cargan en su plano en lugar de perpendicular al mismo. Otro elemento consiste en una barra de acero con forma de dos conos truncados superpuestos con forma de reloj de arena, el cual al igual que los elementos ADAS al estar doblemente empotrados trabajan en curvatura doble y se logra una fluencia en prácticamente toda la altura del elemento.

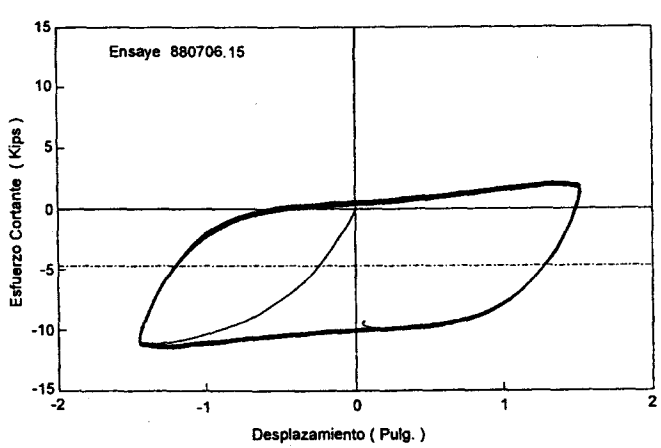


Figura 14. Comportamiento histerético de un ADAS (Whittaker, et al. 1989

Uno de los disipadores de energía a base de energía histerética más desarrollados en cuanto a estudios analíticos y experimentales, así como la disponibilidad de recomendaciones de diseño y de aplicaciones ya construidas son los *marcos contraventeados excéntricamente, MCE*, conocidos también por sus iniciales en inglés como EBF's. En estos disipadores no existe un nuevo elemento disipador de energía en la estructura sino que se utiliza un segmento de una trabe de acero para disipar energía histerética por medio de deformaciones inelásticas. La idea fundamental consiste en conectar los contraventeos en forma excéntrica de modo que un pequeño segmento de trabe se vea sometido a altas demandas de cortante (Roeder and Popov, 1978; Malley and Popov, 1984; Kasai and Popov, 1986; Popov et al., 1987; Engelhardt and Popov, 1989). Cuando el diseño de este sistema se hace de forma adecuada este pequeño segmento de la trabe fluye a cortante disipando grandes cantidades de energía en una forma estable. Por lo general se colocan atiesadores separados a cortas distancias en este segmento de la trabe con la finalidad de postergar el pandeo del alma y reducir la degradación de resistencia al ser sometido a varios ciclos de grandes deformaciones laterales (figura 15).

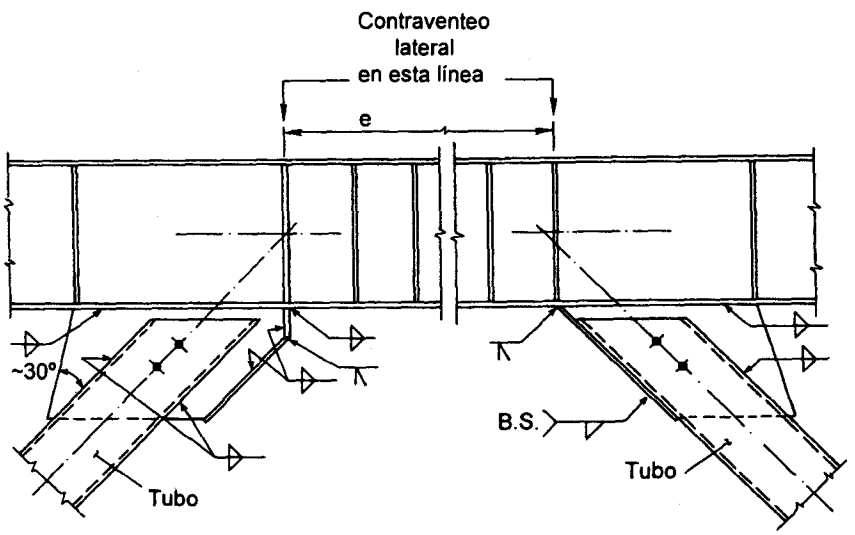


Figura 15. Marco contraventeado excéntricamente (Popov, et al. 1987)

Esta tecnología fue desarrollada en la Universidad de California en Berkeley por Egor Popov y desde 1985 existen recomendaciones específicas para su diseño en el UBC y el AISC, se han utilizado en los Estados Unidos y otros países desde 1980 y existen varias estructuras instrumentadas que tienen este tipo de elementos. A diferencia de muchos otros dispositivos disipadores de energía, los marcos contraventeados excéntricamente tienen la ventaja de ser una tecnología sobre la cual no se pagan regalías por lo que incorporarlos en una estructura no impacta en el costo ni siquiera en el de la estructura. Aunque en forma más limitada también se ha explorado su uso en estructuras de concreto. En México existen aproximadamente 10 estructuras nuevas en que se han este tipo de elementos disipadores de energía. También se ha utilizado en la reestructuración de estructuras existentes de concreto reforzado (Alonso, 1995).

4.1.2 Dispositivos disipadores de energía a base de extrusión

Uno de los primeros dispositivos disipadores de energía que se probó es uno que trabaja a base de la extrusión de plomo (Robinson and Greenbank, 1975, 1976). El dispositivo consiste de un cilindro en el que se aloja el plomo (figura 16). El plomo está separado del cilindro por medio de un lubricante, el cual permite el movimiento relativo del cilindro y el pistón. Al imponerse un desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo, se deforma el plomo al pasar por una sección reducida del plomo. A temperatura ambiente la deformación plástica del plomo se recupera por medio de recristalización del material con lo que se logra un comportamiento histerético altamente estable. En 1989 se volvió a probar el mismo dispositivo que había sido probado en 1976 y se encontró que el comportamiento histerético es exactamente el mismo después de 20 años (Robinson, 1989). Este tipo de dispositivos se han colocado en Nueva Zelandia para controlar la respuesta sísmica tanto en puentes como edificios.

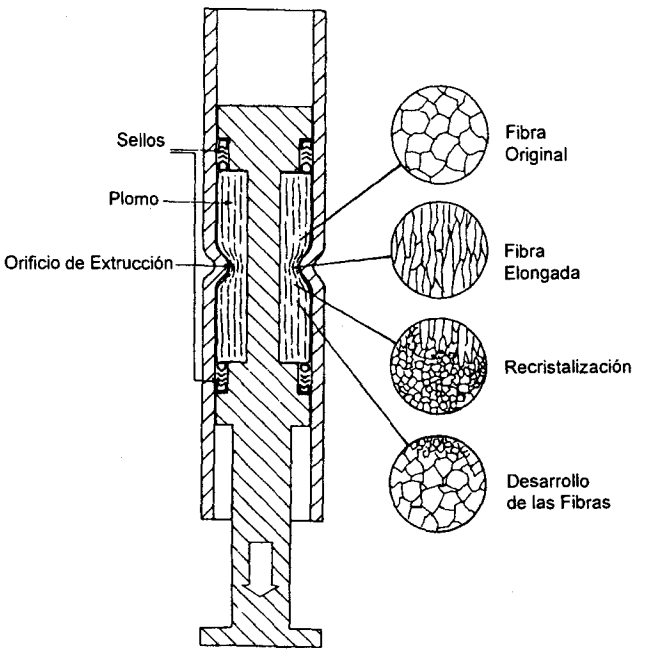


Figura 16. Dispositivo de disipación de energía por medio de extrusión de plomo (Robinson 1989).
Dispositivos disipadores de energía a base de fricción

El principio básico de los dispositivos disipadores de energía a base fricción es el de colocar una carga normal a dos superficies de deslizamiento. El comportamiento de este tipo de dispositivos se caracteriza por un comportamiento prácticamente rígido (sin desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo) hasta una determinada carga axial en la cual se produce el deslizamiento relativo entre las superficies. La carga a la cual se inicia el deslizamiento recibe el nombre de Carga de deslizamiento.

Uno de los dispositivos disipadores de energía a base de fricción más simples fue desarrollado y probado en la Universidad de California en Berkeley (Ghiacchetti, et at., 1989; Aiken et al., 1993). El dispositivo probado consiste en un elemento de acero que se conecta al nivel inferior de un entrepiso el cual se "abraza" por medio de dos placas las cuales están conectadas al nivel superior (figura 17). La superficie de fricción consiste de placas de latón trabajando en contacto con una superficie especial semejante a la de las balatas de los frenos de automóvil y la carga de deslizamiento se controla por medio de la tensión de apriete de los tornillos que une los tres elementos de acero. Cuando se alcanza una determinada carga axial en el contraventeo, se produce un deslizamiento y se disipa energía de tipo histerético.

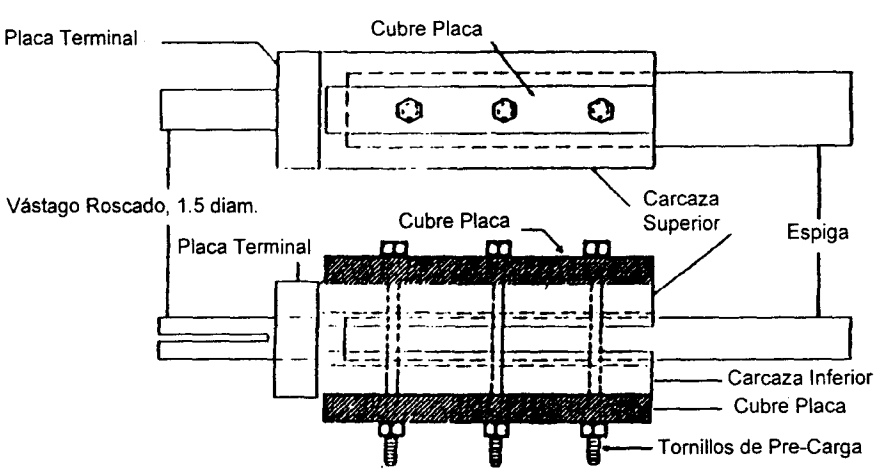


Figura 17. dispositivo de disipación de nergía por medio de fricción (Giacchetti, et al., 1989

Otro dispositivo a base de fricción que fue desarrollado y probado en Berkeley consiste en una conexión atornillada a base de tornillos trabajando en cortante doble. Los agujeros de la conexión son oblongos para permitir el desplazamiento relativo en la conexión. Al igual que la otra conexión, la superficie de fricción consiste de placas de latón trabajando en contacto con placas de acero y la carga de deslizamiento se controla por medio de la tensión de apriete de los tornillos (figura 18).

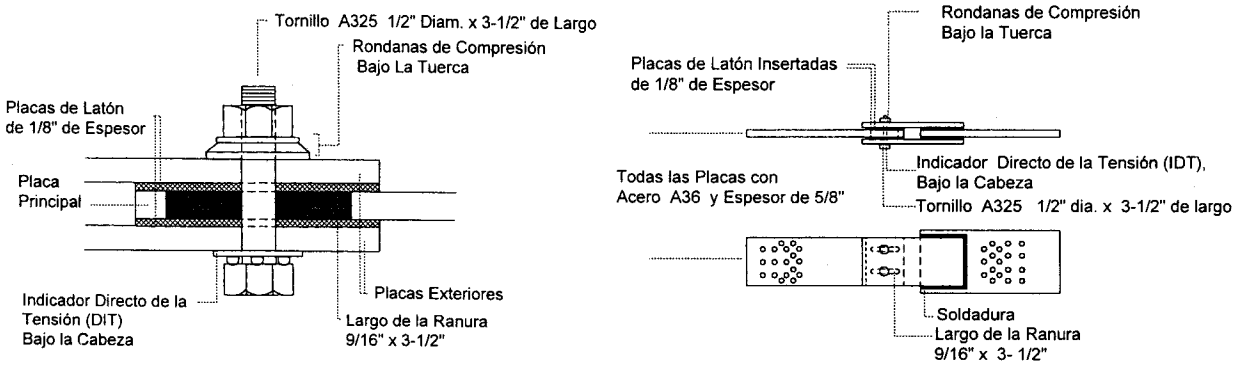


Figura 18. conexión atornillada de acero que disipa energía por medio de fricción (Grigorian, 1993)

Uno de los dispositivos de fricción que ya tiene algunas aplicaciones se basa en un mecanismo rectangular que se coloca al centro de un contraventeo en X, el cual produce un deslizamiento relativo de superficies de contacto circulares (figura 19). El dispositivo fue desarrollado y probado extensamente en Canadá (Pall and Marsh, 1982) y también fue probado en un edificio de acero a escala en la mesa vibradora de la Universidad de California en Berkeley (Aiken, et al., 1993).

Otros de los dispositivos disipadores de energía a base de fricción que han sido probados en la Universidad de California en Berkeley incluyen un dispositivo japonés desarrollado por la empresa Sumitomo, (Aiken, et al. 1993) el cual consiste de un cilindro de acero semejante al de un amortiguador de automóvil. En el interior del cilindro existen unas cuñas que

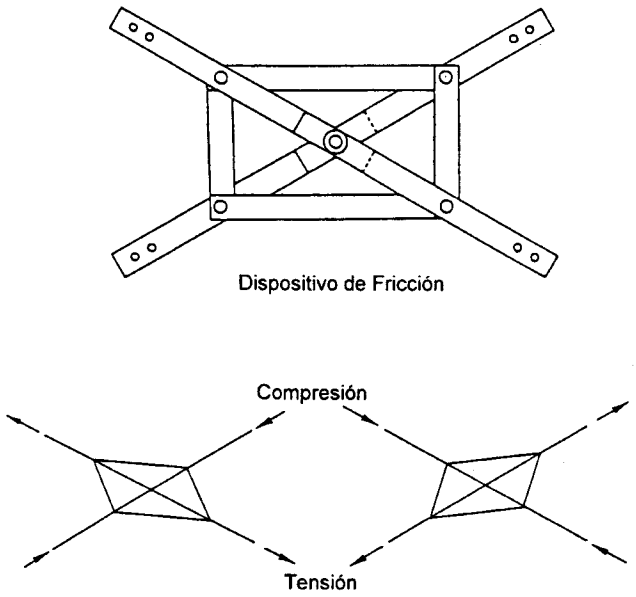


Figura 19. Dispositivo de disipación energía por medio de fricción (Pall y Marsh, 1982)

por medio de resortes de comportamiento elástico reaccionan contra las paredes interiores del cilindro (figura 20). La carga de deslizamiento se controla por medio de la rigidez axial de los resortes. A diferencia de los otros dispositivos de fricción en que las superficies de contacto pudieran entrar en contacto con el ambiente, en este caso las superficies se encuentran en el interior del cilindro el cual está perfectamente sellado con lo cual se evita el que el coeficiente de fricción en las superficies de contacto se modifique con el paso del tiempo. Este aspecto es de suma importancia ya que por lo general con el paso del tiempo se incrementa el coeficiente de fricción, lo que incrementa la carga de deslizamiento. Obviamente si no se produce deslizamiento durante el sismo, además de que no se disipa energía, se puede producir una falla por pandeo del contraventeo.

Otro de los dispositivos en que las superficies de fricción se encuentran en el interior de un cilindro fue probado por Nims et al (1993). Este dispositivo tiene la particularidad de tener un ingenioso mecanismo en su interior que produce que siempre se centre el dispositivo y se eviten las deformaciones residuales en el mismo.

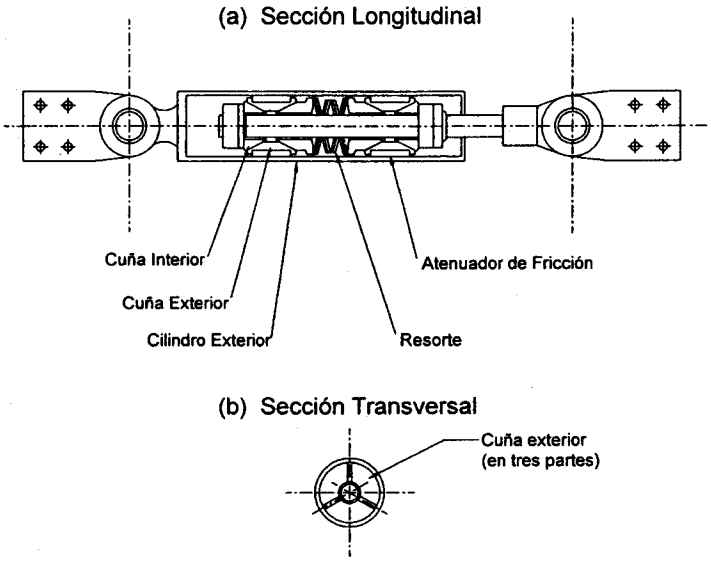


Figura 20. Dispositivo japonés de disipación energía por medio de fricción (Aiken, 1990)

4.2 DISIPADORES QUE DEPENDEN DE LA VELOCIDAD

En este tipo de dispositivos disipadores de energía la cantidad de energía que se disipa depende de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo. Por lo general el dispositivo se coloca en contravientos para aprovechar las velocidades relativas entre un piso y para disipar. Estos dispositivos disipan energía por medio del flujo de un fluido viscoso a través de aberturas. Este tipo de dispositivos tiene un comportamiento viscoso lo que los hace más fácil de modelar matemáticamente (Makris, 1993). Como puede verse en la figura 21 el comportamiento histerético de este tipo de dispositivos se caracteriza por un ciclo de histéresis elíptico en que la fuerza en el disipador es nula cuando el desplazamiento relativo es máximo y es máxima cuando el desplazamiento relativo es nulo, o sea cuando la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo es máxima. Esto tiene la ventaja de que las fuerzas en el disipador están fuera de fase de las fuerzas (elementos mecánicos) en el resto de la estructura, por lo que no existe una suma de acciones a nivel local.

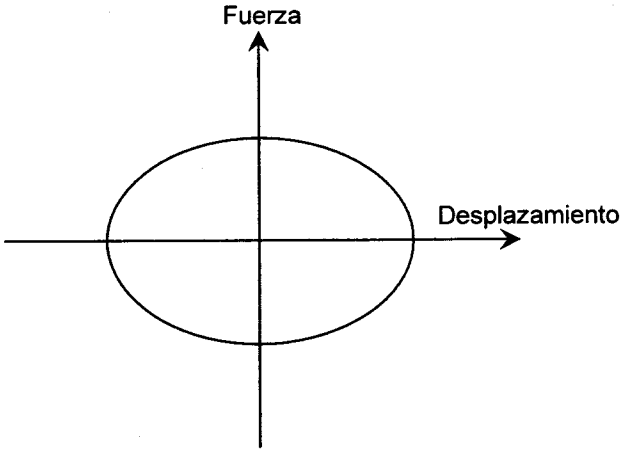


Figura 21. Comportamiento histerético de un dispositivo con fluido viscoso

El estudio de este tipo de dispositivos disipadores de energía con la finalidad de controlar la respuesta sísmica de estructuras comenzó muy recientemente. Los estudios analíticos y experimentales de este tipo se han llevado a cabo principalmente en la Universidad de Nueva York en Buffalo (Constantinou and Symans, 1992; Reinhorn and Constantinou, 1995). La primera aplicación de este tipo de dispositivos se hizo en un grupo de cinco edificios del centro médico de la ciudad de San Bernardino en el estado de California, desde entonces también se han utilizado en otras cuatro estructuras del estado de California (Taylor, 1996). El interior de uno de estos dispositivos viscosos se muestra en la figura 22. En México se colocarán por primera vez en un edificio de 57 niveles que actualmente se construye en la ciudad de México (Martínez Romero, 1997).

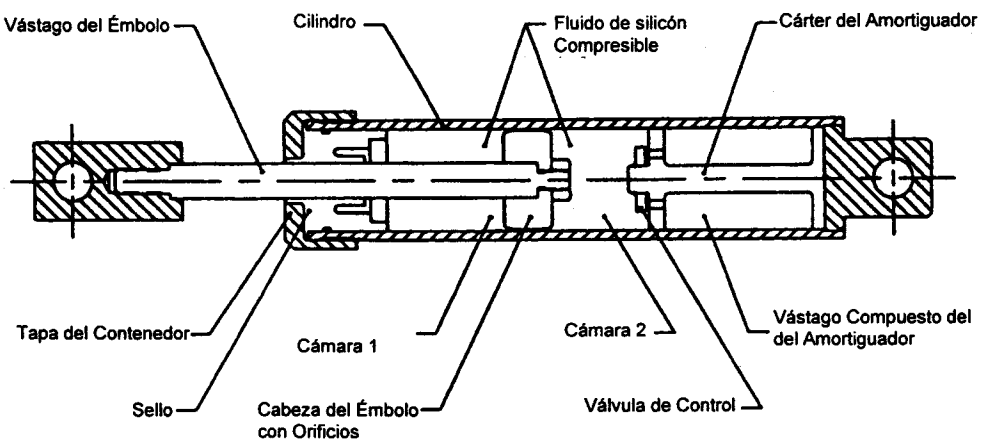


Figura 22. Dispositivo disipador de energía de tipo viscoso (Taylor, 1996)

4.3 DISIPADORES QUE DEPENDEN DEL DESPLAZAMIENTO Y DE LA VELOCIDAD

En este tipo de dispositivos disipadores de energía la cantidad de energía que se disipa también depende de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo, sin embargo la fuerza en el dispositivo depende tanto de la velocidad relativa como del desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. Este tipo de dispositivos disipadores de energía también reciben el nombre de dispositivos *viscoelásticos* ya que combinan un comportamiento elástico con un comportamiento viscoso.

Uno de los dispositivos más conocidos de este tipo es el desarrollado por la empresa 3M (Soong y Mahamoodi, 1990; Aiken, 1990) es cual consiste de un polímero acrílico el cual tiene propiedades viscoelásticas. Como puede verse en la figura 23 los dispositivos de disipación de energía viscoelásticos se caracterizan por tener un comportamiento histerético elíptico, sin embargo a diferencia de los dispositivos viscosos, la fuerza en el dispositivo no es nula cuando se produce el máximo desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo. De igual forma tampoco se produce la máxima fuerza

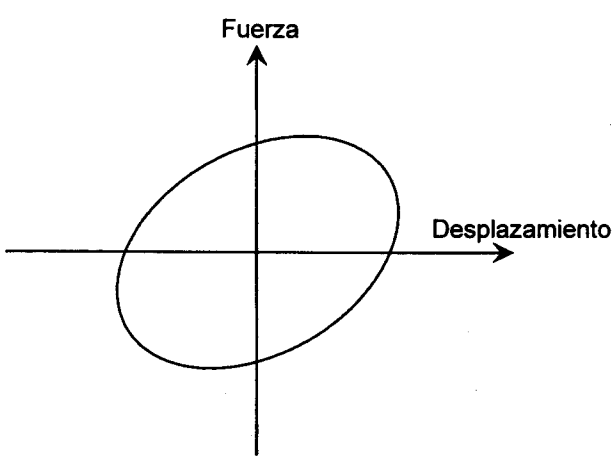


Figura 23. Comportamiento histerético de un dispositivo viscoelástico

en el dispositivo cuando el desplazamiento relativo el nulo. Actualmente existen buenos modelos analíticos para predecir el comportamiento de este tipo de disipadores (Kasai, et al., 1993; Lai et al., 1996). Una de las primeras pruebas experimentales de este tipo de dispositivos se hizo en un edificio de nueve pisos a escala 1 a 4 que fue probado en la mesa vibradora de la Universidad de California en Berkeley (Aiken, 1990). La geometría de los disipadores probados en este edificio se muestran en la (figura 24). Un ciclo histerético experimental típico de este tipo de dispositivos se muestra en la figura 25.

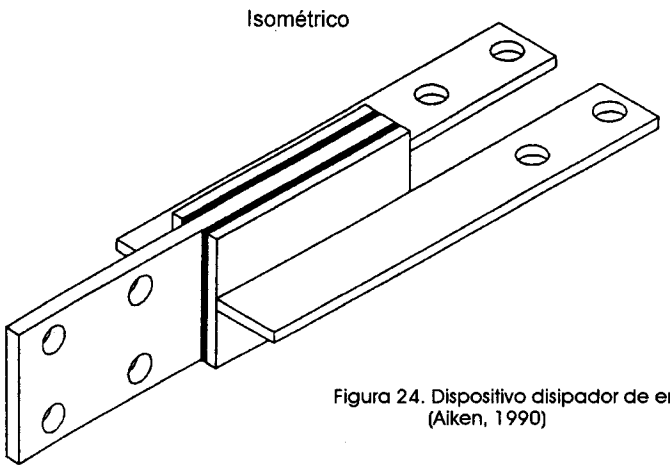


Figura 24. Dispositivo disipador de energía de tipo viscoelástico (Aiken, 1990)

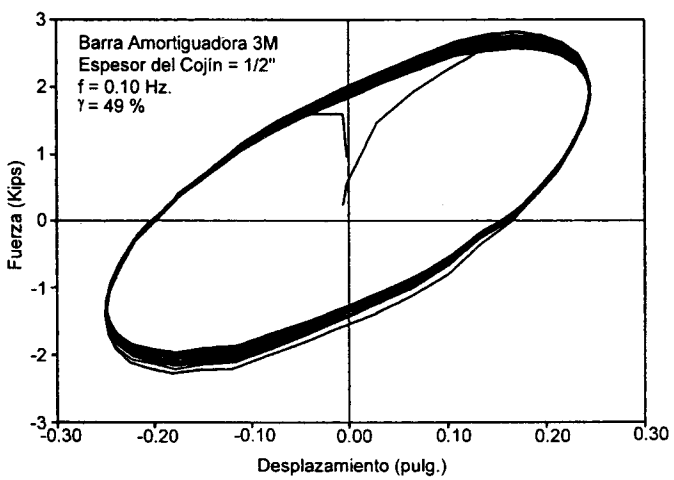


Figura 25. Comportamiento histerético medido en un disipador viscoelástico (Bergman et al, 1993)

El uso de los dispositivos viscoelásticos no tuvo su origen en tratar de controlar la respuesta sísmica de estructuras sino para tratar de controlar la respuesta de edificios bajo la acción del viento. Fueron colocados por primera vez en la torres gemelas de 110 pisos del World Trade Center de Nueva York. Más tarde se colocaron también dos edificios de la ciudad de Seattle, el edificio Columbia SeaFirst de 73 pisos y el edificio dos de Union Square, también para controlar las vibraciones debidas al viento. Otras aplicaciones de estos dispositivos para controlar la respuesta ante el viento son la antena de la Torre Sears en Chicago y las antenas del edificio AT&T también en Chicago.

Las aplicaciones de este tipo de dispositivos para controlar la respuesta sísmica de edificios comenzaron en el control de edificios existentes. Actualmente se tienen tres edificios en el estado de California con disipadores viscoelásticos: el primero de un edificio de 13 pisos en San José que alberga las oficinas del gobierno del condado de Santa Clara, el segundo un edificio de cuatro niveles de la Marina en San Diego y el tercero un edificio de 5 niveles de la policía de la ciudad de Los Angeles. La primera aplicación para controlar la respuesta sísmica de un edificio nuevo se hizo en la ciudad de México en el centro corporativo de la empresa que fabrica los disipadores (Alonso, Miranda y Lai, 1998). Uno de los disipadores que se utilizó en este edificio se muestra en la figura 26.

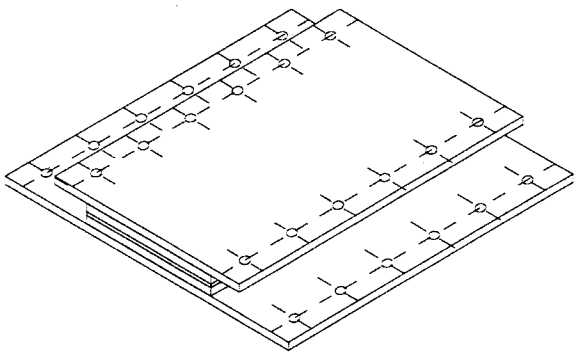


Figura 26. Disipadores viscoelásticos usados en el proyecto de la Cd. de México (Alonso et al., 1998)

REFERENCIAS

Aguirre, M. y Sánchez, A.R., (1992), "A structural seismic damper," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, 1158-1171.

Aiken, I.D. (1990), "Earthquake simulator testing ans analytical studies of two energy-absorbing systems for multistory buildings," *PhD Thesis*, University of California at Berkeley.

Aiken, I.D. et al, (1993), "Testing of passive energy dissipation devices," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No.3, pp. 335-370.

Alonso, L.J. (1989), "Mechanical characteristics of X-plate energy dissipators," *CE 299 Report*, University of California at Berkeley.

Alonso, L.J. (1995), *Comunicación personal.*

Alonso, L.J., Miranda, E. and Lai, M.L. (1998), "Performance-based design of a building in Mexico City using viscoelastic dampers," *Proc. Sixth US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, July 1998.

Beck, J.L. and Skinner, R.I. (1974), "The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 2, pp 343-358.

Bergman, D.M. and Goel, S.C., "Evaluation of cyclic testing of steel-plate devices for added Damping and Stiffness," *Report No. UCME 87-10*, Department of Civil Egineering, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.

Boardman, P.R., Wood, B.J. and Carr, A.J. (1983), "Union House – A crossed braced structure with energy dissipators," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 16, No. 4.

Bruneau, M. (1997), "Earthquake-resistant steel bridges: Canadian design, research and expectations based on observations from the 1995 Kobe earthquake," *Proc. Fifth Interantional Simposium on Steel Structures*, Guadalajara, Jalisco.

Chang, K.C., Soong, T.T., Lai, M.L. and Nielsen, E.J. (1993), "Development of a design procedure for structures with added viscoelastic dampers", *Proceeding of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, Vol. 2, pp 473-484.

Constantinou, M.C. and Symans, M.D. (1992), "Experiemntal and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers," *Report No. NCEER-92-0032*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1989), "On design of eccentrically frames," *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 5, pp. 495-511.

Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "General behavior of WF steel shear link beams," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 112, No. 2, pp. 362-381.

Kasai, K., Fu, Y. and Lai M.L. (1994), "Finding of temperature-insensitive viscoelastic frames," *Proc. First World Conf. On Structural Control*, Los Angeles, California.

Kelly, J.M., Skinner, R.I. and Heine, A.J., (1972), "Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3.

Kelly, J.M. and Skinner, M.S. (1979), "The design of steel energy absorbing restrainers and their incorporation into nuclear power plants for enhanced safety; Vol. 4: Review of current uses of energy absorbing devices," *Report No. EERC/UCB-79/10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kelly, J.M., Skinner, M.S. and Beucke, K.E. (1980), "Experimental testing of an energy-absorbing base isolation system," *Report No. EERC/UCB-80/35*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kobori, T et al. (1992), "Development and application of hysteretic steel dampers," *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, Vo. 4, pp 2341-2346.

Lai, M.L., Lu, P., Lunsford, D.A., Kasai, K. and Chang, K.C., "Viscoelastic damper: a damper with linear or non-linear material?" *Proc. 11th World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996.

Makris, N., Constantinou, M.C. and Dargush, G.F. (1993), "Analytical model of visco-elastic fluid dampers," *Journal of Structural Enginering*, ASCE, Vol. 119, No. 11, pp. 3310-3325.

Malley, J.O. and Popov, E.P. (1984), "Shear links in eccentrically braced frames," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No. 9, pp. 2275-2295.

Martínez-Romero, E. (1993), "Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No. 3.

Martínez-Romero, E. (1997), "Tres casos de estructuras de acero con disipadores pasivos de energía para zonas de alta sismicidad," *Proc. Fifth International Simposium on Steel Structures*, Guadalajara, Jalisco, pp. 8-1, 8-40.

Medeot, R. (1989), "Development of seismic restraint devices for bridges and viaducts," *Proc. International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Assisi, Italy, pp. 8.01-8.12 (en Italiano).

Medeot, R. (1991), "Experimental testing and design of aseismic devices," *Proc. International Meeting on Earthquake Protection of Buildings*, Ancona, Italy, pp. 59D-74D.

Medeot, R. y Albajar, L. (1992), "The evolution of seismic devices for bridges in Italy", *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, Vol. 4, pp. 2227-2232.

Miranda, E. (1991), "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings", *Thesis* submitted for partial satisfaction of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy in Engineering, University of California at Berkeley.

Miranda, E. (1993a), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 119, No. 12, pp 3505-3519.

Miranda, E. (1993b), "Site-dependent strength reduction factors," *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 119, No. 12, pp 3505-3519.

Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994), "Evaluation of strength reduction factors," *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 10, No.2, pp. 357-379.

Miranda, E., (1997), "Strength reduction factors in performance-based design," *Proc. EERC-CUREe Symposium in honor of Vitelmo V. Bertero*, Berkely, California.

Nims, D.K., Richter, P.J. and Bachman, R.E., "The use of the energy dissipating restraint for seismic hazard mitigation," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No.3, pp. 467-489.

Pall, A.S. and Marsh, C, (1982), "Response of friction damped braced frames", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 108, No ST6, pp 1313-1323.

Parducci, A. and Medeot, R. (1987), "Special dissipating devices for reducing the seismic response of structures," *Proc. Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Wairakei, New Zealand, pp. 329-340.

Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in design of eccentrically braced frames," *Earthquake Spectra*, Vol. 3, No. 1, pp. 43-55.

Robinson, W H and Greenbank, L R (1975), "Properties of an extrusion energy absorber", *Bull. of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 187-191.

Robinson, W.H. and Greenbank, L.R. (1976), "An extrusion energy absorber sutable for the protection of structures during an earthquake," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4, pp. 251-259.

Robinson, W.H. (1989), "Hysteretic dampers suitable for seismc isolation," *Proc. International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Assisi, Italy, pp. 9.01-9.13.

Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically braced steel frames for earthquakes," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 391-411.

Scaramuzza, M. (1989), "Belt-type device for seismic isolation-development and improvements," *Proc. International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation*, Assisi, Italy, pp. 8.01-8.12 (en Italiano).

Skinner, R.I., Kelly, J.M. and Heine, A.J. (1974). "Energy absorption devices for earthquake resistant structures,"*Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 2924-2933.

Skinner, R.I., Kelly, J.M. y Heine, A.J. (1975), "Hysteretic dampers for earthquake resistant structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, pp 287-296.

Skinner, R.I., Tyler, R.G., Heine, A.J. and Robinson, W.H. (1980), "Hysteretic dampers for the protección of structures from earthquakes," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 13, No. 1, pp. 22-36.

Soong, T T and Mahmoodi, P. (1990), "Seismic behavior of structures with added viscoelastic dampers", *Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, pp 499-506.

Taylor, D.P. (1996), "Fluid dampers for applications of seismic enegy dissipation and seismic isolation," *Proc. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.

Tyler, R.G. (1978), "Tapered steel energy dissipators for earthquake resistant structures," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 11, No. 4.

Tsai, K.C. et al. (1993), "Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation," *Proc. of Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Disipation, and Active Control*, San Francisco, California, Vol. 2, pp 687-698.

Tsai, K.-C., Chen, H.-W., Hong, C.-P., Su, Y.-F. (1993), "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No.3, pp. 505-528.

Whittaker, A.S., Bertero, V.V., Alonso, J. and Thompson, C. (1989), "Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements", *Report No UCB/EERC-89-02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

MECÁNICA DE SUELOS, DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS ÍNDICE Y MECÁNICOS

M. en I. Alonso Echavavarría L.[1]

1. INTRODUCCIÓN

La mecánica de suelos se ocupa del estudio de las características del comportamiento del suelo como material de construcción o como soporte para la construcción en ingeniería. El especialista de mecánica de suelos se ocupa de la determinación de las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas que rigen el comportamiento de una formación geológica superficial, consistente en sedimentos no consolidados, aplicando los principios de la mecánica para definir sus características esfuerzo-deformación, resistencia y permeabilidad y su posible evolución en el tiempo, así como el módulo dinámico de rigidez y el amortiguamiento.

La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica e hidráulica a la solución de problemas de ingeniería, relacionados con sedimentos y otras acumulaciones de partículas sólidas producidas por la desintegración mecánica y química de las rocas, independientemente de si contienen o no elementos orgánicos. La mecánica de suelos comprende el estudio teórico y experimental del efecto de las fuerzas bajo condiciones estáticas y dinámicas, así como bajo la influencia del agua y los efectos de la temperatura.

El estudio de la mecánica de suelos es de fundamental importancia económica, debido por una parte a que el suelo es el material de construcción más fácilmente disponible en cualquier lugar, y por otra, porque de alguna forma, la estabilidad de prácticamente todas las obras de ingeniería dependen en primera instancia de la forma en que se encuentran cimentadas ya sea en el suelo o la roca, según sea el caso. Por esto último, tal vez resulte más conveniente hablar en términos de ingeniería geotécnica, incluyendo lo relacionado con los aspectos de la estabilidad de las construcciones desplantadas en formaciones de roca con distintos grados de intemperización, y la posible evolución de ésta con el tiempo.

La ingeniería de suelos es más "un estado del arte" que muchas de las disciplinas orientadas científicamente, debido a la heterogeneidad de los depósitos naturales de suelos; por consiguiente, la experiencia es un factor muy importante. Sin embargo, un estudio cuidadoso de la literatura de la geotecnia, junto con la ejecución de exploración de campo, obtención de muestras representativas de las condiciones imperantes en un sitio determinado, conjuntamente con la implementación de ensayes de campo y laboratorio apropiados, pueden hacer posible que un ingeniero maneje con cierto margen de seguridad los aspectos cuantitativos que rigen la estabilidad de las construcciones.

De esta forma todos los temas de la mecánica de suelos, mecánica de rocas, ingeniería de cimentaciones y muchos aspectos de la ingeniería geológica pueden agruparse bajo el término de ingeniería geotécnica. En el sentido más amplio de la palabra, ésta puede definirse como "la ciencia y la práctica de aquella parte de la ingeniería civil que involucra la interrelación existente entre el medio ambiente geológico y las obras creadas por el hombre".

Particularmente, el término "mecánica de suelos" se acepta actualmente para designar la disciplina de ingeniería que trata con las propiedades, comportamiento, y eficiencia del suelo como un material estructural, desde el punto de vista estático y sismo dinámico.

2. PROBLEMAS DE MECÁNICA DE SUELOS

Los problemas que se listan a continuación indican la estrecha relación que existe entre el comportamiento de la cimentación de una construcción y las características del comportamiento mecánico del suelo, estático y dinámico:

[1] Investigador en el area de Riesgos Geológicos del CENAPRED.

A) ¿Cuál es la profundidad que se debe explorar en un estudio de suelos para determinar en forma confiable la interacción suelo estructura?

B) ¿Cuál es la capacidad de carga de un suelo en su superficie y a distintas profundidades?

C) ¿Cuál es la magnitud y distribución de esfuerzos que se inducen ante la presencia de distintos tipos de carga, estática y dinámica?

D) ¿Cuál es la profundidad de desplante óptima de una cimentación para lograr la estabilidad de una edificación, en función de la estratigrafía del sitio de construcción?

E) ¿Cuál es la respuesta dinámica de los sedimentos no consolidados ante el paso de ondas sísmicas?

F) ¿Cuáles son los problemas constructivos que se deben resolver durante la construcción de una estructura de cimentación, para que el comportamiento inmediato y futuro de una edificación se mantenga dentro de los márgenes de seguridad y eficiencia establecidos dentro de el proyecto original?

G) ¿Qué efectos se pueden producir en el suelo ante la extracción de agua subterránea, mediante bombeo, y qué impacto negativo se deberá esperar en las estructuras de cimentación de edificios?

En términos generales, para toda obra de ingeniería, el buen comportamiento de una cimentación es un factor importante en la funcionalidad de un proyecto. La elección, diseño y justificación de una cimentación determinada depende de la precisión de todos los parámetros que en ella intervienen y de la compatibilidad que debe existir entre ellos. El ingeniero especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones debe estar consciente de la problemática que existe en la obtención de dichos parámetros, y de los ajustes que se deban efectuar para ser usados en las condiciones reales del proyecto.

La crítica técnica continua es indispensable en el adelanto de toda realización, sin embargo, ésta debe ser constructiva y debe apoyarse en un mejoramiento de los factores criticados, basándose en la confirmación de el comportamiento real de las obras a lo largo del tiempo.

El conocimiento real de las leyes naturales y su aplicación práctica no puede progresar únicamente del empirismo o de la academia en forma separada. La experimentación y confrontación con los fenómenos reales son factores decisivos para el adelanto de la ingeniería, ciencia del razonamiento y la realización.

3. REQUISITOS BÁSICOS PARA LOGRAR EL DISEÑO ADECUADO DE UNA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN

La precisión en el diseño de una cimentación requiere el conocimiento adecuado de los parámetros que intervienen en el problema propuesto. Estos parámetros se pueden agrupar como sigue:

1. Localización geométrica de las cargas que deban ser cimentadas, y su magnitud.

2. Las limitaciones en hundimientos totales y diferenciales.

3. Condiciones ambientales, por viento, sismo, lluvia y movimientos regionales de la superficie del suelo.

4. Las condiciones estratigráficas, índice del comportamiento mecánico del suelo, e hidráulicas en el subsuelo del lugar propuesto.

5. El diagnóstico para la selección del sistema estructural de cimentación más apropiado en cada caso.

6. Las propiedades mecánicas de los suelos involucrados:

a) Estáticas, y
b) Dinámicas

7. La interpretación de las propiedades mecánicas para ser aplicadas a las condiciones reales del proyecto. Análisis de los resultados de laboratorio, obtenidos a los niveles de esfuerzo propios de las condiciones del proyecto.

8. Los resultados del análisis de estabilidad de desplazamientos del sistema estructural de cimentación propuesto, así como los esfuerzos de contacto tanto estáticos como sísmicos, resultantes de los análisis de interacción suelo-estructura de cimentación.

9. Elaboración de los procedimientos de construcción y especificaciones. Monitoreo del comportamiento durante la construcción, la aplicación de la carga y posteriormente, en forma continua hasta la estabilización de la obra terminada.

La solución correcta de una cimentación no es exclusivamente la resolución errática de uno o varios puntos de los antes mencionados, sino es la solución ordenada y en secuencia de todos y cada uno de ellos, en forma compatible con los demás. Si se presenta alguna desviación entre estos parámetros, con respecto a las condiciones físicas reales involucradas en el proyecto suelo-estructura de cimentación-superestructura, podría conducir a resultados indeseables, ya sea en defecto o en exceso, afectando a la funcionalidad del proyecto y consecuentemente su economía. La solución del sistema estructural de cimentación más apropiada será la que resulte simultáneamente la más económica y que cumpla con la función de recibir las cargas estáticas y sísmicas de la superestructura y que las transmita al subsuelo de cimentación en forma segura a largo plazo. Para lograr lo anterior, desde el punto de vista sísmico, será indispensable partir de la recopilación de la información más confiable posible de la sismicidad, de los niveles de aceleración máxima probable y de las características puntuales en el sitio en función de la estratigrafía referentes a los efectos de amplificación y períodos dominantes de vibración que realmente se puedan presentar en cada proyecto en particular.

4. DISCUSIÓN ACERCA DE LOS PARÁMETROS INVOLUCRADOS EN EL DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN

La problemática del ingeniero de cimentaciones será la de poder asignar parámetros adecuados o bien a los más cercanos a la realidad dentro del estado del arte de conocimientos actuales, y poder visualizar las incertidumbres que en estos existen para asignar factores de seguridad razonables. Así también poder proponer investigaciones futuras que deban efectuarse para el mejor conocimiento de los fenómenos reales en la aplicación técnica y práctica del diseño de cimentaciones. Desde el punto de vista práctico podrá decirse que existen casos de cimentaciones sencillas los cuales podrán resolverse de inmediato del lado de la seguridad aunque no de la máxima economía justificable y también existen casos de cimentaciones complicadas que requieren amplios conocimientos y experiencia del ingeniero de cimentaciones para su solución adecuada.

En los siguientes párrafos se discute en el mismo orden cronológico antes descrito la importancia de cada uno de los puntos mencionados que debe tomarse en cuenta y la problemática de poder conocer estos con la mayor precisión posible.

La localización geométrica de las cargas por cimentar y su magnitud, deberán ser reportadas al ingeniero de la cimentación con la mayor precisión posible y separadas en cargas muertas y cargas vivas o accidentales. Así también deberán reportarse los incrementos que ésta sufrirá por los fenómenos del volteo provocados por viento o sismo.

Por lo que respecta a las cargas muertas sobre los elementos de apoyo que deberán ser soportadas por la cimentación, éstas pueden ser conocidas con buena posición por el análisis estructural conociendo a la vez el peso correcto de los materiales involucrados. Las cargas vivas, sismos o viento, sin embargo, será un tanto erráticas y por tanto el ingeniero de cimentaciones deberá usar su criterio en la aplicación de éstas en el diseño de cimentación. Las cargas accidentales mencionadas en general afectarán la estabilidad de la cimentación y en casos especiales los fenómenos relacionados con los desplazamientos tanto horizontales como verticales.

La limitación de los hundimientos totales y diferenciales que rijan en la funcionalidad del proyecto deberán ser establecidos de antemano por el diseñador responsable, que involucra principalmente al arquitecto y al ingeniero estructural con la aprobación del propietario y la municipalidad.

El cumplimiento de los requisitos establecidos será indispensable en la elección del tipo de cimentación con la cual puedan cumplirse dichos requisitos.

Las condiciones ambientales como son viento, sismo, lluvia, subsuelo y hundimiento regional, deberán ser conocidas con la mayor precisión posible dentro de un rango razonable de seguridad. Es obvio que deberá justificarse el tipo de cimentación de diferentes zonas ambientales. Por ejemplo, para un edificio en zona de fuerte intensidad sísmica no será la misma que para una zona de poca intensidad sísmica.

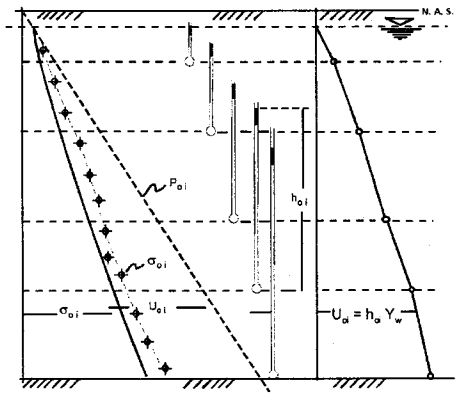
En zonas áridas en que se encuentren arcillas expansivas será indispensable conocer la precipitación pluvial y la forma de manejarla para evitar la hibridación del subsuelo y consecuentemente los fuertes desplazamientos verticales que se generan en este tipo de materiales. La solución y tipo de la cimentación será elegida por el ingeniero de cimentaciones analizando el caso y considerando la posible penetración de fuerte humedad en el subsuelo. Lo mismo se puede decir de los suelos que presentan colapso al hidratarse como los limos de origen eólico. Es obvio, que el comportamiento de una cimentación en suelos comprensible donde exista hundimiento regional será diferente a la otra en zonas sin este fenómeno.

De lo anterior, se deduce que los puntos 1 y 2 aunados a las condiciones ambientales son de importancia en la elección del tipo de cimentación.

Las condiciones estratigráficas, índice de los materiales del subsuelo y condiciones hidráulicas en el lugar propuesto, son indispensables para la cimentación, desde el uso de zapatas aisladas, cimentaciones de cajón hasta la necesidad de apoyar las cargas sobre pilas o pilotes, Ref. 1.

Las propiedades estratigráficas e índice de los materiales que forman el subsuelo deben ser determinadas con cuidado y precisión por medio de sondas ya sea de penetración standard (SPT), o bien el cono eléctrico standard (CPT) preferentemente el uso de ambos es conveniente ya que con el SPT se pueden obtener probetas aunque alteradas sirven para una correcta clasificación del subsuelo, como es la determinación del contenido natural del agua, la oquedad, peso volumétrico, gravedad específica y los límites de consistencia en suelos cohesivos. Se obtiene además la magnitud de la resistencia relativa a la penetración para los diferentes estratos de las características índice de los suelos granulares. El cono eléctrico standard es por otra parte, un instrumento de precisión para detectar la estratigrafía con más detalle y cuando se correlaciona con muestreos puede obtenerse una idea buena del tipo de suelo. El uso de piezómetros bien instalados pueden dar con precisión las condiciones hidráulicas prevalentes.

Así pues, conociendo la estratigrafía condiciones hidráulicas, figura 1 y las propiedades índice de los suelos por medio de sondeos preliminares SPT o/y CPT y además tomando en cuenta los aspectos discutidos anteriormente se procederá a efectuar un diagnóstico del problema de cimentación y proponer el tipo más idóneo de ésta, para lo anterior el ingeniero de cimentaciones se basará en su experiencia y se ayudará de las propiedades mecánicas medias estadísticas que se proporcionan a continuación por el autor.



P oi Presión total
u oi Presión hidraúlica
σ oi Esfuerzo efectivo
σ b Esfuerzo crítico
Piezómetro

Figura 1. Estado de esfuerzos verticales naturales

El uso de las Tablas 1 a 5 aunadas a la experiencia del ingeniero de cimentaciones podrá dar una idea cuantitativa del comportamiento probable que puede esperarse de la cimentación propuesta .

Como proposición preliminar se podrá efectuar cambios justificables para llevarla a u diseño pre - dimensional el cual deberá justificarse posteriormente por medio del mejor conocimiento del comportamiento mecánico de los suelos determinados en probetas inalteradas en el laboratorio. Se presentan casos que basados en la experiencia del ingeniero de cimentaciones y debidamente justificados no requieren estudios más avanzados, Ref. 3 Capítulo VII.

Tabla 1 PERMEABILIDAD: k, cm / seg.

Muy Baja	Baja	Media	Alta	Muy Alta
Arcilla 10^{-6}	Limos 10-6 -10^{-5}	Arena Fina 10^{-4}-10^{-3}	Arena Media 10^{-3}-10^{-1}	Arena Gruesa $>10^{-1}$

Tabla 2 COMPRESIBILIDAD mv, cm2/kg

Muy Alta	Alta	Media	Baja	Muy Baja
>0.1	0.1 0.02	0.02 0.005	0.005 0.002	<0.002

Tabla 3 RESISTENCIA SUELOS COHESIVOS C=1/2 q u k/c^2

Muy baja	Baja	Media	Rígida	Muy Rígida	Dura
<0.125	0.125	0.25	0.5	1.0	>2.0
	0.25	0.50	1.0	2.0	

Tabla 4 GRANULARES

Muy suelto	Sueldo	Semicompacto	Compacto	Muy compacto
Dr < 0.2	0.2 - 04	0.4 - 0.6	0.6 - 0.8	> 0.8
N < 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	> 50
q_c < 20	20 - 40	40 - 120	20 - 200	> 200
O < 30°	30° - 35°	35° - 40°	40° - 45°	> 45°

Tabla 5 RIGIDEZ DINÁMICA DEL SUELO u , k/c^2

Muy baja	Baja	Media	Alta	Muy alta
< 30	30-100	100-300	300-1500	> 2000

4.1. PARÁMETROS DEFINITIVOS DE LOS MATERIALES DEL SUBSUELO

El diagnóstico para el uso de la cimentación elegida podrá cristalizarse al encontrar compatibles las partes antes discutidas. El resultado de éste estudio deberá familiarizarnos con los parámetros definitivos para llevar a cabo el diseño y justificación del comportamiento cuantitativo de la cimentación, determinación del factor de seguridad y el comportamiento relativo a los desplazamientos verticales y horizontales bajo las cargas estáticas y transitorias asignadas.

Si los parámetros preliminares obtenidos son confiables dentro de una aproximación razonable y establecida por los diseñadores responsables, el siguiente problema a resolver será el de programar el análisis de las propiedades mecánicas que se hagan necesarias en el laboratorio efectuado en probetas de suelo inalterado. Esta fase se hace necesaria para poder cuantificar el comportamiento de la cimentación e implica la obtención de muestras inalteradas y la problemática de obtenerlas para los suelos involucrados para el tipo de la cimentación propuesta, Refs. 4, 5 y 6. Se considera que las mejores muestras inalteradas serán las que pudiesen obtenerse como muestras cúbicas en pozos a cielo abierto. Sin embargo, la obtención de muestras cúbicas queda limitado por la profundidad, condiciones hidráulicas, consistencia del suelo y costo.

Las propiedades mecánicas de los suelos tanto estáticas como dinámicas deberán efectuarse en probetas de suelo "inalterado", cuando el suelo tiene consistencia natural y pueda ser muestreado por procedimientos convencionales que no alteran las condiciones naturales del material. En suelos que no poseen consistencia natural, como los granulares sin cementantes el problema de la cimentación de sus propiedades mecánicas se dificulta. En estos casos es necesario efectuar interpolaciones en las pruebas que se realicen en el laboratorio. El módulo de deformación unitaria y los parámetros de resistencia son funciones importantes de la oquedad inicial del suelo y del esfuerzo de confinamiento al que se encuentre sometido o se vaya a someter al aplicar la carga de cimentación, Ref. 2 Capítulo 11.

Las pruebas mecánicas a realizar, dependiendo del problema de que se trate, podrían ser convencionales, o bien modificaciones de éstas que se apliquen mejor a las condiciones que se presentaran en el campo. Las pruebas convencionales, son (Ref. 7, 8):

a) La determinación de al permeabilidad por pruebas directas en parámetros para suelos permeables y de consolidación en los impermeables.

b) Los parámetros de resistencia de pruebas en la cámara triaxial deben programarse en el rango de los esfuerzos de confinamiento y de las modalidades de drenaje que puedan establecerse en campo. Generalmente se usan las condiciones consolidada - drenada y consolidada no drenada. En caso de arcillas no fisuradas bastará la prueba consolidada no drenada, misma que deberá efectuarse al esfuerzo de confinamiento real de sitio.

c) Para determinar las propiedades esfuerzo deformación - tiempo la prueba convencional en suelos arcillosos se realiza en el odómetro o consolidómetro. En suelos rígidos y granulares, por medio de pruebas triaxiales, en el rango de los confinamientos esperados en campo, Ref. 2 Capítulo 11.

d) Las pruebas dinámicas se realizan tradicionalmente en el "Péndulo de Torsión Libre" (L. Zeevaert) en el rango de los esfuerzos confinantes de campo y se determina la rigidez dinámica del suelo en función de distorsión angular, Ref.2 Capitulo XII y Ref. 9.

Las propiedades mecánicas: estáticas y dinámicas, determinadas en el laboratorio en probetas de suelo "inalterado", obtenidas de resultados directos de laboratorio no son necesariamente representativos de las condiciones de campo, más aun si estas no se realizan dentro del rango de los esfuerzos efectivos esperados para el tipo de cimentación elegido.

Existe entonces el problema de establecer la correlación entre el comportamiento esperado en campo tomando en cuenta el cambio de esfuerzos afectivos y los resultados de los parámetros de laboratorio, los que deberán ajustarse al rango del cambio de esfuerzos que ocurrirán. Para comprender mejor este problema, supongamos que se han efectuado pruebas de compresibilidad cuidadosamente en suelo inalterado en el odómetro y estos resultados serán aplicados a un estrato a cierta profundidad figura 2. La extracción de una muestra inalterada que se "supone" representativa del estrato en cuestión implica aliviar al suelo totalmente del estado de esfuerzos y presión hidráulica que éste tenía a la profundidad de la obtención, de manera que la prueba se realiza a partir de esfuerzos nulos y bajo una presión hidrostática nula. Por tanto, el fenómeno de histéresis para alivio de carga parcial y recarga que se verifica en campo será diferente al de la prueba convencional del odómetro. Figuras 2 y 3.

Además, los resultados de laboratorio así obtenidos en el odómetro bajo condiciones de deformación lateral nula no son aplicables directamente a determinar las deformaciones de dicho estrato "considerado como isotrópico", por las siguientes razones en la aplicación de una carga limitada en extensión y colocada en el fondo de la excavación.

a) La excavación implica un alivio parcial de esfuerzos en un estrato del subsuelo, de manera que al replicar la carga de cimentación, el origen de las deformaciones es diferente al realizado en el laboratorio y los parámetros de deformación son diferentes figuras 2 y 3. Por tanto, será necesario efectuar correcciones a los obtenidos en laboratorio, Ref. FEDISOC Capítulo VII.

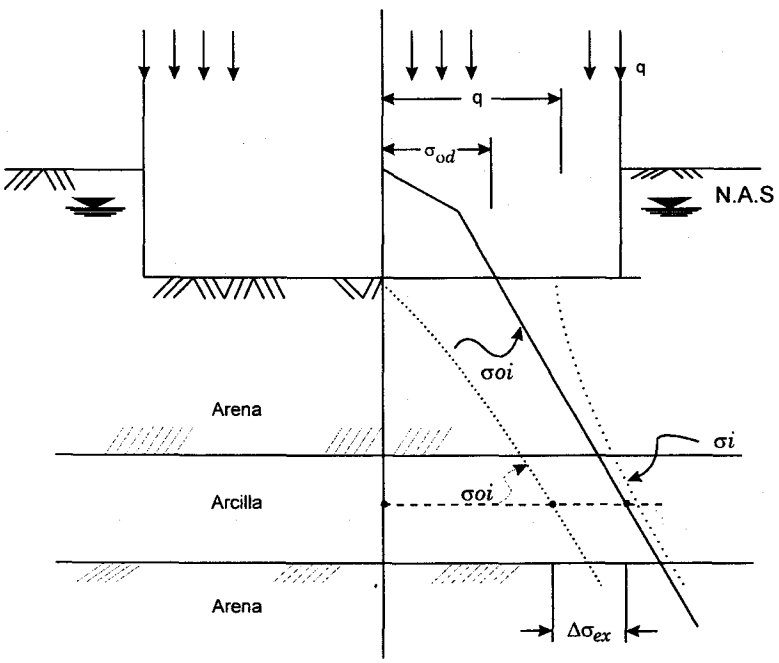


Figura 2. Estado de esfuerzos efectivos por excavación

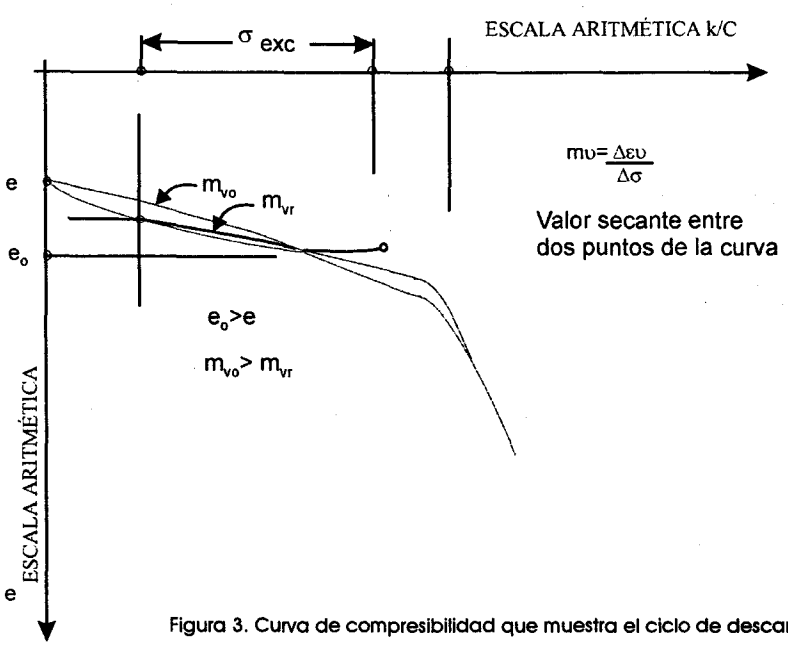


Figura 3. Curva de compresibilidad que muestra el ciclo de descarga y recarga

b) La aplicación de una carga limitada en extensión no implica en el subsuelo deformación lateral nula. Por tanto, será necesario reducir los parámetros encontrados en la prueba del odómetro a las condiciones de confinamiento reales.

c) Las condiciones hidráulicas de campo son diferentes a las de la prueba. Principalmente es el grado de saturación que el suelo tiene en el sitio. Este factor es importante en la determinación de los desplazamientos con el tiempo, Ref. 10.

d) La programación de los incrementos de la carga en la prueba puede afectar sensiblemente los resultados si no se procura encontrar similitud con la aplicación de carga en campo.

Otras consideraciones teóricas deben de tomarse en cuenta en el mejoramiento de la técnica de laboratorio que, sin embargo, quedan fuera del alcance de esta presentación.

Otro ejemplo, y más complicado, es el que se presenta en los suelos no cohesivos, de los cuales no pueden obtenerse muestras inalteradas. Por tanto, las pruebas de laboratorio se efectuarán en probetas de material remoldeado. Afortunadamente la sensibilidad de estos suelos es muy baja. Sin embargo en la naturaleza estos sedimentos tienen una estructura específica o particular establecida durante su formación geológica y de acuerdo con su procedencia. Por lo anterior, al remoldearlos dicha estructura se pierde y no hay manera alguna de rehacerla en el laboratorio. Los parámetros obtenidos pueden resultar altos en caso de arena fina en estado muy suelto y saturada, por lo cual las estimaciones deberán interpretarse con cuidado.

La única esperanza en estos casos, en arenas, es el poder determinar en sitio la oquedad ya sea en muestreo de tipo inalterado o por determinación directa en pozos a cielo abierto.

Así pues, se concluye que los ingenieros de mecánica de suelos y cimentaciones deberán tomar conciencia de las limitaciones que implican los resultados directos de laboratorio cuando éstos son aplicados a las condiciones reales de campo.

5. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE SUELOS

Se ha progresado en forma importante en el desarrollo de procedimientos analíticos para evaluar la respuesta de depósitos de suelos sujetos a acciones sísmicas. Sin embargo, la aplicación exitosa de unos procedimientos para evaluar la respuesta del terreno (respuesta de sitio) en casos específicos requiere del uso de propiedades del suelo representativas para el análisis. De esta forma, se ha realizado un esfuerzo importante encaminado al desarrollo o mejoramiento de los métodos para determinar las propiedades dinámicas requeridas para abastecer de parámetros confiables a esos procedimientos analíticos. Como resultando en las últimas décadas se ha optimado el uso de diversas técnicas de campo y de laboratorio. Puesto que cada prueba desarrollada ha sido posible diseñarla para operar en rangos específicos de deformación angular, o bien tienen limitaciones inherentes en los aparatos, o no se ha encontrado una sola prueba que resulte completamente adecuada para definir las propiedades dinámicas para todos los problemas de vibración asociados a sismos.

5.1 Generalidades

Las características esfuerzo - deformación de los suelos son no lineales y, de esta forma, pueden influir ampliamente de la respuesta de un sitio, a los esfuerzos cortantes cíclicos que induce el paso de los trenes de ondas sísmicas. En general, los pulsos que generan las ondas sísmicas son generadores de inversiones en dichos esfuerzos a amplitudes y frecuencias variables, de acuerdo con los registros acelerográficos característicos de los temblores (figura 4). Un solo ciclo de esfuerzo cortante en carga y descarga aplicado en un deposito de suelo, asumiendo esfuerzo inicial cero, se caracteriza por seguir una curva esfuerzo - deformación con determinada curvatura, conformado un ciclo de histéresis largo, angosto y cerrado como se muestra en la figura 5. Ciclos similares obtenidos en el laboratorio al sujetar a una muestra de suelo a varios tipos se carga axial o torsional cíclica, muestran no solamente que el suelo tiene una respuesta característica no lineal, sino que

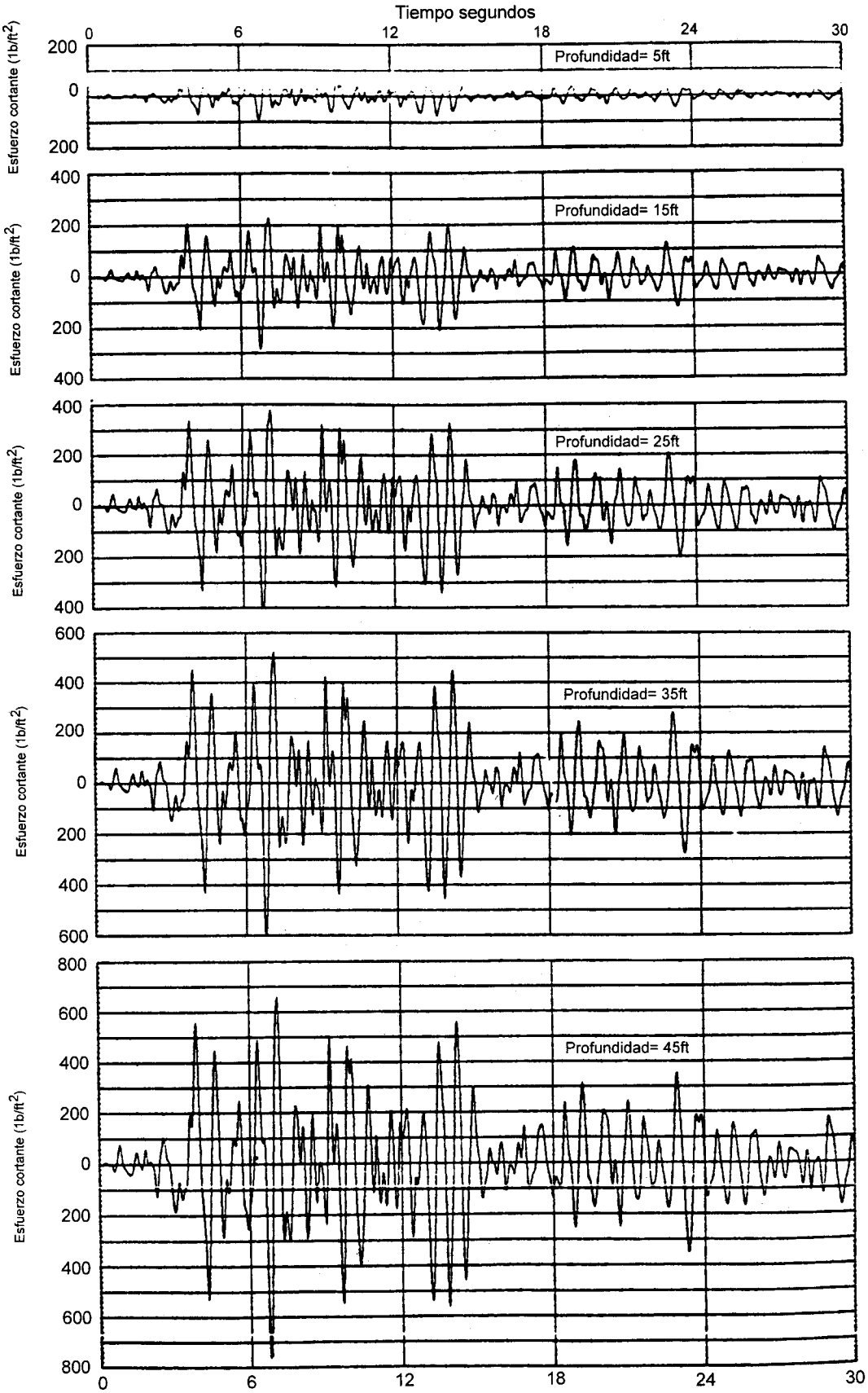


Figura 4. Variación del esfuerzo cortante determinado mediante un análisis de respuesta de sitio

también es capaz de absorber una cantidad considerable de energía, especialmente a grandes niveles de deformación. A deformaciones extremadamente pequeñas, el hecho de que las características esfuerzo - deformación son razonablemente lineales y elásticas es también evidente.

Para fines de análisis de respuesta de sitio, deben definirse las propiedades dinámicas del suelo, el módulo de cortante y el amortiguamiento, de acuerdo como se definen en la figura 5. Lo anterior, para cada ciclo de histéresis, para cada pulso de onda sísmica. El modulo de cortante controla la velocidad de propagación de las ondas sísmicas de cortante y éste se expresa como el módulo secante equivalente, determinado por la pendiente de una línea que pasa a través de los valores extremos, máximos del ciclo de histéresis en el punto de máxima deformación y máximo esfuerzo, después de cada ciclo de carga. Usando esta definición para el módulo de cortante, en lugar de la pendiente de la curva esfuerzo - deformación real (modulo tangente), el sistema no lineal tiene un parámetro consistente con ese parámetro usado normalmente para definir un sistema visco - elástico lineal equivalente. El módulo de cortante, expresado de esta forma, puede ser incluido más fácilmente en los análisis matemáticos si lo comparamos con otras expresiones requeridas para definir la curva de carga curvilíneas, compleja.

El valor de amortiguamiento proporciona una medida de las características de liberación de energía de un suelo. Bajo carga vibratoria sísmica, el amortiguamiento surge primordialmente de los efectos friccionales no lineales, conocidos como histéresis, dado que las partículas minerales deslizan sobre partículas contiguas. La energía de deformación liberada durante la descarga es menor que la energía de deformación acumulada durante el proceso de carga. De esta manera, la cantidad de resbalamiento interparticular que se alcanza en el suelo al deformarse bajo la acción de las cargas dinámicas, afecta a la cantidad de energía absorbida. Mientras mayor sea el movimiento o deformación del suelo a niveles de esfuerzo inferiores al de falla, mayor será el amortiguamiento.

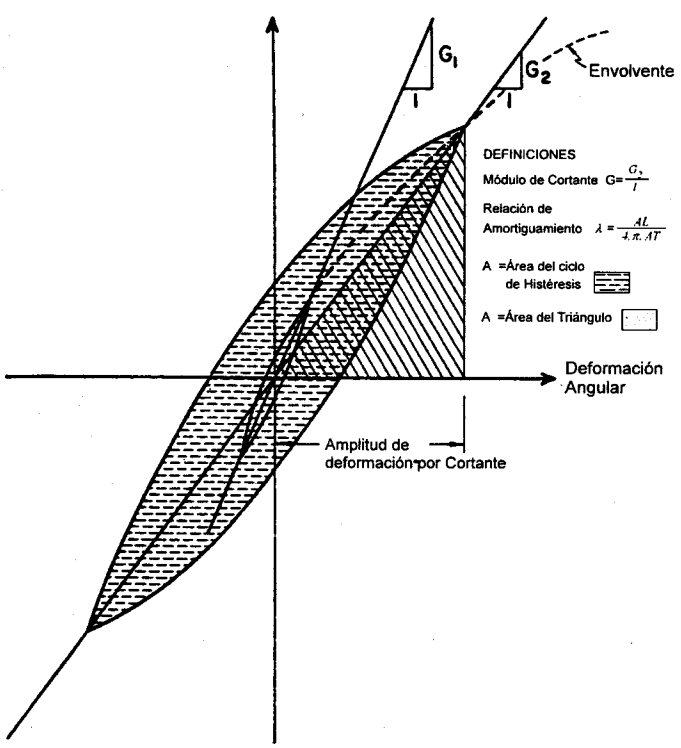


Figura 5. Relación de esfuerzo-deformación histerético obtenida a diferentes amplitudes de deformación

Esta propiedad se representa normalmente por el área dentro del ciclo de histéresis figura5. En la determinación de las características esfuerzo-deformación, no lineales del ciclo de histéresis como un módulo visco - elástico lineal equivalente, la relación de amortiguamiento, λ se expresa como:

$$\lambda = \frac{A_L}{4\pi . A_T}$$

En la figura 5, se muestra el significado de los símbolos.

En la discusión anterior es notorio cómo tanto el módulo de cortante como de las propiedades de amortiguamiento, dependen de la magnitud de la distorsión angular a la que se obtiene el ciclo de histéresis, y de esta forma debe ser evaluada, en términos de las distorsiones angulares inducidas en el suelo ya sea en muestra del laboratorio o en el depósito natural en el campo.

5.2 OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE CORTANTE DINÁMICO

Aquí se describe algunos de los procedimientos de campo y del laboratorio, que se han utilizado, en forma tradicional, para la obtención del módulo de cortante dinámico tanto en campo, como en el laboratorio.

5.2.1 Pruebas de Campo

Tres de las pruebas de campo, que han sido utilizadas, para determinar el módulo de cortante dinámico, insitu, y su variación con la profundidad son (ver la figura 6):

1) Pruebas geofísicas.

2) Pruebas de Vibración superficial.

3) Pruebas de Placa vibratoria.

En las pruebas geofísicas el procedimiento de prueba se puede aplicar generalmente a cualquier tipo de suelo y consiste en la medición directa de la velocidad de transmisión de ondas de cortante. El rango de distinción angular, va de 10^{-3} a $10\%^{-5}$.

En las pruebas de vibración superficial, el procedimiento se puede aplicar, generalmente a cualquier tipo de suelo y consiste en la medición de la frecuencia y longitud de ondas superficiales. El rango de distorsión angular es igual al de las pruebas geofísicas y va de 10^{-3} a $10\%^{-5}$.

La prueba de placa vibratoria, se puede aplicar también a cualquier tipo de suelo, y consiste en la medición de la frecuencia natural de vibración de un vibrador pequeño. Esta prueba se aplica en el mismo rango de distorsión angular de los de las dos pruebas de campo anteriores, 10^{-3} a $10\%^{-5}$.

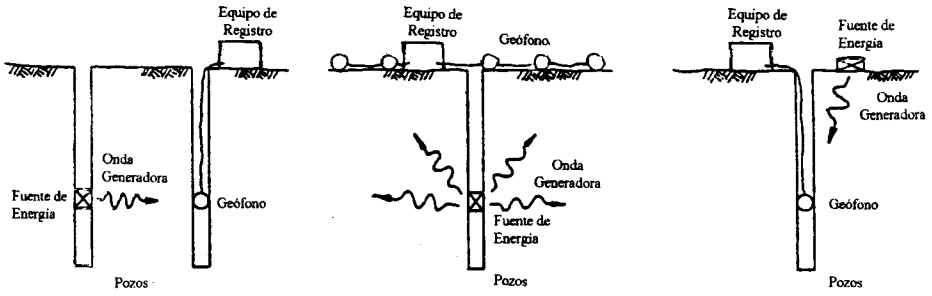
Por su parte, las pruebas geofísicas, principales son:

1.- CROSS - HOLE

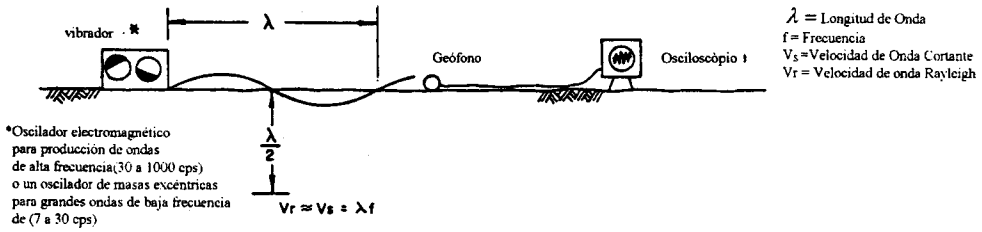
2.- UP - HOLE

3.- DOWN - HOLE

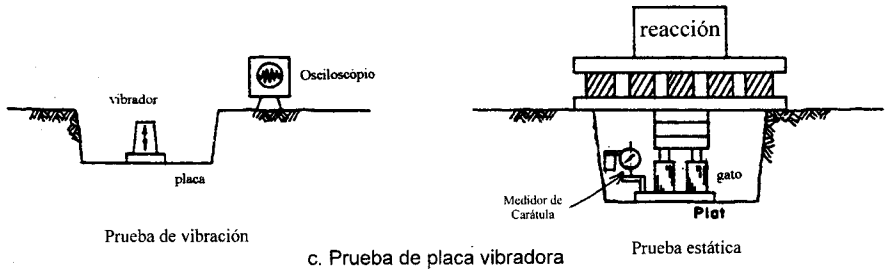
En términos generales estas tres pruebas se conocen normalmente como prueba de pozo (IN-HOLE). En la figura 6a, se ilustra esquemáticamente el arreglo general de estas pruebas.



a. Pruebas Geofísicas



b. Prueba de vibración superficial



c. Prueba de placa vibradora

Figura 6. Prueba de campo para evaluar el modulo dinámico cortante

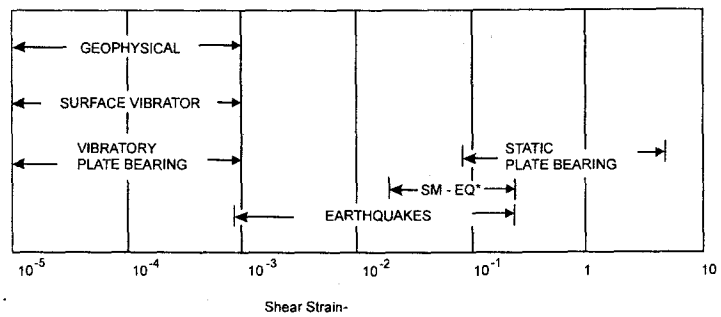
Como se mencionó todas estas pruebas someten al suelo a bajos niveles de deformación angular, estimados entre 10^{-3} a 10^{-5}%, estos son menores a los causados normalmente por un sismo real. En la figura 7a se muestra una comparación en los rangos de distorsión angular de estas pruebas de campo con la correspondiente de sismos normales. Además, se compara la distorsión angular de los sismos fuertes, denominados en esta figura como SM-EQ.

A) Pruebas de pozo, (IN- HOLE).

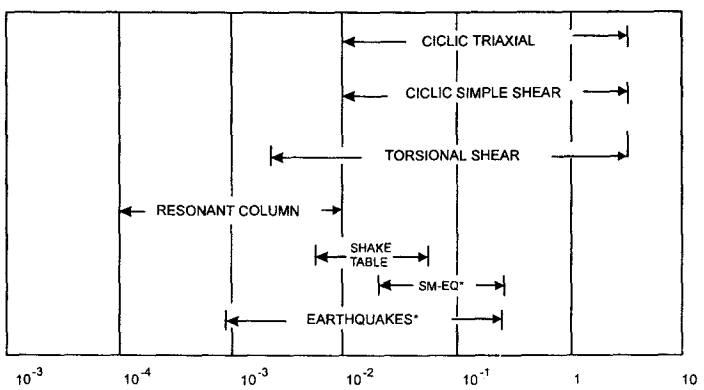
Estas pruebas son las más importantes entre los métodos geofísicos descritos aquí, para evaluar el módulo de cortante, insitu. En este procedimiento se genera un patrón complejo de ondas mediante la detonación de una carga explosiva o mediante el golpe de un martillo y midiendo el tiempo de arribo de las ondas de cortante que viajan atreves de la masa de suelo, medida desde el origen de la liberación de la energía, hasta uno o más geófonos.

La velocidad de onda de cortante medida puede ser empleada directamente en la teoría de ondas elásticas para calcular el módulo de cortante como:

$$G = \rho . V_S^2$$



a. FIELD TESIS



b. LABORATORY TEST

Figura 7. Pruebas de campo y laboratorio, mostrando los rangos aproximados de deformación angular de los procedimientos de prueba

donde:

ρ= densidad de masa

V_s = Velocidad de onda de cortante u onda-S

Sin embargo, ondas más veloces, las de compresión u ondas P, se generan en forma simultánea a las ondas S, y suelen ser filtradas de los patrones de onda para definir la verdadera velocidad de onda cortante.

Existen dificultades para definir claramente el primer arribo de las ondas S diferenciándolo del correspondiente de las ondas P, más veloces. Esta diferenciación de tiempos de arribo dificulta la interpretación de los resultados de los procedimientos geofísicos para la evaluación del módulo de cortante de los suelos.

Una solución al problema anterior podría ser el hecho de medir la velocidad de las ondas P, que resultan más sencillas de distinguir, calcular el módulo elástico de compresión y convertirlo a módulo elástico de cortante. Sin embargo, este procedimiento no es aceptable en ingeniería de cimentaciones, por la presencia del agua subterránea, misma que no afecta a la medición de la velocidad de las ondas de cortante, ondas S.

Por su parte la técnica básica empleada en la prueba CROSS-HOLE consiste en la generación de estallidos cortos de energía a varias profundidades en el interior de una perforación geotécnica y la medición del tiempo de llegada o arribo de las ondas inducidas a profundidades equivalentes de los geófonos que se encuentran en el interior de otro pozo geotécnico cercano. Este procedimiento es utilizado en forma común y es muy útil, especialmente en los depósitos de suelo más homogéneos.

Las otras dos pruebas geofísicas (UP-HOLE) requieren de la generación de ondas con un pulso origen de energía liberada en la superficie, o a distintas profundidades, dentro del pozo geotécnico, y requieren así mismo, de la medición de la velocidad promedio de las ondas de cortante entre cada geófono y el punto de origen de la energía.

En la técnica UP-HOLE, las ondas son generadas a varias profundidades del pozo geotécnico, con el geófono localizado a lo largo de la superficie del terreno.

En la técnica DOWN-HOLE, las ondas son generadas en la superficie del terreno, mientras que los geófonos se localizan dentro de la perforación geotécnica.

En estas dos técnicas, ambas aceptables, se registra un promedio de las velocidades de onda para el suelo que se encuentran entre el origen de la energía y la ubicación del geófono. De esta forma, las velocidades se pueden determinar, para diferentes zonas o para los distintos estratos que conforman a un depósito de suelo, mediante la ubicación de geófonos a distancias conocidas con respecto al origen de la energía, a profundidades apropiadas, en conjunción con la información estratigráfica de la exploración geotécnica, realizada durante la perforación de los mismos pozos o mediante la estratigrafía de la zona determinada por una exploración geotécnica complementaria a base de pozos o sondeos continuos mixtos continuos o de penetración.

Recientemente, en forma adicional a estas pruebas geofísicas se está utilizando la sonda suspendida.

De las tres pruebas geofísicas básicas descritas las técnicas DOWN-HOLE, y CROSS-HOLE, son los métodos, más aceptados, en la práctica común para determinar los perfiles de variación del modulo de cortante con respecto a la profundidad, aunque ambos tienen limitaciones diferentes.

Sin embargo, estas pruebas no se limitan para algún tipo de suelo particular y teóricamente pueden ejecutarse a prácticamente cualquier profundidad a la que sea posible perforar un pozo geotécnico de exploración.

B) Pruebas de vibración superficial.

Otro procedimiento insitu, para medir el modulo de cortante de todos los tipos de suelo, utiliza vibradores superficiales. Este procedimiento, utiliza un oscilador electromagnético de alta frecuencia de vibración (30 a 1000 ciclos por segundo, cps) y osciladores del tipo de masas rotativas, para producir por su parte frecuencias (menores de 30 cps).

Los vibradores generan ondas Rayleigh las cuales, para todos los propósitos, prácticos en el rango de deformaciones angulares y pequeñas, manejan velocidades muy próximas a las velocidades de ondas de cortante, ondas S.

La velocidad se calcula a partir de la longitud de onda medida con los geófonos a lo largo de la superficie del terreno, como se ilustra en la figura 6b y la frecuencia de vibración en el origen mediante la ecuación siguiente:

$$V_s \approx Vr = \lambda . F$$

donde:
λ= longitud de onda
F= frecuencia de vibración

La velocidad onda Rayleigh, Vr, medida entre puntos contiguos a lo largo del terreno, se ha asumido empíricamente que corresponde a la velocidad a través del estrato del suelo localizado a una profundidad promedio igual a un medio de la longitud de onda. Al variar al frecuencia en el origen de la vibración, y variando la longitud de onda es posible obtener la variación de velocidad de cortante, con respeto a la profundidad. El oscilador de baja frecuencia puede utilizarse para determinar el módulo de cortante dinámico a baja frecuencia, hasta profundidades del orden 30 m o más, dependiendo de las condiciones de sitio y los materiales del subsuelo. Es posible obtener valores confiables hasta profundidades del orden de 45 m, en materiales con valores de módulo de cortante más altas o sea para suelos más duros (con resistencia al esfuerzo cortante más alto conforme se profundiza en el subsuelo).

El hecho de que los valores de velocidad medidos en la superficie corresponde a valores similares de velocidad de onda de cortante en el suelo con buena aproximación a una profundidad de un medio de la longitud de onda fue establecido de manera empírica, pero no existe una justificación rigurosa. Por lo tanto, se considera necesario efectuar verificaciones indirectas a cada caso particular.

En realidad, no se sabe con precisión si la velocidad determinada mediante este procedimiento de campo presenta la velocidad promedio del estrato o una velocidad promedio entre la superficie del terreno y la profundidad calculada. Para materiales relativamente homogéneos, el criterio de la mitad de la longitud de onda, ha probado que proporciona valores de módulo satisfactorios, cuando se determinan como una función de la profundidad, cuando se le compara y correlaciona con otros procedimientos de campo y de laboratorio efectuados a niveles bajos de deformación equivalentes.

Para depósitos de materiales de gran espesor, donde las ondas se refractan varias veces, no se justifica la aplicación de relaciones matemáticas, ya que se ha comprobado la imprecisión de los resultados.

Por otra parte, para formaciones multiestratificadas, especialmente donde se requiere determinar valores de velocidad de onda de vibración a profundidades importantes, la interpretación asumida ha proporcionado valores de módulos de cortante dudoso, por lo que es preferible concluir que esta prueba de campo es de validez dudosa, para estas condiciones de subsuelo.

6. PRUEBAS DE LABORATORIO

En la actualidad existen cinco pruebas cíclicas dinámicas de laboratorio que se pueden considerar como básicas para medir el módulo de cortante dinámico en el laboratorio, para niveles de deformación de interés en el análisis de respuesta de sitio. Esas pruebas incluyen:

1) Prueba Triaxial cíclica,

2) Prueba de Cortante simple cíclico,

3) Pruebas de Cortante Torsional cíclico

4) Pruebas de columna resonante, y

5) Pruebas de mesa vibradora.

Los especímenes de suelo, en estas cinco pruebas se someten a uno de los tres procedimientos de carga que se presenta a continuación:

1. Carga cíclica repetitiva

Permite la determinación directa de las relaciones histeréticas de esfuerzo y deformación.

Entre las pruebas que cuentan con este tipo de carga se encuentran las siguientes:

a) Triaxial cíclica con rango aproximado de deformación angular de 10^{-2} A 5% y permite la determinación tanto del módulo dinámico de cortante como del amortiguamiento histerético.

Esta prueba es aplicable en:

- Suelos Granulares inalterados.
- Suelos Granulares alterados.
- Suelos Cohesivos inalterados.
- Suelos Cohesivos alterados.

b.1) Cortante simple de gran tamaño con rango de deformación angular de 10^{-2} a 4% y permite la determinación tanto del módulo dinámico de cortante, como del amortiguamiento histerético.

Esta prueba es aplicable en muestras de suelo:

- Granulares alterados.
- Cohesivas inalteradas.
- Cohesivas alterados.

b.2) Cortante simple a escala pequeña con un rango de deformación angular de 10^{-2} a 5 % y permíte la determinación tanto del módulo dinámico de cortante, como del amortiguamiento histerético.

Esta prueba se aplica únicamente a muestras cohesivas alteradas.

c.) De esfuerzo cortante torsional aplicado a muestras cilíndricas huecas con una deformación angular unitaria de 0.2×10^{-2} a 5 %, y permite la determinación tanto del módulo dinámico de cortante como del amortiguamiento histerético.

Esta prueba se aplica a muestras de suelo:

- Granular alterado y
- Cohesivo alterado.

2. Vibración forzada

Entre las pruebas que cuentan con este tipo de carga se encuentran los siguientes:

2.1. Columna resonante aplicada a muestras cilíndricas macizas, su rango de distorsión angular oscila entre 10^{-2} a 10^{-4}%, y únicamente resultan aplicables para la determinación del módulo dinámico de cortante.

Esta prueba se aplica a muestras de suelo:

- Granulares inalterados.
- Granulares alterados.
- Cohesivos inalteradas
- Cohesivas alteradas

2.2. Columna resonante aplicada a muestras cilíndricas huecas. Su rango de distorsión angular oscila entre 10^{-2} a 10^{-4}%, y únicamente del módulo dinámico de cortante.

Esta prueba puede ser utilizada para muestras de suelo granular alterados y para suelo cohesivo alterado.

3. Vibración libre

1. Mediante la prueba de columna resonante, es posible obtener el amortiguamiento libre del suelo como parte final de las pruebas descritas anteriormente.

2. Mesa vibradora.

Se ha aplicado a muestras de suelo cohesivo alterado, con un rango de distorsión angular que varíe entre 0.005 y 0.05%. Es posible determinar el módulo dinámico de rigidez y el amortiguamiento.

3. Prueba de Vibración torsional libre. Se aplica a cilindros macizos. La distorsión angular es del orden de 0.2%, se utiliza para obtener tanto el módulo dinámico de rigidez como el amortiguamiento libre.

4. Prueba de Cortante Simple de gran tamaño

Se aplica a muestras de suelo:

- Granulares alterados
- Cohesivos alterados.
- Cohesivos inalterado.

El rango de distorsión angular es 10^{-2} a 4 %, y es posible obtener mediante esta prueba, tanto el módulo dinámico de rigidez, como el amortiguamiento.

7. CONSIDERACIONES FINALES

El cálculo de estabilidad y desplazamiento de la cimentación, así como los esfuerzos de contacto, tanto estáticos como sísmicos, Ref. 11, no deberá realizarse en forma definitiva hasta no haber efectuado correctamente la interpretación de los parámetros involucrados, y haberlos ajustado a las condiciones reales de campo como se ha ejemplificado en párrafos anteriores. Las herramientas teóricas al servicio de la experiencia del ingeniero de cimentaciones en el actual nivel de conocimientos teóricos relacionados con la determinación de esfuerzos en el subsuelo, condiciones hidráulicas, capacidad de carga y estabilidad de taludes, están sujetas a que se logre predeterminar los niveles de esfuerzo que imperarán en la obra durante las distintas etapas de construcción y operación.

El ingeniero de cimentaciones, conociendo las limitaciones de los métodos teóricos de cálculo podrá, con un factor adecuado de seguridad, en cada caso, aplicarlos con confianza, (Ref. 2 a 12). Sin embargo, es necesario mencionar que los procedimientos teóricos que se usan en mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones necesitan seguir siendo investigados y confrontados con la realidad de campo para ser mejorados en beneficio de la profesión.

Finalmente, los procedimientos de construcción para la cimentación y especificaciones son indispensables para realizar una obra que debe ser compatible con el diseño y calculo efectuado. Así mismo, se hace indispensable confrontar el comportamiento de la cimentación con el pronóstico del ingeniero de cimentaciones y aprender sobre la bondad de las hipótesis utilizadas y parámetros empleados. Los casos donde se ha observado mal funcionamiento proporciona un material valiosos para estos análisis. A este respecto, actualmente en el CENAPRED se cuenta con la instrumentación sismo-geotécnica de algunas cimentaciones, y con el monitoreo continuo y automático de las mismas. Lo anterior con el propósito de calibrar y optimizar los criterios y procedimientos de exploración análisis y diseño vigentes en lo que se refiere a la mecánica de suelos y la ingeniería de cimentaciones.

8. CONCLUSIONES

Se concluye que el éxito en el comportamiento de una cimentación estriba principalmente en resolver en la mejor forma posible la problemática o incertidumbre de los parámetros usados. Las condiciones geométricas y mecánicas del proyecto arquitectónico pueden ser generalmente bien conocidas, así como la asignación razonable de los parámetros ambientales. Por lo que respecta a las condiciones del subsuelo, éstas deberán determinarse con extremo cuidado para que en conjunto con las modalidades establecidas para el proyecto en cuestión se pueda llegar a un diagnóstico acertado que permita elegir el tipo idóneo de cimentación. Se concluye además, que para realizar el estudio cuantitativo del comportamiento de la cimentación es necesario que los ingenieros de la especialidad se identifiquen con los parámetros mecánicos que rigen el comportamiento de los suelos y las limitaciones que existen en las herramientas teóricas y en los resultados de laboratorio.

El laboratorio es indispensable en la práctica de mecánica de los suelos e ingeniería de cimentaciones. Sin embargo, el equipo de campo y evolución de laboratorios no deben permanecer estancos, es necesario pues, que el equipo progrese para la mejor representación de las pruebas en condiciones de campo y la obtención de parámetros más significativos.

El adelanto de la ingeniería de cimentaciones es función del entusiasmo y dedicación de los investigadores en esta materia, para dilucidar los problemas que se encuentran en la práctica profesional y por medio de la experimentación de campo, confrontación teórica e impulso de los adelantos, que deben realizarse en el equipo y técnica de laboratorio para poder realizar diseños de cimentaciones más confiables y económicos.

REFERENCIAS

1. FILOSOFÍA DE LAS CIMENTACIONES (1977), Leonardo Zeevaert, Universidad Veracruzana, Xalapa, Ver. Dic. 2, 1977.

2. FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFICULT SUBSOIL CONDITIONS (1972), L. Zeevaert, Van Nostrand Reinhold Book Co.

3. SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE (1967), K. Terzaghi & R. B. Peck, John Wiler & Sons. Inc.

4. EXPLORATION OF SOIL CONDITIONS AND SAMPLING APERATIONS (1943), H.A. Mohr, Graduate School of Engineering No. 376 Harvard University.

5. THE PRESENT STATUS OF THE ART OF ABTAINING UNDISTURBED SAMPLES OF SOILS (1940), m. Juul Hvorslev, graduate School of engineering No. 268, Harvard University.

6. INTERNATIONAL MANUAL FOR THE SAMPLING OF SOFT COHESIVE SOILS (1981) Tokai University Press, Tokyo Japan.

7. NOTES ON SOIL TESTING FOR ENGINEERING PURPOSES (1940), A. Casagrande & R, E. Fadum, Graduate School of engineering No 268 Harvard University.

8. SOIL TESTING FOR ENGINEERS (1951), T.W. Lambe, John Wiler & Sons, Inc.

9. TEORIA Y PRACTICA DEL PÉNDULO DE TORSIÓN (1982), L. Zeevaer, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

10. DECOMPRESIÓN EN DEPÓSITOS DE SUELOS IMPERMEABLES (1981) L. Zeevaert División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

11. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS SUJETAS A CARGAS ESTÁTICAS Y SÍSMICAS (1980), L. Zeevaert Editorial Limusa, S.A.

12. THEORETICAL SOIL MECHANICS (1943), K. Terzaghi, John Wiler & Sons, Inc

CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

Eduardo Miranda[1]

I. INTRODUCCIÓN

Se conoce como *interacción suelo-estructura* a la modificación del movimiento de terreno (en la base de la estructura) provocado por la presencia de la estructura. Existe una mayor interacción en la medida en la que el movimiento en la base de la estructura se ve más modificado por la presencia de la estructura.

Algunos de los factores de los que depende el grado de interacción que puede existir en la respuesta sísmica de una estructura son:

a) Peso total de la estructura
b) Rigidez lateral de la estructura
c) Altura de la estructura
d) Relación de esbeltez de la estructura
e) Tipo de cimentación (superficial, empotrada, piloteada, etc)
f) Tamaño de la cimentación
g) Forma de la cimentación
h) Rigidez de la cimentación
i) Propiedades dinámicas del suelo
j) Profundidad y estratigrafía del suelo
k) Intensidad del movimiento sísmico
l) Contenido de frecuencia del movimiento sísmico

En términos generales, los factores que afectan la interacción dinámica suelo-estructura se pueden clasificar en:

1) Características de la superestructura
2) Características de la cimentación
3) Características del suelo
4) Características del movimiento de terreno

Existe una creencia generalizada en el sentido de que la interacción suelo-estructura provoca un aumento en la respuesta estructural, esto es, que perjudica a la estructura, sin embargo esto no es cierto. La interacción suelo estructura puede ser benéfica para la estructura. Por ejemplo en el caso de plantas nucleares, si se compara un análisis sísmico considerando interacción suelo-estructura con otro análisis que desprecia esta interacción, normalmente la interacción resulta en una disminución de la respuesta. De modo que la respuesta sísmica de una estructura puede aumentar o disminuir como resultado de la interacción suelo-estructura. En otros casos aunque el desplazamiento total del sistema suelo-cimentación-superestructura se ve incrementado, la distorsión (deformación) estructural se ve disminuída, al concentrarse parte de dicha deformación en la cimentación.

Para poder entender como el suelo puede modificar la respuesta de la estructura, antes es necesario considerar lo que sucede en el caso de una estructura cimentada en un suelo con gran rigidez, o sea en roca.

Durante la respuesta sísmica de una estructura cimentada en roca (ver figura 1), el movimiento en la base de la estructura (por ejemplo en el punto A) es prácticamente igual al movimiento que ocurriría en el mismo punto si la estructura no estuviera ahí.

[1] Asesor de investigación del área de Riesgos Geológicos del CENAPRED.

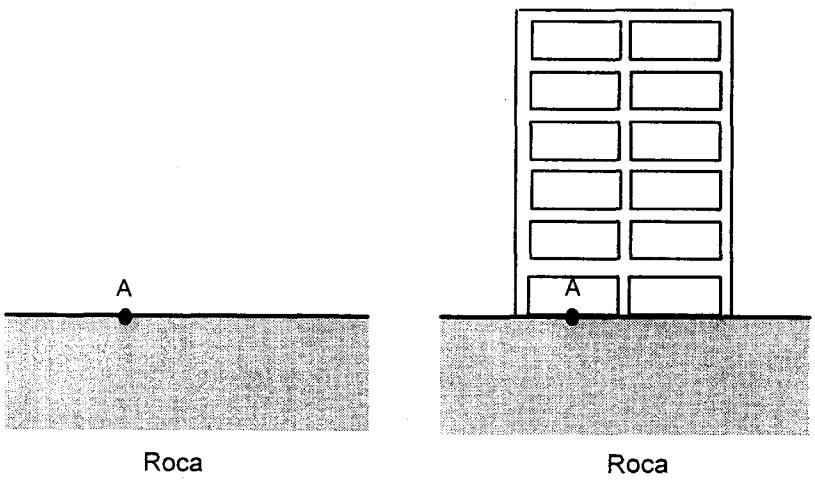


Figura 1. Respuesta sísmica de una estructura en roca

Así pues, en este caso el análisis sísmico puede limitarse al análisis de la respuesta de la estructura, modela su base como empotrada (ver figura 2)

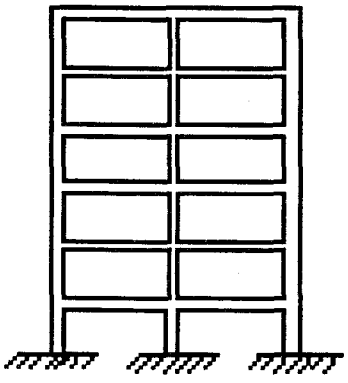


Figura 2. Modelo para una estructura cimentada en roca

En el caso de estructuras cimentadas en suelo y en forma particular en aquellas cimentadas sobre suelo blando existen diferentes motivos por los que el movimiento en la base de la estructura se ve modificado con respecto al que se vería sometido la misma estructura si ésta estuviera sobre roca. Es importante visualizar cada uno de estos factores.

1 En primer lugar el movimento en la superficie de la roca (punto A) será ligeramente diferente al que se ve sometido un punto en roca pero que no se encuentra sobre la superficie (punto B). En general, el movimento en el punto B será de menor intensidad que el movimiento en el punto A debido a que si bien la roca tiene una gran rigidez, no es completamentemente rígida (ver figura 3). Esta modificación es muy pequeña por lo que suele despreciarse.

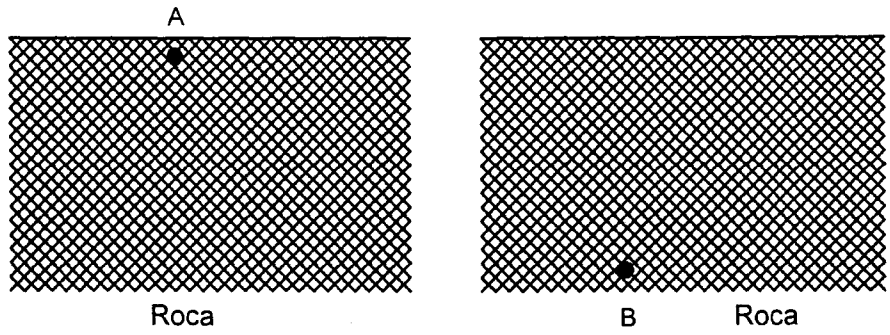


Figura 3. Modificación del movimiento por la profundidad en roca

2 El movimento en roca a una cierta profundidad (punto B) será ligeramente diferente al de un punto en roca a la misma profundidad pero que por encima de este se encuentra un depósito de suelo en lugar de roca (punto C). Esta variación del movimiento también es muy pequeña y por lo general también suele despreciarse, por lo que es común el suponer que el movimiento en el punto A es igual al movimiento en el punto C.

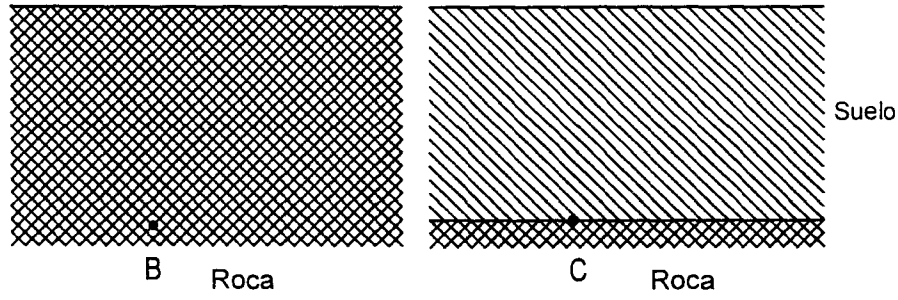


Figura 4. Modificación del movimiento por la presencia del suelo

3 El movimiento en los depósitos de roca (punto C) será significativamente diferente al que puede ocurrir en la superificie (punto D) o a una pequeña profundidad (punto E). Esta modificación se debe a la respuesta dinámica del depósito del suelo el cual debido a su flexibilidad modifica en el movimiento sísmico. En general tanto la intensidad como el contenido de frecuencia del movimiento se modifican. Entre más flexible (blando) el suelo sea en comparación a la roca mayor será la modificación del movimiento. Esta modificación del movimiento recibe el nombre de *respuesta de sitio*. Por lo general el movimiento en el punto C se ve amplificado al "pasar" por el depósito de suelo, aunque no necesariamente esta modificación siempre resulta en una amplificación del movimiento. En el caso de la zona del lago de la Ciudad de México el efecto de sitio juega un papel muy importante en la modificación de la respuesta estructural.

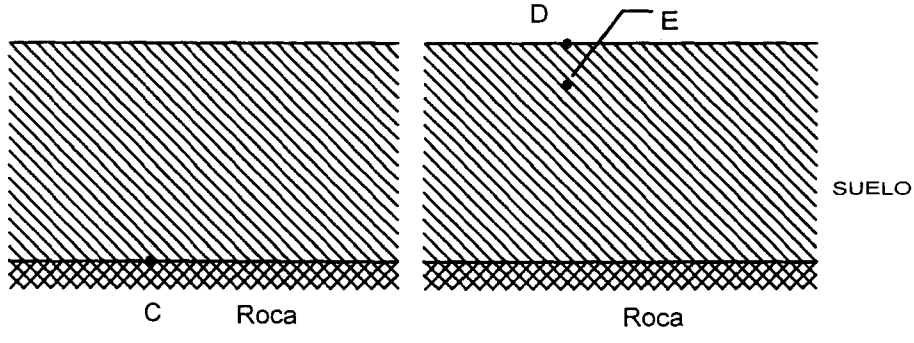


Figura 5. Modificación del movimiento por efectos de sitio

4 El movimento a una cierta profundidad dentro del depósito del suelo (punto E) se ve modificado por la excavación para llegar a la profundidad de desplante de la cimentación (punto F).

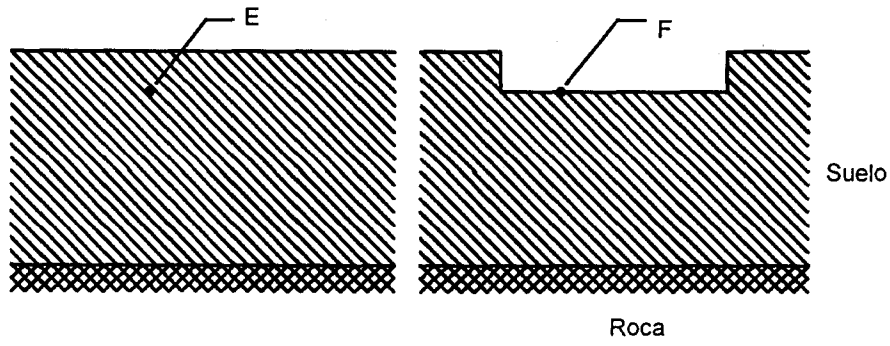


Figura 6. Modificación del movimiento por la excavación

5 El movimiento a nivel de desplante de la estructura (punto F) se verá modificado por la presencia de la cimentación (punto G), ya que debido a que la cimentación tiene una rigidez considerablemente mayor a la del suelo, éste no podrá moverse de igual forma a como se movería sin la cimentación. Está modificación del movimiento recibe el nombre de interacción cinemática. El principal efecto de la interacción cinemática es el de filtrar el movimiento y no dejando pasar (o al menos disminuyendo su intensidad) altas frecuencias. Otros de los efectos de este tipo de interacción pueden ser cabeceo (rotación con respecto a un eje horizontal) y torsión (rotación respecto a un eje vertical). Algunos de los factores más importantes que determinan la importancia de la interacción cinemática son:

a) Rigidez de la cimentación
b) Forma de la cimentación
c) Profundidad de desplante de la cimentación
d) Tamaño de la cimentación
e) Longitud de onda del movimiento de terreno

En términos generales existirá una mayor interacción cinemática entre mayor sea el constraste entre la rigidez de la cimentación en comparación de la rigidez del suelo, y entre mayor sea el tamaño de la cimentación en comparación con la longitud de onda del movimiento de terreno.

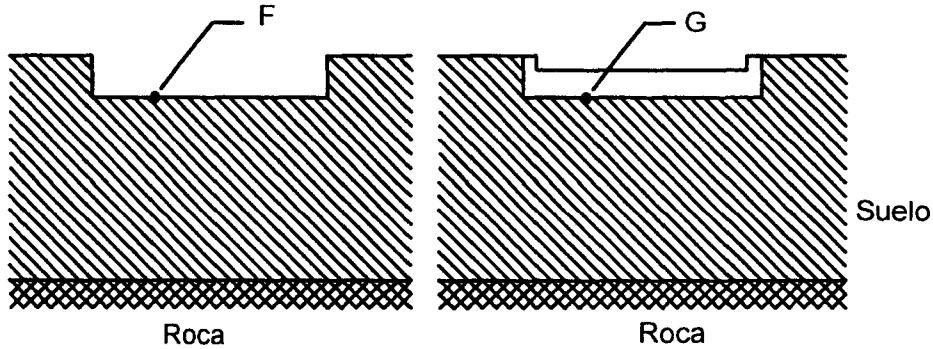


Figura 7. Modificación del movimiento por interacción cinemática

6 Por último, el movimiento en la base de la estructura (punto G) se ve modificado por la presencia y movimiento de la estructura (punto H). Esta modificación se le conoce como interacción inercial, debido a que es resultado de fuerzas de inercia que actúan como resultado de la masa de la estructura. Por lo general los efectos de la interacción inercial son más importantes que los debidos a la interacción cinemática. En términos generales existirá una mayor interacción inercial entre más blando sea el suelo, la estructura tenga mayor masa y la estructura sea más esbelta. Los efectos principales de la interacción inercial es el de introducir una flexibilidad adicional al sistema dinámico y el incremento del amortiguamiento. Como resultado del incremento en flexibilidad se tendrá un incremento en el periodo fundamental de vibración del sistema y una modificación de las formas modales de vibración.

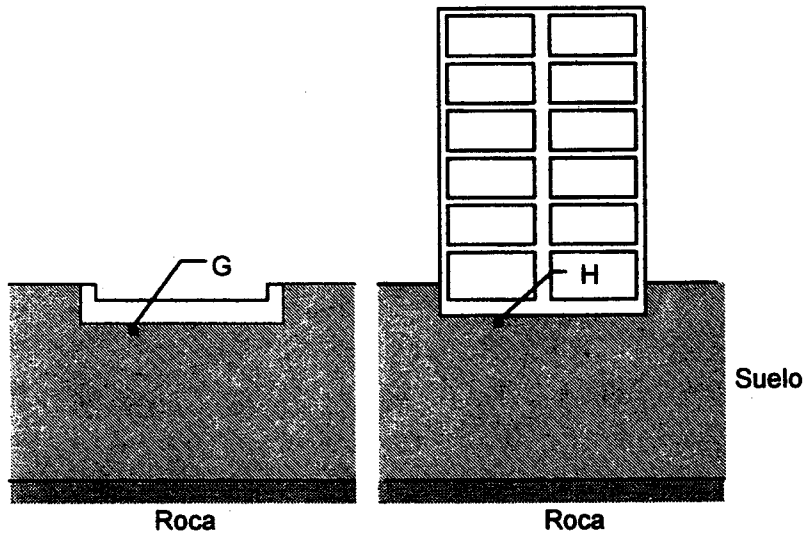


Figura 8. Modificación del movimiento por interacción incercial

LECCIONES DE SISMOS RECIENTES

Enrique del Valle C.[1]

1. INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de un movimiento sísmico intenso despierta siempre la atención de gran número de ingenieros, sismólogos y autoridades gubernamentales, pues mucho es aún lo que debemos aprender para poder reducir cada vez más los daños y pérdidas de vidas que producen dichos movimientos.

Las deficiencias de los reglamentos de construcción, que tienen siempre un cierto atraso en relación con los avances logrados en el campo de la ingeniería sísmica, las deficiencias en cálculo, en parte también por falta de actualización de los ingenieros; los defectos constructivos o el comportamiento indeseable de ciertos materiales de construcción; mala conservación o la acumulación de daños ocultos a través de varios temblores, son espectacularmente expuestos a raíz de un sismo intenso. Dentro de ciertos intervalos, entre más antigua sea una construcción mayor será la probabilidad de que algunos de los conceptos antes mencionados se manifieste.

Unos de los problemas que suelen presentarse es la falta de costumbre de la gente o su incredulidad, cuando se dice que en un cierto lugar de la tierra el riesgo sísmico es elevado. Como es sabido, los períodos de recurrencia de los sismos intensos son, afortunadamente, largos, lo que hace que muchas veces las personas se olviden del riesgo que corren y empiecen a relajarse incluso los reglamentos o bien, no se preocupe nadie por establecerlos en caso de que no existan. Sólo cuando se presenta un movimiento intenso y provoca muchos daños, surge la necesidad de componer la situación, pero esta efervescencia por desgracia es pasajera y al cabo de unos meses, todo se olvida y decae el interés.

Otras personas consideran también que sismos de mediana intensidad son suficientes para probar las bondades de ciertas prácticas de cálculo o constructivas, y animados por la ausencia de daños ante estos movimientos leves, insisten en su práctica, no siempre sana, a pesar de que temblores intensos han demostrado, quizá en otra parte del mundo, que no debe seguirse y estas experiencias son de su conocimiento.

Poco a poco, a través de errores y fracasos, el hombre ha ido logrando el perfeccionamiento de los sistemas constructivos, así como el mejor conocimiento del comportamiento de los materiales al ser sometidos a los efectos de sismos intensos; sin embargo, aún falta mucho por hacer, sobre todo al nivel vivienda popular, en países poco desarrollados o en vías de desarrollo, donde la intervención del ingeniero no existe y siguen repitiéndose los errores, como por ejemplo, del uso de mampostería de adobe, sin reforzar, combinada con sistemas de techos pesados y que no contribuyen a la resistencia.

2. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Para resistir fuerzas laterales provocadas por los sismos se disponen, básicamente, de sistemas estructurales a base de muros, sistemas estructurales a base de marcos rígidos constituidos por trabes y columnas unidas adecuadamente y sistemas estructurales constituidos por combinaciones de muros y marcos rígidos (ref. 1).

Los muros pueden ser de carga o rigidez y estar hechos de adobe, piedra, tabique hueco o macizo o bloques huecos de concreto o bien ser de concreto reforzado. En general son bastante eficientes para resistir fuerzas elevadas en su plano si se toman precauciones especiales para evitar problemas de falla frágil. La ductilidad que pueden alcanzar estos sistemas es variable, pero en general, es menor que la que se alcanza con otros sistemas.

En ocasiones se usan grupos de muros unidos entre sí para formar tubos verticales, que pueden comportarse de manera muy eficiente para resistir los efectos sísmicos, con ductilidad adecuada.

[1] Ingeniero Consultor.

En muchos casos los muros no son considerados como elementos resistentes al momento de calcular la estructura; sin embargo, la falta de indicación de esto en los planos constructivos, aunada a prácticas constructivas deficientes, muchas veces de buena fé, pero ignorantes del problema que puede ocasionarse, hace que se integren a los elementos que resistirán los efectos sísmicos, provocando serios problemas, como se verá más adelante.

Los sistemas estructurales a base de marcos rígidos son bastante empleados en la construcción de edificios de uso general, en los que se desconoce la distribución de los espacios, durante la etapa de cálculo y se desea dar amplia libertad de uso. Se conocen también como estructuras esqueléticas y se construyen principalmente de concreto reforzado o de acero estructural aunque también suele usarse la madera en ciertos casos.

Este tipo de estructura puede desarrollar una buena ductilidad bajo la acción de los efectos sísmicos . Su elevada hiperestaticidad y el comportamiento más allá del límite elástico, permiten la redistribución de efectos sísmicos y los hace especialmente adecuados para resistir fuerzas laterales en edificios altos; sin embargo, es frecuente que su comportamiento se vea obstaculizado por elementos no estructurales, lo que conduce a problemas de mayor o menor importancia.

Las deformaciones laterales de este tipo de estructuras son mayores, en general, que las de sistemas a base de muros, y deben dejarse las holguras constructivas necesarias para que esas deformaciones puedan tener lugar, previendo las conexiones adecuadas de instalaciones, fachadas, muros divisorios, etc. En algunas ocasiones se emplean contravientos diagonales o muros de rigidez con objeto de reducir las deformaciones.

El empleo cada vez mas frecuente de computadoras digitales para el análisis de este tipo de sistemas ha ido eliminando los problemas asociados a subestimaciones o sobre estimaciones de sus propiedades elástico-geométricas por el empleo de métodos aproximados de análisis, sin verificar si se cumplen las restricciones de dichos métodos. Puede citarse como ejemplo la determinación de rigideces de entrepiso, y por consiguiente, de las deformaciones laterales que sufrirá la estructura, en marcos construidos por columnas relativamente robustas en comparación con las trabes (ref. 2).

Es bastante frecuente en nuestros días la combinación de sistemas a base de muros y a base de marcos. El problema fundamental de esta combinación es la determinación de la compatibilidad de deformaciones de ambos sistemas al estar sometidos a fuerzas horizontales, ya que su comportamiento aislado es completamente diferente. Puede ser muy eficiente esta combinación en edificios de gran altura. El empleo de computadoras digitales en el análisis es imprescindible para lograr una predicción adecuada del comportamiento de la estructura.

La estructuración que se adopte es fundamental en el éxito o fracaso de un edificio. El ingeniero estructurista no puede lograr que una forma estructural pobre, tal vez por causa de un capricho arquitectónico, se comporte satisfactoriamente en un temblor. Existe una serie de recomendaciones de tipo general (ref. 3), que es conveniente seguir para lograr buenos resultados. Aún cuando no existe una forma universal para un tipo particular de estructura, esta debe ser, siempre que sea posible: simple; simétrica; no demasiado alargada ni en planta ni en elevación; ser uniforme y tener su resistencia distribuida en forma uniforme, sin cambios bruscos; tener miembros horizontales en los que se formen articulaciones plásticas, antes que en los miembros verticales y tener su rigidez en relación con las propiedades del subsuelo.

Esta última condición no se ha respetado en muchas ocasiones y ha sido causa de problemas importantes. En general, se sabe que una estructura flexible se comporta mejor cuando está desplantada en un suelo rígido y una rígida cuando lo está en suelo blando. Aunque en esta definición quedan demasiado vagos los términos de rigidez de estructuras y suelos, lo importante es que haya bastante diferencia, de ser posible entre los períodos dominantes propios del terreno y de la estructura. Esto fue claramente demostrado en los sismos de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, (ref. 18).

3. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Se consideran como elementos "no estructurales" aquellos que no contribuyen, teóricamente, a la resistencia de la estructura al ser sometida a los efectos sísmicos, tales como muros divisorios o de colindancias, fachadas, plafones, instalaciones hidráulicas, eléctricas, o de otro tipo, tanques, antenas, etc.

Los principales problemas son causados por la unión inadecuada de estos elementos a la estructura, provocando que, al deformarse ésta, se recargue con mayor o menor intensidad en aquellos, que al no estar diseñados para resistir los efectos del sismo, pueden sufrir daños considerables.

En muchos temblores recientes, las mayores pérdidas económicas han ocurrido en elementos no estructurales, sobre todo en muros divisorios, de colindancia o de fachadas, debido a su elevada rigidez (no siempre compatible con su resistencia) que impide la deformación de la estructura si no hay holguras constructivas adecuadas.

Es frecuente que la estructura también resienta daños importantes, pues no está diseñada para tomar los esfuerzos que le transmiten los muros.

Resulta pues sumamente importante definir claramente en los planos constructivos cuales son los elementos que forman parte integrante de la estructura y cuales son "no estructurales", indicando la forma en que deben colocarse, las holguras constructivas que deben dejarse, incluyendo los acabados y otras precauciones que se juzguen pertinentes.

4. DAÑOS OBSERVADOS

A continuación se discutirán los principales tipos de daños en temblores recientes, tomando en cuenta los comentarios hechos con anterioridad.

Es necesario definir si los daños pueden poner en peligro la estabilidad de la estructura o son en elementos no estructurales, sin peligro de colapso, pero con costos de reposición elevados.

Los daños pueden consistir en:

- agrietamientos ligeros de acabados y muros no estructurales
- agrietamientos fuertes de acabados y muros no estructurales
- agrietamientos ligeros de muros estructurales
- agrietamientos severos de muros estructurales
- formación de articulaciones plásticas en columnas o trabes o fracturas importantes
- colapsos parciales de elementos no estructurales
- colapsos parciales de elementos estructurales
- colapsos totales
- pérdida de verticalidad de la estructura
- fallas de anclaje del refuerzo
- desconchamiento del recubrimiento
- pandeo local o generalizado
- rupturas de tuberías o ductos de instalaciones
- colapso de plafones
- golpeo contra construcciones vecinas por flexibilidad excesiva
- fractura de losas o escaleras.

Los informes del Instituto de Ingeniería No. 313 y 324 elaborados por el suscrito sobre los temblores de Managua el 23 de diciembre de 1972 y del ocurrido en una amplia región de México el 28 de agosto de 1973, ilustran la mayoría de los daños antes mencionados.

Se puede encontrar información adicional en numerosas publicaciones, algunas del mismo Instituto de Ingeniería de la UNAM, por ejemplo las referencias 4 a 6, o bien, descripciones de daños por temblor que han sido presentadas en los distintos congresos mundiales de ingeniería sísmica, referencias 7 a 16. El capítulo 9 de la referencia 17 ilustra el comportamiento de estructuras en los Estados Unidos a través de diversos temblores. Sobre el temblor de 1985 en la Ciudad de México se escribieron numerosos informes, ver por ejemplo la referencia 18.

Muchos de los daños que se han presentado podrían haberse evitado tomando precauciones mínimas durante la construcción. En otros casos, la intensidad del movimiento rebasó las predicciones que tenían, o superó la capacidad estimada para las estructuras, obligadas en ambos casos a modificar los reglamentos de construcción.

Actualmente se han refinado bastante las técnicas para estimar la sísmicidad de un lugar. La determinación de la resistencia de las estructuras sometidas a sismos es también motivo de numerosas investigaciones.

5. ALGUNOS COMENTARIOS SOBRE LA REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DAÑADAS

Después de cada temblor intenso, un buen número de estructuras quedan con daños estructurales más o menos severos y es necesario decidir si se reparan o se demuelen. En caso de repararlas, es preciso definir como debe llevarse a cabo la reparación.

No es fácil, de la simple observación de los daños, apreciar que tan afectada puede estar una estructura. Es poco también lo que se conoce en relación con la acumulación de daños por temblor a través de varios movimientos intensos.

La reparación de una estructura debe hacerse a partir de un análisis muy detallado de la misma, teniendo especial cuidado de no alterar localmente sus propiedades resistentes, pues temblores futuros se encargarán de poner en evidencia las fallas que han sido inadecuadamente reparadas. La reparación local de elementos resistentes, bastante frecuente, puede conducir a un aumento en la rigidez del elemento reparado por lo que, en otro sismo, tomará mayor fuerza sísmica y puede volver a fallar, quizá con resultados peores que en la primera ocasión. Es muy frecuente que sea necesario reforzar elementos sanos con objeto de repartir las cargas sísmicas en una forma más adecuada. En ocasiones es conveniente poner una nueva estructura, quizá metálica, adosada a la dañada, más rígida que ésta, para absorber los efectos sísmicos en su totalidad cuidando que los sistemas de piso sean capases de transmitir las fuerzas sísmicas adecuadamente.

En muchas construcciones de mampostería, el simple resane de los agrietamientos, sin estudiar por qué se agrietaron y qué puede pasar en temblores futuros, es muy peligroso, pues la estructura puede haber perdido gran parte de su capacidad a fuerzas laterales y sufrir colapsos importantes en temblores futuros. En ocasiones es mejor sustituir el elemento de mampostería dañado o reforzarlo adecuadamente. Se ha visto que un aplanado reforzado con malla puede restituir eficientemente la resistencia; sin embargo, será necesario estudiar el comportamiento de conjunto de la estructura, para decidir si sólo se refuerzan los elementos dañados o también se refuerzan otros elementos, aparentemente sanos, pero que requieren ser reforzados para lograr un trabajo de conjunto eficiente.

Es muy frecuente que ciertas deficiencias en sistemas constructivos o estructurales hayan sido puestas en evidencia en un lugar y que esos mismos defectos sean comunes en otro lugar con sismicidad semejante, pero en el cual, hace tiempo que no han ocurrido temblores.

Lo normal es, que a pesar de saber que puede haber serios daños en el segundo lugar cuando ocurra un sismo, no se haga nada para prevenirlos. Ciertamente es difícil, como ya se dijo antes, convencer a la gente del riesgo en que se encuentra, y tal vez haya que esperar a que ocurran los daños, para que se tomen cartas en el asunto. Evidentemente, la divulgación de este problema a nivel de autoridades gubernamentales, compañías de seguros, ingenieros estructuristas, arquitectos, etc. ayudará en la solución de este dilema.

REFERENCIAS

1. Response of buildings to lateral forces. Reporte del Comité ACI 442. Journal ACI; febrero 1971.
2. Dynamic characteristics of multistory buildings. John A. Blume. Journal of the Structural División, ASCE, febrero 1968.
3. Earthquake Resistant Design. D. J. Dowrick, Wiley Interscience Publications. John Wiley and Sons, 1977.
4. El temblor de Caracas, julio de 1967. L. Esteva, R. Díaz de Cossío, J. Elorduy, Publicación 168 Instituto de Ingeniería, UNAM, julio 1968.
5. Los efectos del terremoto del 28 de julio y la consiguiente revisión de los criterios para el diseño sísmico de estructuras. R. J. Marsal, E. Rosenblueth y F. Hiriart. Revista Ingeniería, enero 1958. (publicación No. 6 del Instituto de Ingeniería, UNAM).
6. Temblores chilenos de mayo 1960; sus efectos en estructuras civiles. E. Rosenblueth. Revista Ingeniería, enero 1961, (publicación No. 14 del Instituto de Ingeniería, UNAM).
7. Proceedings, First World Conference on Earthquake Engineering, 1 WCEE, Berkeley, California, 1956.
8. Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, 2 WCEE, Tokio y Kioto, Japón, 1960.
9. Procedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, 3 WCEE, Nueva Zelanda, 1965.
10. Proceedings, Fourth Workd Conference on Earthquake Engineering, 4 WCEE, Santiago de Chile 1969.
11. Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, 5 WCEE, Roma, Italia, 1973.
12. Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, 6 WCEE, Nueva Delhi, India, 1977.
13. Proceedings, Seventh World Conference on Earthquake Engineering, 7 WCEE, Estambul, Turquía, 1980.
14. Proceedings, Eight World Conference on Earthquake Engineering, 8 WCEE, San Francisco California, 1984.
15. Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, 9 WCEE, Tokio, Japón, 1988.
16. Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering,10 WCEE, Madrid, España, 1992.
17. Earthquake Engineering, Robert L. Wiegel, editor. Prentice Hall, 1970.
18. Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985. Fundación ICA, A.C. Edit. Limusa, México, 1987.

EFECTO DE LOS SISMOS EN LAS CONSTRUCCIONES

Enrique del Valle C.[1]

1. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

El efecto de los sismos sobre las estructuras depende de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. El problema es sumamente complejo, pues las características dinámicas del movimiento son variables tanto durante un mismo temblor, como de uno a otro temblor, dependiendo de la distancia epicentral, profundidad focal y magnitud del sismo, así como del tipo de terreno en que estén desplantadas las estructuras.

Las características de interés del movimiento son la duración, la amplitud y la frecuencia, refiriéndose la amplitud a los máximos valores que se alcanzan durante el sismo, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo y la frecuencia al número de ciclos de oscilación del movimiento por unidad de tiempo. En general, en terrenos firmes la frecuencia es más alta que en terrenos blandos, lo que indica que el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, sintiéndose el movimiento mucho más violento y rápido que en los terrenos blandos, donde es más lento; los desplazamientos y la duración total suelen ser mucho mayores en el terreno blando.

Por otro lado, las características dinámicas de las estructuras no son fáciles de estimar correctamente, debido a las incertidumbres existentes en la determinación de las propiedades elástico-geométricas de los elementos que conforman las estructuras, a la variación de las propiedades al presentarse comportamiento inelástico, así como a incertidumbres en cuanto a la colaboración a la resistencia y rigidez de elementos no estructurales, que suelen participar en la respuesta sísmica debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura, también es poco frecuente incluir la participación de la cimentación y del suelo circundante en la determinación de las propiedades dinámicas de un edificio.

Se define como rigidez lateral o de entrepiso a la oposición de la estructura a ser deformada entre un nivel y otro por las cargas horizontales aplicadas en cada nivel. Puede hablarse también de rigidez angular, que será la oposición de un nudo de una estructura o del extremo de un elemento estructural a girar al ser sometido a un momento flexionante; o de rigidez lineal, que será la oposición al desplazamiento relativo de un extremo de un miembro estructural con respecto a su otro extremo (figura 1).

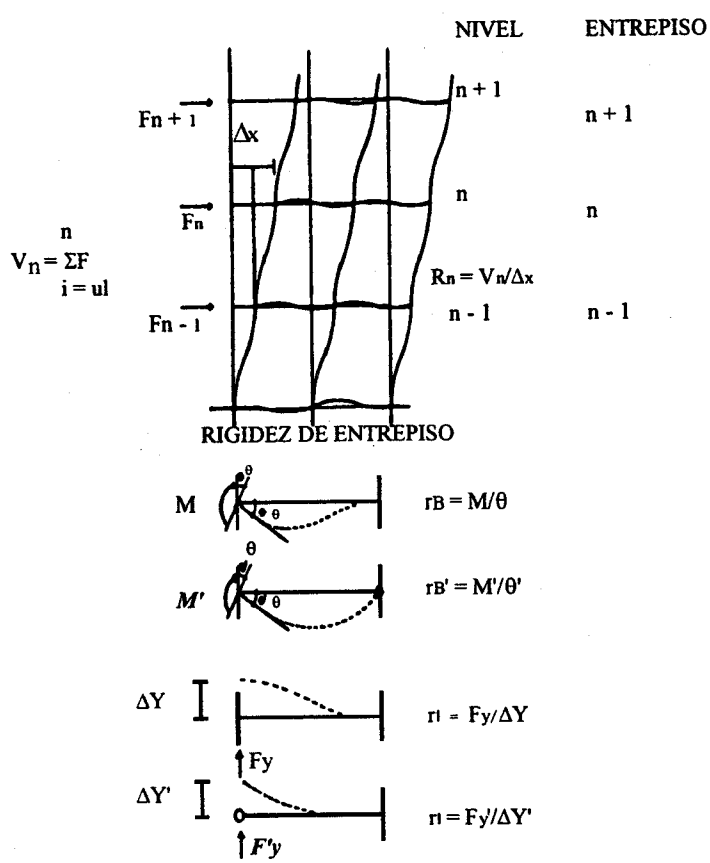


Figura 1. Rigidez de entrepiso, angular o lineal

[1] Ingeniero Consultor.

La rigidez, tanto de entrepiso como angular o lineal, depende del tamaño de la sección transversal de los elementos estructurales, con lo que se calculan las propiedades geométricas: áreas y momentos de inercia, de su longitud, de la forma en que están conectados a otros elementos y del material con que están hechos, lo que define las propiedades elásticas como módulo de elasticidad, módulo de Poisson y módulo de cortante.

Es una propiedad diferente a la resistencia, aunque a veces se confunde con ella. Hay elementos estructurales en que existe compatibilidad entre resistencia y rigidez, pero hay otros en que la rigidez es mucho mayor que la resistencia, como es el caso de los muros de mampostería, lo que complica el problema de análisis de las estructuras en que existen elementos de este tipo. Asimismo, las propiedades elásticas del acero están más definidas que las del concreto reforzado o de la mampostería.

Cuando el nivel de esfuerzos a que están trabajando los materiales es bajo, su comportamiento puede ser cercano al elástico, esto es, habrá proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, correspondiendo una deformación del doble para esfuerzos dos veces mayores; pero, a medida que los esfuerzos crecen, el comportamiento deja de ser elástico, alcanzándose lo que se conoce como comportamiento no lineal o inelástico, en el cual, al duplicar el esfuerzo, la deformación es mucho mayor que el doble a que se hizo mención antes (figura 2).

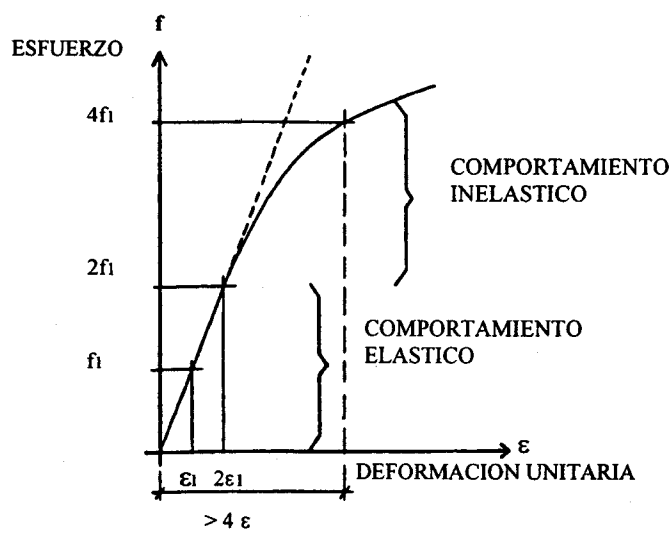


Figura 2. Comportamiento Elástico e Inelástico de los Materiales

Debido a lo anterior, en general se elaboran modelos matemáticos elásticos muy simplificados de las estructuras, pues, aún con ayuda de las computadoras, el problema dista de ser manejable. Entre las características más importantes que pueden obtenerse de los modelos están los periodos de oscilación de cada uno de los distintos modos en que pueden vibrar y las formas de estos modos, entendiéndose por periodo el tiempo que tarda en ocurrir una oscilación completa (figura 3).

Otras características importantes de las que depende la respuesta de la estructura son el amortiguamiento y la ductilidad que pueden desarrollarse. El amortiguamiento es una propiedad intrínseca de los materiales empleados, pero depende también de la forma en que se conecten los miembros estructurales y los no estructurales: Valores de amortiguamiento relativamente pequeños reducen considerablemente la respuesta sísmica de las estructuras.

Se conoce como amortiguamiento crítico el que tiene una estructura cuando, al separarla de su posición y soltarla no oscila sino que regresa a la posición de equilibrio; las estructuras suelen tener amortiguamiento del orden de 3 a 10% del crítico, siendo menor el de las estructuras metálicas, soldadas y sin recubrir, y mayor el de las estructuras de mampostería, con gran número de juntas. Puede aumentar algo al someter a las estructuras a grandes deformaciones. También puede aumentarse colocando amortiguadores de diseño especial, que están empezando a desarrollarse.

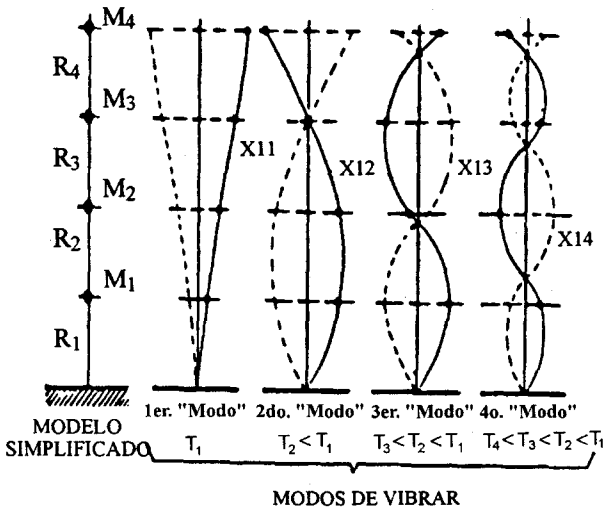


Figura 3. Modelo Simplificado de un Edificio y Modos de Vibrar

La ductilidad de las estructuras es la propiedad de soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga. Depende en gran medida de los materiales empleados y de los cuidados que se tienen al diseñarlas. Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zonas sísmicas, pues por lo general no es aconsejable diseñar las estructuras sometidas a estas acciones sobre la base de un comportamiento elástico, ya que sería antieconómico debido a la escasa probabilidad de que ocurra el sismo de diseño durante la vida útil de la estructura, además de que es muy difícil saber cuál será la mayor excitación sísmica que puede ocurrir, pues la historia con que se cuenta aún en países habitados hace muchos siglos no es suficiente para ello.

2. ESPECTROS DE RESPUESTA

Conocidos los acelerogramas de temblores intensos es posible estimar la respuesta de modelos simples en función del tiempo y, por consiguiente, la respuesta máxima que puede ocurrir en un instante dado. Esto puede hacerse considerando que el comportamiento de la estructura será elástico en todo el evento o bien que se incursionará en el intervalo de comportamiento inelástico a partir de un cierto valor de respuesta.

La gráfica que relaciona las respuestas máximas de distintas estructuras sometidas a una misma excitación con sus periodos de oscilación recibe el nombre de espectro de respuesta (figura 4). Según el tipo de comportamiento que se haya considerado se tendrán espectros de respuesta elásticos o espectros de respuesta inelásticos.

Normalmente estos espectros se obtienen suponiendo que las estructuras tienen distintos valores del porcentaje de amortiguamiento crítico, pues, como se dijo antes, un pequeño valor de éste es suficiente para reducir considerablemente la respuesta . Los valores empleados normalmente en cálculos de este tipo son 0, 2, 5, 10 y 20% del amortiguamiento crítico (figura 5).

El tipo de terreno en que se haya obtenido el acelerograma es muy importante, pues las características dinámicas de la excitación varían en función de esto. Como ya se indicó, en suelos firmes las vibraciones son rápidas, mientras que en suelos blandos las oscilaciones son de menor frecuencia , esto es, su periodo es relativamente más largo. Esto modifica la forma de los espectros de respuesta.

Las respuestas que suelen calcularse son desplazamientos, velocidades o aceleraciones, pues a partir de ellas se puede calcular cualquier efecto que se desee conocer en la estructura, como por ejemplo momentos de volteo en la base, fuerzas cortantes en cualquier nivel, esfuerzos en alguna sección, etc.

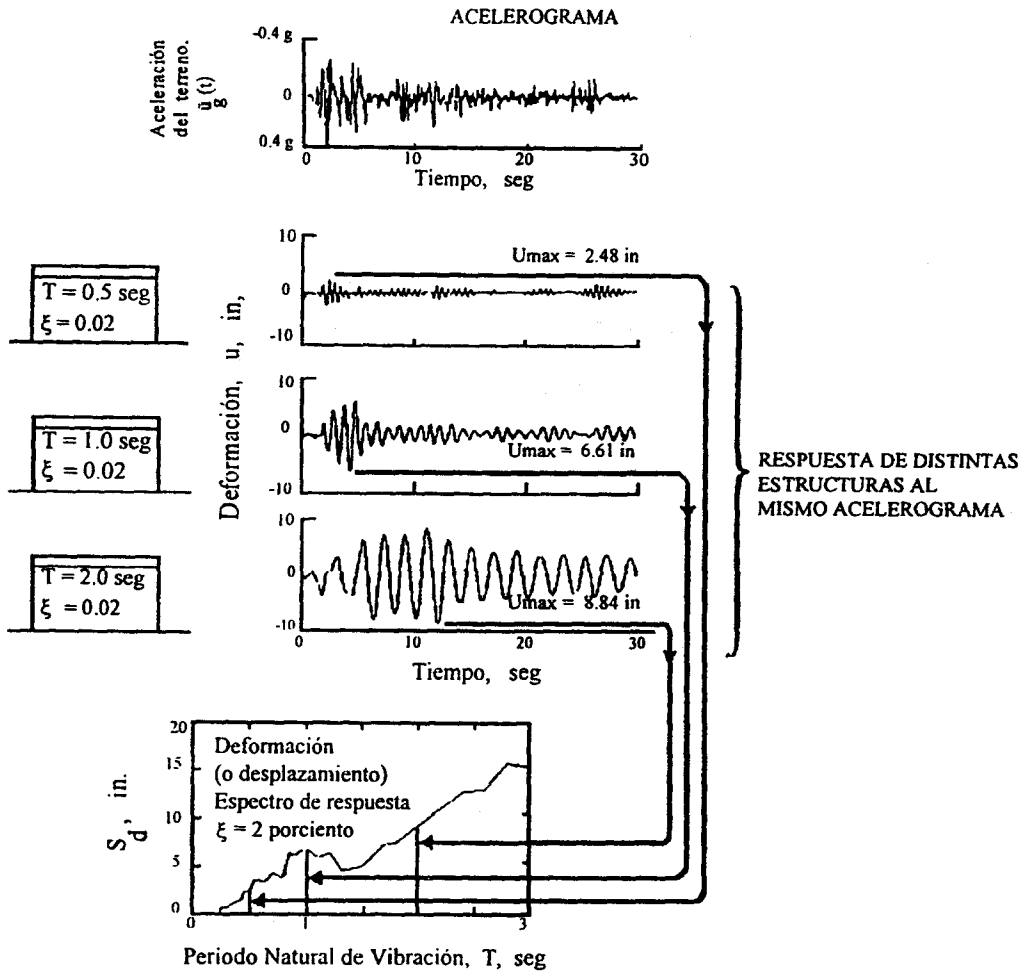


Figura 4. Construcción de un Espectro de Respuesta

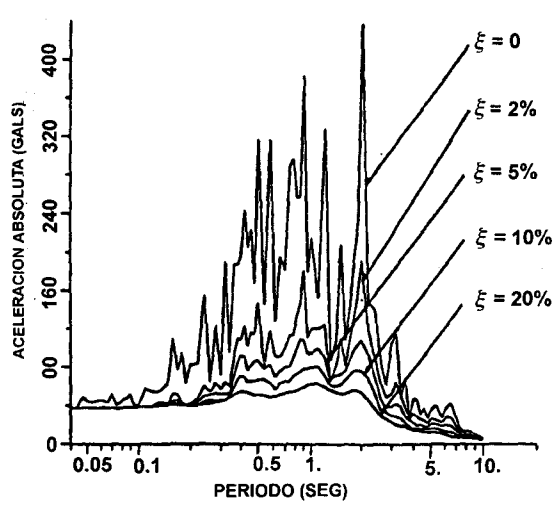


Figura 5. Espectros de Respuesta para la Componente N.S. Reg. de C.U.

Normalmente los acelerogramas tienen periodos que varían dentro de una banda de valores relativamente ancha; sin embargo, en cierto tipo de suelo y bajo condiciones especiales puede haber algún periodo dominante en particular, como ocurrió en el sismo del 19 de septiembre de 1985, en el acelerograma obtenido en el centro SCOP, en el que se observa un periodo muy definido de dos segundos de duración. Esta situación conduce al problema dinámico conocido como resonancia, que consiste en una amplificación excesiva de la respuesta de aquellas estructuras que tienen algún periodo de oscilación muy parecido al de la excitación, lo que puede llevarlas al colapso total, sobre todo cuando la duración del evento es grande.

Es muy fácil demostrar por medio de una mesa vibratoria, en la que se coloquen modelos de las estructuras con diferentes periodos de oscilación, que la respuesta de uno de ellos se puede amplificar considerablemente moviendo la mesa con un periodo igual al de ese modelo, observándose que los otros no sufren mayores oscilaciones. Al cambiar el periodo de la oscilación, se excitará algún otro modelo, y así sucesivamente (figura 6).

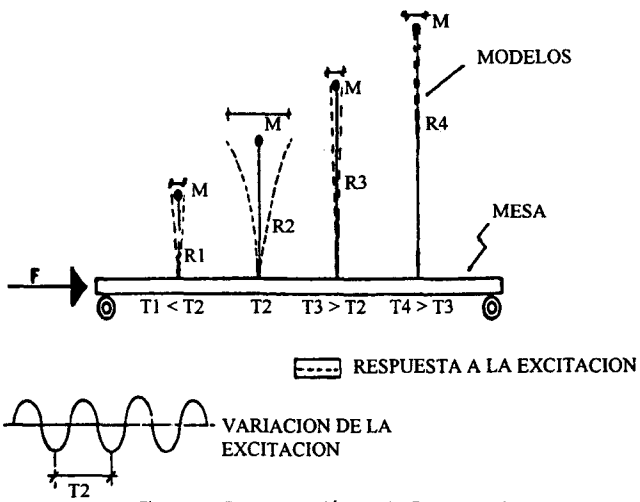


Figura 6. Demostración de la Resonancia

3. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

Los criterios de diseño por sismo (filosofía del diseño sísmico) adoptados por la mayor parte de los reglamentos de construcción de los países que tienen problemas sísmicos establecen la necesidad de diseñar las estructuras para resistir, sin daños, sismos de baja intensidad, de ocurrencia relativamente frecuente, prevenir daños estructurales y minimizar daños no estructurales que pudieran ocurrir en sacudidas ocasionales de intensidad media y evitar el colapso o daños serios en caso de sacudidas del terreno de intensidad extrema, pero de probabilidad de ocurrencia muy baja, permitiendo daños no estructurales y aún estructurales en este caso (ref. 1). Esto obedece, como se indico anteriormente, a motivos económicos, considerando muy baja la probabilidad de que se presente un sismo muy intenso, igual o mayor que el propuesto para diseño, durante la vida útil de la estructura.

Sin embargo, se reconoce que los datos estadísticos actuales no permiten desarrollar correctamente estos criterios de diseño, lo cual fue claramente demostrado con el sismo de septiembre de 1985 que rebasó ampliamente las previsiones que se tenían para diseño.

En los criterios en vigor se aprovecha la propiedad de ductilidad de las estructuras, la que también es útil para compensar la subestimación del máximo sismo que puede presentarse en un lugar, por falta de información adecuada, como ocurrió en el sismo de septiembre de 1985.

En los reglamentos se proponen usualmente valores máximos para diseño, estimados con base en la información estadística de que se disponga, considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico. Suelen proponerse espectros para diseño obtenidos como una envolvente de espectros de respuesta de distintos temblores, escalados a una cierta intensidad. Para el cálculo de las fuerzas equivalentes al sismo se permite reducir por ductilidad los valores máximos antes mencionados, dependiendo del tipo de estructura, ya sea de marcos rígidos, muros de carga y rigidez, o combinación de estos sistemas, de la regularidad de la estructura, de los materiales con que está hecha y de los cuidados que se tengan en el detallado y construcción.

4. RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACIÓN

Con base en la experiencia obtenida en muchos temblores ocurridos en distintas partes del mundo se ha elaborado una serie de recomendaciones sobre estructuración, para lograr un mejor comportamiento sísmico, entre las más importantes están las siguientes (refs. 2, 3, 4, 5).

a) Poco peso.
b) Sencillez, simetría y regularidad tanto en planta como en elevación.
c) Plantas poco alargadas.
d) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.
e) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.
f) Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales antes que en los verticales.
g) Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplantará la estructura.
h) Congruencia entre lo proyectado y lo construido.

Se recomienda que las estructuras sean ligeras pues las fuerzas debidas al sismo surgen como consecuencia de la inercia de las masas a desplazarse, por lo que, entre menos pesen, menores serán los efectos de los sismos en ellas. Conviene también que sean sencillas, para que los modelos matemáticos sean realistas, pues una estructura muy compleja, mezclando distintos tipos de sistemas estructurales y materiales, no es fácil de modelar; que sean simétricas para reducir efectos de torsión, por lo que se debe evitar las plantas en forma de L, T, C, y triangulares (figura 7); que no sean muy alargadas ni en planta, ni en elevación: en planta, para reducir la posibilidad de que el movimiento de un extremo del edificio sea diferente al del otro extremo, lo que causaría efectos usualmente no previstos; en elevación, para reducir los efectos de volteo, que encarecen considerablemente las cimentaciones. Se deben evitar remetimientos en elevación (figura 8), pues los cambios bruscos en masa o rigidez propician amplificaciones dinámicas importantes, que suelen provocar daños graves. Lo mismo puede decirse con respecto a cambios en la forma de la planta, debiendo limitarse la extensión de apéndices que sobresalgan, como en el caso de formas simétricas en cruz o en H.



Figura 7. Plantas Irregulares de Edificios

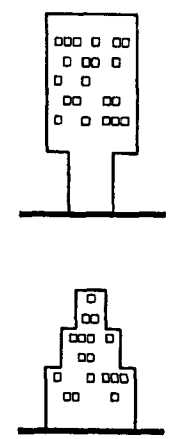
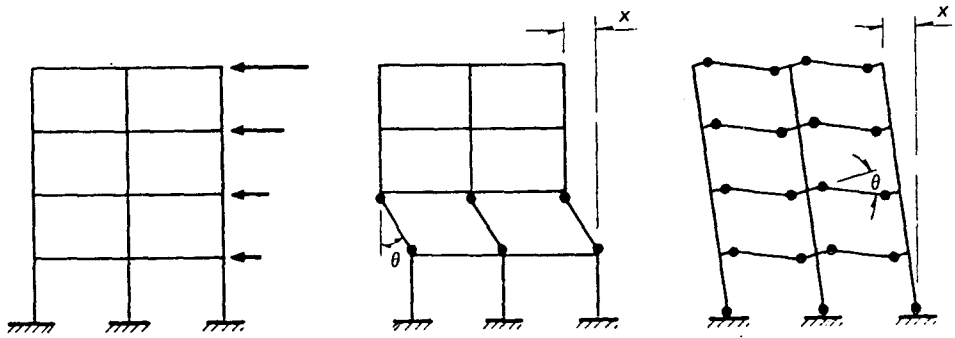


Figura 8. Elevaciones Irregulares de Edificios

Conviene que la resistencia y la rigidez de la estructura estén repartidas uniformemente, sin concentrarse en unos cuantos elementos resistentes, o con variaciones grandes en los claros entre columnas o en las dimensiones de las trabes y de las columnas. Entre mayor hiperestaticidad tiene una estructura, es mayor el número de secciones estructurales que deben fallar antes de que la estructura colapse, asimismo, si se planea que haya elementos que fallen antes que otros, se puede dar la posibilidad de evitar daños grandes a toda la estructura. Estos elementos deben colocarse adecuadamente para que su reparación sea sencilla. El problema de satisfacer esta condición es que se requiere analizar varias etapas del comportamiento, para verificar que los elementos estructurales que van quedando son capases de soportar el sismo sin colapsar, lo que encarece y complica el cálculo de la estructura.

Se debe buscar una estructuración a base de columnas fuertes-vigas débiles, para propiciar la formación de articulaciones plásticas en las vigas al excederse la resistencia suministrada, ya sea porque se está aprovechando la ductilidad o

porque, además de eso, el sismo excede las previsiones de diseño. Al proceder así se logran mecanismos que pueden evitar más fácilmente el colapso de la estructura, pues la demanda de ductilidad local en las trabes de todos los entrepisos reparte mejor los efectos del sismo que cuando la demanda de ductilidad se concentra en las columnas de un sólo entrepiso (figura 9). Por otro lado, el comportamiento dúctil de elementos estructurales sujetos a flexión pura, como en el caso de las trabes, es mucho mejor que el de elementos a flexocompresión, que es el caso de columnas (figuras 10 y 11).



a) Marco y cargas laterales

b) Mecanismo de falla de entrepiso

c) Mecanismo de falla de conjunto

Para que $\frac{X_u}{X_y} = 4$

$\frac{\theta_u}{\theta_y} = 122$

$\frac{\theta_u}{\theta_y} = 18$

X_u = desplazamiento último

X_y = desplazamiento en la primera fluencia

● = articulación plástica

Figura 9. Posibles Mecanismos de un Marco Rígido, Sujeto a Carga Lateral (Ref. 4)

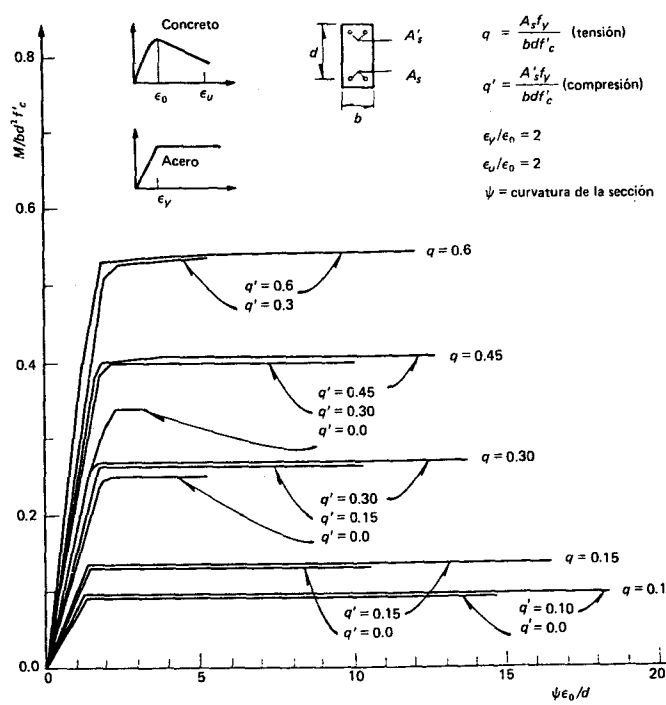


Figura 10. Relaciones Momento-Curvatura para Secciones de Concreto Reforzado, Sujetas a Flexión. (Ref. 4)

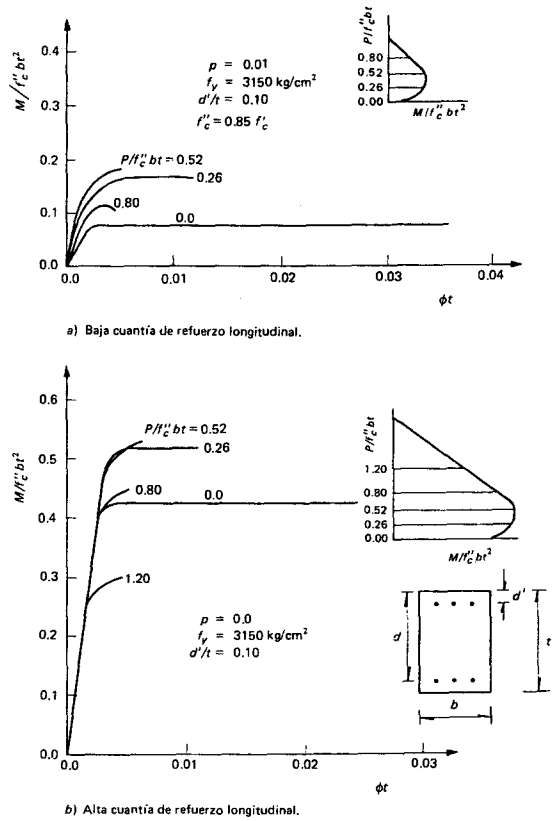


Figura 11. Relaciones Momento Curvatura de Secciones de Concreto Sujetas a Flexo-Compresión (Ref. 4)

Se recomienda también que se busque que las propiedades dinámicas de la estructura sean congruentes con las del suelo en que está desplantada; en general se dice que en suelos firmes se comportan mejor las estructuras flexibles y en suelos blandos las estructuras rígidas. Lo que trata de evitarse con esta recomendación es la posible resonancia por coincidencia de las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo, como la observada el 19 de septiembre.

Finalmente, es recomendable también que lo que se construye sea congruente con lo que proyecta; en muchas ocasiones, al proyectar una estructura se decide no aprovechar la colaboración de muros de relleno, debido a la posibilidad de que sean eliminados para dejar libertad en la distribución de espacios en el proyecto arquitectónico de los distintos niveles; sin embargo, suele no detallarse adecuadamente la forma en que estos muros deben construirse, desligados de la estructura, para permitir que ésta se deforme sin recargarse en ellos, pues si lo hace les transmitirá buena parte de la fuerza sísmica que debía absorber, debido a que los muros, sobre todo cuando son de mampostería, tienen una rigidez intrínseca bastante alta en su plano, aunque su resistencia no sea compatible con esa rigidez, como se mencionó antes. Si los muros de relleno colaboran con la estructura para resistir los efectos sísmicos sin haber sido calculados para absorber la fuerza que les corresponde en función de su rigidez, el comportamiento de la estructura será muy distinto al supuesto en el proyecto estructural, pudiendo presentarse muchos daños.

En algunos casos la colaboración de los muros no estructurales evita el colapso de estructuras subdiseñadas, si su colocación es relativamente simétrica y tiene continuidad de un piso a otro. Pero cuando su colocación es asimétrica, como ocurre en los muros de colindancia de edificios en esquina o cuando son discontinuos, como ocurre en edificios de departamentos en que la planta baja o algunos otros niveles no tienen muros porque se destinan a estacionamiento o comercios, la colaboración de los muros de relleno pueden ser causa de daños muy graves o aún de colapso total de la estructura, al propiciar efectos torsionantes importantes en el primer caso o una condición de piso "suave" en el segundo.

El cambio de cargas con respecto al proyecto suele ser también causa de daños importantes en las estructuras. Usualmente un edificio diseñado para resistir el efecto combinado de cargas verticales y cargas de sismo puede soportar sin problemas sobrecargas verticales importantes mientras no tiemble, pero, si existe sobrecarga al momento de un sismo, los efectos de éste se verán doblemente amplificados, por lo que pueden ocurrir daños importantes o colapsos parciales o totales.

5. INGENIERÍA SÍSMICA. MÉTODOS DE ANÁLISIS POR SISMO

La ingeniería sísmica empezó a desarrollarse y a proponer recomendaciones para diseño sísmico hace unos setenta años, después del temblor de 1923 en Japón, donde se vio que algunas estructuras diseñadas con ciertos principios habían resistido el sismo satisfactoriamente. Al principio los avances fueron relativamente lentos pero poco a poco se ha logrado mejorar los criterios de diseño a nivel internacional, sobre todo a raíz de la creación de la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica, que organiza cada cuatro años aproximadamente, a partir de 1956, congresos mundiales de ingeniería sísmica, donde los ingenieros de todo el mundo tienen oportunidad de intercambiar ideas y experiencias. Esos congresos mundiales se han celebrado en Estados Unidos de América en 1956, Japón en 1960, Nueva Zelanda en 1965, Chile en 1969, Italia en 1973, la India en 1977, Turquía en 1980 y nuevamente en los Estados Unidos de América en 1984, en Japón en 1988 y en Madrid, España en 1992, cada vez con mayor cantidad de ponencias y participantes. Además de la memorias de los distintos congresos, la Asociación ha editado también una publicación que resume los distintos reglamentos de diseño sísmico de los países miembros, México entre ellos, donde se puede ver el grado de desarrollo alcanzado en cada país (ref. 6).

En nuestro país el interés por la ingeniería sísmica se desarrolló de manera importante después del temblor del 28 de julio de 1957, que causó grandes destrozos en la Ciudad de México, dando lugar a la revisión del reglamento de construcción existente y propiciando la investigación e instrumentación sísmica.

En general, como se dijo antes, el problema dinámico que originan los temblores en estructuras es sumamente complejo y difícil de representar analíticamente, por lo que en los reglamentos se recomiendan usualmente métodos de análisis relativamente simples, que tratan de representar los efectos del sismo a través de fuerzas horizontales aplicadas en los distintos niveles de un edificio, evaluadas ya sea por un método estático o bien por métodos dinámicos, que tratan de ser más precisos.

5.1. Métodos estáticos

Los métodos más comúnmente empleados en el análisis sísmico son los llamados estáticos, las fuerzas equivalentes al efecto sísmico se valúan considerando una aceleración en el nivel inferior (coeficiente sísmico) reducida por ductilidad, que, al multiplicar por el peso total del edificio, da como resultado una fuerza cortante en la base del mismo. Esa fuerza total se reparte en los distintos niveles en función de su peso y ubicación con respecto al nivel inferior, tratando de obtener una envolvente del comportamiento de la estructura a la excitación en su base. En estos métodos sólo se requiere conocer la ubicación y destino de la estructura para asignarle un coeficiente sísmico adecuado, que tome en cuenta el tipo de terreno en que se desplantará y el tipo de ocupación que tendrá; el sistema estructural y los materiales que se emplearán, para estimar la ductilidad que podrá desarrollarse y reducir las fuerzas en función de ella; los pesos de los distintos niveles, la ubicación de su centroide y sus alturas respecto a la base, para evaluar el cortante basal, repartirlo a los distintos niveles y obtener momentos de volteo y efectos torsionales. Se requiere también conocer las rigideces de los distintos elementos resistentes, para calcular los desplazamientos máximos probables y estimar los efectos que el sismo ocasionará en cada elemento estructural: trabes, columnas, losas y muros.

Para las estructuras más comunes, que son construcciones de muros de carga de mampostería de uno a tres niveles, existen métodos estáticos simplificados, que pueden emplearse si se cumple con una serie de requisitos; con estos métodos sólo se necesita revisar si la capacidad resistente de la mampostería a fuerza cortante es suficiente, sin tener que calcular desplazamientos laterales, momentos de volteo y efectos torsionales.

5.2 Métodos Dinámicos

Los métodos dinámicos se aplican en la determinación de los efectos sísmicos en edificios altos, cuya respuesta puede complicarse por la participación de modos superiores de vibrar, así como por las posibles variaciones de masa y rigidez en elevación. Es necesario elaborar modelos matemáticos más o menos refinados de la estructura, tomando en cuenta en ocasiones su carácter tridimensional, para calcular las formas en que puede oscilar y los periodos correspondientes, empleando computadoras. Con estos datos se estima, mediante un espectro de diseño, la máxima respuesta de cada uno de los modos de vibrar y se combinan para obtener fuerzas máximas probables que actuarán sobre la estructura, debido al sismo de diseño.

Cabe mencionar que, para el cálculo de desplazamientos, no se permite reducir las fuerzas, pues se estima que los desplazamientos elásticos bajo las fuerzas máximas son aproximadamente iguales a los calculados con las fuerzas reducidas, multiplicados por el factor de reducción por ductilidad, ya que al reducir las fuerzas se está permitiendo que la estructura se deforme inelásticamente.

REFERENCIAS

1. Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado. Vitelmo V. Bertero. Revista "Ingeniería Sísmica", No. 24. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sismica; A.C., Ag. 1981.

2. Earthquake Resistant Design. A.manual for Engineers and Architects. David Dowrick, John Wiley, traducido al español por Limusa, con el título "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos", 1984.

3. Building Configuration & Seismic Design. Cristopher Arnold and Robert Reitherman, John Wiley. Traducido al español por Limusa con el título "Configuración y Diseño Sísmico de Edificios", 1987.

4. Manual de Diseño Sísmico de Edificios. Enrique Bazán y Roberto Meli. Editorial Limusa, 1985.

5. Estructuras de Concreto Reforzado. R. Paulay y T. Paulay. Editorial Limusa, 1979.

6. Earthquake Resistant Regulations. A World List. International Association for Earthquake Engineering.

CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO Y REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Roberto Meli[1]

1. SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Uno de los requisitos básicos que debe cumplir una construcción es que tenga una seguridad adecuada contra posibles fallas estructurales. En muchas regiones, el aspecto más crítico a cuidar en ese sentido es la seguridad sísmica. Para lograr la seguridad estructural adecuada de una edificación deben cuidarse otros aspectos además de los propiamente relativos al diseño estructural. Los reglamentos de construcciones deben incluir, por tanto, disposiciones relativas a las características del proyecto arquitectónico que inciden en la seguridad, otras que conciernen a la organización del proceso de diseño y ejecución de las obras, otras que definen quienes deben ser responsables de los aspectos de seguridad estructural que aparecen en las distintas etapas, así como disposiciones relativas a la verificación de calidad de materiales y a la ejecución y a la documentación del proceso. Como ejemplo, para este y los siguientes casos se presentarán las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) (ver Cuadro I).

Cuadro I. Documentación del proyecto estructural

Artículo 172. Este título contiene los requisitos que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación. La documentación requerida del proyecto estructural deberá cumplir con lo previsto en el artículo 56 de este Reglamento. En el libro de bitácora deberá anotarse, en lo relativo a los aspectos de seguridad estructural, la descripción de los procedimientos de edificación utilizados, las fechas de las distintas operaciones, la interpretación y la forma en que se han resuelto detalles estructurales no contemplados en el proyecto estructural, así como cualquier modificación o adecuación que resulte necesaria al contenido de los mismos. Toda modificación, adición o interpretación de los planos estructurales deberá ser aprobada por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso. Deberán elaborarse planos que incluyan las modificaciones significativas del proyecto estructural que se hayan aprobado y realizado.

Un aspecto al que un Reglamento debe asignar particular importancia es el de la responsabilidad. Una de las fuentes de problemas de seguridad estructural en el pasado, ha sido la falta de coordinación entre los encargados de los distintos aspectos de una obra: estudios de campo, proyecto arquitectónico y estructural, construcción, verificación de materiales y supervisión de la obra. Por ello el RCDF requiere ahora que en obras de cierta importancia debe intervenir una persona con suficiente conocimiento de los distintos campos para que pueda asegurarse que en cada etapa se hayan tomado en cuenta adecuadamente los aspectos de seguridad estructural y que los requisitos reglamentarios se del Título III de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, que un Corresponsable Seguridad Estructural, cuya capacidad en estos temas haya sido propiamente certificada, sea el responsable de la observancia de los requisitos que al respecto fija el Reglamento.

Los reglamentos exigen que se alcancen niveles de seguridad mayores a lo usual para ciertas construcciones de particular importancia. Así el RCDF contiene la clasificación mostrada en el cuadro II.

Por una parte distingue, como del grupo A, a un buen número de construcciones para las cuales los requisitos de seguridad estructural deben ser más estrictos en vista de que las consecuencias de su falla pueden ser particularmente graves. Eso se refleja en los factores de carga más altos para diseño por cargas verticales, en los coeficientes sísmicos más severos y en las presiones de viento más altas.

El resto de las construcciones que incluido en el grupo B, y a su vez se subdivide en los subgrupos B1 y B2. Las primeras, por su tamaño en área construida o en altura, requieren de mayores cuidados en los aspectos de seguridad estructural, por lo que tanto para estas como para las del grupo A se exige la intervención de un Corresponsable en Seguridad Estructural que tome a su cargo la responsabilidad de las distintas partes de la obra que inciden en la seguridad estructural.

[1] Director General del Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Cuadro II. Clasificación de las construcciones

Artículo 174. Para los efectos de este Título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I. Grupo A. Edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas; museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, a juicio del Departamento; y

Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

a) Subgrupo B1. Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m^2 de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se alude en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m^2 de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un sólo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo, (acceso y escaleras), incluyen las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquél otro a través del cual se desaloje. Además templos, salas de espectáculos y edificios que tengan salas de reunión que puedan alojar más de 200 personas, y

b) Subgrupo B2. Las demás de este grupo.

Este especialista se hará cargo de todos los aspectos relacionados con el tema. Lo anterior no implica necesariamente que una sola persona deba realizar los estudios de campo, el proyecto de la cimentación y de la estructura, la supervisión de la obra y la verificación de calidad de los materiales. El corresponsable en la seguridad estructural deberá, por lo menos, haber analizado y revisado suficientemente a fondo estos rubros como para asegurarse y certificar que hay congruencia entre las diversas actividades y que se han seguido los criterios establecidos por este reglamento. En otros artículos del Título III del Reglamento se establecen los requisitos y mecanismos para el nombramiento de los Directores de Obra y de los Corresponsables en la Seguridad Estructural, así como las prerrogativas y responsabilidades de los mismos.

La lista de edificaciones del Grupo A del artículo 174 en este grupo a construcciones que reúnen alguna de las dos condiciones siguientes:

a) su sobrevivencia y operabilidad son esenciales en caso de desastres, para atender las emergencias que pueden presentarse.
b) su falla puede causar la pérdidad de un número elevado de vidas o un grave daño a la sociedad.

El Director de Obra o el Corresponsable de la Seguridad Estructural deberán calificar dentro del grupo A las edificaciones que, aunque no incluidas expresamente en la lista, reúnan alguna de las dos características anteriores.

En relación a los edificios de lista, las excepciones que pudieran hacerse se refieren a casos en que claramente no se de ninguna de las dos características mencionadas. Así por ejemplo, de las escuelas pueden excluirse los centros de capacitación para adultos. Las escuelas se han incluido en el Grupo A porque se pretende dar mayor protección a los menores, cuyo desalojo y atención en caso de emergencia son problemáticos.

La subdivisión de las construcciones del grupo B, en B1 y B2 se relaciona con la exigencia de que para las construcciones de mayor tamaño y en aquellas de alta ocupación (subgrupo B1), se cuente con un Corresponsable en Seguridad Estructural. Los requisitos de diseño son idénticos en los dos casos.

El RCDF incorpora un capítulo que fija requisitos esencialmente ligados al proyecto arquitectónico dentro del Título de seguridad estructural. Esto obedece a la intención de destacar la importancia de que desde la concepción del proyecto arquitectónico se consideren aquellos factores de mayormente inciden en la seguridad, con especial atención en el comportamiento sísmico de la construcción (ver Cuadro III).

Cuadro III. Aspectos arquitectónicos que influyen en la seguridad estructural.

Artículo 176. El proyecto arquitectónico de una edificación deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atención a los efectos sísmicos.

El proyecto arquitectónico de preferencia una estructuración regular que cumpla con los requisitos que se establezcan en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico.

Las Edificaciones que no cumplan con dichos requisitos de regularidad se diseñarán para condiciones sísmicas más severas, en la forma que se especifique en las Normas mencionadas.

Artículo 177. Toda edificación deberá separarse de sus linderos con predios vecinos a una distancia cuando menos igual a la que se señala en el artículo 211 de este Reglamento, el que regirá también las separaciones que deben dejarse en juntas de edificación entre cuerpos distintos de una misma edificación. Los espacios entre Edificaciones vecinas y en las juntas de edificación deberán quedar libres de toda obstrucción.

Las separaciones que deben dejarse en colindancia y juntas se indicarán claramente en los planos arquitectónicos y en los estructurales.

Artículo 178. Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pueda ocasionar daños a los ocupantes de la edificación o a los que transiten en su exterior, deberán fijarse mediante procedimientos aprobados por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso. Particular atención deberá darse a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los plafones de elementos prefabricados de yeso y otros materiales pesados.

Artículo 179. Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable, muros divisorios, de colindancia y de fachada, pretiles y otros elementos rígidos en fachadas, escaleras y equipos pesados, tanques, tinacos y casetas, deberán ser aprobados en sus características y en su forma de fijación por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo o desprendimiento pueda ocasionar daños físicos o materiales, como libreros altos, anaqueles y tableros eléctricos o telefónicos, deben dejarse de tal manera que se eviten estos daños.

Artículo 181. Cualquier perforación o alteración en un elemento estructural para alojar ductor o instalaciones deberá ser aprobado por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural en su caso, quienes autorizarán los planos de detalle que indiquen las modificaciones y refuerzos locales necesarios.

No se permitirá que las instalaciones de gas, agua y drenaje crucen juntas constructivas de un edificio a menos que se provean de conexiones flexibles o de tramos flexibles.

De esta manera se evita que en el proyecto estructural se tenga que recurrir a soluciones forzadas y antieconómicas para proporcionar seguridad a construcciones cuya forma y distribución de elementos resistentes son poco favorables. A este respecto en las Normas Técnicas Complementarias para diseño Sísmico se establece una lista de requisitos para que la estructuración de un edificio pueda considerarse como regular (ver Cuadro IV); el cumplimiento de estos requisitos depende en buena parte de características ligadas a la importancia de guardar una separación adecuada entre construcciones para evitar choques durante sismos, de asegurarse que los recubrimientos exteriores e interiores sean de materiales cuyo desprendimiento no pueda causar daños a personas o, en caso contrario, de que estos ser fijen eficazmente a la estructura (ver Cuadro V).

Particularmente importante es que los elementos no estructurales que puedan afectar el comportamiento de la estructura estén definidos desde el proyecto estructural y tomados en cuenta en este y que, además, cualquier modificación que a ellos se haga, sea tomada en cuenta en el diseño y aprobada por el corresponsable en seguridad estructural. Los más críticos de estos elementos no estructurales son los muros divisorios o de fachada, de mampostería, que se usan normalmente en las construcciones con estructura de concreto o acero; si estos elementos no se desligan de la estructura principal modifican radicalmente su rigidez y su comportamiento ante cargas laterales. Es muy importante que la posición y condiciones de liga de estos elementos con la estructura principal sean congruentes con lo supuesto en el proyecto estructural. El artículo 204 del Reglamento aclara las opciones que se tienen en cuanto a la consideración de estos elementos en el diseño sísmico.

Cuadro IV. Condiciones de regularidad

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior, ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragma horizontal y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de este entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Cuadro V. Separación entre edificios

Artículo 211. Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menos de 5 cm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.001, 0.003 ó 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas I, II y III, respectivamente. El desplazamiento calculado será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberán tomarse precauciones para evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm, ni menor de la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.007, 0.009 ó 0.012, según que la edificación se halle en las zonas I, II ó III, respectivamente.

La separación entre cueros de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que de acuerdo con los párrafos precedentes corresponden a cada uno.

Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles.

Se anotarán en los planos arquitectónicos y en los estructurales las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre Edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicularmente a él.

2. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

El diseño de las estructuras para resistir efectos sísmicos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones. Las razones son diversas. Lo peculiar del problema sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino, sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de la intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociados a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades extraordinarias en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

Por lo anterior, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal, y sin daño, aun para los máximos valores que pueden alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño.

El problema se plantea en forma rigurosa como uno de optimación, en que debe equilibrarse la inversión que es razonable hacer en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que se puede presentar.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivo evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura, y evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

Estos objetivos pueden plantearse de manera más formal en términos de estados límite, y establecer tres de estos estados:

a) Estado límite de servicio, para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.

b) Estado límite de integridad estructural, para el cual se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.

c) Estado límite de supervivencia; para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En términos generales, puede establecerse como objetivos del diseño sísmico.

i) evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura;

ii) que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura;

iii) el estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia. Esta probabilidad puede manejarse en términos de periodos de retorno.

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos; tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos que supuestamente lleven a ello.

Los objetivos antes expuestos no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte esencial del proceso. Debe darse a la estructura la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno. En caso de sismos severos es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos, en términos muy simplistas, implica que la estructura posea una *rigidez* adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que posea *resistencia* a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole *ductilidad*.

A grandes rasgos el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes etapas:

a) La selección de un sistema estructural adecuado. El sistema estructural debe ser capaz de absorber y disipar la energía introducida por el sismo sin que se generen efectos particularmente desfavorables, como concentraciones o amplificaciones dinámicas. De la idoneidad del sistema adoptado depende en gran parte el éxito del diseño.

b) El análisis sísmico. Los reglamentos definen las acciones sísmicas para las cuales debe calcularse la respuesta de la estructura y proporcionen métodos de análisis de distinto grado de refinanimiento. La atención debe presentarse más a la determinación del modelo analítico más representativo de la estructura real, que al refinamiento del análisis, para el cual se cuenta actualmente con programas de computadora poderosos y fáciles de usar, que simplifican notablemente el problema.

c) El dimensionamiento de las secciones. Los métodos de dimensionamiento de las secciones y elementos estructurales no difieren sustancialmente de los que se especifican para todos tipos de acciones, excepto para los métodos de diseño por capacidad que se mencionarán más adelante.

d) Detallado de la estructura. Para que las estructuras tengan un comportamiento dúctil es necesario detallar sus elementos y conexiones para proporcionales gran capacidad de deformación antes del colapso. Los requisitos al respecto son particularmente severos en estructuras de concreto, en las que conducen a modificaciones sustanciales en las cuantías y distribuciones de refuerzo, con respecto a la práctica convencional en zonas sísmicas.

El procedimiento de diseño adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir la estructura son menores que las que se introducirían si su comportamiento fuese elástico-lineal. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 93, especifica un espectro de diseño de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por un factor de comportamiento, Q; que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica, o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen estados límite de resistencia de sus secciones.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, los reglamentos requieren que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. Se usan los desplazamientos que se calculan para el sismo de diseño y que por tanto, no corresponden a condiciones de servicio, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que ocasionan daño no estructural.

Por ejemplo, el RCDF-87 acepta desplazamientos relativos de entrepiso de 0.006 y 0.012 veces la altura del mismo entrepiso; según el edificio tenga o no ligados a la estructura elementos frágiles. Estas deformaciones son de orden de tres veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en los elementos no estructurales. Por tanto, eso implica de manera gruesa, que sólo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de un tercio de la intensidad del sismo de diseño.

Por otra parte, el procedimiento de diseño no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso (estado límite de supervivencia). Sólo se supone que, al obedecer ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

Operando de esta manera se garantiza que la estructura en caso de sobrepasar su intervalo de comportamiento lineal, lo hará en la forma que permite la máxima capacidad de rotación. Las zonas de fluencia elegidas actuarán como fusibles impidiendo que se introduzcan en las estructuras fuerzas que puedan producir otros modos de falla más desfavorables.

3. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (RCDF-1993)

Se presentarán aquí, en sus aspectos esenciales, los criterios de diseño sísmico del RCDF-93. Este Reglamento no tiene modificaciones relevantes en lo relativo a diseño sísmico, con respecto a la versión que fue promulgada en 1987.

Los métodos específicos de diseño en orden creciente de refinamiento, el *simplificado*, el *estático* y los *dinámicos*.

Como en sus versiones anteriores, el cuerpo principal del Reglamento incluye solamente requisitos de carácter general. Métodos y prescripciones particulares están contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCS). Además, requisitos específicos para el diseño sísmico de los principales materiales estructurales se encuentran en las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Metálicas, de Mampostería y de Madera, respectivamente.

Como índice de la acción sísmica de diseño se emplea el coeficiente sísmico, C, que representa el coeficiente de cortante basal, el cual define la fuerza cortante horizontal, V, que actúa en la base del edificio, como una fracción del peso total del mismo, W.

$$C=V/w$$

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

Tabla 1. Coeficientes sísmicos para el D.F.

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

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. De hecho representan una cota superior a las aceleraciones de dicho espectro, que corresponde a su parte plana. Los espectros de diseño que resultan para las tres zonas del Distrito Federal según el tipo de suelo se muestran en la Figura 1a. Dichos espectros se emplean para un análisis dinámico. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico, c, o un coeficiente reducido seg{un el valor del periodo fundamental con reglas que se mencionarán más adelante. Los espectros así contribuidos son "elásticos", o sea, determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura, si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Se admiten reducciones en las cordenadas espectrales. Estas reducciones están definidas por un facto Q que toma los valores especificados según el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura.

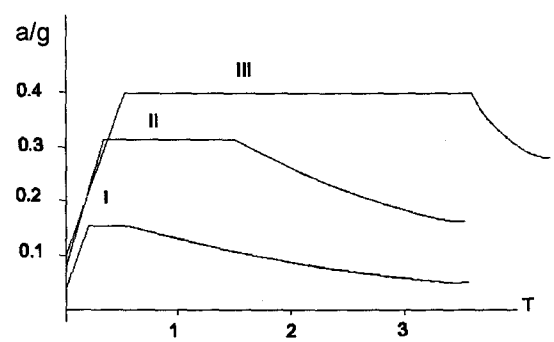


Figura 1a. Espectros de sieño para las diferentes zonas del D.F.

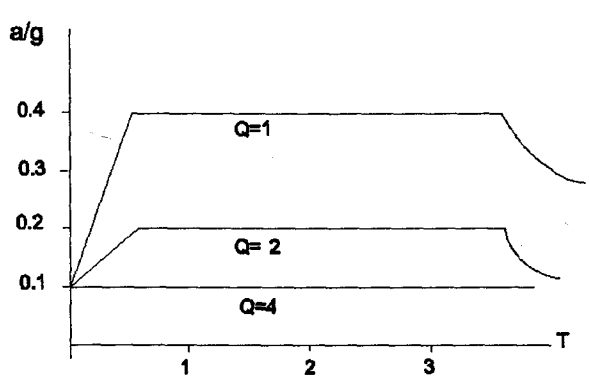


Figura 1b. Espectros de diseño para la zona del lago

Los espectros para diferentes valores de Q en estructuras sobre terreno muy compresible se muestran en la Figura 1b. Como se ve, en casi todo el intervalo de periodos, las ordenadas del espectro inelástico, excepto para periodos pequeños, menores que cierto límite T_a, a partir de donde todos los casos tienden a un único valor, para T = 0, correspondiente a la aceleración máxima del terreno.

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

Debe revisarse la estructura para la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Se considerará actuando simultáneamente el valor de diseño de un componente más 30 por ciento del valor de diseño del componente ortogonal. Ha sido costumbre considerar que la acción sísmica se ejerce en forma independiente en cada dirección, o sea, revisar el efecto de la acción sísmica de diseño en una de las direcciones principales de la estructura,

Cuadro VI. Factor de comportamiento sísmico

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

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

1.- La resistencia en todos los estrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien, por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
2.- Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento, ésos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de manpostería.
3.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular, los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.
4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.
5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.
II. Se adoptará **Q** = 3 cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 a 3 especificadas para el caso I, pero la resistencia en todo los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material; por combinación de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.
III. Se usará **Q** = 2 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen en algún entrepiso los especificados por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas construidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará **Q** = 2 cuando la resistencia cs suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.
IV. Se usará **Q** = 15 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III , o por marcos y armaduras de madera.
V. Se usará **Q** = 1 en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.
En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de **Q** que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.
El factor **Q** puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

considerando que las fuerzas sísmicas son nulas en cualquier otra dirección (Figura 2). La estructura puede presentar además, movimientos de rotación en cada masa (Figura 3) y un modelo más completo debe incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso. La importancia de las rotaciones y la magnitud de las solicitaciones que por este efecto se inducen la estructura dependen de la distribución en planta de masas y de las rigideces laterales. Desde el punto de vista del equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión, o sea, donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

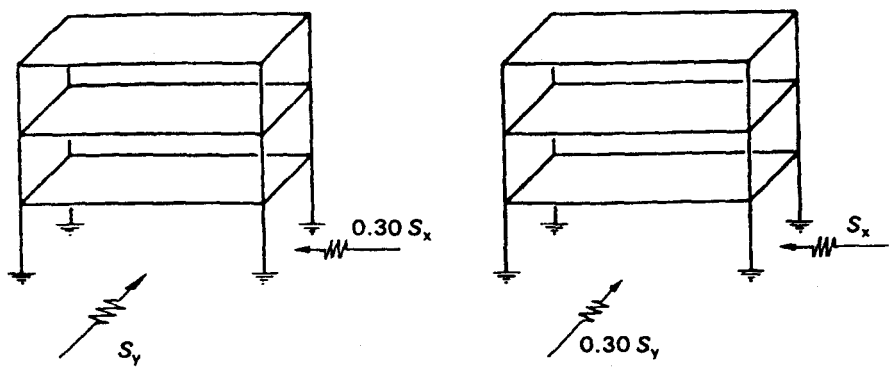
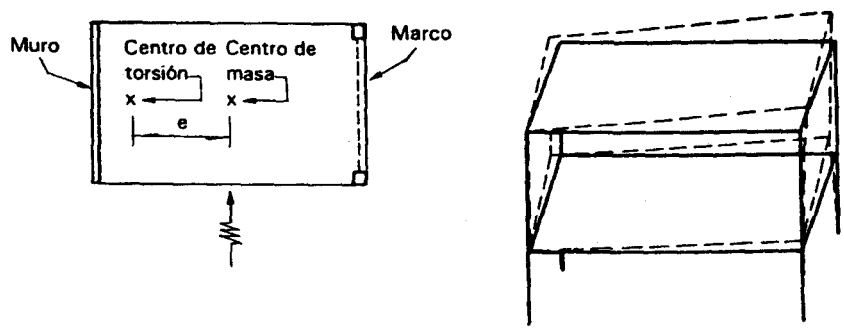


Figura 2. combinación del efecto sísmico en dos direcciones



a) Planta *b*) Configuración deformada

Figura 3. Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión

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

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

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

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

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

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

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso, γ, o sea, el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, Δ dividido entre la altura de entrepiso, H, (Figura 4).

$$\gamma = \Delta/H$$

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

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

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

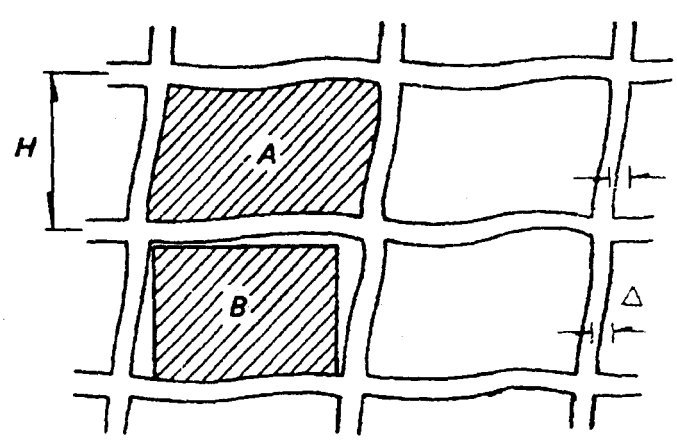
$$\gamma_{adm} = 0.006$$

Cuando las deformaciones de la estructura pueden afectar elementos no estructurales frágiles (caso A en la Figura 4).

Por otra parte, cuando no existen elementos frágiles que pueden ser dañados por el movimiento de la estructura o cuando éstos están desligados de la estructura principal (caso B de la Figura 4) se aumenta al doble la distorsión admisible.

$$\gamma_{adm} = 0.012$$

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



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

Figura 4. Distorsiones de entrepiso admisibles según el RDF

5. MODIFICACIONES A LA PRÁCTICA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS DESPUÉS DE LOS SISMOS DE 1985

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

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

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

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

El concreto que se ha producido tradicionalmente en el Valle de México no cumple con algunos requisitos de calidad que se establecen internacionalmente para el concreto estructural. Para su elaboración se emplean gravas andesíticas o basaltos vesiculares de bajo peso volumétrico algo menor que el normal, pero con características propias de los concretos más ligeros: bajo módulo de elasticidad, alta contracciones por secado y elevadas deformaciones por flujo plástico. Puede lograrse la resistencia deseada de proyecto con una dosificación adecuada: sin embargo, las características antes mencionadas presentan desventajas en cuanto al comportamiento estructural, por la mayor flexibilidad de las estructuras resultantes, por la tendencia al agrietamiento y por las elevadas deformaciones con el tiempo.

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

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

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

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

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

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

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

Los resultados de la Figura 5 son muy ilustrados. Se consignan los periodos fundamentales de vibración medidos en edificios de distinto número de pisos en la ciudad de México. Se aprecia que en promedio la relación entre el periodo (en segundos) y el número de pisos es 0.10 para los edificios en terreno firme y 0.15 para aquellos ubicados en la zona del lago. En contraste esta relación vale en promedio 0.06 para los edificios típicos que se construyen en Japón. Ya que el periodo es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez, lo anterior indica que en promedio los edificios en Japón tienen una rigidez lateral superior en más de seis veces a la de los edificios en Japón tienen una rigidez lateral superior en más de seis veces a la de los edificios típicos de la ciudad de México, en la zona del lago. Parte de la diferencia se debe al efecto de la falta de empotramiento en la base que tienen los edificios desplantados en la zona de lago; los desplazamientos y rotaciones de la base reducen significativamente la rigidez lateral efectiva de los edificios.

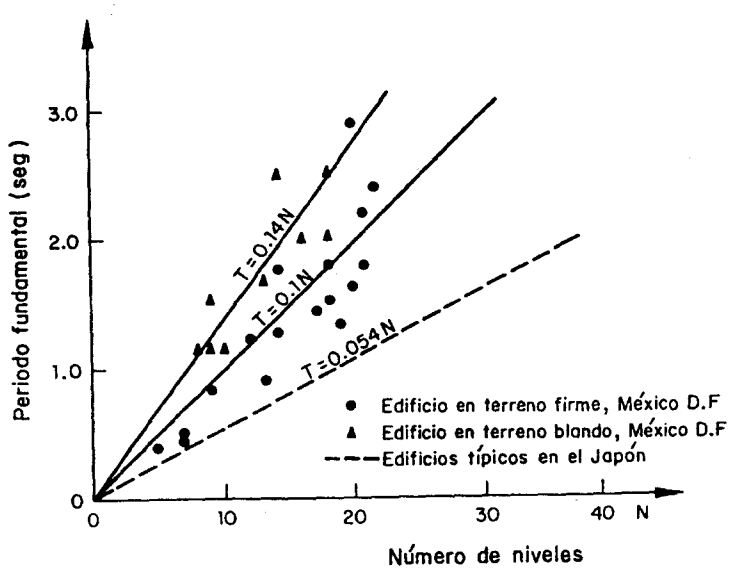


Figura 5. Relación de periodo fundamental contra número de pisos de edificios en distintas condiciones

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

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

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

Merece un comentario especial el sistema de losa plana reticular. Desde mucho antes del sismo se había llamado la atención sobre el abuso que se estaba haciendo de este sistema, al emplearlo en construcciones cada vez de mayor altura y sin considerar adecuadamente la limitación de las deformaciones laterales ante efectos sísmicos, ni los problemas de resistencia al cortante en la losa alrededor de la columna y en las columnas mismas. Las fallas espectaculares experimentadas por algunos edificios de este tipo han llevado a muchos proyectistas y constructores a la opinión de que el sistema debe proscribirse por ser inadecuado para resistir cargas laterales. La posición parece exagerada. La losa reticular inadecuado es pretender resistir los efectos sísmicos en edificios de cierta altura, exclusivamente con la acción de marco que se forma entre las columnas y la losa. La resistencia a carga lateral debe ser proporcionada por muros de concreto o por elementos de rigidez y capacidad similar, dejando al sistema losa-columna la función de tomar las cargas verticales y una pequeña porción de las cargas laterales.

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

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

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

CAPÍTULO 3

CONOCIMIENTOS ESPECÍFICOS DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SÍSMORRESISTENTE

Temas

1. **Experiencias geotécnicas de sismos recientes y su incidencia en la normatividad para el diseño y construcción de cimentaciones**
   Manuel J. Mendoza

2. **Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado**

   Aspectos fundamentales sobre elementos viga columna
   Oscar López
   Muros estructurales
   Segio M. Alcocer
   Losas y sismos
   Sergio M. Alcocer
   Uniones de elementos
   Sergio M. Alcocer

3. **Elementos de concreto presforzado y postensado**

   Comportamiento sísmico
   Sergio M. Alcocer
   El Presfuerzo en edificaciones incluyendo aspectos sísmicos
   José L. Camba

4. **Tecnología del concreto**
   Juan L. Cottier

5. **Contraventeos excéntricos. Teoría y práctica del diseño**
   Enrique Martínez

6. **Diseño y construcción de estructuras de mampostería**
   Tomás A. Sánchez

7. **Evaluación y reparación estructural de edificios**
   Oscar de la Torre

8. **Diseño sísmico de puentes**
   José C. Arce

EXPERIENCIAS GEOTÉCNICAS DE SISMOS RECIENTES Y SU INCIDENCIA EN LA NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

Manuel J. Mendoza L.[1]

1. INTRODUCCIÓN

Es del dominio público -con el consiguiente temor- que los sismos intensos producen la pérdida de vidas humanas y gran destrucción; a ello contribuyen hechos como el deceso de aproximadamente 650,000 personas por un sismo muy fuerte (magnitud 7.8) ocurrido cerca de la ciudad de Tangshan, China en julio de 1976; al parecer, el diseño de sus estructuras no contemplaban aspectos antisísmicos. El gran reto de los ingenieros y arquitectos que diseñan y construyen obras civiles aquí y en todo el mundo, es reducir los efectos de esos fenómenos naturales.

Los suelos y rocas son un componente crítico de todas las obras de ingeniería civil incluyendo cimentaciones de edificios, presas, carreteras, puertos, puentes, obras subterráneas, líneas vitales, y desarrollos urbanos. Aun cuando en los casos en los que se tengan estructuras suficientemente resistentes, debe quedar claro que su estabilidad y seguridad dependen críticamente de la capacidad que tengan los suelos y la cimentación para soportar las cargas que inducen los temblores de tierra. Cuando no se dan las consideraciones ingenieriles pertinentes a la combinación armoniosa suelo-cimentación-superestructura ante sismos intensos, pueden resultar daños tan extensos como costosos.

Se presenta en este trabajo un repaso de las lecciones geotécnicas que se han recibido de sismos intensos en los últimos años, aunque planteando algunos antecedentes que se remontan a principios de este siglo; sin duda, deben revisarse las experiencias en las que se ha tenido un comportamiento pobre de los suelos y las cimentaciones, como fuente muy significativa de conocimiento para enfrentar sismos futuros. Se aborda fundamentalmente lo referente a las cimentaciones, aunque también se hace referencia al comportamiento de carreteras, puentes y puertos. Se establecen principios generales del análisis y diseño de cimentaciones, y se exponen los lineamientos y enfoques generales de reglamentos y normas antisísmicas; en el alcance de este trabajo no se contempla la exposición detallada o exhaustiva de los métodos de análisis, diseño y construcción de cimentaciones, para lo que se proporciona una bibliografía amplia. El aspecto de normatividad se ejemplifica con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) [Ref 7] junto con sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones) [Ref 5], y para Diseño por Sismo (NTC-Sismo) [Ref 6], exponiendo la filosofía de su planteamiento y comparándola con los enfoques de otros reglamentos.

2. ANTECEDENTES GEOSÍSMICOS

La incapacidad para controlar el fuego que destruyó gran parte de la ciudad de San Francisco, California, después del sismo de 1906, se debió a las roturas del sistema de aprovisionamiento de agua. Durante la construcción de la ciudad, las pequeñas hondonadas se rellenaron con suelos sueltos, sin control ingenieril, lo que determinó que esos depósitos se asentaran al ocurrir el sismo, se agrietaran y deslizaran, rompiendo las tuberías que pasaban por ellos; esto impidió contar con agua para apagar los incendios, provocando pérdidas enormes.

La ciudad y puerto de Niigata, Japón está desplantada en una planicie aluvial, con estratos arenosos sueltos y nivel freático alto; sufrió severos daños en junio de 1964 por un sismo relativamente intenso de magnitud 7.0, aun cuando sus edificios principales estaban bien construidos, el sismo no duro más de 20 segundos y las aceleraciones máximas no rebasaron de 0.15g. No se había reconocido el alto potencial sísmico y se produjeron daños muy severos a través de toda la ciudad. Los edificios se asentaron, perdieron la vertical y muchos francamente se volcaron, sin necesariamente sufrir

[1]Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM y Asesor en Geotecnia, CENAPRED.

daño estructural, pero perdiendo su funcionalidad y poniendo en grave riesgo a sus ocupantes. La causa de estos efectos fue la licuación de los suelos de cimentación; el 80% del total de los daños se ha atribuido directamente al comportamiento de los materiales térreos de la cimentación.

En el sismo de Anchorage Alaska se produjeron catastróficos deslizamientos subterráneos y múltiples fallas del suelo que destruyeron instalaciones portuarias y zonas residenciales. Numerosos puentes fueron destruidos cuando los terraplenes de acceso se movieron con tendencia a acercarse, provocando el aplastamiento o pandeo de los claros de los puentes. En el sismo de Perú de 1972 ocurrieron avalanchas enormes y deslizamientos de tierra en zonas montañosas que sepultaron villas completas en los valles.

Por otra parte, en 1971, un sismo de relativamente baja magnitud (6.6) provocó severos daños y la casi falla de dos presas de tierra en San Fernando, California; de haber ocurrido la falla, se hubiese generado un verdadero desastre, ya que aguas abajo se ubica un área residencial donde vivían unas 80,000 personas.

Los sismos de Michoacán en septiembre de 1985 (magnitud 8.1) provocaron la muerte de miles de personas y la destrucción o graves daños en edificios de la ciudad de México. Como se verá más adelante, las intensidades tan altas con que se manifestó este temblor en ciertas áreas de la ciudad, están asociadas a la presencia de suelos blandos. Se describirán con cierta amplitud los daños que indujeron estos sismos, así como las causas geotécnicas del comportamiento de los diferentes tipos de cimentación a los que se recurre en esta capital.

Otros sismos que nos dejan lecciones geotécnicas importantes son los de Talamanca - Limón en Costa Rica de 1991, de Northridge en California de 1994 y el de Kobe en Japón de 1995. De cada uno de ellos se hará un recuento suficientemente detallado, tratando de extraer experiencias que permitan orientar la toma de decisiones geotécnicas, a fin de mitigar eventuales efectos sísmicos sobre obras civiles.

3. COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES

3.1 Sistemas de Cimentación utilizados en la Ciudad de México

Son múltiples y antiguas las descripciones de problemas constructivos para cimentar edificaciones en la ciudad, ya que el desarrollo de ésta se inició dentro de la Traza Colonial, que corresponde al Centro Histórico actual y que se ubica en la zona geotécnica III; en ésta se tienen potentes depósitos de suelos arcillosos muy compresibles y de baja resistencia, Figura 3.1, que no son otra cosa que los depósitos del fondo del otrora lago de la ciudad. El lector encontrará una muy amplia información sobre la arcilla de la ciudad de México en las Refs. 18 y 43. Al Portal de Agustinos, situado en la vieja calle de Tlapaleros -hoy 16 de Septiembre- se le describe [Ref. 4] con "...muchos de sus arcos hundidos por la insegura inestabilidad del subsuelo lodoso que no soporta grandes pesos, mayormente y con más razón éste, que sustentaba dos pisos altos, de elevadas techumbres". El anterior pasaje explica claramente las consecuencias de sobrecargar los cimientos, en este caso superficiales; ello es la causa primordial del mal comportamiento de las cimentaciones empleadas en la zona lacustre de la ciudad, dadas las pobres características ingenieriles del subsuelo.

Son sin embargo las acciones sísmicas, sobre todo las que se manifiestan con gran intensidad en la zona lacustre debido a la gran amplificación que ahí tienen lugar, las que someten a las condiciones más críticas a las construcciones de nuestra ciudad, ya que les inducen esfuerzos altos adicionales a los del peso propio; por tal razón, en el diseño de las cimentaciones y de las estructuras en general, deben tomarse explícitamente en cuenta las solicitaciones sísmicas. Desde luego la problemática geotécnica de la ciudad [Ref. 16] no se circunscribe sólo al ámbito de las arcillas lacustres de la Zona III, Figura 3.2. En la Zona I se enfrentan a menudo problemas relacionados con la presencia de excavaciones subterráneas abandonadas, resultantes de la explotación de arenas y gravas, así como discontinuidades o incluso cavidades en formaciones francamente rocosas. La erraticidad y la variabilidad de espesores blandos son características de la Zona II, lo que impone dificultades para la caracterización del sitio, y por ende del análisis y la construcción de cimentaciones. Las condiciones del subsuelo y sísmicas han obligado al uso de diferentes tipos de cimentación en la ciudad de México; en la Figura 3.3 se muestra un esquema de las más usuales.

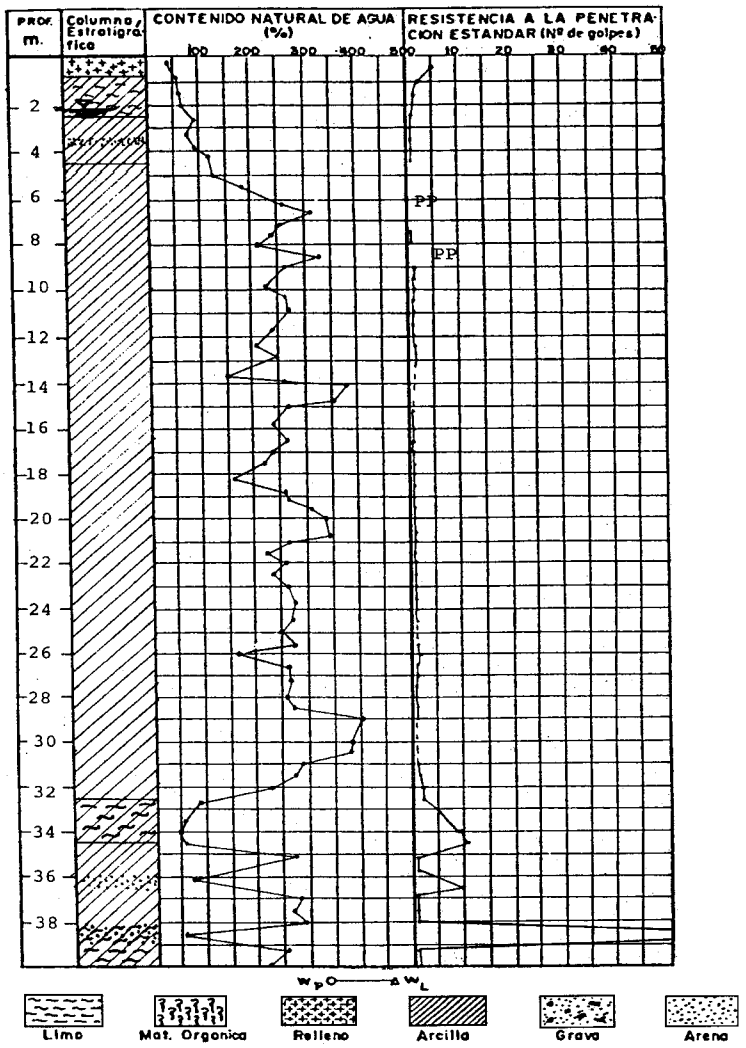


Figura 3.1. Perfil estratigráfico en la zona III (col. Roma) de la ciudad de México

3.2 Comportamiento durante los sismos de 1985

Los daños observados en edificios en la ciudad de México durante los fuertes sismos de septiembre de 1985 estuvieron determinados por las condiciones locales del subsuelo; de hecho se reconoce [Refs. 31, 37, 29, 30 y 32, entre otras] que aquí ocurrió el caso más espectacular en tiempos recientes de lo denominado efectos de sitio, que se refiere a la gran amplificación dinámica que experimenta un depósito de suelo al trasmitir un temblor de tierra. Las intensidades más altas ocurrieron en los depósitos lacustres de arcilla blanda con espesores entre 25 y 45 m, igual a lo acontecido con los temblores de 1957 y 1979; en general, en aquellas áreas con espesores menores o mayores, la intensidad disminuyó significativamente, y en las zonas con suelos duros los daños fueron pocos o despreciables.

Aun cuando se pudieron apreciar casos de mal comportamiento en todos los tipos de cimentación señalados en la Figura 3.3, las edificaciones con sistemas mixtos de una losa o cajón de cimentación y pilotes de fricción fueron las más afectadas durante esos temblores; éstas eran típicamente de moderada altura (6 a 15 pisos) con periodos naturales de vibración relativamente largos. Debido precisamente a la similitud en los modos de vibrar de edificios con este tipo de cimentación y de los depósitos de suelo en que se apoyan estas estructuras, resultan particularmente susceptibles a los efectos de sismos originados en la zona de subducción cercana a la costa del Pacífico. Sin embargo, debe mencionarse que del análisis de los casos historia de edificios con pilotes de fricción que acusaron un comportamiento deficiente, pudo concluirse que todos tenían defectos conceptuales en su diseño. Se ha presentado en otro trabajo [Ref. 2] una revisión de consideraciones para el diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas.

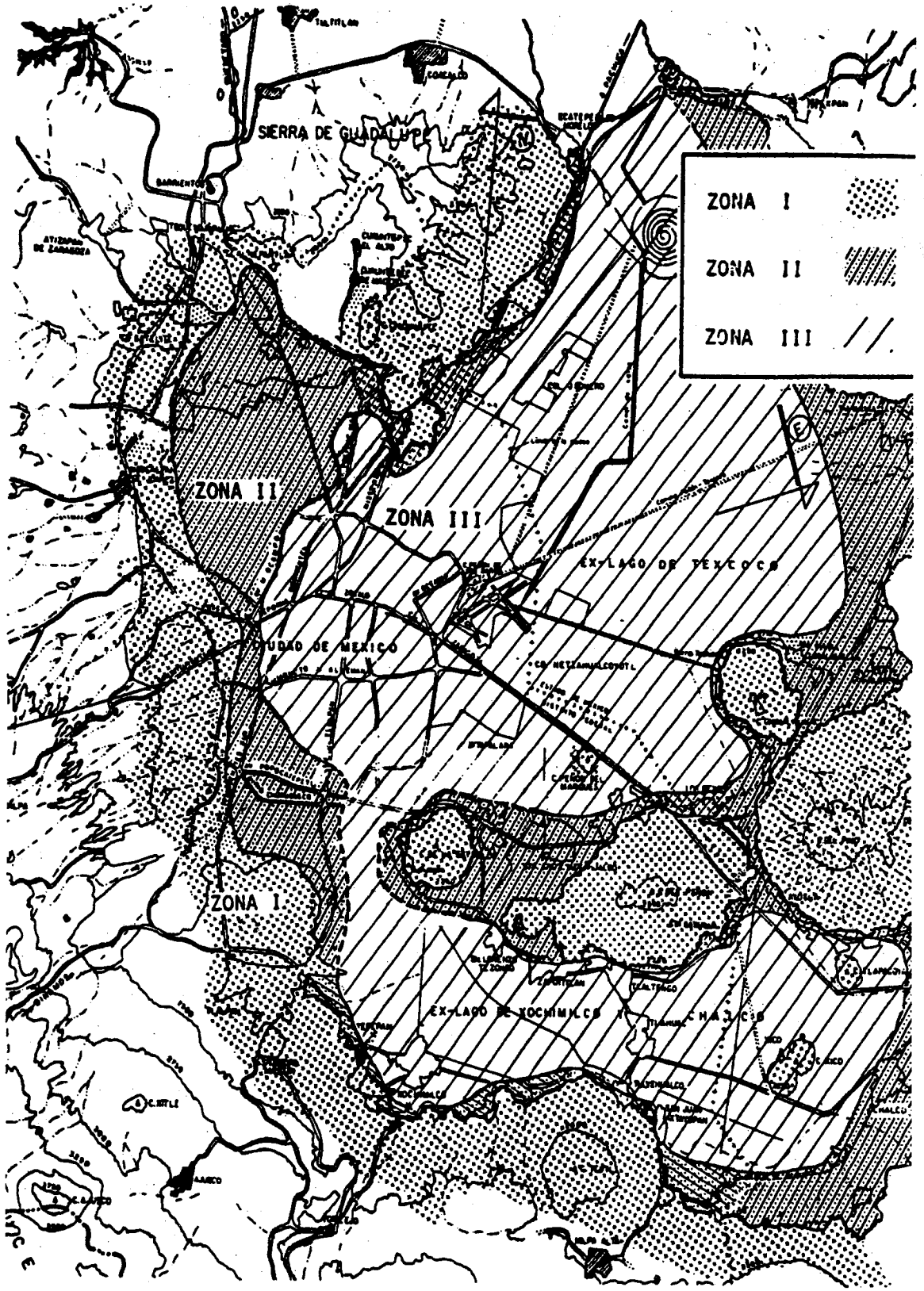


Figura 3.2. Zonificación geotécnica de la ciudad de México

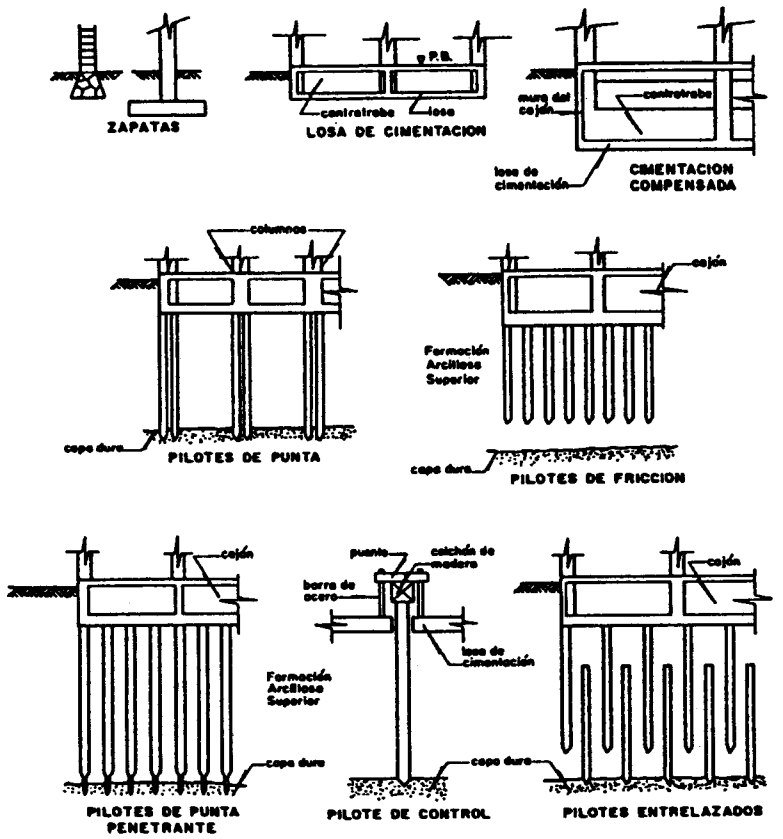


Figura 3.3. Tipos de cimentación empleados en la ciudad de México

La mayoría de los edificios en la ciudad de México con mal comportamiento debido a su cimentación durante los sismos de septiembre de 1985 contaban con un diseño de cimentación inadecuado desde el punto de vista estático; ello implicaba reducidos factores de seguridad ante falla por corte, grandes deformaciones y estados de esfuerzo cercanos a la condición de fluencia del suelo de apoyo. La situación anterior propició la generación de deformaciones permanentes cuando el temblor indujo altos incrementos de esfuerzo cortante cíclico, traduciéndose en asentamientos, desplomos e incluso en colapsos. Estas conclusiones, junto con las que se indican enseguida, resultaron de un análisis de casos típicos reales con funcionamiento deficiente; al lector interesado se le remite a su descripción completa y resultados, los que se han publicado previamente [Refs. 1, 19 y 20] por lo que sólo se resumen aquí los factores principales que determinaron el comportamiento pobre de las cimentaciones; éstos fueron los siguientes:

- Altas presiones estáticas netas aplicadas por la losa o cajón de cimentación, lo que fue especialmente crítico para edificios con grandes dimensiones en planta; a ello contribuyó la casi sistemática presencia de agua en los cajones de cimentación, los que se supone deberían conservarse estancos con fines de compensación.

- Cantidad y longitud reducidas de pilotes de fricción, en su caso, lo que determina que trabajen en condiciones de fluencia bajo cargas sostenidas, sin posibilidad de contribuir significativamente a resistir las acciones sísmicas, propiciando la sobrecarga de la losa o cajón.

- Excentricidades intrínsecas en las cargas sobre la cimentación, ya sea por la configuración estructural o inclusive por operaciones de bombeo excéntrico, los que fueron cruciales en cimentaciones angostas y/o estructuras esbeltas.

- Forma en planta de la cimentación, lo que definió ejes con menor resistencia a los momentos de volteo.

- La necesaria alta rigidez del cajón o losa de cimentación, lo que condujo a concentraciones de esfuerzo en sus orillas y esquinas, que se trasmitían al subsuelo.

- Daños estructurales en elementos de la cimentación, tales como aquéllos que se apreciaron cerca de la conexión de pilotes de punta con dados o contratrabes.

- Falta de mantenimiento y fallas estructurales en mecanismos inadecuados de algunos sistemas de pilotes de control.

- Poca profundidad al desplante de la cimentación, lo que limita la contribución de sus paredes para soportar desplazamientos laterales y cabeceo del edificio.

Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 exigieron la revisión incluso de los principios básicos y las prácticas de diseño y construcción de cimentaciones comunmente aceptados en la ciudad de México. La práctica geotécnica en esta ciudad es compleja, lo que está reconocido en las NTC-Cimentaciones y Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, al señalarse que estas actividades presentan dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades.

En el caso de la ciudad de México y hasta 1985, los ingenieros y la ciudadanía en general consideraban que el reglamento de construcciones vigente era confiable para hacer frente a los temblores de gran magnitud, que se sabía podían manifestarse con una intensidad alta en la zona central de la metrópoli; esta confianza estaba basada en que tales regulaciones se fundaban en avanzadas consideraciones antisísmicas y comportamiento satisfactorio, hasta entonces, de las estructuras durante sismos intensos. Sin embargo, los temblores de 1985 pusieron de manifiesto que las intensidades reales eran superiores a las esperadas, basadas éstas últimas en los registros de sismos en tiempos recientes. Se puso en evidencia que no pueden extrapolarse las experiencias de comportamiento de construcciones antiguas a las estructuras más modernas, como también se apreció la mayor incidencia de daños en edificios de moderada altura, cuya construcción proliferó en las décadas de los setentas y ochentas, debido a que su modo natural de vibración era semejante al casi movimiento armónico de los suelos arcillosos de la cimentación.

No obstante, sería un error señalar que, por lo menos en lo que se refiere a cimentaciones, el número relativamente alto de edificios con mal comportamiento se debió exclusivamente a la magnitud excepcional de los sismos de septiembre de 1985 o a limitaciones del reglamento de construcciones entonces vigente. En efecto, en estudios posteriores a estos eventos [Refs. 1, 19 y 20] acerca del comportamiento de diversos tipos de cimentación de edificios en la zona lacustre de la ciudad, se concluyó que en diez de los trece edificios analizados que mostraron mal comportamiento debido a su cimentación, no se cumplía el Reglamento de Construcciones de 1976 contra un eventual estado límite de falla; ello ocurría inclusive para sólo cargas permanentes. En dos de los casos se cumplía la norma para cargas permanentes, pero no para la combinación que incluía las cargas sísmicas que estipulaba ese reglamento. La gran mayoría de estos casos, ya había mostrado un comportamiento deficiente bajo cargas estáticas, tales como asentamientos diferenciales y totales, así como desplomos.

Los estudios antes mencionados pusieron de manifiesto también ciertas deficiencias en la práctica del diseño y construcción de cimentaciones, así como del conocimiento limitado e insuficiente tanto de las propiedades de los suelos de la ciudad como del comportamiento de ciertos tipos de cimentación ante solicitaciones dinámicas. Así pues, las modificaciones en el capítulo de cimentaciones implementadas en el RCDF-1987, se reconocen implícitamente las incertidumbres en el estado actual del conocimiento y de la práctica ingenieril, por lo que justificadamente su enfoque general es más conservador que el del RCDF-1976, pero de menor grado que el de las Normas de Emergencia 1985, emitidas inmediatamente después de los sismos. La versión vigente de las NTC-Cimentaciones data de 1995, la que con ligeras modificaciones actualizó a la anterior de 1987.

4. EL SISMO DE TALAMANCA-LIMÓN EN COSTA RICA EN 1991

4.1 Datos generales del sismo

Costa Rica es un país que tiene una extensión territorial relativamente pequeña, pero que sin embargo, ofrece grandes contrastes en su topografía, flora, paisaje y geología. En el altiplano (Meseta Central) cercano a la Cordillera Central se asienta la mayoría de la población del país, así como su capital, San José. Esta cordillera está formada por una cadena de montañas y volcanes, varios de ellos activos, que se prolonga hacia Nicaragua por el noroeste, y hacia Panamá por el sureste, siguiendo cierto paralelismo con la costa del Océano Pacífico. El litoral del Mar Caribe se caracteriza por playas tropicales en planicies aluviales, mientras que el litoral del oeste de esta república ístmica es más irregular, con una orografía típica del Pacífico.

La sismicidad de Costa Rica hasta este terremoto de Talamanca, estuvo asociada primordialmente al fenómeno de subducción de la Placa de Cocos en la Placa del Caribe, y en menor grado a moderados fallamientos en la Cordillera Central. Los epicentros de los eventos sísmicos relacionados con el primer mecanismo se han ubicado en la cercanía de la costa del Océano Pacífico, tanto en la parte continental como en el mar. Los epicentros de los sismos locales se han localizado muy cerca de las zonas más pobladas del Valle Central, por lo que aun sin ser de gran magnitud, han provocado incluso la devastación de ciudades enteras.

A las 15:57 hora local (21:57 GMT) del 22 de abril de 1991 ocurrió un fuerte sismo generado a una profundidad de 21 km en el valle de la Estrella, Talamanca, al sureste de Costa Rica (Provincia de Limón) y hacia la porción fronteriza de Panamá (Provincia de Bocas del Toro); todo ello en la zona Atlántica. Su magnitud, según diferentes fuentes, fue entre 7.4 y 7.6. El epicentro se localizó (sismo # 5 en la Figura 4.1) en las coordenadas Long 83° 05.92' W y Lat 09° 38.62' N, a 40 km al sur de Puerto Limón, el cual se encuentra en la costa del Mar Caribe. Las intensidades en la zona epicentral fueron muy altas, en tanto que en el Valle Central fueron más bien moderadas; produjo aproximadamente 50 muertes y causó perdidas millonarias en la infraestructura del transporte de ese país, ya que un número considerable de puentes, y kilómetros de carreteras, así como un muelle importante, se destruyeron parcial o totalmente; algunas estimaciones señalaron pérdidas del orden de los 500 millones de dólares. Los daños mencionados estuvieron muy relacionados con las fallas del subsuelo de esas obras, principalmente debido al fenómeno de licuación; éste ocurrió en forma masiva y en regiones muy extensas, lo que dio como resultado agrietamientos y colapsos tan dramáticos como espectaculares; se presenta a continuación una descripción de los daños.

Lo aquí abordado no es exhaustivo y está basado en la observación directa de los daños por parte de un grupo de ingenieros del Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, en las amables explicaciones e informaciones proporcionadas por personal del Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica, a pocos días de ocurrido el sismo, y a algunos resultados de pruebas índice y dinámicas realizadas a una muestra arenosa recuperada en un sitio donde se produjo licuación.

4.2 Sismicidad histórica

El Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica opera, a través de su Laboratorio de Ingeniería Sísmica, una red de 20 acelerógrafos, distribuidos con particular énfasis en el Valle Central y en la costa del Océano Pacífico. Las aceleraciones máximas medidas [Refs. 17 y 24] fueron de 0.27 g en Cartago a 94 km. del epicentro y de 0.15 g en Cartago Cachi a 80 km.; esta última estación instalada en roca. Desafortunadamente, en la Zona Atlántica no se contaba con ninguna estación sísmica, por lo que no se dispone de mediciones de aceleración en la zona epicentral. Aunque se conoce de intensidades altas en la región por eventos sísmicos históricos, los sismógrafos lejanos han adjudicado en el pasado toda sismicidad en Costa Rica al fenómeno de subducción de la Placa de Cocos bajo la Placa del Caribe, hacia la costa del Océano Pacífico, e incluso a la interacción con la Placa Nazca, así como a fallamientos locales moderados. En la Figura. 4.1 se presenta un mapa esquemático de la compleja tectónica y los mecanismos focales de sismos históricos fuertes ocurridos en Costa Rica, y en las zonas fronterizas con Nicaragua y Panamá. Llama la atención que en territorio tico confluyen las placas de Cocos, Caribe y Nazca, por lo que sus movimientos relativos deben definir la actividad sísmica regional. De gran significación fue el movimiento de la corteza terrestre en Puerto Limón, en donde ocurrió un levantamiento de aproximadamente 1.5 m, lo que hizo retroceder la línea de playa varias decenas de metros.

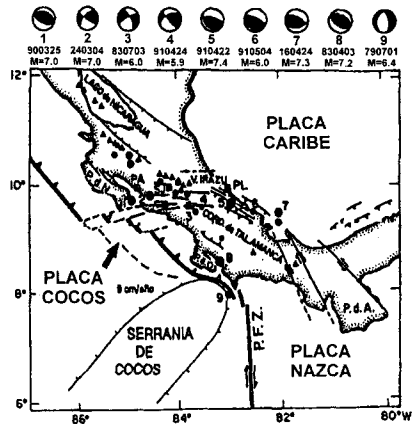


Figura 4.1. Tectónica regional y mecanismos focales en Costa Rica

4.3 Caracterización geotécnica de las zonas con mayor intensidad

La Cordillera de Talamanca está formada primordialmente por rocas plutónicas, hipobisales y volcánicas de composición intermedia a básica [Ref. 23] , con algunas rocas sedimentarias en áreas aisladas; en su flanco hacia el Atlántico se tiene una serie de rocas sedimentarias de edad terciaria. Las planicies costeras donde se acentuó el fenómeno de licuación con sus consecuentes perjuicios, están constituidas por depósitos de origen volcánico y aluvial de tipo fluvial, fluvio-marino y parálico (pantanos y manglares) en donde predominan las arenas limosas; éstas se encuentran poco compactas.

Los depósitos de arena fina alcanzan profundidades de 12 a 30 m [Ref. 34] y típicamente tienen resistencias a la penetración del muestreador estándar que determina valores de N entre 10 y 50. Sobreyaciendo a estos sedimentos se cuenta usualmente con una capa superficial de arcilla limosa de consistencia suave con espesores que van de 0 a 5 m, límite líquido del orden de 100 % y una cohesión aparente de 2 a 5 t/m^2. Subyaciendo a los depósitos arenosos, se encuentran generalmente lutitas. En la Figura 4.2 se presenta información geotécnica [Ref. 11] asociada a las exploraciones del subsuelo en las áreas de una futura expansión de la refinería de petróleo de Moín, muy cerca de Puerto Limón; llama la atención la reducida cantidad de golpes (del orden de 10) para profundidades de unos 10 m, en pruebas SPT.

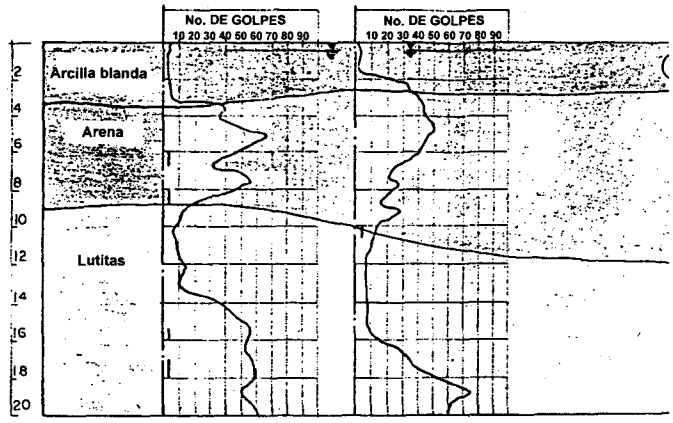


Figura 4.2. Información estratigráficas en la refinería de Moin, cerca de Puerto Limo

A lo largo del camino San José - Puerto Limón se apreciaron diferencias en los daños, mismos que podrían estar asociados a amplificaciones diferenciales de las excitaciones sísmicas, debido a la estratigrafía y características mecánicas del subsuelo [Ref. 11]. En efecto, los mayores daños, los más fuertes asentamientos y la mayor frecuencia de licuación, se apreció en las planicies, abanicos aluviales y depósitos de playa, en donde se encontraban las arenas en condición muy suelta. A su vez, fue notable por ejemplo la ausencia de agrietamiento en los terraplenes a 1 ó 2 km. cadenamiento atrás de la pequeña comunidad de Búfalo, la que se encuentra muy cerca de las estribaciones de reducidas elevaciones rocosas. Presumiblemente en esos tramos, el subsuelo sería diferente al de aquellos depósitos; lo más probable es que haya sido más influyente el aspecto geológico que el topográfico [Ref. 25 y 37], redundando en una menor amplificación. Otro ejemplo de respuestas diferenciales por el tipo de materiales en el subsuelo, fue la propia ciudad portuaria de Limón. En las porciones bajas se observaron las mayores intensidades; los daños en los lomeríos fueron mínimos.

4.4 Daños observados

La zona que sufrió los mayores daños por este sismo se encuentra dentro de un radio máximo de unos 50 a 60 km. del epicentro, principalmente en la provincia de Limón. Desde luego los daños se presentaron precisamente donde existen o existían obras de infraestructura y vivienda. El daño en general en estructuras fue moderado, en tanto que se agudizó en carreteras y puentes.

Caminos. El daño típico en los terraplenes de la carretera principal (Ruta 32) que une San José con Puerto Limón, fue el de un intenso agrietamiento longitudinal principalmente por el eje del camino, Figura 4.3, que se hizo más extensivo en por lo menos 35 km. antes de llegar a ese puerto; los anchos de las grietas fueron variables, y no fue extraño apreciarlas de 50 cm, o más. Tales terraplenes son de pequeña altura, sobre todo en la planicie costera, en donde su altura máxima no excede de 4 m, y usualmente es del orden de 1 a 1.5 m. Ante la urgencia de dar paso al transporte de plátano, principal producto de exportación de Costa Rica, en pocos días levantaron con tractor la carpeta asfáltica; y ésta, junto con los suelos seleccionados de base y sub-base sirvieron de relleno de las grietas.



Figura 4.3. Agrietamiento longitudinal al centro del terraplén del camino San José-Puerto Limón

A su vez, los terraplenes de la carretera costera (Ruta 36) que une Puerto Limón con la población de Sixaola (Frontera con Panamá) fueron en múltiples tramos, prácticamente borrados; su cercanía al epicentro determinó el colapso de prácticamente todos los puentes, según se describe más adelante. Muchos centros de población sufrieron la destrucción de viviendas y servicios públicos; entre ellos se cuentan Puerto Limón, Sixaola, Westfalia, Matina, Batán y Bananito.

En caminos secundarios donde no se rellenaron las grietas, Figura 4.4 pudieron distinguirse detalles que permiten visualizar el mecanismo de falla de sus terraplenes. Se aprecian materiales seleccionados y bien compactos en base y sub-base de este camino secundario, lo que habla de la buena práctica tica en lo que a la construcción de la sección estructural de un pavimento se refiere; es de esperarse que la ruta principal No. 32 tenga incluso características superiores a las aquí mostradas. Ello apunta sin duda a que las deformaciones y agrietamientos que sufrieron los terraplenes no son imputables a estos en sí, sino que son el resultado de los fallamientos y fuertes movimientos que sufrió el subsuelo de apoyo. Subyaciendo a las capas compactadas del pavimento se observan los depósitos de arena fina en donde ocurrió licuación; se apreciaron evidencias de flujo y arrastre de esta arena, pendiente abajo del terraplén.

Además de los agrietamientos, se pudieron distinguir fuertes asentamientos de los terraplenes, e incluso movimientos torsionantes del cuerpo del terraplén, limitados por grietas transversales; la ubicación de éstas a su vez se asoció con hondonadas del terreno. Por tanto, podría haber alguna relación con la presencia de vías de agua y los materiales así depositados; o bien, simplemente, con los mayores espesores y condiciones de los materiales del terraplén.

Puentes y terraplenes de acceso. Uno de los daños más generalizados fue la falla de los terraplenes o rampas de acceso a los puentes carreteros y ferroviarios, manifestándose por un patrón de agrietamientos tanto longitudinales como transversales al eje del camino. Pueden distinguirse dos mecanismos relativamente diferentes que pudieron provocar estos hechos. El primer caso corresponde a los puentes de un solo claro libremente apoyados en sus estribos, los que en general



Figura 4.4. Agrietamiento y fuertes desplazamientos en el estrato subyacente arenoso de un camino fallado

no sufrieron el colapso de su superestructura, la cual precisamente al no caer, limitó los movimientos de la corona de cada estribo o bastión hacia el río. No obstante, los esfuerzos cíclicos durante el sismo, provocaron licuación y fuertes desplazamientos laterales en el subsuelo, lo que produjo los fuertes agrietamientos.

El segundo caso y más dramático ocurrió en los puentes con dos o más claros, y en los que sus apoyos centrales dentro del río tuvieron fuertes movimientos que provocaron el colapso de su superestructura. Al no tener los estribos restricción en su corona por el cuerpo del puente, ocurrieron desplazamientos de los estribos hacia el río de 1a 2 m; ejemplo de lo anterior es el caso del puente de la carretera No. 36 al cruzar el Río Bananito, Figura 4.5. Como consecuencia, el fallamiento de la rampa de acceso fue muy espectacular, con repercusiones de agrietamiento transversal incluso a una decena de metros. En casos como el del puente con apoyos múltiples y estructura hiperestática sobre el Río Chirripó, en donde sus pilas no acusaron desplazamientos significativos, la destrucción de su rampa de acceso debe asociarse a la falla de su primer claro de estructura de concreto con un mecanismo del primer tipo; los esfuerzos sostenidos resultado de una altura de rampa de unos 6 m, debió tener también cierta influencia.



Figura 4.5. Rampa de acceso a un puente con pila central

La falla de puentes estuvo asociada a los muy fuertes asentamientos, desplazamientos laterales (del orden probablemente de 1a 1.5 m), y el consecuente desplomo que sufrieron las pilas de los puentes apoyadas en el cauce de los ríos; obsérvese al respecto en la Figura 4.6 una de las pilas centrales todavía en pie del puente sobre el Río Viscaya. Al no tener suficiente ancho de apoyo los cuerpos del puente en cabezales y coronas de los estribos extremos como para absorber los movimientos, la superestructura del puente cayó, Figura 4.7. Generalmente las pilas de estos puentes descansaban en una zapata de concreto y ésta a su vez era soportada por pilotes de unos 40 cm de diámetro o lado.



Figura 4.6. Colapso del puente de la carretera No. 36 sobre el Río Viscaya, visto desde su desembocadura

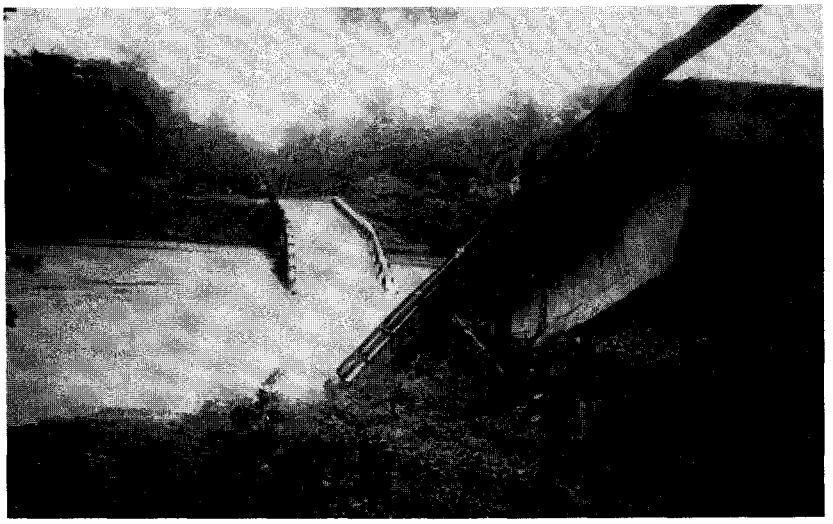


Figura 4.7. Falla del puente de la carretera sobre el río Viscaya

Deslizamiento de taludes. A lo largo de la ribera de varios ríos ocurrieron deslizamientos de taludes hacia su cauce, los que en ocasiones comprendían extensas áreas en planta. Estos deslizamientos se apreciaron incluso en taludes con pendientes muy pequeñas, como es el caso del campo deportivo situado en la inmediación de un puente ferroviario sobre el Río Bananito; las fallas múltiples retrógradas se distinguieron hasta unos 100 m de la orilla de ese río.

Edificios, viviendas, muelles y pistas aéreas. En la zona epicentral había muy pocos edificios de más de tres pisos; sin embargo, dos de ellos localizados en Puerto Limón se colapsaron. Al parecer concepciones estructurales limitadas, calidad de los materiales y/o cuantía reducida del acero transversal en los elementos de concreto reforzado, propiciaron las fallas; otros factores fueron las mínimas regulaciones de los códigos de construcción para esta región, en lo que se refiere a las cargas laterales por considerar. En esto último estaba implícito el mínimo riesgo sísmico que se le adjudicaba a la Zona Atlántica.

Por lo que se refiere a la vivienda popular, informaciones periodísticas señalaban que aproximadamente 25,000 personas la habían perdido por el sismo; la mayoría de éstas construidas con estándares mínimos, o con nulas consideraciones antisísmicas. Seguramente diversas prácticas constructivas regionales habrán de modificarse en el futuro, a raíz de estas experiencias. Ejemplo de ellas son los cimientos conocidos localmente como *basas*, que sería el caso de una zapata aislada en México, salvo que sin la zapata en sí; y que en su extremo superior (especie de dado) sobresale una punta de varilla No. 4 de no más de 10 cm, en la que se encajan los elementos verticales de madera que sobre éstas se construyen. La restricción lateral resultante es mínima, y los colapsos de almacenes o bodegas por cortante o traslación horizontal de su techumbre fue un mecanismo de falla común.

En la refinería de Moín ocurrieron fallas por pandeo en la porción inferior de algunos tanques metálicos de almacenamiento, así como el atascamiento de techos flotantes en algunos de ellos. En el muelle de contenedores de Puerto Limón pudieron apreciarse asentamientos diferenciales de cierta consideración en su piso, con el consiguiente atascamiento en los rieles guía de la grúa de carga y descarga de embarcaciones. Estos movimientos se debieron a la licuación de rellenos pobremente compactados, a juzgar por la gran cantidad de arena expulsada.

Como en múltiples y extensas áreas en campo libre, en las orillas de las pistas del aeropuerto de Puerto Limón se distinguió la ocurrencia de licuación. Sus evidencias eran grietas de decenas de metros de longitud o "volcancitos", a través de los que se expulsó arena hasta la superficie, arrastrada por agua a presión. Al respecto cabe mencionar que se observaron a poco del sismo chiflones de agua que alcanzaban hasta 2 m de altura, tal como se mostró gráficamente en una nota periodística local.

Líneas vitales. Ocurrieron roturas en conductos de diversos materiales y diámetros, así como las correspondientes fugas de los fluidos que conducían. El oleoducto que sale de Moín hacia San José en forma paralela a la Ruta 32, está compuesto por dos tuberías de acero de 6" de diámetro con tramos soldados; su presión de bombeo es de 70 kg/cm^2. Sólo uno de los conductos sufrió una falla por tensión debida a pandeo, en la cercanía del Río Chirripó, en un tramo en el que

descansaban a cada 15 m en silletas metálicas tubulares sobre la superficie del terreno; este tramo coincidía con una porción del camino que experimentó particularmente fuertes deformaciones permanentes [Ref. 26] y que dio por resultado las fuertes distorsiones de las tuberías del oleoducto, como se aprecia en la Figura 4.8. Otros tramos del oleoducto descansaban a cada 9 m sobre durmientes de concreto; y otros más se mantenían enterrados. Al parecer el menor espaciamiento en los apoyos o la ligera restricción del suelo en los conductos enterrados, favoreció un mejor comportamiento.

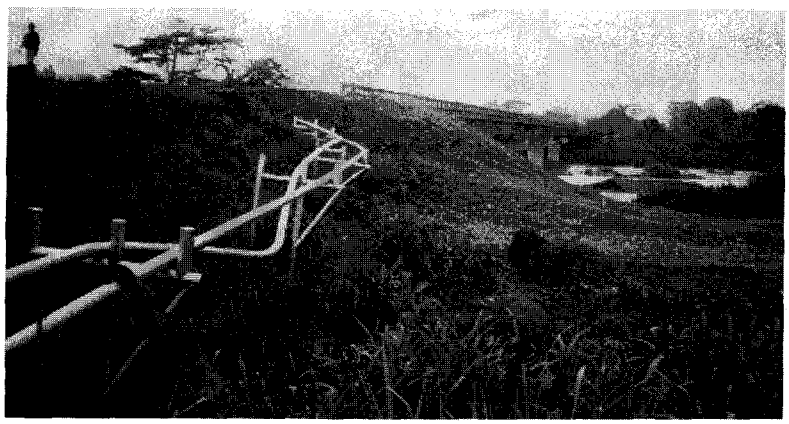


Figura 4.8. Impresionantes distorsiones sufridas por el oleoducto en la zona de su falla y fuga

Por otra parte, sucedieron también múltiples fallas y fugas en acueductos tanto en la línea de suministro a Puerto Limón, como en el sistema de distribución en la propia ciudad portuaria. Estas tuberías están conformadas por ductos de materiales muy diversos (concreto reforzado, fierro colado, asbesto cemento, PVC, etc.) y en diámetros que varían de 1/2" a 20". Como hecho común en todas estas fallas fue que ocurrieron casi siempre en sus juntas.

4.5 Características de las arenas licuadas

Se ensayó en el laboratorio una muestra de suelo tomada de un volcancito a 15 m del pie del terraplén de la carretera No. 32, justo a la entrada a la desviación al poblado de Batán. Corresponde a una zona de agrietamiento muy intenso y con claras evidencias de licuación masiva; se desconoce la profundidad de su procedencia. De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS, se trata de una arena limosa mal graduada y fina con un alto porcentaje de finos no-plásticos; se le reconoce como SM-Batán. En la Figura 4.9 se muestra su distribución granulométrica, junto con los intervalos de graduaciones de diferentes suelos en los que se ha presentado el fenómeno de licuación. Se distingue claramente que el suelo en estudio cae precisamente en el intervalo de mayor susceptibilidad a la licuación; no hace sino corroborar las condiciones de su procedencia. Al observar al microscopio óptico los granos retenidos en la malla No. 80, se les distinguen formas semi-angulosas poco trabajadas por abrasión, por lo que parece ha sufrido poca transportación; cabría pensar en un origen volcánico. Su densidad de sólidos o gravedad específica resultó relativamente alta, G = 2.87, al parecer por un contenido alto de ferromagnesianos.

Por otra parte, se realizaron ensayes dinámicos en una cámara triaxial cíclica torsionante con el suelo SM-Batán [Ref. 21] , los que fueron antecedidos por pruebas en las que se determinaron los estados más suelto (Dr=0%) y más compacto (Dr=100%) de la muestra arenosa. Se presentan aquí algunos de los resultados de los ensayes triaxiales, con objeto de ilustrar el fenómeno de licuación en el laboratorio bajo condiciones controladas.

Para la consolidación de la muestra arenosa se adoptó *a priori* un esfuerzo confinante isotrópico de 0.35 kg/cm^2, que representa aproximadamente el esfuerzo octaédrico *in situ* a una profundidad de 5 m. Se aplicaron por etapas esfuerzos cortantes crecientes, al imponerle acciones torsionantes cíclicas senoidales; en cada nivel de cortante, se aplicaron 20 ciclos con una frecuencia f = 1 Hz. En la Figura 4.10 se presentan los resultados correspondientes a la amplitud de esfuerzo cortante con la que justamente se alcanza la licuación de la arena; pertenecen a una compacidad relativa de 28 %. Se muestran de arriba hacia abajo los registros a través del tiempo del esfuerzo cortante cíclico, de la presión de poro y de la distorsión. Conforme transcurren los ciclos de carga, se aprecia cómo se degrada rápidamente la estructura de esta arena limosa suelta, desarrollando distorsiones muy grandes las cuales crecen hacia el final de manera exponencial. Se distingue a su vez que la presión de poro experimenta un proceso cíclico pero siempre creciente, hasta anular el esfuerzo efectivo de confinamiento; puede apreciarse que hacia el final de este proceso, la arena ya no es capaz de resistir el esfuerzo cortante inicial.

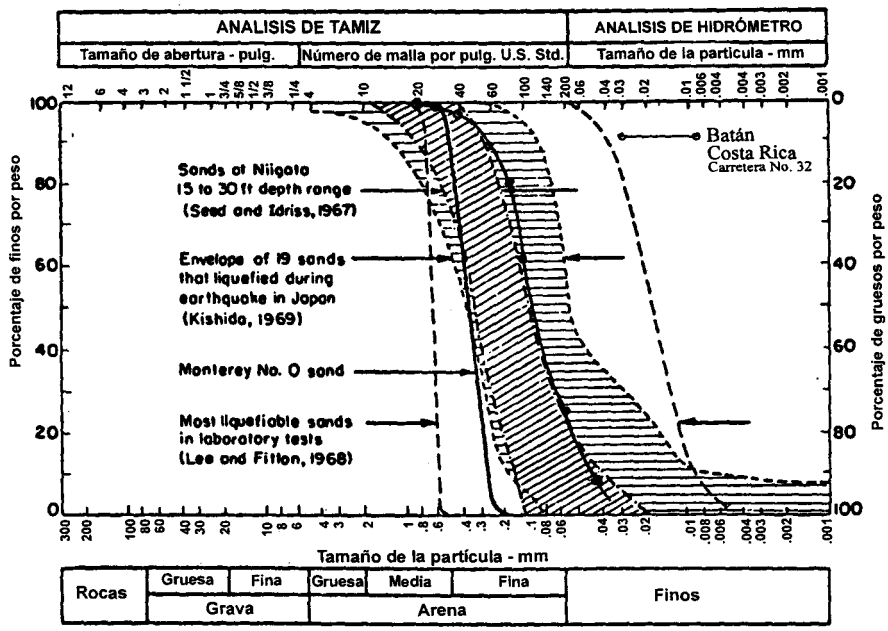


Figura 4.9. Granulometría del suelo estudiado a intervalos granulométricos de suelos que han sufrido licuación

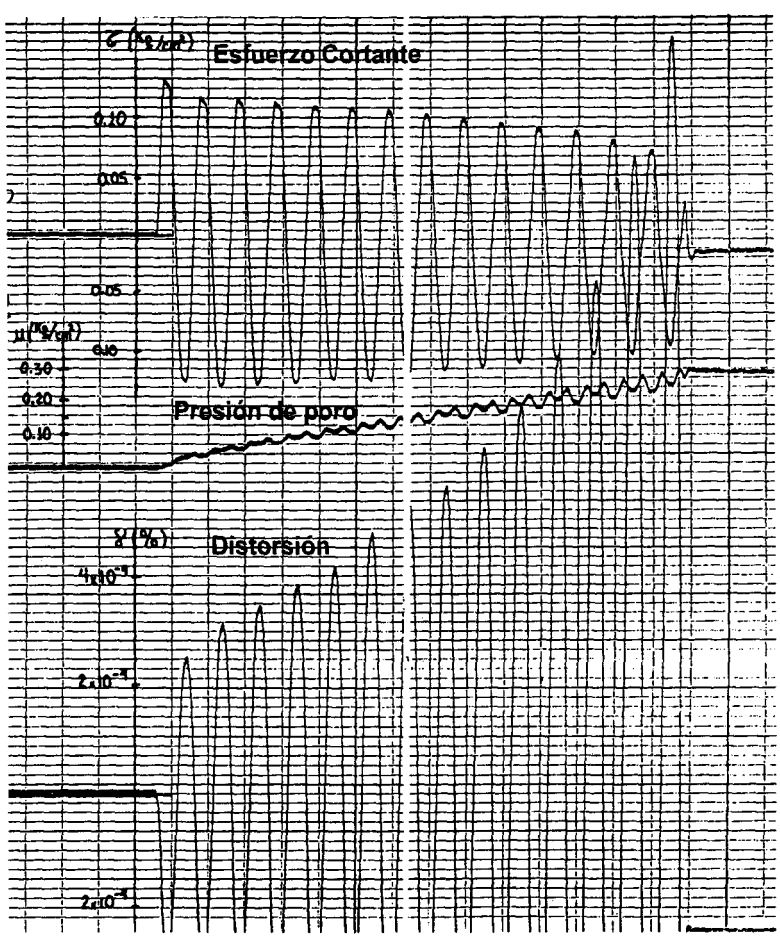


Figura 4.10. Historia de esfuerzos cortantes, presión de poro y distorsión, SM-Batán, Costa Rica, D_r =28%

4.6 Enfoques de análisis del fenómeno de licuación

Cuando un depósito de suelo granular saturado, en estado suelto, se ve sometido a un sismo, los movimientos que le genera le inducen esfuerzos cortantes dinámicos; éstos esfuerzos provocan la tendencia del suelo a compactarse y a reducir su volumen. Sin embargo, por la rapidez con que se aplican estas acciones, por la permeabilidad del suelo en cuestión y por las condiciones de frontera, prevalecen condiciones no drenadas, impidiendo la compresión del suelo; en estas condiciones, la presión de poro se incrementa. Conforme la presión de poro aumenta, los esfuerzos efectivos que actúan en el depósito de suelo se reducen en la misma proporción, y con ello la resistencia al esfuerzo cortante del material; esta situación puede alcanzar un estado en el que se anulen los esfuerzos efectivos, con lo que se pierden los contactos entre los granos del suelo y por consecuencia el suelo adquiere un estado líquido, desde luego sin resistencia al esfuerzo cortante. A este fenómeno transitorio se le conoce como licuación de suelos.

Se ha definido a la licuación (al parecer de manera más castiza, en España y en otros países americanos, se habla de licuefacción) como el proceso de transformación de una sustancia en un líquido. Los factores que determinan el potencial de licuación son los siguientes:

- Granulometría
- Compacidad o densidad relativa inicial
- Esfuerzo normal efectivo octaédrico
- Amplitud de los esfuerzos o distorsiones cíclicos
- Número de ciclos
- Nivel del agua superficial y grado de saturación del depósito
- Edad del depósito
- Historia de deformaciones y estructura de los suelos

Es un hecho bien conocido que los suelos más susceptibles a la licuación son los granulares relativamente finos y no cohesivos; éstos son, las arenas y los limos; ya en la Figura 4.9 se establecieron algunos de los intervalos de las distribuciones granulométricas de suelos que han exhibido licuación. Los suelos compactos no tienen tendencia a comprimirse, sino por el contrario a dilatarse y consecuentemente, al verse sometidos a esfuerzos cortantes transitorios, no pueden licuarse; desde luego el grado de compacidad para el que ya ocurre licuación es una variable por definir experimentalmente. Cuanto mayor es el esfuerzo confinante, menor es la posibilidad de que se alcancen presiones de poro tan altas como para anularlo; así pues, la licuación sucede en estratos cercanos a la superficie del terreno, muy probablemente no más allá de 15 m; a su vez, será mayor la presión de poro a cierta profundidad, cuanto más cerca de la superficie se presente el nivel de agua. Las amplitudes de las acciones cíclicas y el número de ciclos equivalentes, guardan relación con las aceleraciones que podrían inducirse en un sitio en particular, dada la sismicidad a que esté expuesto; es claro que estas definiciones conllevan incertidumbres. Como se mostrará en el capítulo siguiente con el caso de la licuación de grandes áreas formadas por dragado, relativamente recientes, los depósitos más jóvenes resultan más susceptibles a la licuación. Sabemos por otra parte, que la relación de vacíos es una variable insuficiente para caracterizar geométricamente un medio poroso; estructuras, tramas o arreglos diferentes de granos, pueden tener idéntica relación de vacíos.

Se han propuesto muchos procedimientos para evaluar la potencialidad de licuación de depósitos arenosos; un recuento de ellos se tiene en la Ref. 15. Pueden distinguirse tres enfoques de análisis para establecer tal potencial que pudiera tener cierto material granular en un sitio definido:

- Ensayes de laboratorio con muestras inalteradas o reconstituidas, sometidas a los estados de esfuerzo que experimente el suelo *in situ* [Ref. 35].
- Ensayes de campo y el uso de correlaciones empíricas entre las características *in situ* de terrenos que hayan sufrido licuación y pruebas tales como la penetración estándar [Ref. 36], y
- Predicciones analíticas a partir de un conocimiento más fundamental de la dinámica de suelos [Ref. 9].

5. LOS SISMOS DE NORTHRIDGE EN CALIFORNIA EN 1994 Y EL DE KOBE EN JAPÓN EN 1995

5.1 Sismo de Northridge

El 17 de enero de 1994, un sismo intenso de magnitud Ms = 6.8 sacudió la porción noroeste de la zona metropolitana de Los Ángeles, California, con epicentro en Northridge; provocó fuertes daños a puentes de autopistas, líneas vitales, edificios comerciales y residenciales, así como a otras instalaciones ingenieriles. En la Tabla 5.1 se reúnen algunas características generales de este sismo.

Tabla 5.1 Características de los sismos de Northridge y Kobe

	NORTHRIDGE	*KOBE*
Fecha	Enero 17, 1994	Enero 17, 1995
Magnitud	M_L = 6.7	M_L = 7.2
Antecedentes	Sismo de San Fernando 1971, M= 6.6	Inesperado. Sin sismos intensos en los últimos 50 años. El primer ran sismo que impacta una gran área urbana en Japón; Kobe, el 2º puerto de ese país.
Duración (a>0.05g)	5-15 s	8-12 s
Profundidad focal	18 km	14 km
Mecanismo	Falla normal inversa desapercibida	Falla de deslizamiento con cierta componente inversa
Longitud de la falla	16 km	30 - 45 km
Deslizamiento medio en la falla	1.6 m	2.5 m
Costo de daños	~$40,000 Millones U.S. Dlls. El más costoso en los EEUU	¥ 9.927 billones de yens (Aprox $ 94,000 millones U.S. Dlls.)

5.1.1 Efectos geológicos y de suelos

Es bien sabido que las condiciones geológicas y de los suelos que prevalecen en un sitio en particular determinan en gran medida los movimientos del terreno cerca de la superficie, afectando así a las cimentaciones y a las estructuras; se han distinguido patrones de daños asociados a estas dos condiciones, por lo que para la zona del sur de California se tiene un gran avance en la implantación [Ref. 8] de una base de datos geotécnicos tridimensional, para la microzonificación de la zona metropolitana de Los Ángeles. El Valle de San Fernando y la cuenca de Los Ángeles están mayormente subyacidas por suelos duros en estratos potentes, con diferencias marcadas en su espesor y en su rigidez, sitio a sitio. Sin que ocurriesen los espectaculares efectos de sitio que se distinguieron en la ciudad de México durante los sismos de Michoacán en 1985, en el sismo de Northridge se presentó el fenómeno como se pudo detectar al comparar los registros acelerográficos en diferentes sitios, prácticamente equidistantes del epicentro. Sin embargo, en campos cercanos al mismo, además de la amplificación por los suelos, otros factores pudieron tener alguna contribución [Ref. 3]; entre ellos, se apuntaron la direccionalidad [Ref. 10], la topografía y la orientación azimutal.

5.1.2 Movimientos del terreno y sus efectos

Un número sin precedente de registros sísmicos se obtuvieron durante este sismo [Ref. 10]. En la Figura 5.1 se distinguen los sitios y las aceleraciones máximas registradas (fracción de la gravedad) en la zona epicentral. En la Tabla 5.2 se reúnen algunas características importantes tanto del sismo de Northridge como del de Kobe, lo que permite hacer interesantes comparaciones. Un porcentaje significativo de las aceleraciones máximas medidas, cayeron por arriba [Ref. 3] de la mayoría de las curvas de atenuación conocidas, Figura 5.2, determinando aceleraciones superiores a las que podría esperarse para un sismo de magnitud semejante.

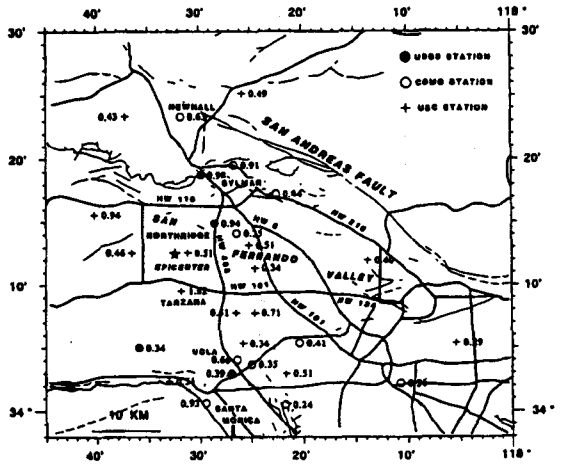


Figura 5.1. Mapa general de la zona afectada por el sismo de Northridge (Çelebi, 1996)

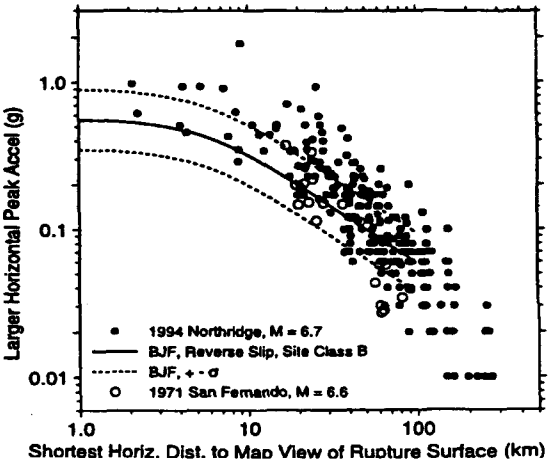


Figura 5.2. Aceleraciones máximas medidas y curvas de atenuación (Çelebi, 1996)

5.1.3 Interacción suelo-estructura en puentes y edificios

El fenómeno que tiene que ver con la interacción inevitable entre el conjunto cimentación-estructura y el suelo que lo soporta, tuvo un rol importante en el comportamiento sísmico de edificios y puentes, bajo un ambiente, como ya se señaló, de aceleraciones muy altas. Manifestación de ello son los registros acelerográficos obtenidos en la cimentación de estas edificaciones, y las medidas en sus inmediaciones en campo libre.

En efecto, en prácticamente todos los casos en los que se midieron aceleraciones en la cimentación de estructuras y en sus estacionamientos circundantes, se tuvieron aceleraciones máximas diferentes. En edificios, el pico de los movimientos en la base de edificios fue generalmente de apenas 60 al 95% del máximo en campo libre [Ref. 41]; ejemplo de esto fueron los edificios Hollywood Storage y Angeles University Hospital. A su vez, en los pocos puentes en los que se cuenta con el par de registros, éstos apuntan a que ocurrió lo contrario, Figura 5.3. Por ejemplo, en la intersección Y-10/215 de la autopista de San Bernardino [*op cit*] la $a_{máx}$ en campo libre fue de 0.1g; ésta creció a 0.14g en la parte superior de la cimentación. Además, se distinguieron evidencias de asentamientos significativos en los terraplenes de acceso en los puentes fallados, lo que seguramente contribuyó a tal falla. Durante la Sesión Especial 9 [Ref. 27] del Undécimo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica que se llevó a cabo en Acapulco en junio de 1995 se presentó un método para cuantificar los desplazamientos que por deslizamiento y rotación sufre un muro rígido durante sismos, a la vez que se señaló la necesidad de realizar estudios y análisis más amplios y sistemáticos para dar luz acerca de la interacción dinámica suelo-estructura en puentes, lo que como se mostró en este sismo, puede ser de vital importancia para el diseño antisísmico de este tipo de estructuras.

Tabla 5.2 Movimientos del terreno y sus efectos. Sismos de Northridge y Kobe

Característica	*Sismo de NORTHRIDGE*	*Sismo de HYOGOKEN - NAMBU (Kobe)*
Estaciones sísmicas	Más de 250. El mayor número de registros para un sismo en el mundo, algunos de los cuales con los movimientos más violentos jamás registrados.	Red puesta en operación 8 meses antes del sismo en la región de Kansai y Hanshin. Más de 250 registros.
Aceleraciones registradas	Tendencia general de registros con aceleraciones mayores a las medidas en otros sismos de magnitud similar. Picos que excedieron 1 g en componente horizontal en varios sitios. Una estación con a > 1.2 g (V)	Componentes verticales muy grandes, mayores que en registros anteriores. En la Isla Puerto de Kobe (artificial), $a_V / a_H = 1.63$; en tierra firme, el cociente es de 0.41, aunque con mayor aceleración horizontal.
Aceleraciones máximas	H: 1.8 g; V: 1.2 g en Tarzana. Depósitos con suelos a distancias menores de 20 km, $a_V / a_H \approx 1$ (±0.2) y se reduce a 0.6 (±0.1) a distancias mayores.	Kobe H: 0.82 g ; V: 0.33 g Isla Puerto de Kobe H: 0.34 g; V: 0.56 g
Movimiento del terreno	Pulsos de periodo largo ⇒ Velocidades y desplazamientos grandes ⇒ Alta energía transmitida a las estructuras ⇒ DAÑOS. Al parecer, los movimientos más severos asociados a fallas normales, en comparación con fallas de deslizamiento. Se han señalado efectos de sitio y de direccionalidad.	Marcada direccionalidad según la falla, con picos de aceleración del doble en la zona hacia donde se propagó la ruptura (Efecto Doppler). Componente vertical muy amplificada ⇒ LICUACION Y ASENTAMIENTOS. Éstos hasta de 0.9 m en la Isla Puerto. Movimientos LATERALES de 2.5 a 3.5 m en muelles con efectos hasta unos 150 m.
Materiales	Valle aluvial	Depósitos cuaternarios (v_S de 200 a 1000 m/s) y terrenos artificiales ganados al mar, muy recientes.
Efectos topográficos locales	Muy marcados (ej. Tarzana: Colina de sólo 20 m de altura x 500 x 200 m)	Se ha mencionado como un cuarto factor, después de direccionalidad, efectos de sitio y condiciones geológicas.
NORMATIVIDAD	Los espectros de respuesta calculados con los datos registrados en diversos sitios, rebasaron los espectros del UBC ⇒ cambios propuestos a los espectros de diseño.	El reglamento vigente durante el sismo fue expedido en 1981. La mayoría de edificios construidos después de 1981 sufrieron daños menores.

5.1.4 Licuación, deslizamientos y movimientos permanentes del terreno

Si bien ocurrió licuación en sitios distantes unos 50 km del epicentro, este fenómeno no tuvo un papel tan significativo como en el sismo de Kobe. Pudieron distinguirse en zonas playeras algunos casos de agrietamiento de pavimentos, aparición de "volcancitos" y expulsión de arena a la superficie del terreno, como en Santa Mónica; se ha reportado así mismo [Ref. 41] la falla de un muelle en Redondo Beach con deformaciones permanentes laterales de 1.5 m y verticales de 0.75 m, en el que se distinguieron evidencias de licuación en el material de relleno contiguo al muelle.

Ocurrieron deslizamientos de suelo y rocas en la zona montañosa epicentral norte, así como en los acantilados a lo largo de la autopista costera del Pacífico en el área de Santa Mónica, provocando serios daños a casas construidas en esa porción con vista al mar; pudieron apreciarse también algunas fallas de talud en depósitos de jales producto de actividades mineras.

Por otra parte, en porciones localizadas, como en las inmediaciones de la calle Balboa en Granada Hills, el terreno acusó grandes deformaciones permanentes, provocándose agrietamientos severos con aberturas de 15 a 25 cm. Ello condicionó las múltiples rupturas de las líneas de gas y con ello los incendios que devastaron esa zona residencial; también, la ruptura de tuberías de agua provocaron inundaciones. La razón de este significativo agrietamiento no ha sido cabalmente

explicado todavía. Es desde luego muy factible que las deformaciones del terreno en esta región del valle de San Fernando tengan fuerte influencia por la radiación del mecanismo de ruptura, ya que es la zona más cercana a la falla que generó el sismo - y de la que no se tuvieron evidencias de su traza en la superficie del terreno-; sin embargo, dado que este agrietamiento estuvo muy localizado a una calle y a sus vecinas, mismas que se encuentran en una colina, podría caber una explicación con base en el deslizamiento somero pendiente abajo, determinando la aparición de grietas entre bloques deslizantes.

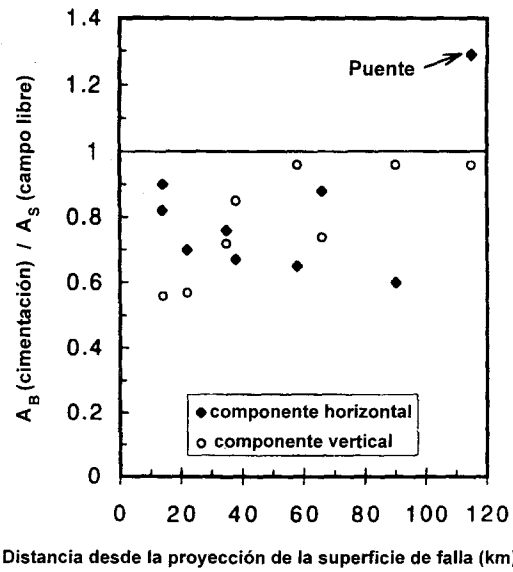


Figura 5.3. Cociente de aceleraciones en la cimentación y en campo libre, como índice de la interacción dinámica suelo-estructura (Yegian et al., 1995)

5.2 Sismo de Kobe (Hyogoken Nambu)

Igual en la madrugada y en el mismo día que el sismo de Northridge, pero en el año de 1995, ocurrió un sismo de magnitud $M_L = 7.2$ en la porción sur de la Prefectura de Hyogo, Figura 5.4, en la que se encuentran las ciudades de Kobe, Ashiya, Nishinomiya, Amagasaki y Osaka, mismas en las que se manifestó con gran intensidad; hubo de lamentarse el fallecimiento de alrededor de 5,500 personas y daños muy cuantiosos. Como se reconoció en la Sesión Especial 9 [Ref. 14] del Undécimo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica que se llevó a cabo en Acapulco en junio de 1995, los daños fueron tan devastadores que destruyeron la ilusión de Japón de suponerse como la región más avanzada en el mundo preparada contra temblores. Sin lugar a dudas los aspectos geotécnicos jugaron un papel muy significativo en la respuesta de cimentaciones, edificaciones y estructuras en la costa, toda vez que gran parte de los daños estuvieron asociados a la licuación que ocurrió sobre todo en rellenos artificiales en materiales granulares producto del dragado y de bancos tierra adentro.

5.2.1 Movimientos del terreno y sus efectos

Las características más importantes del sismo de Kobe se resumen en las Tablas 5.1 y 5.2. Las aceleraciones registradas alrededor de la bahía de Osaka se indican en la Figura 5.4 [Ref. 39]. Las aceleraciones más altas se detectaron en el área que se ubica en la dirección de la propagación de la ruptura, desde el epicentro, alcanzándose hasta el doble de aquéllas registradas en otras direcciones; la distribución de réplicas al evento principal, Figuras 5.5 y 5.6, de hecho coincide con la existencia de la falla activa llamada Nojima que corre a lo largo del lado noroeste de la isla de Awaji. A diferencia de lo apreciado en el sismo de Northridge, la atenuación de las aceleraciones con la distancia siguió aproximadamente las curvas empíricas conocidas, tanto en la zona hacia adelante de la ruptura, como en dirección lateral.

La distribución de daños estuvo muy influenciada por las condiciones geotécnicas del sitio, y éstos fueron tanto menores conforme aumentó la distancia de la falla. Se apuntó en la Sesión 9 que el índice de daños en casas habitación pudo estar relacionado con la velocidad máxima en la superficie del terreno. Un rasgo interesante apreciado principalmente en los rellenos artificiales fue la ocurrencia de aceleraciones verticales mayores que las horizontales; los movimientos horizontales acusaron deamplificación, en tanto que los verticales fueron amplificados, al parecer debido [Ref. 14] al contraste en la velocidad de propagación en el estrato superior no saturado.

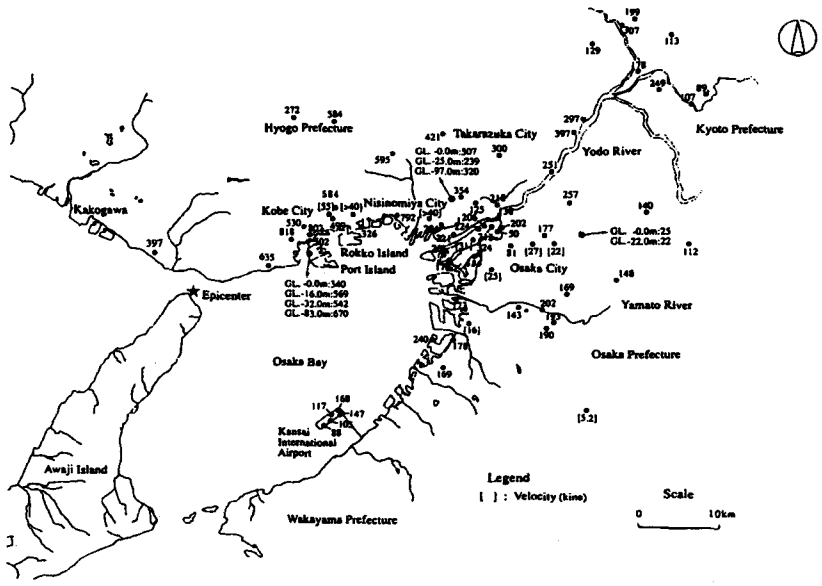


Fig 5.4 Aceleraciones máximas registradas durante el sismo de Kobe (Shibata et al., 1996)

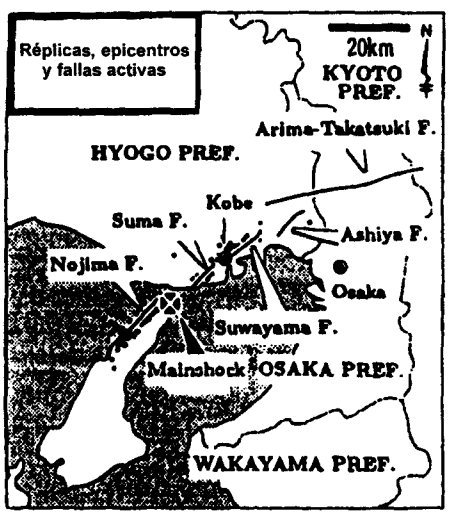


Figura 5.5. Epicentro, réplicas y fallas activas. Sismo de Kobe

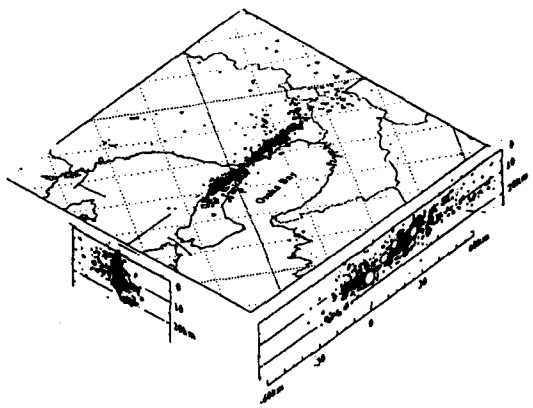


Figura 5.6. Distribución de réplicas del sismo de Kobe (Iwasaki, 1996)

5.2.2 Licuación

Como resultado de las fuertes aceleraciones, aunadas a la presencia de arenas y gravas saturadas y de compacidad baja, ocurrió licuación masiva en múltiples sitios playeros alrededor de la bahía de Osaka, Figura 5.7, en gran proporción en rellenos artificiales; en la zona, se tiene una gran tradición de desarrollo de áreas ganadas al mar, Figura 5.8. Al compararse estas últimas figuras se corrobora lo proclives que resultan los rellenos sueltos y jóvenes a la licuación.

Un ejemplo conspicuo de lo anterior está representado por la isla artificial conocida como Isla Puerto, misma que se localiza al sur de la zona comercial de Kobe, y que fue construida en dos fases; durante la primera (1966-1981) le ganaron 439 hectáreas al mar, y en la segunda (1972-1990) la aumentaron hacia el sur en 319 hectáreas. En la primera fase se empleó un granito descompuesto y en la segunda, materiales disgregados de areniscas, limonitas y tobas; en los rellenos del primero se distinguió más la licuación. En la Figura 5.9 se presenta un perfil estratigráfico típico en la zona no tratada, distinguiéndose de 5 a 10 golpes en pruebas SPT en los rellenos artificiales. La porción central de la Isla Puerto (bodegas, oficinas administrativas, edificios, etc) fue mejorada masivamente, Figura 5.10, con métodos tales como drenes de arena, vibroflotación, precarga, etc, lo que determinó que se presentaran asentamientos moderados, Figura 5.11. Por el contrario, las zonas de patios, maniobras y almacenaje de contenedores no tuvieron tratamiento alguno [Ref. 12 y 13]; fue ahí donde

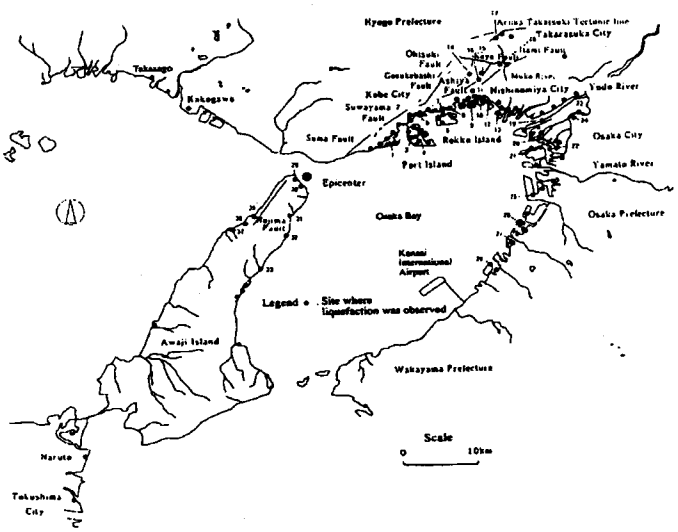


Figura 5.7. Sitios en los que se observó licuación durante el sismo de Kobe (Shibata et al., 1996)

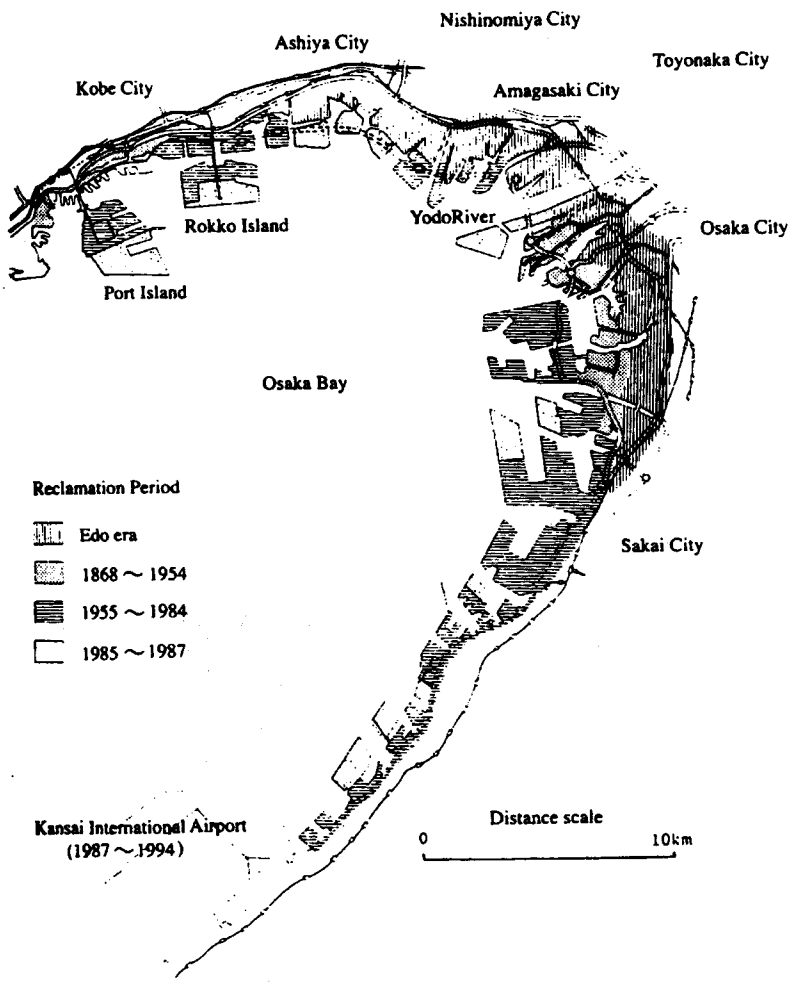


Figura 5.8. Historia de la ganancia de terrenos al mar en la bahía de Osaka (Shibata et al., 1996)

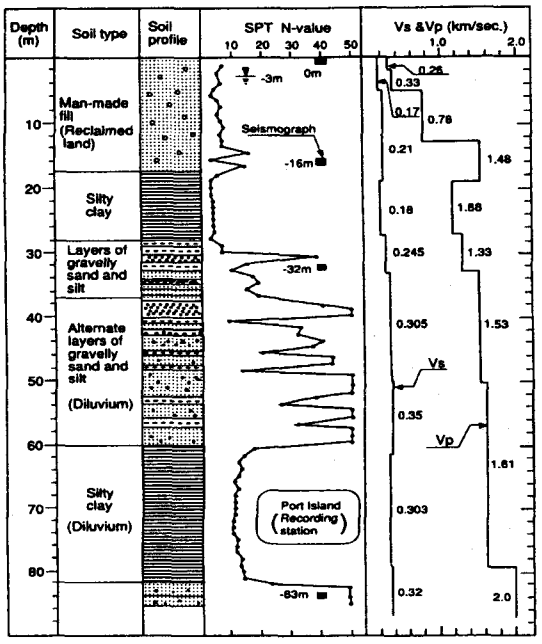


Figura 5.9. Perfil estratigráfico en una estación sísmica de la Isla Puerto (Ishihara y Yasuda, 1996)

ocurrió la licuación masiva, provocando fuertes agrietamientos, Figura 5.12, desplazamientos laterales hacia el mar tan grandes como 5.9 m, Figura 5.13a, asentamientos de 2.5 m, Figura 5.13b, y deslizamiento o volcamiento de prácticamente todos los muelles y otras estructuras costeras, Figura 5.14, así como la rotura de líneas de gas y agua.

Utilizando arreglos verticales de acelerógrafos dispuestos a diferentes profundidades [Ref. 40] en la Isla Puerto, fue posible detectar los comportamientos dinámicos no lineales que ocurrieron durante este sismo; se reportó en la Sesión 9 que se han hecho estimaciones que señalan que en los rellenos artificiales se alcanzaron distorsiones entre 1 y 2%, de 0.6% en el estrato de arcilla aluvial, y de 0.1 a 0.2% en el potente estrato diluvial más profundo.

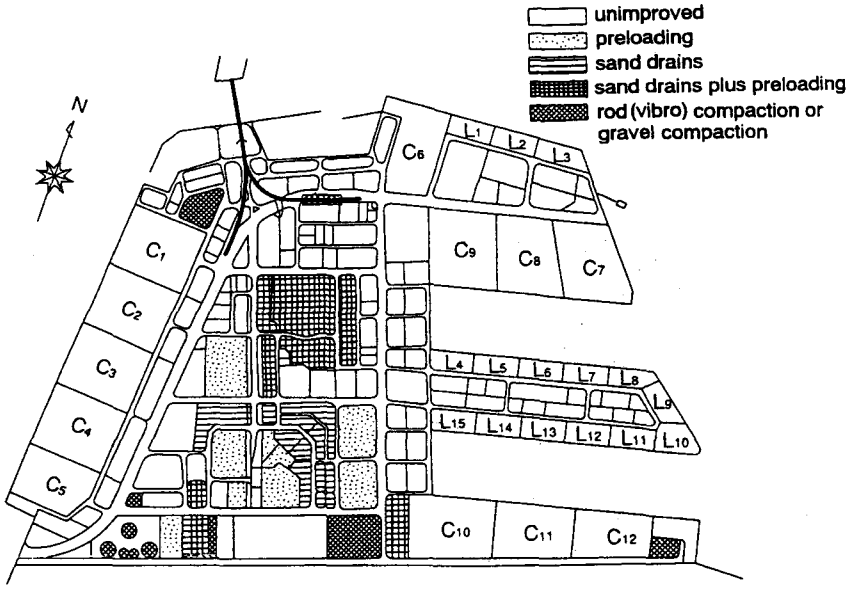


Figura 5.10. Zonas mejoradas y las no tratadas en la Isla Puerto (Ishihara y Yasuda, 1996)

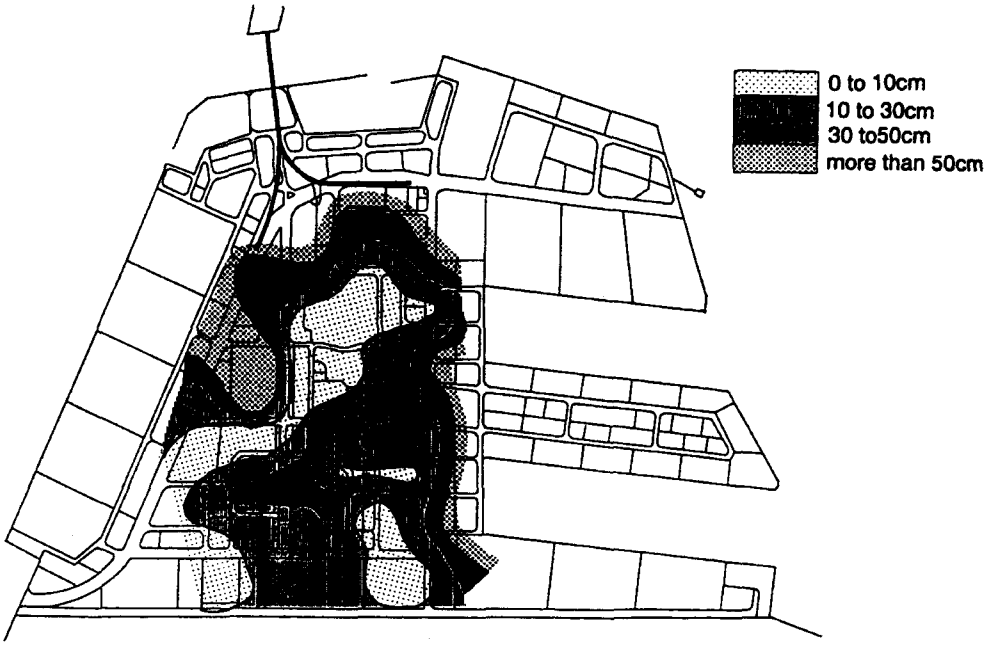


Figura 5.11. Contornos de igual asentamiento en la zona con terreno mejorado en la Isla Puerto (Ishihara y Yasuda, 1996)

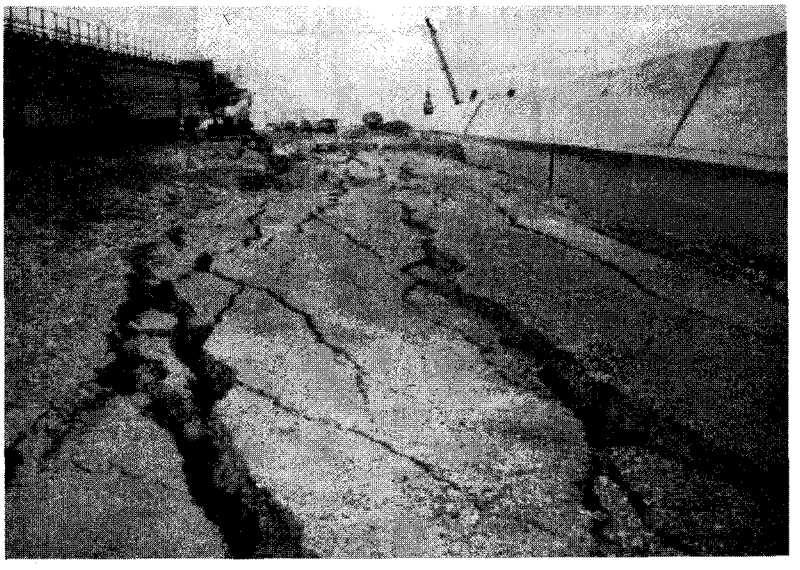


Figura 5.12. Agrietamiento y movimiento lateral del suelo en la isla Puerto (Shibata et al., 1996)

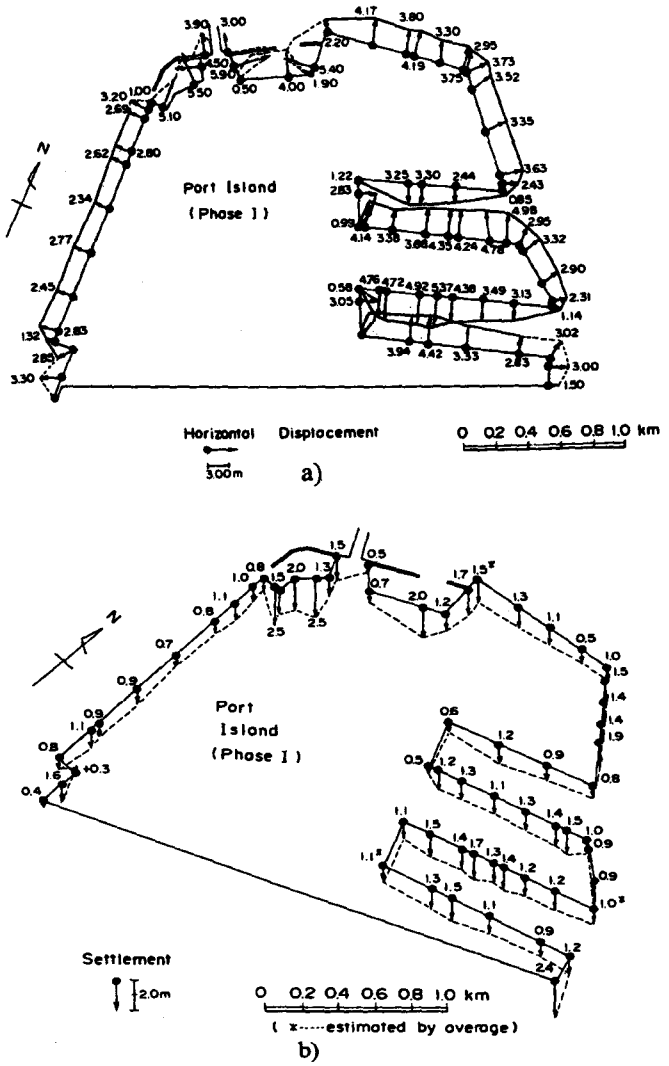


Figura 5.13. Desplazamientos en la periferia de la Isla Puerto (a) horizontales, (b) verticales (Inagaki et al., 1996)

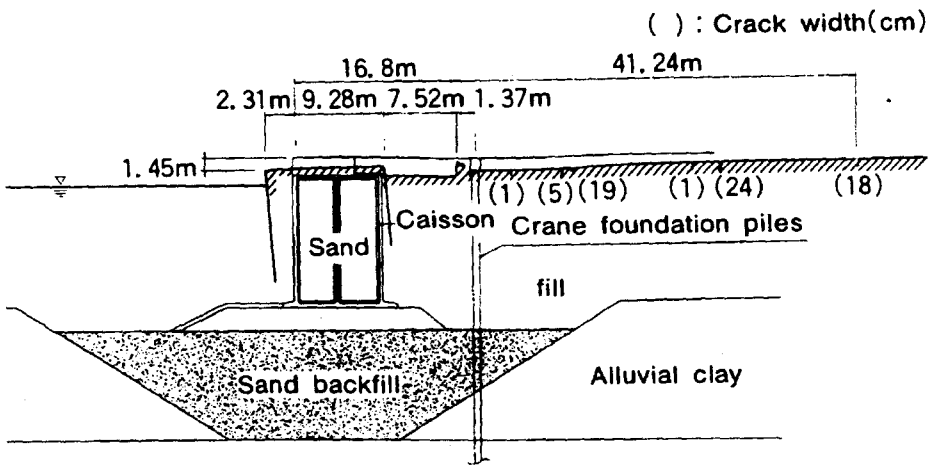


Figura 5.14. Desplazamiento lateral del terreno detrás de un muelle en la Isla Puerto (Shibata et al., 1996)

5.2.3 Daños en cimentaciones

Los muelles y los edificios muy cerca de la costa sufrieron grandes desplazamientos laterales, asentamientos e inclinaciones, debido al flujo lateral de los depósitos licuados. Los movimientos laterales se reflejaron hasta unos 150 m desde la línea de costa, lo que indujo inestabilidades a cimentaciones y edificaciones cercanas a la costa.

En general se observó un bajo nivel de daños en las cimentaciones someras de la Isla Puerto, y en la isla Rokko, otra isla artificial; las posibles razones son:

- Distribución uniforme de cargas de edificios al recurrirse a cimentaciones compensadas o "flotantes"
- Las zonas donde se concentró la construcción de edificios fue en la parte central de las islas artificiales, donde ocurrieron asentamientos relativamente uniformes, gracias al mejoramiento masivo.

Por lo que se refiere a las cimentaciones piloteadas, la mayoría de los edificios con pilotes apoyados en depósitos diluviales profundos no sufrieron ningún daño ni asentamiento. Las cimentaciones dañadas de este tipo mostraron fracturas en la cabeza de los pilotes debido a:

- fuerzas laterales y momentos de volteo del edificio
- fallas por cortante por el flujo lateral de los suelos licuados

Durante la Sesión 9 en Acapulco-1995 se presentó [Ref. 42] el caso de la primera estación de Metro totalmente colapsada durante un sismo, la estación Daikai. Aun cuando se trata de una falla netamente de tipo estructural, ya que fallaron las columnas centrales que apoyaban la losa tapa del cajón, tiene facetas geotécnicas de interés; las estructuras subterráneas se habían considerado como relativamente seguras ante sismos, en comparación a las estructuras sobre el terreno. Al colapsarse columnas y losa tapa, se provocó un asentamiento de los suelos sobre la estación de más de 2.5 m. Con frecuencia, para estructuras subterráneas como esta, no se considera diseño antisísmico en la dirección transversal; la estación se construyó en 1964. El marco en esa dirección se diseñó tomando en cuenta el peso del suelo sobreyaciente, la presión lateral del terreno y desde luego el peso propio del marco, pero ninguna carga sísmica fue tomada en cuenta, lo cual era la práctica usual en ese tiempo.

5.3 Lecciones geotécnicas del sismo de Northridge, 1994

Colapso de puentes. Los puentes fallados fueron desplantados en suelos competentes, granulares compactos o cohesivos duros. En ningún sitio hubo indicios de fallas de cimentación o de estribos, como causa primaria del colapso. Sin embargo, se observaron evidencias de importantes movimientos laterales (20 a 25 cm) durante el sismo, en algunas pilas de puentes.

Licuación. Ocurrió licuación en sitios costeros cercanos, pero en general tuvo un impacto reducido sobre las estructuras. Se apreció la falla de un muelle como resultado del movimiento del relleno licuado tras de sí.

Movimientos del terreno. La falla que provocó el sismo no se distinguió en la superficie. La mayor parte de los agrietamientos observados en la superficie del terreno no se relacionaron con ese fallamiento, y ocurrieron en general con aberturas pequeñas que no excedieron los 2 ó 3 cm; no obstante, también se apreciaron algunas grietas de 15 a 25 cm de abertura en sitios muy definidos, que sí podrían estar vinculadas a la radiación de la ruptura, o bien a deslizamientos poco profundos de taludes. Tal agrietamiento dañó autopistas, líneas vitales y estructuras en las áreas densamente pobladas de la cercanía, provocando graves incendios.

Registros acelerográficos. Los contornos de aceleraciones máximas están de acuerdo con los patrones de daños observados. En campo cercano (<30 km) las aceleraciones horizontales máximas fueron mayores a las predichas por las curvas de atenuación empíricas conocidas. Las aceleraciones máximas registradas en sitios con suelos fueron mayores a las de sitios con rocas. Las aceleraciones verticales máximas fueron del orden de 2/3 de las horizontales máximas, similarmente a sismos previos. Se señalaron posibles efectos de valle (Valle de San Fernando con depósitos aluviales profundos, circundados por montañas).

5.4 Lecciones geotécnicas del sismo Hyogoken Nambu, 1995

Rellenos artificiales. Los rellenos artificiales recientemente ganados al mar son particularmente susceptibles a la licuación; su mejoramiento masivo en zonas sísmicas parece indispensable para poderlos usar como rellenos estructurales. Al respecto, cabe recordar que tanto en Manzanillo Col., como en Lázaro Cárdenas, Mich., entre otros sitios en nuestro país, existen depósitos arenosos muy susceptibles a la licuación, y que de hecho este fenómeno ya se ha presentado en sismos previos.

Potencial de licuación. El material arenoso con el que se construyó las Islas Puerto y Rokko es un granito alterado ("Masado") para el que, aun conteniendo gravas y boleos, la correlación de sus cocientes de esfuerzo cíclico (Pruebas triaxiales cíclicas) con los valores de N (SPT), es básicamente consistente con la de arenas limpias y limosas obtenidas en estudios previos.

Cimentación de estructuras. La cimentación de estructuras en depósitos con potencial alto de licuación exige mejoramiento de sus propiedades mecánicas y/o recurrir a cimentaciones profundas.

Sismicidad. Parece indispensable mejorar en lo referente a la definición prospectiva de zonas con alto potencial sísmico.

6. NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

6.1 Aspectos generales

La reglamentación que la autoridad de una ciudad, entidad o país expide para salvaguardar las vidas humanas y las construcciones que éstas requieren para su desarrollo se ven sometidas a cambios que, por lo menos en zonas sísmicas, están casi siempre ligados a la ocurrencia de temblores intensos. Son estos eventos los detonadores de una serie de estudios y actividades que conducen a modificaciones de las disposiciones legales para reducir el nivel de riesgo ante tales calamidades. Lo anterior es comprensible si se considera que las decisiones ingenieriles totalmente seguras, si es que existen, están acotadas por el aspecto económico; así pues, en la medida en que un sismo provoca un número mayor de víctimas y daños más cuantiosos, se analizan los factores generadores, se asimilan lecciones y se llega usualmente a soluciones más conservadoras, las que en general resultan más costosas.

6.2 Enfoques del reglamento en la Ciudad de México

En los artículos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) se establecen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones (Capítulo VIII: Diseño de Cimentaciones, del Título Sexto: Seguridad Estructural de las Construcciones); en el reglamento propiamente dicho se indican los lineamientos generales invariantes que deben cumplir el diseño y la construcción de cimentaciones, en tanto que en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) se fijan sus criterios y métodos, a fin de cumplir con tales señalamientos. Estos ordenamientos reconocen que la adopción de sólo los requisitos mínimos, muy a menudo es insuficiente para suponer un razonable margen de seguridad, en función de las dificultades que enfrenta el diseño y construcción de cimentaciones en la ciudad de México: suelo muy difícil por su alta compresibilidad y baja resistencia, el asentamiento regional y las altas intensidades sísmicas. Así que aun cuando se establecen estos mínimos, la normatividad vigente no es exhaustiva y no exime de responsabilidad al Director Responsable de Obra (DRO) de realizar todos los estudios necesarios para conocer adecuadamente las condiciones del subsuelo, así como el de efectuar todos los análisis teorico-numéricos que permitan asegurar con razonable certidumbre, que no se caerá en ningún estado límite de falla o de servicio. Se menciona explícitamente que las NTC-Cimentaciones no son un manual de diseño.

Las NTC son un ordenamiento legal de igual jerarquía que el Reglamento mismo. Tanto lo señalado en el reglamento como en las normas tienen carácter obligatorio, aunque también se menciona la posibilidad de adoptar otros criterios, bajo la responsabilidad del DRO, y con la aprobación expresa de las autoridades de la ciudad. El DRO es la persona física o moral que se hace responsable de la observancia del Reglamento en las obras para las que otorgue su responsiva; el Corresponsable es la persona física o moral con los conocimientos técnicos adecuados para responder en forma solidaria con el DRO, en todos los aspectos de las obras en las que otorgue su responsiva. La inclusión de la figura del DRO tiene sin duda una connotación legal para fincar responsabilidades, en atención al reclamo de la sociedad de contar con construcciones más seguras, y de evitar catástrofes como la de septiembre de 1985. En esa ocasión se llegó al casi consenso

de considerar que ese sismo tuvo intensidades excepcionales, por lo que no parecía tan claro buscar culpables; sin embargo, una sociedad actual más demandante y crítica seguramente no aceptaría que se repitiese una situación similar. Los corresponsables que se reconocen actualmente son tres: en seguridad estructural, en diseño urbano y arquitectónico, y en instalaciones. Si bien se reconoce en las propias NTC que la ciudad de México ofrece dificultades geotécnicas muy por encima de las que se tienen en otras ciudades, en la figura del primer corresponsable no se reconoce explícitamente ese aspecto geotécnico, aunque es claro que tal persona afronta de manera conjunta responsabilidades tanto geotécnicas y las relativas a la cimentación, como las propiamente estructurales.

Las NTC-Cimentaciones cubren los ocho incisos siguientes:

1. Introducción
2. Exploración del subsuelo
3. Verificación de la seguridad de las cimentaciones
4. Diseño estructural de la cimentación
5. Análisis y diseño de excavaciones
6. Muros de contención
7. Procedimiento constructivo
8. Observación y comportamiento de la cimentación

6.2.1 Criterios de Seguridad

El RCDF vigente y sus NTC enfatizan la revisión que ante acciones sísmicas debe someterse el diseño de una estructura, en gran medida por el antecedente de los sismos de 1985. El reglamento y las normas son los instrumentos normativos a través de los cuales la autoridad fija los límites mínimos que deben cumplir el diseño y la construcción de cimentaciones en la ciudad; debe por tanto diferenciarse y separarse de lo que es estrictamente el análisis y diseño de la cimentación. Estas dos últimas actividades deben realizarse poniendo en juego todos los conocimientos y medios que la ingeniería geotécnica nos proporciona para resolver una cimentación; una vez que se ha llegado a un diseño, las normas correspondientes, no tienen más función que: 1) la de revisar si los "criterios de seguridad" a que se llega con los métodos adoptados de análisis y diseño cumplen con los principios geotécnicos básicos y 2) si los procedimientos constructivos propuestos están de acuerdo con el estado actual de la práctica de la ingeniería y con la experiencia local. Estas actividades diferentes y secuenciales se visualizan en la Figura 6.1.

Los criterios que define el reglamento para revisar que una cimentación es razonablemente segura, es verificar que ésta no caiga en eventuales estados límite de falla y estados límite de servicio; los primeros tienen que ver con la resistencia del subsuelo y su capacidad para soportar cargas, y los segundos con las deformaciones máximas aceptables. Para los estados límite de falla que pudieran ocurrir en cada caso, el enfoque es introducir un factor de carga, mayor que la unidad, que afecta directamente a la combinación de cargas o acciones; este producto debe ser menor que la capacidad de carga de la cimentación, en la que deberá considerarse una resistencia al esfuerzo cortante afectada por un factor de reducción, menor que la unidad. Es obligatorio hacer tal verificación para dos combinaciones de cargas; ellas son: i) cargas permanentes (muertas) + cargas variables (vivas); y, ii) cargas muertas + cargas vivas + cargas accidentales (sísmicas o de viento). Particular énfasis se asigna a las consideraciones sísmicas, señalando que estas acciones se deben involucrar de manera explícita, pudiendo recurrirse a análisis de interacción dinámica suelo-estructura [Ref. 33]. La magnitud de las cargas variables a considerar dependen de la combinación de cargas de que se trate; las accidentales atienden a la zona geotécnica en que se ubique la cimentación, lo que define el coeficiente sísmico, así como de la importancia y características de estructuración de la edificación. Este enfoque de aplicar factores por separado a cargas y resistencias se consideró más conveniente, ya que permite distinguir las diferentes fuentes de incertidumbre, y a cada una de ellas asociarle un factor que las tome en cuenta.

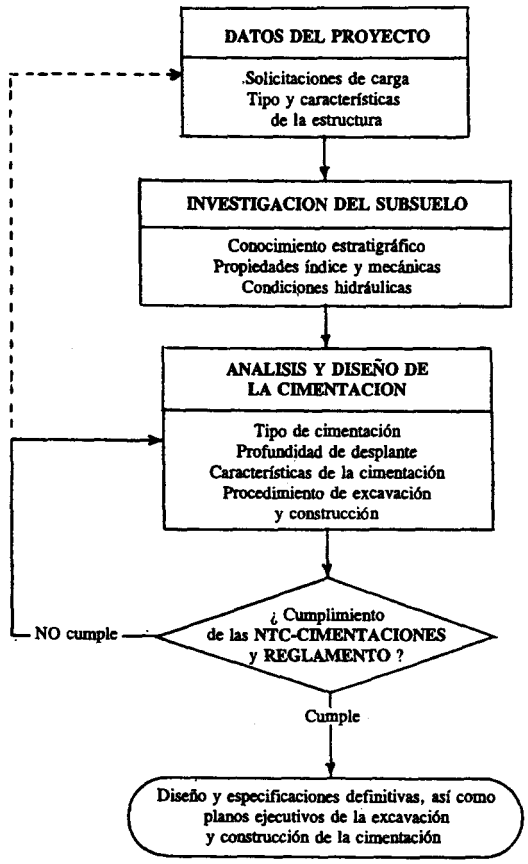


Figura 6.1. Proceso de análisis y diseño de una cimentación, incluyendo su revisión a través del reglamento de construcciones

6.3 Enfoques de otros reglamentos

Atendiendo a experiencias sísmicas y condiciones geotécnicas de cada país o ciudad, las autoridades respectivas han reconocido la necesidad de emitir códigos de diseño sísmico que permitan normar el diseño y construcción de estructuras nuevas, y hacer reparaciones o modificaciones a las existentes. Así por ejemplo, se ha elaborado un Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, en el que han incidido importantemente las experiencias del terremoto de octubre de 1986. Particular atención se ha puesto a la definición previa de una microzonificación sísmica, conociendo la importancia de la respuesta local de los suelos, como base indispensable para un código adecuado. La estructuración del reglamento para la parte geotécnica sigue un esquema en el que en éste se establecen los requisitos mínimos para el diseño y construcción no sólo de cimentaciones, sino también de estructuras de tierra y estabilidad de taludes; a su vez, las especificaciones y los requisitos adicionales relativos a los criterios de diseño y construcción se detallan en la norma técnica y sus comentarios.

A diferencia del enfoque mexicano, este reglamento adopta el enfoque tradicional de determinar una capacidad de carga admisible, para lo que define un factor de seguridad global que debe aplicarse a la capacidad de carga última obtenida mediante los métodos de equilibrio límite (mecanismos de identación propuestos por Prantl-Terzaghi). Los factores de seguridad que señala este reglamento están en función del tipo de carga que se analiza, distinguiendo cargas estáticas, y éstas más las sísmicas; también indican factores de seguridad diferentes atendiendo a si las cargas se introducen factorizadas o no. Por lo que se refiere a los asentamientos, define los valores máximos permisibles tanto para los totales como para los diferenciales. Aquí un claro ejemplo de las diferencias en los movimientos aceptables, determinados fundamentalmente por los tipos de suelo; mientras que en la zona del Lago de la ciudad de México, dada la alta compresibilidad de los depósitos arcillosos, se acepta un máximo de 30 cm de asentamiento total, en el caso de El Salvador y tratándose de edificios comerciales y habitacionales el máximo permitido es de 2.5 cm, y de 3.5 cm para edificios industriales.

Otro enfoque diferente a los antes mencionados es el adoptado en el Reglamento Nacional de Construcciones de Perú, en el que se establecen lineamientos más bien generales y ...las condiciones bajo las cuales deben efectuarse los Estudios de Suelos, con fines de construcción de cimentaciones, de tal manera que éstos sean llevados a cabo, bajo ciertos requisitos que permitan asegurar a la vez una base estable y económica para las obras de construcción que se ejecutan en el país. En este reglamento han considerado más conveniente hacer señalamientos acerca del qué, y no pronunciarse acerca del cómo; esto es, en el Título VI: Suelos y Cimentaciones no aparecen ecuaciones o desigualdades que deban cumplirse, o magnitudes expresas máximas permisibles de movimientos de cimentaciones, por ejemplo. Señala sí que el factor de seguridad mínimo admisible (también adoptando el enfoque clásico de mecánica de suelos) contra la falla del suelo por esfuerzo cortante será de 3, pero indica que cuando las cargas accidentales de sismo y viento sean consideradas podrá aceptarse una reducción, previa justificación técnica. Recurre con frecuencia a las Normas ASTM para los ensayes de laboratorio; indica que tales pruebas deben efectuarse en laboratorios aprobados, y que los proyectistas deben ser colegiados. Reconoce que ...en el diseño de obras importantes en áreas altamente sísmicas en donde no exista una adecuada microzonificación sísmica será necesario tomar las precauciones convenientes a fin de que el diseño estructural de la cimentación contemple el efecto de interacción suelo-estructura y la influencia de las condiciones locales especiales del suelo en los daños producidos por las solicitaciones dinámicas de los movimientos sísmicos.

Si bien se distinguen enfoques diferentes en los reglamentos de diferentes países, puede distinguirse un elemento común que es el referente a la responsabilidad personal que asume quien diseña y construye una obra. Shields [Ref. 38] reconoce que en las normas y en la reglamentación geotécnicas en los Estados Unidos y Canadá existe una regla de oro; esta es: "Todos los trabajos deben ser proyectados y controlados por un ingeniero calificado para el tipo de trabajo considerado. Dicho ingeniero es responsable por todo lo que pase". La intensidad de sismos futuros pondrá a prueba esa responsabilidad, en sitios como la ciudad de México.

7. NORMAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MÉXICO

7.1 Zonificación

El RCDF [Ref. 7] reconoce tres zonas geotécnicas para el Distrito Federal en función de la estratigrafía, considerando principalmente los espesores de suelos compresibles, Figura 3.2. Distingue la Zona I o de Lomas como la porción cubierta por rocas o suelos firmes depositados fuera del ambiente lacustre; advierte que es frecuente encontrar oquedades o cavernas provocadas por la antigua explotación subterránea de arena; la Zona II o de Transición corresponde a aquella constituida por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con arcilla lacustre, cuyo espesor no rebasa los 20 m, y en donde la erraticidad y la variabilidad de espesores blandos es la característica; y la Zona III o del Lago, es la integrada por depósitos arcillosos altamente compresibles. Indica que la zona a la que corresponda un predio, debe ser resultado de una investigación del subsuelo en éste precisamente. El establecimiento de la zona tiene importantes implicaciones técnicas y económicas como son la magnitud del coeficiente sísmico, y la extensión de la exploración misma. Acepta sin embargo que puede recurrirse a un mapa incluido en las NTC para asignar la zona a un predio, siempre y cuando se trate de una construcción ligera o mediana (presión media menor de 5 t/m^2) de poca extensión (perímetro menor de 80 m en las zonas I y II, o menor de 120 m en la zona III) y con excavaciones someras (profundidad de desplante menor de 2.5 m).

7.2 Exploración y propiedades índice y mecánicas

Los requisitos mínimos de exploración están señalados en las NTC; para ello se han dividido las construcciones en dos categorías: las ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras, y las pesadas, extensas o con excavaciones profundas. Las exploraciones mínimas procedentes, cantidad de sondeos y pozos de exploración se establecen para cada tipo de construcción y zona geotécnica. Se ha puesto énfasis en distinguir los diferentes tipos de sondeo y sus objetivos (recuperación de muestras alteradas o inalteradas, verificación estratigráfica, avance, etc.); ello permite una mejor comprensión y aplicación de los requisitos de exploración.

En las NTC-1977 se señalaban cuáles eran las propiedades índice y mecánicas de interés, mencionándose también detalles sobre cómo determinarlas. En las normas actuales sólo se menciona que deben realizarse según los procedimientos aceptados; se eliminó entre otras tablas, la clasificación de suelos del SUCS, considerando que como otros pormenores, tal información se encuentra en todo libro o manual de mecánica de suelos y que quien emplee estas normas les deben ser familiares. La exploración de campo y las pruebas de laboratorio deben conjuntarse para diseñar la cimentación y

establecer su procedimiento constructivo, Figura 7.1; el reglamento enfatiza la necesidad de determinar las propiedades dinámicas de los materiales del subsuelo, a fin de evaluar explícitamente los estados límite de falla y servicio bajo cargas sísmicas. Se ha adoptado al contenido natural de agua como el mejor indicador de las condiciones estratigráficas de la zona de arcillas lacustres (zona III), por lo que se pasó de por lo menos una determinación de propiedades índice por cada metro de sondeo (NTC-1977) a tres determinaciones de contenido de agua, por metro, en las normas actuales. Alternativamente, se aceptan otros sondeos de penetración, como el de un cono, como indicador de las condiciones estratigráficas de un sitio.

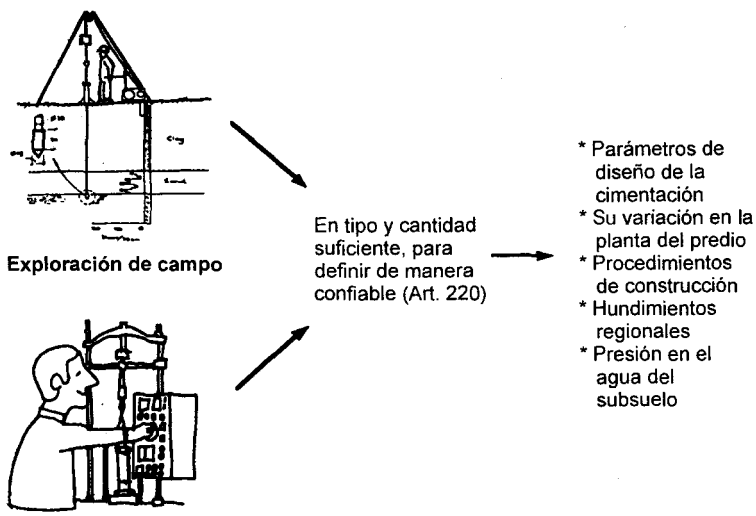


Figura 7.1. Investigación del subsuelo para el diseño y construcción de cimentaciones

7.3 Estados límite de falla y de servicio

Como se señala en el RCDF, toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para que se tenga la seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla, ante las combinaciones de acciones más desfavorables que pudieran presentarse durante su vida esperada; así como, no rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación (Art. 182).

Se considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga (Art. 183). En el Art. 224 del Reglamento se establece que esas posibles situaciones que provocarían una falla franca o colapso estarían asociadas a falla plástica general o local bajo la cimentación por un mecanismo cinemáticamente admisible de identación del cimiento en el subsuelo, o bien por extrusión lateral de un estrato arcilloso blando, a flotación (fuerzas de subpresión en el contacto de la cimentación, o hidráulicas en un estrato permeable cercano al desplante de la cimentación, mayores que el peso de la cimentación), y falla estructural de algún elemento de la cimentación; particular atención debe prestarse a la conexión de los pilotes a las contratrabes. En la Figura 7.2 se muestran esquemáticamente los potenciales mecanismos que podrían provocar estados límite de falla en cimentaciones; en la Figura 7.3 se muestran potenciales estados límite de falla en excavaciones (Art. 228).

Se considera como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas (Art. 184). La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio consiste en verificar que los movimientos estimados que sufra una cimentación no excedan los valores establecidos en las propias normas. Así, se definen valores máximos permisibles al movimiento vertical medio (asentamiento o emersión), velocidad con que éste puede ocurrir, inclinación o desplomo medio y movimientos diferenciales; éstos últimos, en función de la rigidez y tipo de estructura. Se enfatiza que la cuantificación de deformaciones debe hacerse para las combinaciones de carga especificadas en el reglamento; y en particular, distinguir las deformaciones transitorias de las deformaciones permanentes, cuando se tratan de acciones que incluyan a las cargas sísmicas.

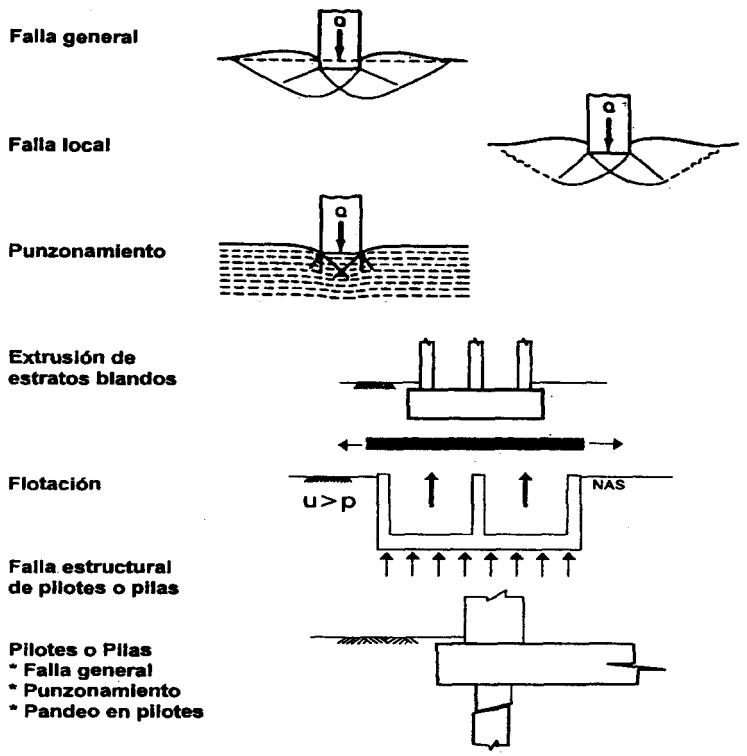


Figura 7.2. Estados límite de falla en cimentaciones

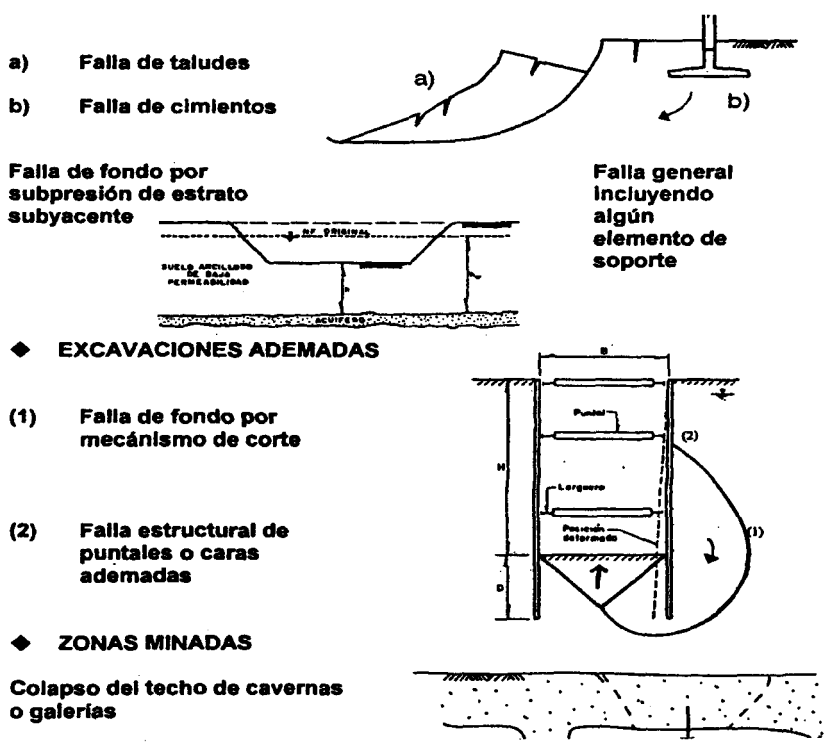


Figura 7.3. Estados límite de falla en excavaciones

Para el caso de las excavaciones, el RCDF define que deben revisarse y no excederse ciertos movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos, tanto en el área de la excavación y en los alrededores. Se establece explícitamente que es responsabilidad del Director Responsable de Obra (DRO) los eventuales daños que se provoquen a construcciones e instalaciones adyacentes, o a servicios públicos. Por lo que se refiere a muros de contención por gravedad, se puntualiza que deben revisarse potenciales estados límite de falla en relación con: volteo, desplazamiento horizontal de la base, rotura estructural, falla por capacidad de carga, e inestabilidad general incluyendo el propio muro; así mismo, deben evaluarse asentamiento e inclinación del muro por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

7.4 Diseño estructural de la cimentación

En las NTC-Cimentaciones se pide expresamente que se calculen los elementos mecánicos, con fines de diseño estructural de la cimentación, para cada combinación de acciones. Por lo que se refiere a las presiones de contacto se especifican criterios fundados en la condición de equilibrio local y general, así como en la compatibilidad de deformaciones y que éstas no rebasen los valores máximos permisibles.

Por otra parte se indica que los pilotes deben diseñarse estructuralmente para poder resistir cargas verticales, horizontales, las debidas al transporte e hincado, así como las que se presenten como resultado del proceso de emersión en pilotes de punta. Conviene señalar que ocurrieron fallas estructurales en pilotes de punta en su empotramiento con las contratrabes durante los sismos de septiembre de 1985; en ellos se conjuntaron altas cargas verticales, sobre todo en los de esquina y orilla, fuertes cortantes horizontales por la emersión de la cimentación (pobre o nula contribución de las paredes circundantes de la subestructura) y sobre todo, por el deficiente refuerzo transversal y longitudinal de los pilotes cerca de su cabeza.

7.5 Procedimiento constructivo y observación del comportamiento de la cimentación

Se resumen en el inciso 7 de las NTC los lineamientos específicos acerca de los procedimientos constructivos de diversas cimentaciones, excavaciones y otras actividades geotécnicas. Se señala que deben ajustarse a las hipótesis de diseño, pero con atención a las eventuales discrepancias entre las características reales del subsuelo y las consideradas en el proyecto; ello para poder hacer ajustes al procedimiento, de ser necesario. Señala que deben cumplirse con las tolerancias, especificaciones de equipo y criterios de rechazo de pilotes y pilas, en su caso. Especifica como norma que cualquier procedimiento de construcción debe garantizar la integridad de los elementos de cimentación y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

Por lo que se refiere a la observación del comportamiento de la cimentación, sólo preve la realización de nivelaciones topográficas periódicas en edificaciones pesadas y para aquellas con excavaciones de más de 2.5 m, a partir de su construcción y hasta cierto tiempo después; así mismo, fija la obligatoriedad de realizar mediciones después de eventos sísmicos. Las normas no establecen ni sugieren, lo que parece muy deseable tener: dispositivos o instrumentos en cimentaciones de edificios. Ello permitiría, a través de monitoreo periódico mediante la instrumentación, revisar su comportamiento, verificar las hipótesis del diseño y facilitar el avance del conocimiento del diseño y práctica de la construcción de cimentaciones; información muy valiosa se ha generado con la instrumentación sismogeotécnica de una cimentación con pilotes de fricción [Ref. 22] lo que ha permitido conocer el comportamiento de este sistema de cimentación no sólo a largo plazo, sino durante el momento mismo de un sismo intenso, mediante la medición de las variables internas o causales (cargas sobre los pilotes y presiones en la interfaz losa-suelo, por ejemplo). Cuando sólo se realizan nivelaciones topográficas, en el mejor de los casos se conocerán los efectos, pero no las causas.

Por último, como ya se ha comentado, al final de la NTC-1987 se orienta al usuario acerca de bibliografía relevante para cada capítulo de este ordenamiento. Se enfatizan las dificultades y particularidades geotécnicas y sísmicas que ofrece el subsuelo de la ciudad de México, para el diseño y construcción de cimentaciones.

8. CONCLUSIONES

Las cimentaciones de edificaciones y la infraestructura de un país deben soportar, además de su peso propio y las cargas derivadas de su uso o funcionamiento, acciones transitorias debidas a sismo o viento; en muchas ciudades y zonas de

nuestros países americanos, son estas acciones las que imponen la condición más crítica de estabilidad durante la vida útil de las obras. Atendiendo a ello, el análisis y diseño de las mismas deben tomarlas expresamente en consideración, para alcanzar una razonable seguridad ante la ocurrencia de sismos intensos o huracanes. Las experiencias acerca del comportamiento de cimentaciones son fuente de conocimiento y guía para el análisis y diseño de obras futuras; particular atención se ha prestado en estas notas a las condiciones que han llevado a comportamientos deficientes, originados por sismos; sin duda, del análisis de estos casos se adquieren lecciones geotécnicas valiosas.

Considerando los comportamientos observados de cimentaciones y otras obras de infraestructura tales como carreteras, puentes, puertos y líneas vitales durante los sismos analizados, los problemas geotécnicos están asociados a la presencia de materiales térreos deformables. Pueden distinguirse dos grupos principales de suelos, a los que están asociados problemas de deformaciones excesivas o de franca inestabilidad. Los suelos arcillosos blandos generan amplificaciones significativas de los movimientos sísmicos, provocando asentamientos totales y diferenciales muy grandes, deformaciones permanentes y fallas dinámicas en cimentaciones de edificios; estos efectos de sitio en los depósitos de arcillas lacustres de la ciudad de México durante los sismos de 1985 alcanzaron niveles de gran notoriedad, al multiplicarse las aceleraciones y con ellas los daños. A su vez, los depósitos de arena suelta y saturada son propensos a sufrir licuación, provocando asentamientos y movimientos laterales impresionantes, agrietamiento, desplomo y hasta el volcamiento de estructuras; al respecto, se han descrito aquí los casos de los sismos de Talamanca en Costa Rica y de Kobe en Japón.

Cuando por el contrario, las estructuras son desplantadas en suelos competentes, granulares compactos o cohesivos duros, como los casos de los sismos de Northridge en California, no ocurren fallas de cimentación, como causa primaria de los colapsos de puentes, por ejemplo. De los múltiples registros acelerográficos que se obtuvieron de este sismo, se han derivado importantes lecciones referentes a las aceleraciones máximas, como aquélla que señala que tales aceleraciones guardan estrecha relación con los patrones de daños observados; o bien la que indica que en campo cercano las aceleraciones horizontales máximas resultaron mayores a las predichas por las curvas de atenuación empíricas conocidas.

Existen muchos procedimientos para juzgar la potencialidad a la licuación de depósitos de suelo, por ejemplo; sin embargo, parece claro que unos y otros arrojan resultados semejantes, siempre y cuando se estimen convenientemente las aceleraciones máximas a las que estará sometida una cimentación u obra de infraestructura. Ahí parece que está el mayor reto de la ingeniería sísmica, si tomamos en cuenta que incluso, a juzgar por los resultados, la definición prospectiva de zonas epicentrales no se realiza con oportunidad aun contando con información de sismicidad histórica regional. En efecto, aquí cabe recordar que mientras se disponía una red de estaciones sísmicas que cubrían la costa oriente de Guerrero en 1985, sobrevino el sismo de Michoacán - 1985, con las graves consecuencias en la ciudad de México y otras poblaciones de la provincia. En Costa Rica, mientras la atención se concentraba en la zona de subducción del Pacífico, sucedió el sismo de Talamanca-Limón en 1991en el lado del Atlántico, con fuertes repercusiones en la infraestructura de ese país. Finalmente, el sismo de Hyogoken Nambu - 1995 fue a todas luces sorpresivo, con un número muy alto de decesos y con pérdidas multimillonarias sin precedentes a nivel mundial. El reto para la ingeniería geotécnica es evaluar la magnitud de los eventuales daños y sus implicaciones en ciertos sitios o regiones, ante diferentes potenciales escenarios sísmicos.

Sin duda se requiere continuar avanzando en el estudio de las soluciones geotécnicas que reduzcan a futuro las ocurrencias de desastres asociados a eventos sísmicos. La normatividad que establecen los reglamentos de construcción deben tener ese objetivo primario; por ello, es necesario que tales normas reflejen el estado actual del conocimiento y de la práctica local de la construcción de cimentaciones, y que se vayan perfeccionando conforme se den avances de esos estudios e investigaciones. Estas labores a fin de cuentas tienen un costo menor que el asociado a fallas y destrozos materiales provocados por sismos.

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa su agradecimiento a los Ings. Marcos Orozco C. y Leobardo Domínguez M., Becarios de posgrado del Instituto de Ingeniería, UNAM, por su colaboración en la edición de estas notas.

REFERENCIAS

1. Auvinet, G. y Mendoza, M. J., (1986) "Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Memorias* del Simposio sobre los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS, México D. F.

2. Auvinet, G. y Mendoza, M. J., (1987) "Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas", *Memorias* del VII Congreso Nac de Ing Sísmica, C-223 a C-239, Querétaro, Qro.

3. Çelebi, M. K. (1996) "Unique ground motions recorded during the Northridge (California) Earthquake of january 17, 1994 and implications", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg, Acapulco.

4. De Valle-Arizpe, A., (1980) Calle vieja y calle nueva, Ed. Diana, México D. F.

5. DDF, Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones, México, D. F., Versiones 1976,1987 y 1995.

6. DDF, Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, México, D.F. Versiones 1976, 1987 y1995.

7. DDF, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, México, D. F., Versiones 1976, 1987 y 1995.

8. Doroudian, M, Vucetic, M y Martin, G.R. (1996) "Development of 3-dimensional geotechnical data base for Los Angeles seismic microzonation", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg, Acapulco.

9. Finn, W.D.L., Lee, W.K. y Martin, G.R. (1976) "An effective stress model for liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engrg.*, ASCE, Vol 103, No. GT6, 517-533,

10. Idriss, I.M.(1996) "Earthquake ground motions recorded during the 1994 Northridge earthquake", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg, Acapulco.

11. IMNSA Ingenieros Consultores, (1984) "Estudio geotécnico-Areas de futura expansión para la refinería de Moín". Reporte técnico preparado para la Refinadora Costarricense de Petróleo, San José.

12. Inagaki, H., S. Iai, T. Sugano, H. Yamazaki y T. Inatomi, (1996) "Performance of caisson type quay walls at Kobe port", Special Issue of *Soils and Foundations*, 119-136, Japanese Geotechnical Society.

13. Ishihara, K. Yasuda, S. (1996) "Liquefaction-induced ground failures in the 1995 Hyogoken - Nambu (Kobe) earthquake", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg, Acapulco.

14. Iwasaki, Y. (1996) "Strong ground motion during the Kobe earthquake of Jan. 17, 1995", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg, Acapulco.

15. Iwasaki, T. (1986) "Soil liquefaction studies in Japan. State-of-the-art", Technical Memorandum of PWRI No. 2239,and *Int Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engrg*,, January.

16. Jaime, A., (1990) "Foundation engineering in Mexico City: General aspects and subsoil conditions", *Memorias* del Simp. Int. de Ing. Geotécnica de Suelos Blandos, Vol. 2, 225-243, SMMS, México D. F.

17. Lab de Ing Sísmica de la Univ de Costa Rica, (1991) Reporte preliminar de los registros de aceleraciones obtenidos durante el sismo del 22 de abril de 1991", San José.

18. Marsal, R. J. y Mazari, M. (1969) "El subsuelo de la ciudad de México", Fac. de Ingeniería, UNAM, México.

19. Mendoza, M. J. y Auvinet, G. (1988) "Behavior of building foundations in Mexico City", *Earthquake Spectra*,, Vol 4, No 4, 835-853.

20. Mendoza, M. J., (1990) "Foundation engineering in Mexico City: Behavior of foundations", *Memorias* del Simp. Int. de Ing. Geotécnica de Suelos Blandos, Vol. 2, pp 351-367, SMMS, México D. F.

21. Mendoza, M. J., Echavarría, A. y Domínguez, L., (1991) "Aspectos geotécnicos del sismo de Talamanca, Costa Rica, ocurrido el 22 de abril de 1991", Informe DS-02 del CENAPRED.

22. Mendoza, M. J., Romo, M.P., Orozco, M, Domínguez, L., Noriega, Y, y Velasco, J.M. (1997) "Instrumentación y comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México durante su construcción e inicio de operación", *Ingeniería Civil*, No. 335, 17-34, marzo.

23. Montero, W. y Mora, S.(1985) "Estudio de las intensidades, efectos y distribución del terremoto de Osa del 3 de abril de 1983, en el sur de Costa Rica", *Memorias* 3er. Seminario Nac. de Geotecnia, ACMSIC.

24. Observatorio Vulcanológico y Sísmico de Costa Rica (1991) - Reporte del 25 de abril, 1991.

25. Ohsaki, Y. (1969) "The effects of local soil conditions upon earthquake damage", *Proc* Specialty Session 2, 7th ICSMFE, México D.F.

26. O'Rourke, M.J. (1991) "Preliminary report on pipeline damage in the Limón area due to the April 22, 1991 Talamanca earthquake in Costa Rica", Rensselaer Polytechnic Institute, USA.

27. Prakash, S. y Wu, Y. (1996) "Displacement of rigid retaining walls during earthquakes", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg, Acapulco.

28. Reséndiz, D., (1991) "Cimentaciones en la ciudad de México: Cambios de reglamentación y práctica tras los sismos de 1985", *Series* del Instituto de Ingeniería No. ES-9, México D. F.

29. Romo, M. P., (1990) "Foundation engineering in Mexico City: Seismic aspects", *Memorias* del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, Vol. 2, pp 213-224, SMMS, México D. F.

30. Romo, M. P., (1990) "Comportamiento dinámico de las arcillas de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", *Memorias* del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, SMMS, pp 83-94.

31. Romo, M. P. y Seed, H. B., (1986) "Analytical modelling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of Sept. 19, 1985", *Proc.* of the Int. Conf. on the Mexico Earthquake-1985, ASCE, pp 148-162, Mexico City.

32. Rosenblueth, E. y Ovando, E., (1991) "Geotechnical lessons learned from Mexico and other recent earthquakes" (State of the Art Paper) "*Proc.* 2nd Int Conf on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri.

33. Rosenblueth, E. y Reséndiz, D., (1988) Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura, *Series* del Instituto de Ingeniería, No. 509, México D. F.

34. Sáenz, S., (1991) Comunicación Personal, mayo.

35. Seed, H.B. e Idriss, I.M., (1971) "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of Soil Mech and Found Div*, ASCE, Vol 97, SM9, 1249-1273.

36. Seed, H. B., Tokimatsu, K, Harder, L.F. y Chung, R.M., (1985) "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", *Journal of Geotech Engrg*, ASCE, Vol. 111, GT12,1425-1445.

37. Seed, H. B., (1986) "Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes", 8a. Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, Mazatlán Sin.

38. Shields, D.H. (1986) "Les normes americaines et canadiennes", *Jorneed dEtude* sur "La Reglementation Francaise et Eetrangere en Ggeotechnique", École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

39. Shibata, T., F. Oka y Y. Ozawa. (1996) "Characteristics of ground deformation due to liquefaction", Special Issue of *Soils and Foundations*, 65-79, Japanese Geotechnical Society.

40. Yanagisawa, E. y Kazama, M. (1996) "Nonlinear dynamic behavior of the ground inferred from strong motions array records at Kobe Port Island during 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg, Acapulco.

41. Yegian, M.K., G. Gazetas, P. Dakoulas, N. Makris, V.G. Ghahraman, (1995) "The Northridge earthquake of 1994: ground motions and geotechnical aspects", *Proc.* 3rd Int Conf on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol III, 1383-1389, St. Louis Missouri.

41. Yoshida, N. y Nakamura, S. (1996) "Damage to Daikai subway station during the 1995 Hyogoken - Nunbu earthquake and its unvestigation", STS-9, XI World Congress on Earthquake Engrg,, Acapulco.

42. Zeevaert, L., (1972) Foundation engineering for difficult subsoil conditions, Van Nostrand Reinhold, New York.

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
Aspectos fundamentales sobre elementos viga y columna, comentarios sobre estructuras de cimentación

Oscar López B.[1]

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de concreto reforzado son estructuras heterogéneas producto de la combinación o mezcla de materiales con características diferentes como son el concreto y el acero de refuerzo, los procedimientos de diseño para estas estructuras consideran las propiedades de estos materiales en sus planteamientos. El uso del concreto reforzado comenzó en la segunda mitad del siglo XIX, desde los inicios de su empleo hasta la actualidad, la calidad de ambos materiales se ha incrementado, también las tecnologías de construcción y los procedimientos de diseño han avanzado de manera que las estructuras de concreto reforzado son de reconocida importancia en los ámbitos arquitectónico e ingenieril. Principalmente, en las décadas recientes los avances en el conocimiento sobre el comportamiento de los materiales y las estructuras de concreto reforzado han sido importantes.

Entre las propiedades importantes del concreto reforzado se encuentran la gran resistencia al fuego y efectos de intemperismo, la estabilidad de su durabilidad, el poco costo que requiere la supervisión durante su construcción, la versatilidad para su empleo en formas arquitectónicas caprichosas, propiedades que constituyen la fuerza que genera avances en la tecnología y conocimientos sobre el concreto reforzado. Así, a partir del inicio del siglo XX, prácticamente cada país cuenta con códigos y manuales propios para diseño y construcción de este tipo de estructuras.

Para lograr los códigos y manuales actuales para estructuras de concreto reforzado, en su elaboración y modificación se han incorporado tanto los materiales y técnicas comúnmente empleados, como aquellos avances logrados sobre calidad de los materiales y sobre las tecnologías de diseño y construcción. Sin embargo, debido a la velocidad con que se logran materiales nuevos y de mejor calidad, a la rapidez con que aparecen nuevas tecnologías en procesos constructivos y métodos de análisis estructural, surge la necesidad de revisar con mayor frecuencia la normatividad de diseño y construcción para este tipo de estructuras.

Respecto a procedimientos o métodos para diseño estructural de estructuras de concreto reforzado, a partir de 1953 el Comité Europeo del Concreto (CEB) inició un proceso de revisión de sus códigos y manuales. Durante los años 1964 y 1970, este comité introdujo un procedimiento nuevo, consistente en el diseño racional basado en la teoría de probabilidades y confiabilidad estructural.

Posterior a una recopilación de información experimental y teórica, se le dio forma a la ultima versión del código en 1991. Sin embargo, la muestra de información experimental todavía no es suficiente, provocando que el código CEB-1991 se constituya como una filosofía de diseño a considerar o una opción para desarrollar un diseño estructural lógico y razonado.

Los objetivos del diseño estructural, son proporcionar al dueño un inmueble que cubra las necesidades y con las características que desea, generalmente esas necesidades pueden resumirse como:

1) Asegurar, con una estructura, el proporcionamiento de un espacio vital para un propósito determinado.

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres. Delfín Madrigal 665, Coyoacán D.F.

2) Durante el período de vida útil, dicha estructura deberá satisfacer las condiciones de servicio para las que fue creada.

3) Los costos de construcción y mantenimiento, entre otros que conforman el costo total del inmueble, deberán tender a la optimización.

Respecto al segundo punto, las condiciones y características que deberá cubrir la estructura a diseñar variarán dependiendo de la función que se asigne al inmueble. En condiciones de servicio, una estructura deberá mantener su estabilidad ante grandes deformaciones y vibraciones. En el caso de estructuras de concreto reforzado, donde la presencia de grietas de gran apertura facilitaría el efecto del intemperismo en el acero de refuerzo y la consecuente degradación de resistencia y rigidez, es necesario limitar el ancho máximo de grieta dentro de un valor determinado, el cual es considerado al plantear las formulaciones de resistencia en los códigos y reglamentos. De igual manera, las condiciones de servicio de una estructura deberán mantenerse ante la incidencia de carga cíclica, como son los casos del sismo y el viento.

Ante carga sísmica o de viento, el diseño de las estructuras se plantea para que mantenga su estabilidad total ante la incidencia de la carga o efecto máximo esperado durante el período de vida útil del inmueble por efecto de dichos fenómenos naturales.

2. Materiales

2.1 Concreto

Dentro de las Características mecánicas que posee el concreto, la de mayor importancia es la resistencia a la compresión axial (σ_B). Las resistencias a tensión, flexión, cortante, de adherencia, así como el módulo de elasticidad del concreto, presentan una fuerte relación con la resistencia a la compresión axial, por lo que se considera a esta propiedad como la representativa del concreto.

Cuando al concreto se le sujeta a esfuerzos monotónicamente crecientes, la estructura del mismo va sufriendo de fracturamiento en su estructura interna, por lo que la curva esfuerzo-deformación de este material se presenta como la mostrada en la figura 1, en esta figura la curva presenta una pendiente que decrece a mayor esfuerzo y, aproximadamente a 0.2% de deformación se alcanza la resistencia máxima a compresión del material, posterior a esta deformación los esfuerzos en el concreto decrecen con rapidez alcanzándose el aplastamiento a una deformación unitaria de 0.3 a 0.4 %.

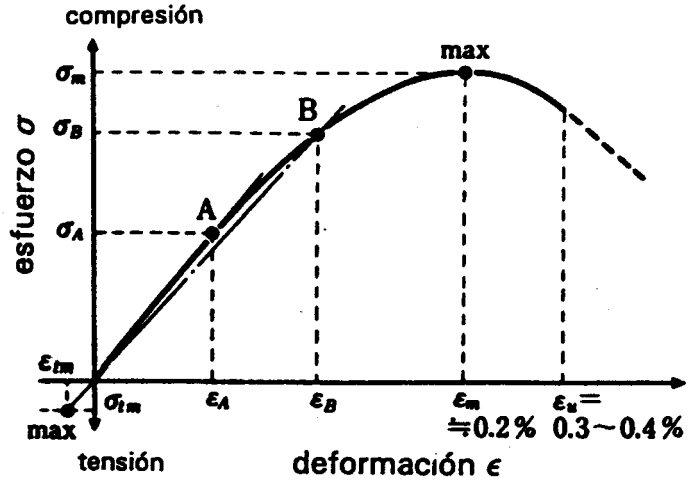


Figura 1. Curva esfuerzo deformación de concreto normal

Debido a que la curva esfuerzo-deformación del concreto no es lineal, para determinar el módulo de elasticidad del material existen diferentes procedimientos. Un procedimiento comúnmente empleado es definir el módulo de elasticidad del concreto a partir de la curva esfuerzo-deformación, definiéndose como la pendiente de la secante al origen del punto de la curva para un esfuerzo de 1/3 la resistencia a compresión. También, el módulo de elasticidad del concreto se define en la mayoría de los códigos y reglamentos de diseño como función de la resistencia a compresión registrada en un ensaye uniaxial, y sin considerar el efecto de creep en el material se definen las siguientes ecuaciones:

RDF	$Ec = 14000 \times (\sigma_B)^{0.5}$	(kgf/cm^2)
ACI	$Ec = \gamma^{1.5} \times 0.14 (\sigma_B)^{0.5}$	(kgf/cm^2, para valores γ = 1440 a 2480 kgf/m^3)
AIJ	$Ec = 2.1 \times 10^5 \times (\gamma/2.3)^{1.5} \times (\sigma_B/200)^{0.5}$	(kgf/cm^2)

donde: RDF: Reglamento del Distrito Federal, México; ACI: Reglamento del Instituto del Concreto de los Estados Unidos de Norteamérica; AIJ: Reglamento del Instituto de Arquitectos de Japón; Ec: módulo de elasticidad del concreto; γ: peso volumétrico del concreto.

La resistencia a tensión del concreto tiene estrecha relación con la resistencia a compresión, para resistencias a la compresión entre 180 y 240 kgf/cm^2 la resistencia a tensión generalmente se considera como 1/10 de la resistencia a compresión obtenida de pruebas uniaxiales en cilindros estándar.

La resistencia a compresión del concreto y su capacidad de deformación varían notoriamente de acuerdo a los esfuerzos confinantes a los que esté sujeto el material. Así, en la figura 2, se presentan los resultados de pruebas a compresión realizadas en cilindros de concreto sujetos a esfuerzos confinantes proporcionados con líquido dentro de una cámara triaxial. Se observa un incremento notable de la resistencia a compresión de los cilindros, sin embargo, al considerar el concreto dentro de un elementos estructural donde el confinamiento se lo proporcione el acero de refuerzo longitudinal y principalmente transversal, la distribución de esfuerzos confinantes no presenta la misma uniformidad que la distribución proporcionada por el líquido y genera resultados como los presentados en la figura 3, donde es evidente también que el efecto confinante del refuerzo en el concreto es importante para incrementar la resistencia a compresión y capacidad de deformación del mismo.

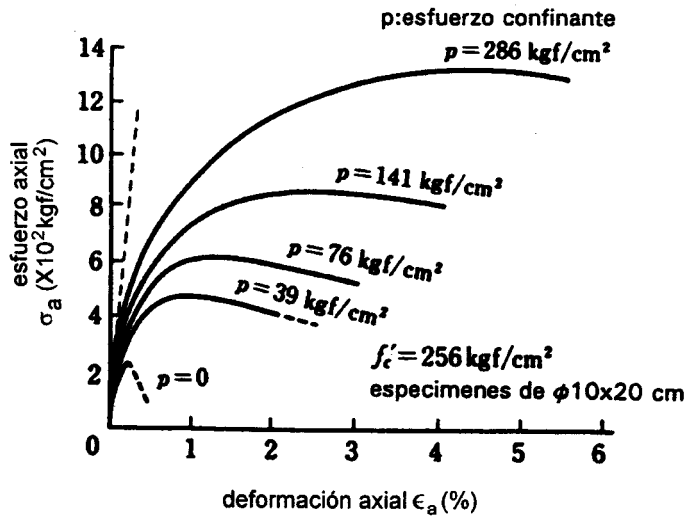


Figura 2. Curva esfuerzo deformación del concreto con confinamiento Lateral

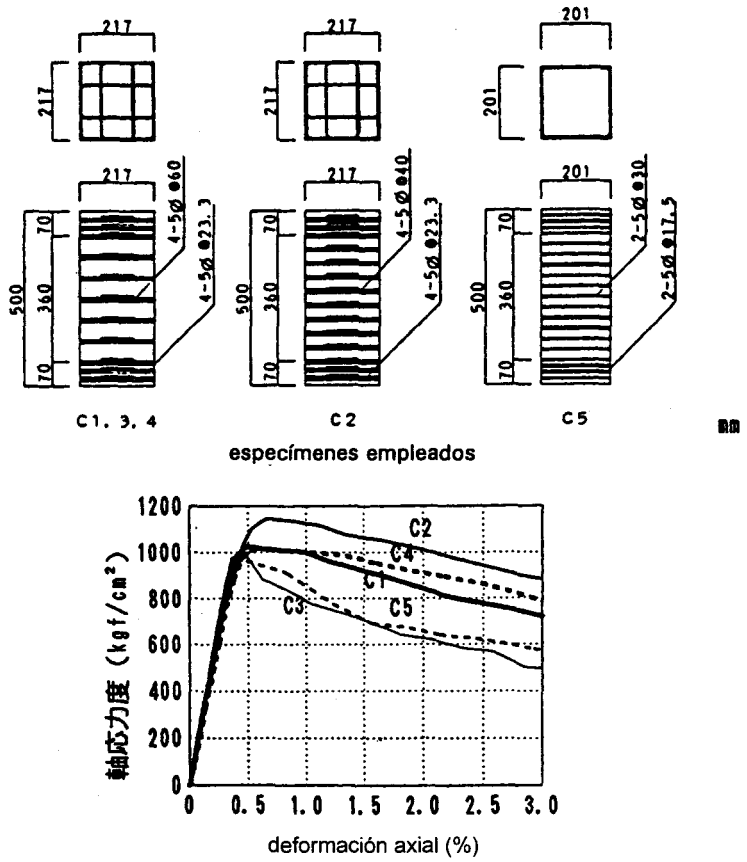


Figura 3. Relación esfuerzo deformación de elementos cargados axialmente a compresión

2.2 Acero

El acero de refuerzo empleado en estructuras de concreto reforzado se puede dividir, por su forma, en corrugado y liso. Por sus mejores características de adherencia con el concreto, generalmente se emplea el acero corrugado.

Las características esfuerzo - deformación del acero estructural, en pruebas a tensión uniaxial, son como la mostrada en la figura 4. Hasta el punto de fluencia, la relación es aproximadamente lineal. Independientemente de la resistencia a la fluencia y del proceso de producción, el módulo de elasticidad se puede considerar igual a 2.1×10^6 kgf/cm^2. Como se muestra en la figura 4(a), en barras forjadas en caliente, la curva esfuerzo - deformación presenta un punto de fluencia bien definido aproximadamente a 0.2 % de deformación unitaria, posteriormente sigue una planicie de fluencia y para deformaciones unitarias entre 1.5 y 2.0 % se presenta el fenómeno conocido como endurecimiento por deformación, aumentando la resistencia de la barra de acero. Para el caso de barras de acero forjadas en frío, como se indica en la figura 4(b), no se presenta un punto de fluencia bien definido.

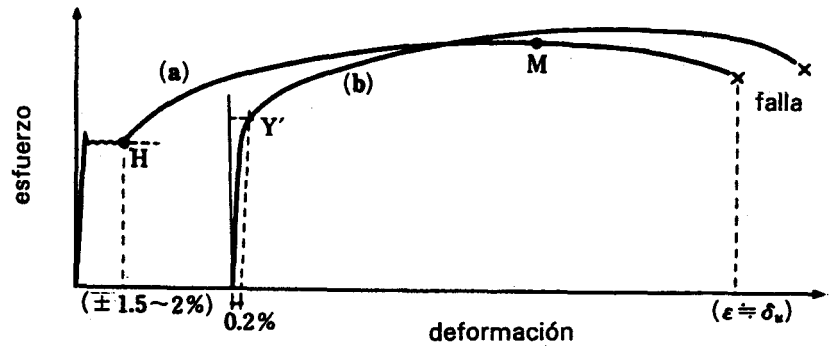


Figura 4. Relación esfuerzo deformación real del acero

Para el diseño de elementos estructurales comúnmente empleados en estructuras arquitectónicas, considerando los niveles de deformación a los que se verán sujetos y eliminando los elementos de claro corto, puede asumirse que las barras de acero estructural no incursionarán en el rango de endurecimiento por deformación. Por lo que generalmente se considera a las características esfuerzo - deformación en el acero estructural como perfectamente elasto - plásticas, igual a las mostradas en la figura 5.

En el caso de barras de acero de alta resistencia, como se indica en la figura 6, generalmente a mayor resistencia menor es la capacidad de deformación inelástica, menor su capacidad de alargamiento, menores sus cualidades para traslape, por lo que para su empleo se requiere de cuidados y estudios especiales. Es por esto que al diseñar estructuras de concreto reforzado, no es posible generalizar que para mayor resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, el diseño resultante tendrá un mayor factor de seguridad.

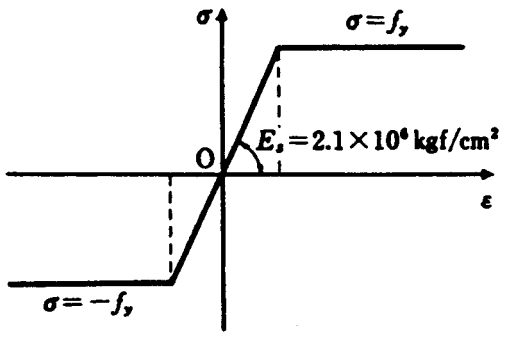


Figura 5. Relación esfuerzo deformación idealizada del acero

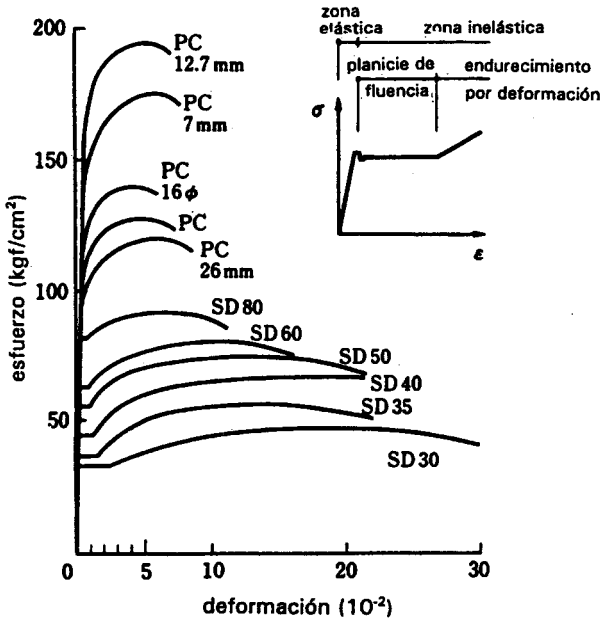


Figura 6. Relaciones esfuerzo-deformación para barras de refuerzo de diferentes características

3. Comportamiento de elementos lineales a flexión (vigas) y flexocompresión (columnas)

3.1 Comportamiento de elementos sujetos a flexión

El comportamiento de las estructuras de concreto reforzado se basa en el comportamiento básico de los materiales que lo constituyen. Es por eso que ante la poca capacidad del concreto a resistir esfuerzos de tensión, se cuenta con el refuerzo de las barras de acero. Así, ante los efectos de flexión, los esfuerzos axiales de compresión serán soportados por el concreto, y los esfuerzos axiales de tensión serán soportados por el acero de refuerzo.

Generalmente, cuando se realiza el análisis de esfuerzos de un elemento a flexión, como concepto básico se deben satisfacer ciertas condiciones como son: "compatibilidad de deformaciones", "equilibrio de fuerzas en la sección de análisis" y "las características esfuerzo - deformación de los materiales involucrados".

3.1.1 Hipótesis básicas de comportamiento para un análisis de flexión

a) Las secciones planas permanecen planas posterior a la flexión (condición de compatibilidad de deformaciones). También denominado principio de Bernoulli, el cual plantea que las deformaciones longitudinales sigue una distribución triangular, que las deformaciones en cualquier punto de la sección transversal son proporcionales a su distancia respecto al eje neutro y que existe una adherencia perfecta entre acero y concreto.

b) Se conoce la curva esfuerzo - deformación del acero y del concreto (características esfuerzo - deformación de los materiales). Aunque los materiales se encuentran bajo un estado de esfuerzos multiaxial, para definir las características esfuerzo - deformación se consideran resultados de pruebas donde se sujetó al material a un estado de esfuerzos uniaxiales.

c) Los esfuerzos internos están en equilibrio con las fuerzas externas (equilibrio de fuerzas en la sección de análisis). Las fuerzas resultantes del estado de esfuerzos en la sección transversal deberá estar en equilibrio con los elementos mecánicos de la misma sección, producto de las cargas a las que se sujete el elemento (momento flexionante y carga axial).

El principio de Bernoulli es una hipótesis razonable en la zona a compresión del concreto, pero no es estrictamente aplicable en la vecindad del agrietamiento. Sin embargo, es aplicable a la deformación por tensión media de la zona agrietada. El principio de Bernoulli no se cumple totalmente en regiones sujetas a altos esfuerzos de cortante.

3.1.2 Cálculo de la resistencia por flexión

La resistencia ultima de un elemento bajo un estado de esfuerzos producto de flexión se define cuando la deformación unitaria máxima en el concreto de la fibra extrema a compresión de la sección transversal analizada alcanza un valor especificado, para el cual los reglamentos de diseño generalmente recomiendan valores que varían de 0.003 a 0.004.

La mayoría de los reglamentos de construcción hipotetizan la distribución de esfuerzos a compresión en la sección transversal como rectangular definida por dos o tres parámetros, de tal modo que la resultante de esta distribución rectangular y la resultante y la posición de la misma, producto de considerar la curva esfuerzo - deformación "real" uniaxial del concreto, sea la misma. Así, se presentan distribuciones esfuerzo - deformación simplificadas en secciones sujetas a flexión como las presentadas en la figura 7, donde se muestran aquellas distribuciones adoptadas en las reglamentos RDF, ACI y AIJ. Resultando en fórmulas para el cálculo de resistencia última como las siguientes:

RDF $M = (A_{st} - A_{sc})\, f_y\, (d - a/2) + A_{sc} \times f_y\, (d - d')$

si, $(p_t - p_c) \geq [4800 / (6000 - f_y)] \times [(d' \times 0.85\, \sigma_B) / (d \times f_y)]$

Cuando no se cumpla, M se determinará con un análisis de la sección basado en las hipótesis básicas de análisis por flexión.

ACI si, $(A_{st} - A_{sc}) / (b \times d) \geq 0.85\, \beta_1\, [(\sigma_B \times d') / (f_y \times d)]\, 6115 / (6115 - f_y)$

$M = (A_{st} - A_{sc})\, f_y\, (d - a/2) + A_{sc} \times f_y\, (d - d')$

donde, $a = (A_{st} - A_{sc})\, f_y / (0.85\, \sigma_B \times b)$

si, $(A_{st} - A_{sc}) / (b \times d)$ es menor que el valor indicado, A_{sc} puede no considerarse.

AIJ $M = \sigma_B \times b \times D^2\, \{g_1\, (A_{st} \times f_y)/(\sigma_B \times b \times D)\}$

donde, A_{sc}: área del acero de refuerzo en compresión; b: ancho de la sección transversal del elemento; d: peralte efectivo de la sección transversal; p_t: cantidad de acero de refuerzo longitudinal a tensión; p_c: cantidad de acero de refuerzo longitudinal a compresión; β_1: factor que depende de la resistencia a compresión del concreto ($\beta_1 = 0.85$ para $\sigma_B \leq 280$ kgf/cm^2, el valor de β_1 disminuye en 0.05/70 kgf/cm^2); d': dimensión del recubrimiento de concreto; g_1: distancia entre los centroides de las barras a tensión y compresión/D; D: peralte de la sección; A_{st}: área del acero de refuerzo a tensión; f_y: esfuerzo de fluencia del acero a tensión.

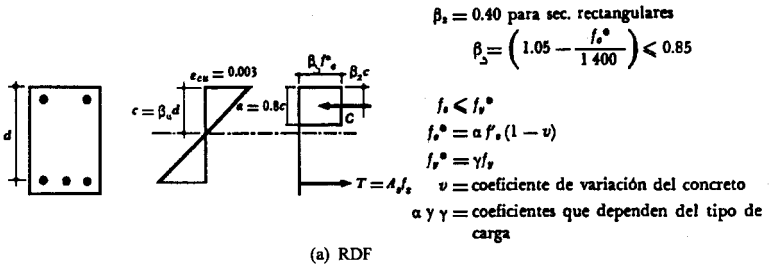


figura 7. Hipótesis simplificatorias para el análisis por flexión según los reglamentos RDF, ACI y AIJ

3.1.3 Factores que afectan la resistencia, capacidad de deformación y ductilidad de un elemento estructural a flexión

Como se puede discernir de las fórmulas para calcular la resistencia de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, la resistencia a la fluencia por tensión del acero de refuerzo empleado y la resistencia a la compresión del concreto, junto con las dimensiones de la sección transversal, determinan básicamente la resistencia de un elemento de concreto reforzado ante el agrietamiento, la fluencia y la carga última por flexión.

Como se aprecia en la figura 8, donde se muestra una representación típica de una relación momento-curvatura para una sección transversal de un elemento de concreto con una cantidad de acero de refuerzo menor o igual al acero de refuerzo para la falla balanceada (falla balanceada es aquella cuando el concreto alcanza su deformación unitaria máxima al mismo tiempo que el acero de refuerzo fluye por tensión), otros parámetros importantes que determinan la calidad estructural del elemento son la capacidad de deformación (considerada como la ductilidad del elemento) y su capacidad para disipar energía incidente ante carga monotónicamente creciente o cíclica.

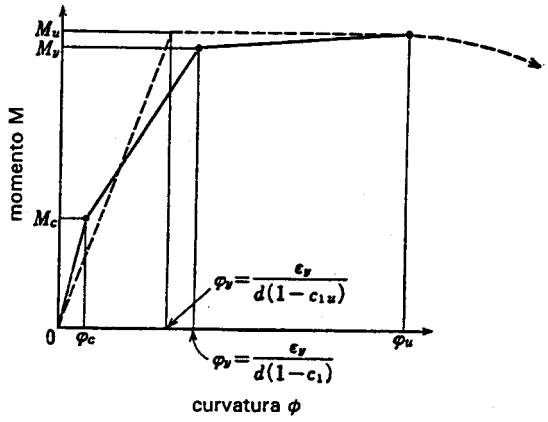


Figura 8. Diagrama momento-curvatura hipotetizado

La ductilidad o capacidad de deformación post-fluencia, se define como la relación entre la deformación (curvatura) última alcanzada y la deformación (curvatura) al punto de fluencia:

$$\mu = \phi_u / \phi_y$$

Asumiendo una relación esfuerzo-deformación, se determina la posición del eje neutro al alcanzar el momento de fluencia en la sección (c_1). Por relaciones trigonométricas se define la curvatura a la fluencia como se indica:

$$\phi_y = \varepsilon_y / d\,(1 - c_1)$$

donde, ε_y: deformación unitaria a la fluencia por tensión en el acero de refuerzo.

Siguiendo un procedimiento similar se determina la posición del eje neutro al alcanzar la resistencia última de flexión (c_{1u}), y se determina la curvatura ultima de la sección transversal:

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} / (c_{1u} \times d)$$

donde: ε_{cu}: es la deformación unitaria en la fibra extrema del concreto a compresión en la sección transversal.

Para secciones transversales rectangulares se pueden definir las expresiones para el cálculo de la posición del eje neutro medido desde la fibra a compresión, c_1 y c_{1u}, como se muestra:

$$c_1 = [\,(n \times p_t)^2 + 2 \times n \times p_t\,]^{0.5} - n \times p_t$$

$$c_{1u} = (p_t - p_c)\, f_y / \sigma_B$$

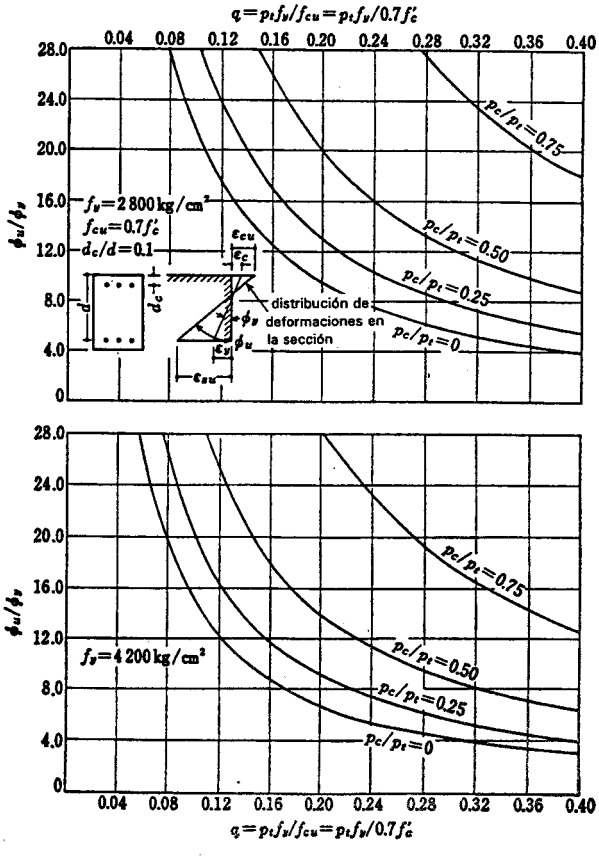


Figura 9. Ductilidad calculada de la sección transversal de una viga

donde, $n = E_s/E_c$, E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y E_c es el módulo de elasticidad del concreto; p_t: cantidad de acero de refuerzo a tensión ($= A_{st} / b \times d$); p_c: cantidad de acero de refuerzo a compresión ($= A_{sc} / b \times d$).

Analizando la última expresión, se aprecia que la presencia del acero de refuerzo a compresión, contribuye a disminuir la localización del eje neutro respecto a la fibra extrema a compresión, provocando un aumento en la curvatura última y por tanto mayor capacidad de deformación. La ductilidad de la sección transversal se puede definir entonces:

$$\mu = \phi_u / \phi_y = \varepsilon_{cu}\,(1 - c_1) / \varepsilon_y\,(c_{1u})$$

Definiendo al parámetro "índice de refuerzo q (= $[p_t - p_c]\, f_y / \sigma_B$)" y, por medio de las expresiones para determinar c_1, c_{1u} y μ, se establece una relación entre este índice de refuerzo q y la ductilidad de la sección transversal analizada μ, se obtienen gráficas como las mostradas en la figura 9. De la gráfica se entiende lo siguiente: a) a menor valor del índice de refuerzo, la capacidad de ductilidad del elemento aumenta; b) a mayor cantidad de acero de refuerzo en la zona a compresión, mayor será la capacidad de deformación post-fluencia del elemento; c) conjugando adecuadamente los dos aspectos anteriores, se puede asegurar que un elemento presente falla por flexión con suficiente capacidad de deformación post-fluencia (ductilidad).

La capacidad de absorber energía por medio de deformación se puede cuantificar, de una relación momento-curvatura monotónicamente creciente como la de la figura 8, como el área comprendida bajo dicha curva. Considerando un segmento de longitud unitaria del elemento estructural, cuyo comportamiento se asume elasto-plástico perfecto, la energía absorbida por deformación se puede representar con la siguiente expresión:

$$U = \sigma_B \times b \times d \left[\varepsilon_{cu} - c_{1u} \times \varepsilon_y / 2 (1 - c_{1u})\right] (1 - 0.425\, c_{1u})$$

Analizando la expresión anterior se puede concluir que el incremento de las dimensiones de la sección transversal y la resistencia a la compresión del concreto, afectan en proporción directa el incremento en la capacidad de absorción de energía del elemento. Igualmente, incrementado la deformación unitaria última del concreto en la sección transversal, lo que se puede lograr con mayor y mejor colocación del acero de refuerzo lateral, se obtiene el efecto de incrementar la capacidad de deformación post-fluencia y, por lo tanto, la capacidad de absorción de energía es mayor. Comparativamente con los parámetros anteriores, incrementos en p_t y f_y no presentan un efecto directo en la capacidad de deformación y de absorción de energía de los elementos estructurales. De la expresión para el cálculo de c_{1u} se concluye que aumentando la cantidad de acero a compresión el valor de c_{1u} disminuye, lo que repercute en incrementar la capacidad de absorber energía del elemento.

Cabe mencionar que los factores antes citados tienen un efecto similar en elementos sujetos a efectos de flexo-compresión. En el caso de estos últimos, resulta también de gran importancia el confinamiento adecuado del concreto del núcleo y el proporcionar límites permisibles de carga axial.

3.2 Comportamiento de elementos sujetos a flexocompresión

En estructuras a base de marco momento resistentes, los elementos columna en la mayoría de los casos estarán sujetos a carga axial y momento flexionante (uniaxial y biaxial). En otros casos, aunque teóricamente la columna este sujeta únicamente a carga axial, por problemas de control de calidad en la etapa constructiva se generan desviaciones en el dimensionamiento y distribución de las secciones transversales, provocando excentricidad de la carga axial respecto al eje del elemento, lo que genera momento flexionante a considerar en el diseño de dicho elemento.

Respecto a las hipótesis básicas para análisis de elementos sujetos a flexo-compresión, estas son exactamente las mismas que aquellas consideradas para elementos bajo flexión simple.

3.2.1 Diagrama de interacción

La resistencia de la sección transversal a una fuerza de compresión, se reduce con la presencia del momento flexionante. El diagrama de interacción representa el lugar geométrico de los puntos que indican la carga axial y momento flexionante que provocan que un elemento alcance su resistencia última (deformación unitaria última en la fibra extrema a compresión de la sección transversal), su representación gráfica se muestra en la figura 10. Así, para una curva de interacción determinada, si la columna esta sujeta a una combinación de momento flexionante y carga axial que esté en el interior de dicha curva, el elemento se encuentra del lado de la seguridad. Contrariamente, si la combinación está fuera de la curva, la columna estará propensa a la falla.

Como se muestra en la figura 10, existen tres puntos importantes que definen las características de resistencia en el diagrama de interacción de una columna. El punto localizado donde el diagrama intersecta al eje vertical, corresponde a una columna sujeta únicamente a compresión axial, pero producto de la excentricidad existente por problemas intrínsecos al proceso de construcción, se recomienda para diseño el uso de un valor mínimo de excentricidad de diseño (e_{min}), dando como resultado una disminución de la resistencia por compresión hasta alcanzar la curva original en el punto A. El punto B representa el estado de falla denominado "falla balanceada", en el cual la deformación unitaria última en el concreto a compresión se alcanza al mismo tiempo que el acero de refuerzo fluye a tensión. Al momento flexionante y carga axial representativos de este punto se les llama momento y carga balanceada, y a la relación entre el momento flexionante y la carga axial correspondiente a esta falla balanceada se le denomina excentricidad balanceada (e_b). El diagrama de interacción se intersecta con el eje horizontal en el punto que representa al elemento en flexión pura, representando obviamente el momento de falla por flexión uniaxial. La parte del diagrama de interacción correspondiente al elemento bajo tensión axial y flexión, se calcula de la misma manera que para compresión y flexión, sin embargo, es un estado poco común e indeseable en el diseño de estructuras de concreto de mediana altura.

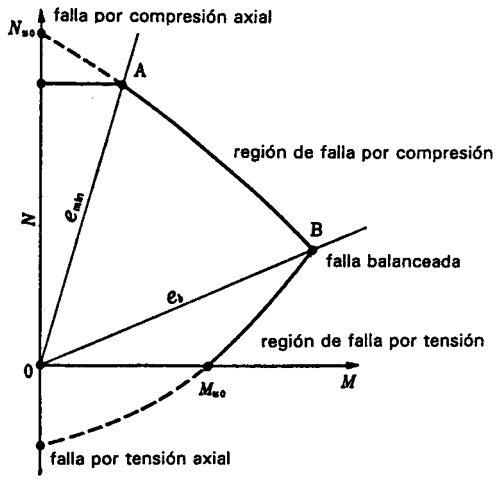


Figura 10. Diagrama de interacción carga axial (N) y momento flexionante (M)

La determinación del punto de la falla balanceada es importante desde el punto de vista de los reglamentos para diseño estructural, porque para elementos cuya excentricidad sea menor que la excentricidad balanceada (e_b), antes que el acero de refuerzo longitudinal fluya por tensión se presenta la falla por aplastamiento en el concreto sujeto a esfuerzos de compresión, denominándose a este rango de "falla por aplastamiento" (es una falla de tipo poco dúctil). Si la excentricidad en el elemento es mayor que la balanceada, se encuentra en el rango de "falla por tensión" (falla con características dúctiles).

En la figura 11 se muestra, para un diagrama de interacción carga axial - momento flexionante de una sección transversal determinada, el correspondiente diagrama de curvatura última calculada. Se aprecia que para cargas axiales menores que la carga axial correspondiente a la falla balanceada, la curvatura correspondiente al momento de falla presenta un brusco incremento. Contrariamente, si la carga axial incidente es mayor que la balanceada, la capacidad de deformación post-fluencia tiende a ser nula. Es por lo anterior que al diseñar una columna ante efectos sísmicos se proponga un límite en la carga axial permisible.

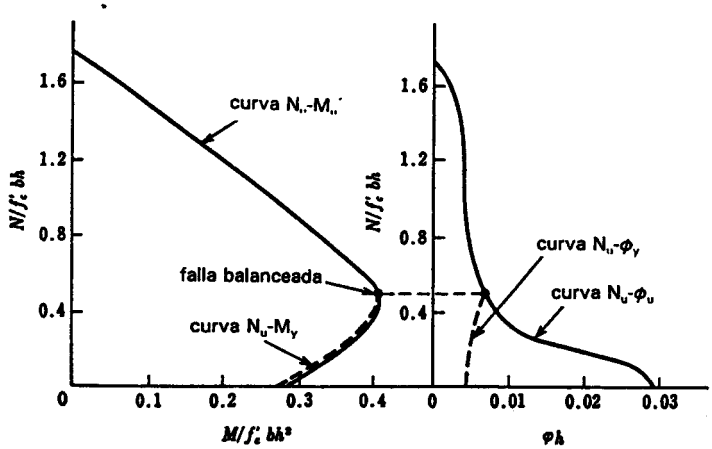


Figura 11. Gráfica de carga axial (N), momento (M) y curvatura (

En el caso de columnas sujetas a flexión biaxial y compresión existen dos formas típicas de encontrar la resistencia última de estos elementos. Una es la solución por tanteos, que consiste en encontrar el valor máximo de la carga axial "P" que actúa fuera de dos planos de simetría, a excentricidades e_x y e_y. Esta condición es equivalente a considerar una carga axial P y dos momentos flexionantes, $M_x = P \times e_x$ y $M_y = P \times e_y$. Para un elemento con geometría y excentricidades dadas, aplicando el procedimiento básico para elementos sujetos a flexo-compresión partiendo de conocer las características esfuerzo-deformación de los materiales, iterativamente se puede obtener el valor máximo de la carga P que actúa a las excentricidades dadas. Este proceso predice satisfactoriamente la resistencia del elemento, pero es muy laborioso. Sin embargo, para casos particulares comúnmente empleados en la práctica, se han desarrollado diagramas de interacción empleando computadora electrónica y se muestran en algunos reglamentos.

La otra forma de obtener la resistencia última de este tipo de elementos es aproximada, siendo un ejemplo típico la llamada "Fórmula de Bresler". Bresler desarrolló una expresión simple para calcular los valores máximos de carga axial de compresión que actúa a excentricidades e_x y e_y en secciones rectangulares con distribución simétrica de refuerzo longitudinal. La expresión que propone es la siguiente:

$$1/P_r = 1/P_x + 1/P_y - 1/P_0$$

donde, P_r: carga normal máxima que actúa a excentricidades e_x y e_y; P_x: carga normal máxima a una excentricidad e_x (e_y= 0); P_y: carga normal máxima a una excentricidad e_y (e_x= 0); P_0: carga axial máxima que puede resistir el elemento (e_x= e_y= 0).

Es evidente que el problema se reduce a una combinación de soluciones mas simples, dos de flexo-compresión y una de compresión axial.

3.2.2 Cálculo de resistencia a flexo-compresión

De la misma manera que para el caso de flexión, la resistencia última del elemento se determina cuando la deformación unitaria máxima en el concreto de la fibra extrema a compresión alcanza un valor especificado que varía entre 0.003 a 0.004 (según el reglamento empleado).

En el reglamento del AIJ, se plantea una fórmula simplificada para el cálculo de resistencia última de columnas a flexo-compresión, que se presenta enseguida:

AIJ $$M = \sigma_B \times b \times D^2 \{g_1 (A_{st} \times f_y) / (\sigma_B \times b \times D) + 0.5 \times [N / (\sigma_B \times b \times D)] \times [1 - N / (\sigma_B \times b \times D)] \}$$

expresión con confiabilidad de ±20% en el 90% de su comparación con resultados experimentales. Expresión válida para:

$$p_t = A_{st} / (b \times D); \text{ entre } 0.4 \text{ y } 2.8 \%$$

$$N / (b \times D) \leq N_b / (b \times D)$$

donde, N: carga axial actuando en el elemento; Nb: Carga axial en la condición de falla balanceada.

4. Comportamiento de elementos lineales (vigas y columnas) ante fuerza cortante

La falla por cortante en elementos de concreto reforzado, a diferencia de la falla por flexión, es repentina y generalmente produce un estado de inestabilidad irreparable en el elemento en particular y la estructura en general. Por lo que los procedimientos de diseño presentados en los reglamentos tienden a tratar de eliminar este tipo de falla y lograr un factor de seguridad lo mayor posible respecto a este comportamiento indeseable en la estructura.

Respecto al mecanismo que define la falla por cortante en elementos de concreto reforzado, al contrario de la falla por flexión, es de mayor complejidad, y aunque se ha realizado mucha investigacion sobre el tema permanecen muchos puntos sin tener plena explicación. Es por eso que los procedimientos de diseño por cortante indicados en la mayoría de los reglamentos tienen una fundamentación empírica, apoyada con conceptos teóricos substraídos de la teoría de la elasticidad de los materiales y recientemente de la teoría de la plasticidad aplicada al concreto reforzado.

4.1 Modos de falla por cortante

4.1.1 Vigas con relación claro a peralte grande (a/d >2.5, donde "a" es la longitud del claro de corte)

a) Falla por flexión (figura 12.a). Las grietas por efectos de flexión se propagan convirtiéndose en agrietamiento por efectos flexo-cortantes, extendiéndose a través del elemento causando una falla brusca por tensión diagonal.

b) Falla por tensión diagonal (figura 12.b). En este tipo de falla no se observa ninguna de las características antes citadas, no se presenta tampoco aplastamiento del concreto a compresión, es una falla frágil e inestable. Incrementando la cantidad de refuerzo lateral se reduce considerablemente la posibilidad ocurrencia de este tipo de falla y se logran ductilidades que varían desde 1 hasta 4.

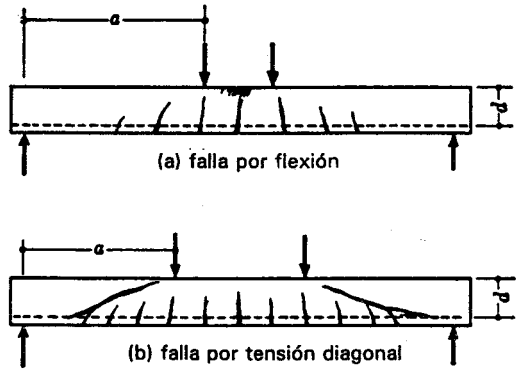


Figura 12. Representación de la falla por cortante en vigas de relación a/d grande

4.1.2 Vigas con relación claro a peralte pequeño, también llamadas vigas cortas (1 < a/d<2.5).

a) Falla de tensión por cortante (figura 13.a). EL agrietamiento por problemas de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto se propaga a lo largo del refuerzo longitudinal empezando en el extremo de la grieta inclinada de cortante. Como mecanismos resistentes importantes ante este tipo de falla se pueden citar el efecto de dovela del refuerzo longitudinal, la adherencia acero-concreto y la resistencia a deslizamiento acero-concreto. Reduciendo la relación p_t / p_w (donde p_t es la cantidad de acero de refuerzo longitudinal a tensión y p_w es la cantidad de acero de refuerzo lateral), se tiende a eliminar este tipo de falla. Igualmente, para un porcentaje de acero longitudinal dado, empleando barras de menor diámetro y distribuidas adecuadamente (sin emplear paquetes de barras) se logran comportamientos adecuados, reduciendo la posibilidad de ocurrencia de este tipo de falla.

b) Falla de compresión por cortante (figura 13.b). En este tipo de falla el concreto a compresión en las fibras extremas de la sección transversal, en los extremos de las grietas de cortante, sufre aplastamiento y falla. Este problema se recrudece cuando el elemento se sujeta a niveles altos de carga axial y cuando se trata de elementos cortos de gran peralte. Una forma de evitar o aliviar este tipo de fallas es proporcionando un mayor porcentaje de acero lateral que lo proporcione mayor confinamiento al concreto sujeto a esfuerzos de compresión.

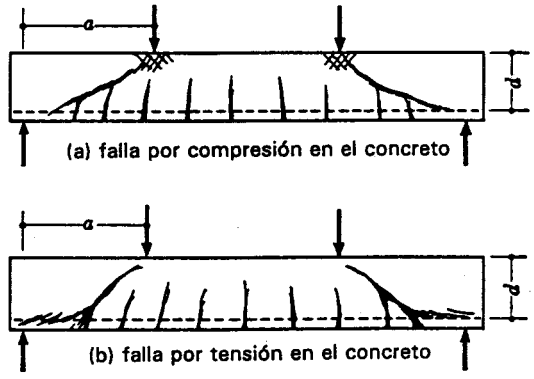


Figura 13. Representación de la falla por cortante en vigas de relación a/d pequeña

4.1.3 Vigas de gran peralte (a/d < 1)

En esta clase de elementos se generan esfuerzos significativos de compresión en los estratos de concreto resultantes entre las grietas inclinadas provocadas por efecto de cortante, y grandes esfuerzos de tensión a través de dichas grietas. Este fenómeno puede provocar:

a) Fallas de anclaje del acero a tensión, combinada con desprendimiento del concreto de recubrimiento por efecto de dovela.

b) Falla por aplastamiento del concreto en los apoyos.

c) Falla de flexión debido a la rotura post-fluencia del acero de refuerzo longitudinal, o al aplastamiento del concreto en la parte superior del mecanismo de arco.

d) Falla por aplastamiento en el concreto de los estratos a compresión ubicados en la vecindad del agrietamiento diagonal por cortante.

4.2 Principales mecanismos de resistencia al cortante

4.2.1 Equilibrio en el claro de cortante de la viga (sin refuerzo lateral)

La resistencia a cortante estará determinada por los siguientes mecanismos de transferencia de cortante: a) Transmisión de fuerza cortante a través del concreto en la zona a compresión, V_c; b) Resistencia por efecto de dovela, transmitida a través de la grieta por el refuerzo longitudinal, V_d; c) Resistencia al cortante producto de la componente vertical de los esfuerzos cortantes inclinados $\tilde{o}_a$, transmitidos a través de las grietas inclinadas por medio de cortante directo o cizalleo entre las partículas de agregados que se encuentran entre y/o en las superficies de la grieta, V_a.

$$V = V_c + V_a + V_d$$

$$M = x\ V = j_d\ (\ T + V_d \cot\alpha)$$

donde, el significado de todas las variables y parámetros se muestran en la figura 14.

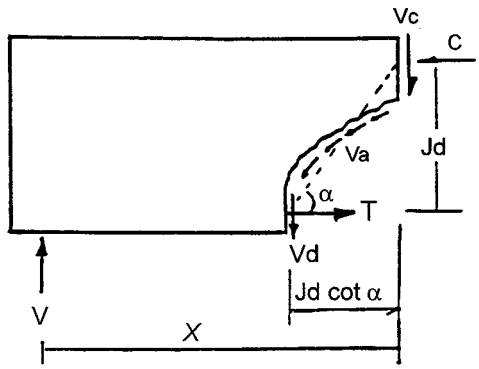


Figura 14. Equilibrio en el claro de cortante de la viga (sin refuerzo lateral)

De trabajos experimentales se ha concluido que el efecto de dovela es pequeño para elementos sin acero de refuerzo lateral; $V_d = 0$, por lo que la expresión anterior se puede representar como sigue

$$M = T\ x\ j_d$$

La fuerza de tensión en el refuerzo longitudinal a una distancia ($x - j_d \cot\alpha$) es determinada por el momento a una distancia x desde el apoyo del elemento estructural. El incremento de esfuerzos en el acero, claramente depende de la pendiente de la curva diagonal con la que se idealizó al agrietamiento por efecto flexo-cortante,

$$V = dM / dx = d(\ T\ j_d) / dx = j_d\ dT / dx + T\ d(j_d) / dx$$

donde, $j_d\, dT / dx$: representa el comportamiento de un elemento prismático sujeto a flexión, en el cual la fuerza de tensión interna T actúa sobre un brazo de palanca constante j_d. A este efecto se le denomina efecto de viga dentro de los mecanismos de transmisión de fuerza cortante; $T\, d(j_d) / dx$: representa el comportamiento de un arco tensado, en el que la fuerza cortante externa es resistida por el estrato interno de concreto a compresión. A este efecto se le conoce como efecto de arco; dT/dx: variación de la fuerza interna de tensión (fuerza de adherencia)

4.2.2 Acción de viga en el claro de cortante

$$V_B = j_d\, dT/dx$$

En la acción de viga intervienen los siguientes tipo de mecanismos de transferencia de fuerza cortante:

a) Fuerza de adherencia, $\Delta T = T_1 - T_2$

b) Cortante transmitido por cortante directo o cizalleo en el agregado localizado en las caras de la grieta, υ_{a1}, υ_{a2}

c) Fuerzas por efecto de dovela, V_{d1}, V_{d2}

El momento en el cantiléver provocadas por las fuerzas de adherencia ΔT, son resistidas por el efecto de dovela y las fuerzas generadas en el agregado, a las que se adiciona la resistencia a flexión Mc del concreto mismo en la zona de compresión. La representación de estos fenómenos claramente se aprecia en la figura 15.

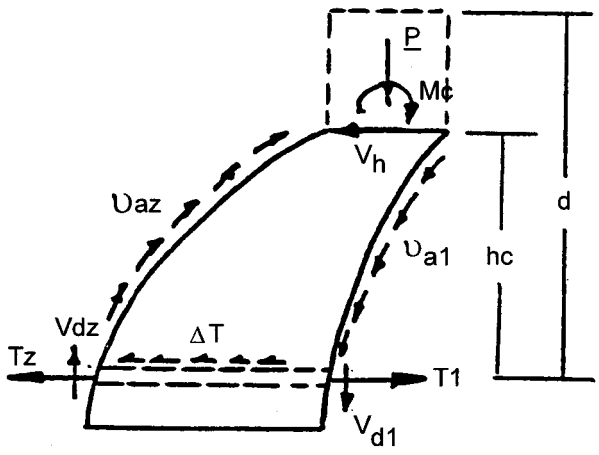


Figura 15. Acciones en el "cantiléver" formado por grietas de flexo-cortante

En vigas con dimensiones normales, un máximo de 20% de las fuerzas por adherencia pueden ser resistidas por flexión en el concreto. Sin acero de refuerzo en el alma, la capacidad del efecto de dovela se limita a la resistencia a tensión del concreto siendo prácticamente nula. Cuando se cuenta con acero de refuerzo lateral, la contribución del efecto de dovela no excede el 25% de la resistencia total del cantiléver. El ancho de la grieta, la rugosidad de su superficie, la deformación por cortante y la resistencia del concreto determinan la resistencia por cortante directo o cizalleo en el agregado, siendo aproximadamente del 50 al 70% de las fuerzas por adherencia las que se resisten por este efecto del agregado en la superficie de la grieta.

El cortante transmitido por la zona de concreto a compresión, arriba de la grieta diagonal, incrementa lentamente durante los procesos de carga hasta alcanzar un máximo de 25 a 40% del total de la fuerza cortante incidente en la sección transversal de la viga.

4.2.3 Acción de arco en el claro de cortante

$$V_a = T\, d(j_d)/dx$$

En este mecanismo la fuerza cortante se transmite por compresión diagonal en el concreto de los elementos estructurales. La intensidad de los esfuerzos de compresión diagonal dependen de la inclinación del campo de esfuerzos principales. La relación entre claro de cortante y peralte de la sección (a/d) define una medida de esta inclinación (figura 16). El efecto del mecanismo de arco resulta inefectivo cuando la fuerza de cortante se transmite a la zona a tensión.

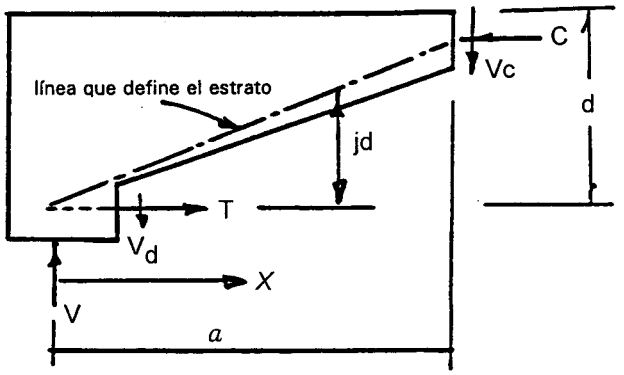


Figura 16. Mecanismo de arco de transmisión de fuerza cortante

El tipo de fallas que se presentan en un elemento estructural por el mecanismo de arco son:

a) La propagación de las grietas inclinadas de cortante reducen la zona a compresión excesivamente, provocando aplastamiento del concreto sujeto a esfuerzos de compresión.

b) La línea de esfuerzos a compresión puede presentar excentricidad respecto al eje del elemento, y generar una falla de tensión por efecto de flexión en la "zona a compresión".

c) Cuando la relación entre claro de cortante y peralte de la sección es pequeña ($a/d < 2$), se observa una considerable reserva de resistencia producto de mayor eficiencia en el mecanismo de arco. En estos casos se presentará una falla por aplastamiento del concreto en el estrato diagonal a compresión, o falla por problema de adherencia y anclaje en el refuerzo longitudinal.

4.2.4 Papel del acero de refuerzo lateral en el comportamiento de un elemento estructural

Los estribos o acero de refuerzo lateral contribuyen en los mecanismos de resistencia ante fuerza cortante de la siguiente manera:

a) Contribuye a incrementar la resistencia por el efecto de dovela y disminuir la deformación relativa entre las caras de la grieta.

b) Disminuye los esfuerzos de tensión por flexión en los voladizos formados entre los agrietamientos del elemento (ver figura 15), mediante una fuerza diagonal de compresión producto del efecto de armadura.

c) Limita la apertura de las grietas diagonales al rango elástico, favoreciendo la transferencia de cortante por cortante directo o cizalleo en el agregado localizado en la superficie de la grieta.

d) Proporciona confinamiento al concreto de la zona a compresión, incrementando su resistencia a compresión.

e) Previene un brusco decremento en la resistencia por adherencia cuando el agrietamiento por problema de adherencia y anclaje se desarrolla en zonas de anclaje y/o traslape.

4.3 Cálculo aproximado de la resistencia por cortante

Para determinar la resistencia ante cortante han surgido una serie de investigaciones de gran importancia en el campo del concreto reforzado. Así, como punto inicial de la teoría de los mecanismos de transmisión y resistencia de fuerza cortante está el concepto de "analogía de la armadura" propuesto por Ritter en 1899, pasando por los trabajos de Ritter y Morch de 1903 sobre la transmisión del total de la fuerza cortante por el refuerzo lateral del elemento. También de importancia es el trabajo desarrollado por Talbot en 1909 donde plantea que 2/3 de la fuerza cortante incidente la resiste el refuerzo lateral y el 1/3 restante el concreto en la zona a compresión. En los años 50's, Walther y Morrow seguían haciendo trabajos analíticos importantes. Igualmente, Kani en el período comprendido entre 1964 y 1969 realizó trabajos teórico-experimentales encaminados a desglosar cualitativa y cuantitativamente los mecanismos que intervienen en la transmisión de la fuerza cortante incidente en un elemento de concreto reforzado, introduciendo el concepto de "acción de viga" (también conocido como modelo de diente) del segmento de concreto localizado entre dos grietas producto de efecto flexo-cortante. Todos estos estudios, básicamente no han cambiado el concepto primario propuesto por Ritter y Morch, y es en base a estos conceptos y resultados que la mayoría de los códigos y reglamentos actuales proponen sus formulaciones para el cálculo de la resistencia por cortante de elementos de concreto reforzado.

A continuación se presentan las fórmulas básicas propuestas en los reglamentos del DDF, ACI y AIJ:

RDF para $p_t \leq 0.01$

$$V_u = b \times d \, (0.2 + 30 \, p_t) \, (\sigma_B)^{0.5} + A_w \times f_{wy} \times d \, (\text{sen}\theta + \cos\theta)$$

para $p_t \geq 0.01$

$$V_u = 0.5 \times b \times d \, (\sigma_B)^{0.5} + A_w \times f_{wy} \times d \, (\text{sen}\theta + \cos\theta)$$

ACI $V_u = V_c + V_t \leq 2.12 \, (\sigma_B)^{0.5} \, b \times d$

$$V_t = p_w \times f_{wy} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \, [\, 1 + 0.0071 \, N / (b \times d) \,] \, (\sigma_B)^{0.5} \, b \times d$$

IAJ $Vu = \{ \, 0.068 p_{IAJt} 0.23 (\sigma_B + 180) / (M/(Q \times d) + 0.12) + 2.7 (p_w f_{wy})^{0.5} + 0.1 \, N / (b \times D) \, \} \, b \times j$

donde, A_w: área del acero de refuerzo lateral en una vuelta del mismo; f_{wy}: esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo lateral; θ: ángulo de inclinación del refuerzo lateral respecto al eje del elemento; N: carga axial en el elemento; b: ancho de la sección transversal; p_{IAJt}: porcentaje de refuerzo por flexión, acero de refuerzo a tensión (%); M/Q: relación entre momento y fuerza cortante en la sección transversal; p_w: cantidad de acero de refuerzo lateral ($= A_w / b \times s$); j: distancia entre las resultantes de esfuerzos a compresión y tensión en la sección transversal (puede considerarse como, $j = 7d/8$); s: espaciamiento del acero de refuerzo lateral; D: Peralte total de la sección transversal; unidades kgf, cm

Normalmente, la contribución de la losa a la resistencia ante fuerza cortante en vigas puede considerarse no significativa.

En todos los reglamentos se acepta que la carga axial, dentro de los límites permisibles por flexo-compresión, contribuye a incrementar la resistencia por cortante de los elementos columna. Sin embargo, en todos los códigos se hace una consideración puramente empírica sobre dicho efecto, lo que se aprecia claramente en las formulaciones de los reglamentos ACI y AIJ. Respecto al reglamento RDF se plantea el siguiente factor correctivo, que presenta gran similitud al considerado en el ACI:

$$P = 1 + 0.007 \, (P_u / A_g)$$

para, $P_u \leq 0.7 \, \sigma_B + 2000 \, A_{st}$
si, $P_u \geq 0.7 \, \sigma_B + 2000 \, A_{st}$, el valor de P se variaría hasta ser nulo para
$P_u = A_g \times 0.85 \, \sigma_B + A_s \times f_y$

donde, P_u: carga axial en el elemento; A_g: área de la sección transversal del elemento; A_s: área total del acero de refuerzo longitudinal en el elemento.

5. Propiedades de adherencia y anclaje acero - concreto

Para que un elemento de concreto reforzado se considere monolítico, o trabaje como tal, es necesario la existencia de adherencia entre los materiales. Cuando el esfuerzo en el acero de refuerzo embebido en el concreto cambia, esa diferencia de esfuerzos deberá transferirse al concreto por medio de adherencia y anclaje. Los esfuerzos de adherencia y anclaje son esfuerzos de cortante desarrollados en la frontera entre la barra de acero y el concreto que la circunda para transmitir la fuerza, producto de la diferencia de esfuerzos antes mencionada, entre ambos materiales.

Las características de esta adherencia dependen de mecanismos como la adherencia química entre acero y concreto, la fricción generada entre los materiales, así como procedimientos mecánicos de transferencia de fuerza proporcionados por las corrugaciones del acero de refuerzo. Al usar acero no corrugado, el único mecanismo es la adherencia química, provocándose un deslizamiento temprano del acero respecto al concreto y la imposibilidad de alcanzar mayor resistencia que la de deslizamiento. La fuerza de adherencia al emplear acero corrugado, como se indica en la figura 17, se genera por el mecanismo entre la corrugación y el concreto circundante. Las dimensiones de la corrugación en esta clase de acero, determina el tipo de falla en el elemento si este falla por problema de adherencia. Así, si la corrugación es de poca altura se podrá generar una falla por aplastamiento en el concreto. Por otro lado, si la corrugación tiene gran altura, esta podrá fallar por flexión. Igualmente, si la separación entre las corrugaciones tiende a ser grande, la resistencia por adherencia tendera a disminuir. Es por eso que en las normas y códigos existe o debe existir una normatividad respecto a alturas máxima y mínima de la corrugación y valores máximos y mínimos de separación entre corrugaciones. Dos tipos comunes de falla por adherencia y anclaje, dependientes de las características geométricas de las barras de refuerzo corrugadas, se presentan en la figura 18.

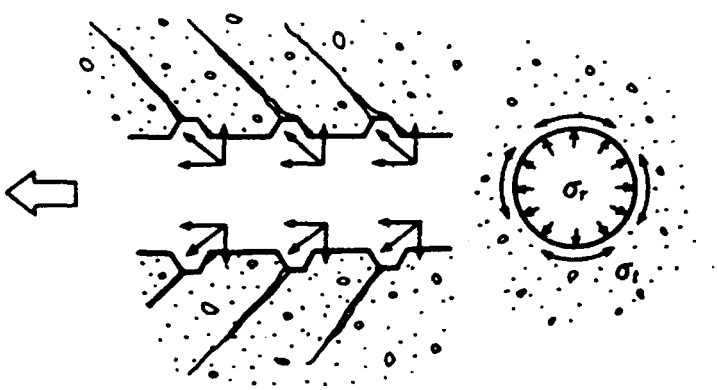
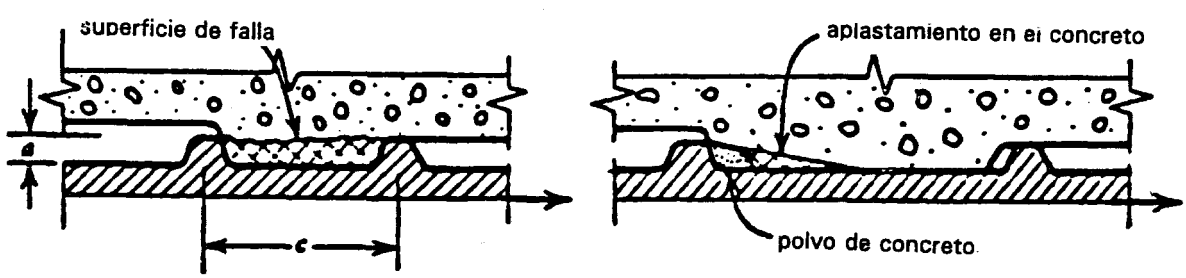


Figura 17. Cortante directo o cizalleo entre el acero corrugado y el concreto circundante



(a) falla por cortante directo (a/c > 0.15)

(b) falla de anclaje (a/c < 0.10)

Figura 18. Dos macanismos de falla representativos en el problema de adherencia y anclaje

Los factores determinantes en la resistencia por adherencia y anclaje de un elemento de concreto reforzado son los siguientes:

a) Resistencia del concreto: Debido al estado de esfuerzos a que se somete el concreto en la vecindad del acero, a mayor resistencia a tensión del concreto la resistencia por adherencia será mayor.

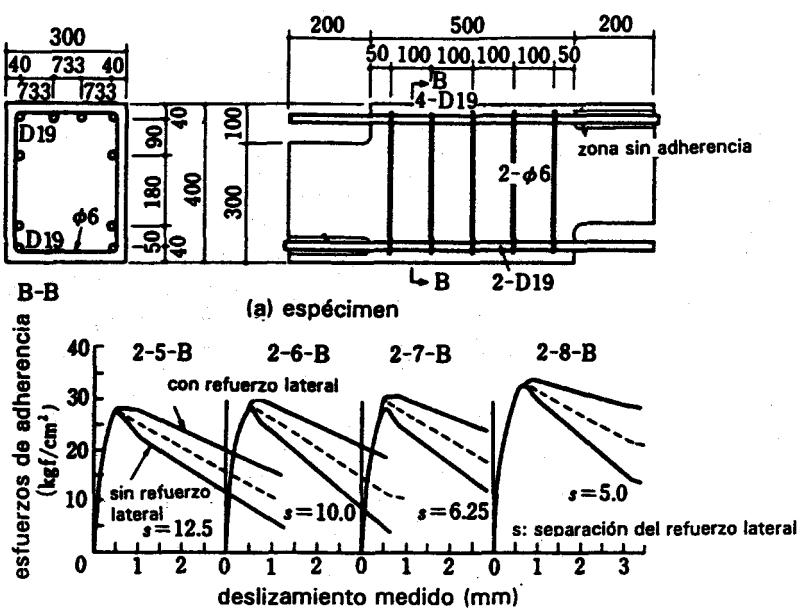
b) Características dimensionales del acero de refuerzo: Como se explicó antes, el uso del acero corrugado, por el mecanismo que se genera entre la corrugación y el concreto, provoca aumento en la resistencia por adherencia. El hecho que en barras de menor diámetro se obtenga mayor resistencia por adherencia provoca preferencia por el uso de barras de diámetros pequeños.

c) Posición y orientación del acero de refuerzo: La resistencia por adherencia en aceros colocados verticalmente resulta mayor que para aceros colocados horizontalmente. También, por fenómenos de sedimentación de los agregados es mas común encontrar formación de burbujas de aire en el concreto de la vecindad del refuerzo superior de una viga, provocando que la resistencia por adherencia en el acero de refuerzo inferior sea aproximadamente 20% mayor que la obtenida en el acero de refuerzo superior.

d) Dimensión del recubrimiento: La resistencia por adherencia será mayor a mayor dimensión del recubrimiento. Esto es debido a que el peso propio del recubrimiento y la superficie del concreto que estará sujeto a estado de esfuerzos de tensión son mayores a mayor recubrimiento.

e) Configuración y distribución del acero de refuerzo lateral: El acero de refuerzo lateral juega un factor importante para evitar el rápido incremento de la abertura del agrietamiento por adherencia (paralelo al acero de refuerzo longitudinal), contribuyendo con ello a incrementar la resistencia y capacidad de transmitir fuerza por efecto de adherencia. El acero de refuerzo lateral no tiene efecto en impedir la aparición del agrietamiento por adherencia o efecto de dovela del acero longitudinal. Sin embargo, posterior al agrietamiento contribuye a que el decaimiento o degradación de la resistencia por adherencia sea menor (figura 19).

Las limitaciones presentadas en los códigos y reglamentos respecto al uso de paquetes de barras de refuerzo longitudinal, separación mínima entre las mismas y dimensiones mínimas de recubrimiento, entre otras condicionantes, están fundamentadas en la necesidad de impedir degradación o decaimiento de la resistencia por adherencia y anclaje, para garantizar que se alcanzará la resistencia última del elemento en particular y la estructura en general, resistencia última que fue propuesta en la etapa de diseño.



(b) Relación entre esfuerzos de adherencia y deslizamiento

Figura 19. Resultados experimentales sobre adherencia y anclaje en acero corrugado

6. Comportamiento de elementos viga y columna

6.1 Factores que determinan el mecanismo de falla

Como factores importantes en la resistencia y capacidad de deformación de elementos estructurales de concreto reforzado lineales (vigas y columnas), se pueden proponer los siguientes:

a) Cantidad y diámetro del acero de refuerzo longitudinal.
Al colocar la misma cantidad de acero de refuerzo, pero de menor diámetro, se incrementa la superficie de contacto acero-concreto y por lo tanto se incrementa la resistencia por adherencia y anclaje. Sin embargo, existen límites en el tamaño mínimo del acero de refuerzo longitudinal debido a que, como resultado de trabajos experimentales, el tamaño de las corrugaciones en barras de diámetros menores a 19 mm no resultan lo suficientemente eficientes para la transmisión mecánica de fuerza de adherencia.

b) Cantidad y distribución del acero de refuerzo lateral.
Principalmente, como resultado de trabajos experimentales recientes, se entiende que el papel del acero de refuerzo lateral en elementos de concreto reforzado, además de contribuir a evitar una falla frágil por cortante en el elemento, también tiene efecto sobre las siguientes características de un elementos estructural:

- Proporciona confinamiento al concreto del núcleo en los elementos lineales (principalmente elementos columna). Incrementando la resistencia a la compresión del concreto del núcleo y también aumentando el valor de la deformación unitaria última, lo que contribuye a mejorar la capacidad de deformación del elemento.

- Evitar la falla por adherencia y anclaje. Para lo que se recomienda que, para iguales cantidades de acero de refuerzo lateral, la separación del mismo sea la menor posible y que, de ser posible, las barras de refuerzo longitudinal estén confinadas directamente por una esquina o un gancho de dicho refuerzo lateral. Esto incrementará la capacidad y resistencia del refuerzo longitudinal por adherencia y anclaje notablemente.

- Proporciona soporte lateral al acero de refuerzo longitudinal, evitando de esta manera el pandeo del mismo. Logrando un adecuado soporte lateral en el acero de refuerzo longitudinal, también se está contribuyendo a que este participe como confinante del concreto del núcleo del elemento.

c) Efecto de elementos vecinales, como losa de piso y trabes ortogonales.
De investigaciones experimentales recientes, se ha concluido que una losa estructural, reforzada y anclada adecuadamente al elemento viga correspondiente durante el proceso constructivo, participa totalmente junto con la viga en rigidez y resistencia en el trabajo del marco momento resistente. Esto al alcanzar el elemento y/o la estructura su resistencia última.

Igualmente, el efecto de elementos ortogonales es de gran importancia sobre todo al realizar, para el diseño de la estructura, análisis planos. Se ha comprobado experimental y analíticamente que tanto en estructuras a base de muros estructurales, como en aquellas a base de marcos momento resistentes, la rigidez y resistencia obtenida de un análisis plano es notablemente menor que la real. Esto no necesariamente contribuye a incrementar el factor de seguridad de la estructura, ya que puede generar cargas axiales a niveles indeseables en columnas y muros, así como efectos de torsión y cortante en vigas que no fueron contemplados en el análisis plano.

d) Carga axial.
Para lograr incrementos en la capacidad de deformación en elementos sujetos a efectos principales de carga axial y flexión (columnas), como producto de análisis teórico-experimentales se recomiendan contemplar los siguientes aspectos:

- Reducir la carga axial suficientemente bajo la carga axial del estado de esfuerzos "balanceado"

$$N / (\sigma_B \times b \times D) \leq 0.3$$

- Incrementar la cantidad de refuerzo longitudinal a compresión.

- Incrementar el confinamiento en el concreto del núcleo, con refuerzo lateral (espirales, ganchos, estribos, etc), en las secciones críticas a flexión (vgr. aquellas donde se prevé la formación de articulaciones plásticas, principalmente en las todas las vigas y las columnas del primer nivel). En la figura 20 se presentan algunos ejemplos de refuerzo lateral en columnas básicos para lograr comportamientos adecuados de los elementos.

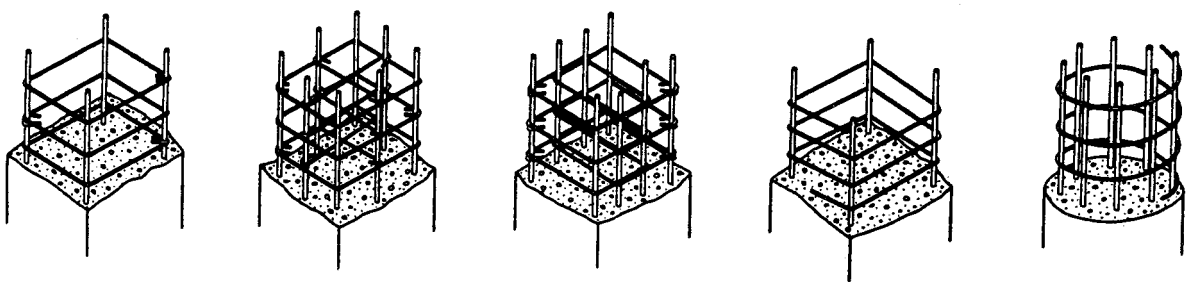


Figura 20. distribución de refuerzo lateral típico en columnas

- Reducir los esfuerzos por cortante al alcanzar la resistencia por flexión, a límites como el indicado:

$\tau_u \leq 30$ kgf/cm^2 (τ_u representa al esfuerzo cortante en la sección transversal)

e) Carga cíclica.
El efecto de carga cíclica provoca efectos, a largo plazo, similares a los provocados por problemas de fatiga en los materiales. A mayor el número de ciclos, mayor será la degradación del material (el concreto en este caso), generando disminución de la capacidad de deformación y decaimiento de resistencia en el rango posterior a la fluencia.

6.2 Misceláneos

a) En la mayoría de los reglamentos para la construcción, en cuanto a estructuras de concreto reforzado, se acepta el "corte" del acero de refuerzo longitudinal después de asegurar una "longitud de desarrollo" adecuada. Es recomendable, en estos casos, emplear doblez en los extremos de las barras, con el propósito de lograr una buena transmisión de los esfuerzos de adherencia hacia el concreto (figura 21)

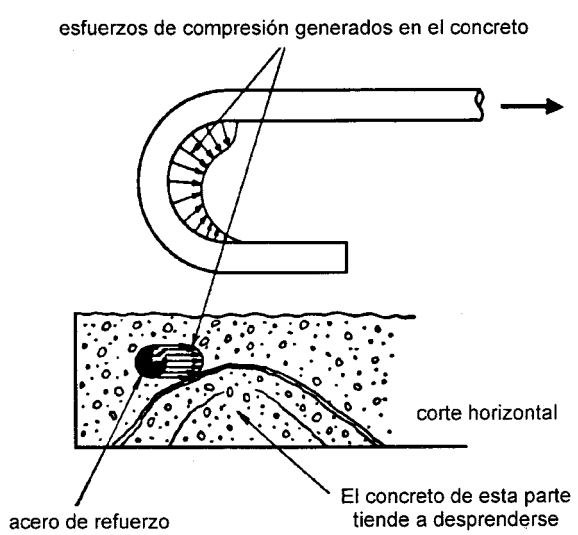


Figura 21. Efecto del gancho en el traslape de refuerzo

b) Por limitaciones de fabricación y/o transporte, el acero se adquiere a longitudes fijas, es por tal motivo que cuando se requiere proporcionar longitudes de acero refuerzo longitudinal en vigas o columnas de mayor longitud que las barras adquiridas en fábrica se hace uso del traslape de acero de refuerzo. En los reglamentos basados en información experimental basta (como es el caso del reglamento del AIJ), se permite el empleo de traslapes mecánicos (soldadura a presión y gas, tuercas de alta resistencia, splice con relleno de mortero de alta resistencia, etc., algunos de los cuales se presentan en la figura 22) en la misma sección. Esto debido a que se ha comprobado experimentalmente que si el traslape mecánico es de calidad comprobada por pruebas a tensión, es prácticamente improbable la formación de una superficie de falla en la sección en cuestión.

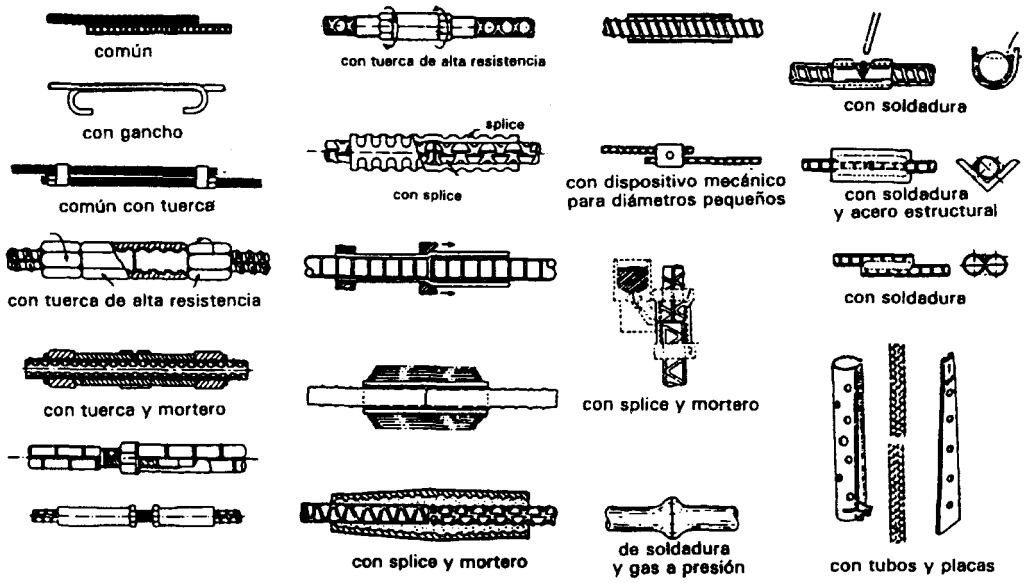


Figura 22. Diversos métodos de traslape en acero de refuerzo

Cuando el traslape es convencional, se recomienda seguir la tendencia de no realizarlos en la misma sección del elemento estructural.

c) Finalmente, en las figura 23 y figura 24 se ejemplifican gráficamente fallas típicas en vigas y columnas. En la figura 25 se muestra una viga con un detalle de refuerzo típico para un agujero en el alma propio de requisitos para instalaciones. En la figura 26 se presentan detalles de refuerzo adecuados para una viga con desnivel en el interin del claro y el detalle de la llegada de una viga secundaria apoyándose en una primaria.

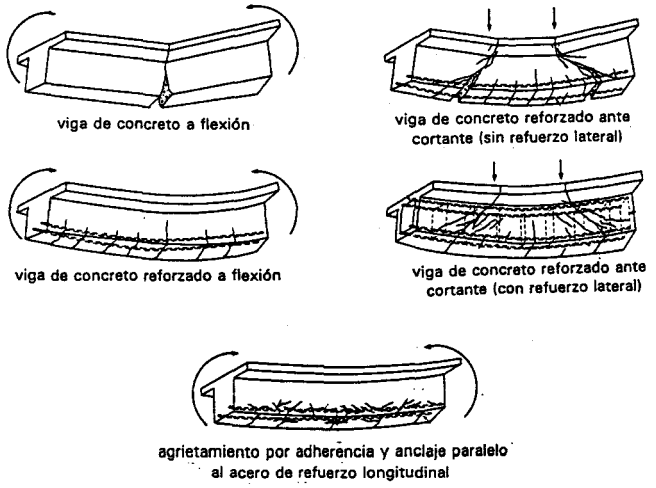


Figura 23. Modos de falla en vigas

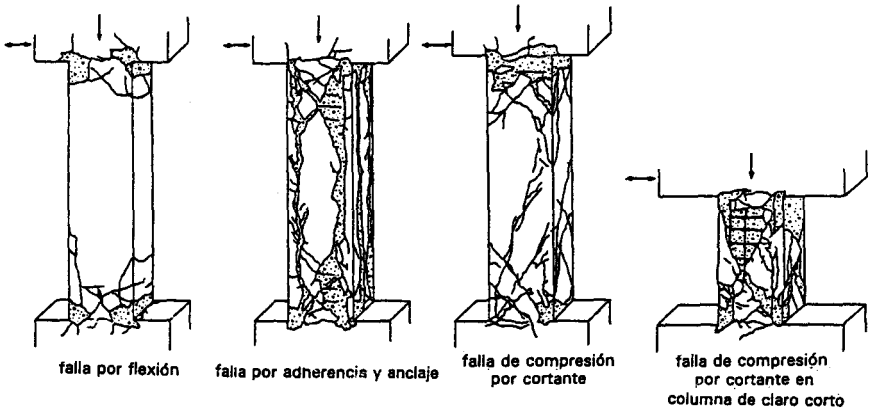


Figura 24. Modos de falla en columnas

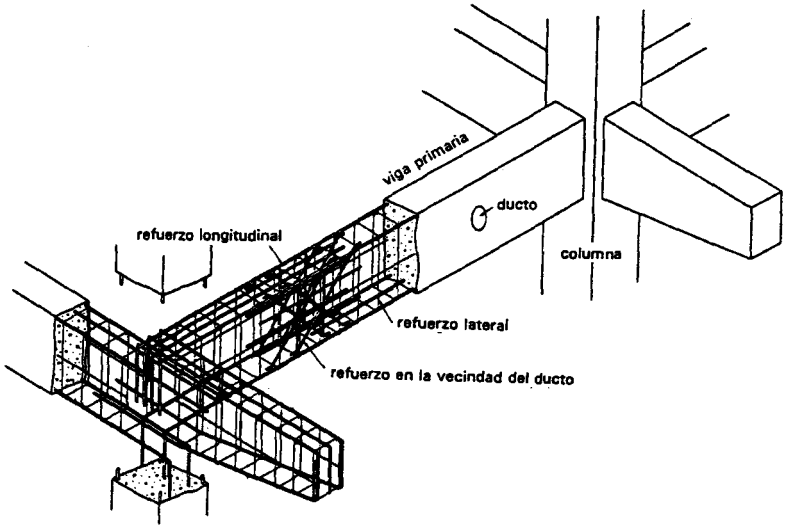


Figura 25. Detalle de refuerzo para ductos en el alma de viga

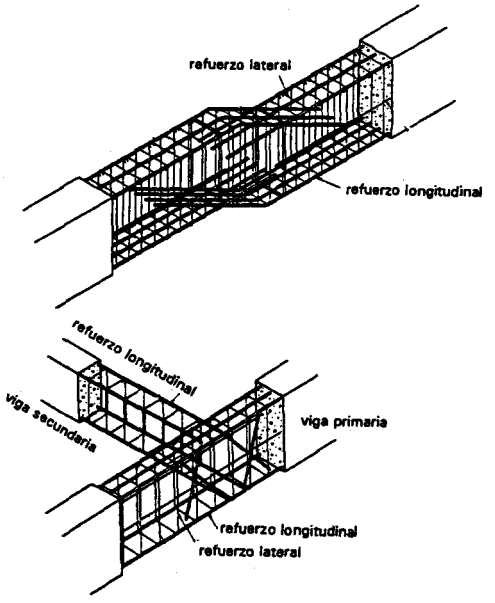


Figura 26. Detalle de refuerzo en viga con desnivel y del apoyo de una viga secundaria en una primaria

7. Comentarios sobre el diseño de estructuras de cimentación

Para diseñar la estructura de cimentación se deberá considerar todos los posibles estados de carga que pudiera sufrir la misma, como el estado de cargas verticales y horizontales generadas por de la formación de mecanismo de falla ante el sismo de diseño, así como la posible situación de una descarga del inmueble por reparación o remodelación que pudiera repercutir en asentamientos diferenciales o emersión de la subestructura. De igual manera, se deberá considerar y diseñar adecuadamente la zona de unión entre estructura y subestructura, poner especial atención en los anclajes de los elementos verticales (columnas y muros) en las correspondientes estructuras de cimentación.

Al diseñar una estructura, dependiendo del reglamento a emplear, se permite la formación de los llamados mecanismos de fluencia en la superestructura. Sin embargo, en el caso de las estructuras de cimentación, como regla general, se prohíbe la formación de articulaciones plásticas, por lo que todos los elementos de la estructura de cimentación deberán diseñarse con la filosofía de diseño elástico.

Cuando en la superestructura se consideren muros estructurales de cortante, la contratrabe de cimentación deberá diseñarse para ser lo suficientemente rígida y resistente para soportar las rotaciones del muro al trabajar este como cantiléver al formarse un mecanismo de fluencia con aparición de articulaciones plásticas en trabes.

En el caso de zapatas "aisladas", es recomendable el considerar su liga por medio de contratrabes de liga con rigidez y resistencia adecuada para soportar y reducir los efectos producto de asentamientos diferenciales.

Cuando la cimentación es con pilotes (de punta o de fricción), el pilote se diseñará para soportar desde las fuerzas generadas por si hincado (como es el impacto axial), fuerzas de tensión provocadas por el momento de volteo de la estructura global o por fricción negativa, en este tipo de cimentaciones se revisara el anclaje en la junta del pilote con el dado de cimentación. Cuando no se use dado de cimentación, se revisara la posibilidad de penetración entre pilote y losa de cimentación. Con respecto a cimentación a base de pilotes y dado, se tendrá cuidado en no debilitar al pilote en su cabezal o en su llegada al dado, por la diferencia de rigidez y resistencia entre ambos elementos, por lo que es recomendable proporcionar un refuerzo especial en la zona del cabezal del pilote. En este tipo de cimentación, también se consideraran todos los posibles elementos mecánicos que surgen a lo largo del pilote para el diseño del mismo y de las juntas entre los segmentos.

Finalmente, es evidente que para lograr un diseño confiable de la estructura de cimentación, el diseñador deberá contar con la información precisa y confiable de la mecánica del suelo del sitio de construccion (cuyos niveles de precisión y confiabilidad dependerán del tipo de estructura).

REFERENCIAS

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", publicada en la Gaceta Oficial del DDF el 26 de noviembre de 1987.

2. Loera S. y Mendoza C., "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. ES-2, Noviembre 1991.

3. Comité Euro-International du Betón, "International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Volume II [ceb-fip model code for concrete structures]", 1991.

4. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-89)".

5. Instituto de Arquitectos de Japón, "Reglamento y Manual para Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado", 1992. (en Japonés y versión resumida en Inglés)

6. González Cuevas O. y Robles Fernández-Villegas F., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, 1989.

7. Park R. y Paulay P., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc., 1975.

8. Kosaka Y. y Morita S., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Maruzen, 1975. (en Japonés)

9. Sakai Y., "Capacidad de deformación de columnas de concreto reforzado de alta resistencia, que presentan mecanismos de falla de compresión por flexión", Memorias del Instituto del Concreto de Japón, No.13 Vol.2. Tokyo, 1991. pp.421-426. (en Japonés)

10. Aoyama H., "Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado con el Criterio de Resistencia Ultima", Editorial Gihoudo, Tokyo, 1990. (en Japonés)

11. IAJ, "Elementos para la enseñanza de estructuras", Editoriales Maruzen, Gihoudo y IAJ, Tokyo 1985. (en Japonés)

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Muros Estructurales

Sergio M. Alcocer[1]

1. INTRODUCCIÓN

Es común que se denomine a los muros de concreto reforzado como "muros de corte" o "muros de cortante" porque resisten un alto porcentaje de la fuerza cortante lateral total. Sin embargo, estos términos son desafortunados y un tanto engañosos puesto que la mayoría de los muros se pueden diseñar de manera que tengan un comportamiento dominado por flexión, y que, por tanto, exhiban un modo de falla dúctil. En este capítulo usaremos el término "muros estructurales de concreto" para referirnos a los muros que deberán resistir las fuerzas inducidas por las aceleraciones sísmicas.

Los muros estructurales bien diseñados y detallados ofrecen varias ventajas para su uso en zonas sísmicas:

1. Poseen una mayor rigidez que la de marcos de concreto reforzado.

2. Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.

3. Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

Los muros estructurales deben diseñarse para resistir la variación del cortante en la altura (que es máximo en la base), del momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto, así como las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro (figura 1). La cimentación debe diseñarse para resistir el cortante y el momento máximos que pueden desarrollarse en la base del muro. El refuerzo en la base debe detallarse cuidadosamente para que las fuerzas puedan transferirse entre el muro y la cimentación; en particular, se debe enfatizar la unión y el anclaje de varillas.

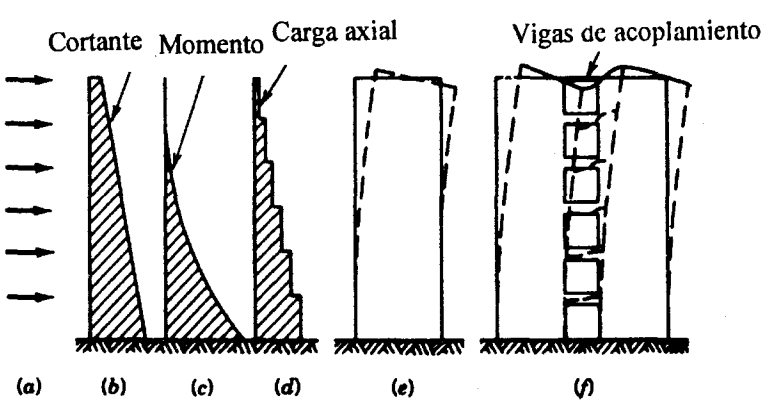


Figura 1. Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería.

Aunque es difícil satisfacer todos los requisitos de funcionamiento de un edificio, los muros estructurales deben colocarse de manera que la distribución de rigidez en planta sea simétrica y que la configuración sea estable torsionalmente (figura 2). Además se debe observar que la cimentación pueda resistir el momento de volteo de la base. Es preferible la colocación de un mayor número de muros estructurales en el perímetro como sea posible. Otro aspecto a considerar es que mientras mayor sea la carga gravitacional resistida por un muro, menor será la demanda por refuerzo de flexión y más facil será la transmisión de momentos de volteo a la cimentación. Por tanto, a menor cantidad de muros, mayores son las fuerzas que deben ser transmitidas a la cimentación.

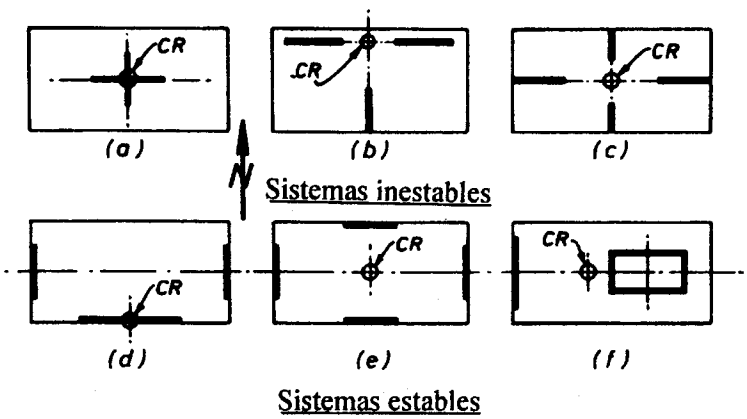


Figura 2. Ejemplos de estabilidad torsional en sistemas de muros estructurales

2.TIPOS DE MUROS ESTRUCTURALES

2.1 Según la Forma de su Sección Transversal

Atendiendo a la sección transversal los muros pueden ser como los presentados en la figura 3. En algunas ocasiones los muros poseen elementos extremos (Figs. 3b, 3c, 3d) para permitir el anclaje adecuado de vigas transversales, para colocar el refuerzo a flexión, para dar estabilidad a muros con almas angostas y para proporcionar un confinamiento más efectivo del concreto en la zona de articulación plástica.

Por lo general, el espesor mínimo de un muro estructural es de 20 cm si se emplean varillas corrugadas para su refuerzo, y de 15 cm si se usa malla de acero electrosoldada.



Figura 3. Secciones transversales comunes de muros estructurales

2.2 Según su Forma en Elevación

La mayor parte de los muros son prismáticos, es decir, que no sufren cambios de dimensiones en elevación. Sin embargo es frecuente que su espesor disminuya con la altura. De acuerdo con las variaciones en la altura, los muros estructurales se pueden clasificar como muros estructurales sin aberturas y muros con aberturas. En el último caso las aberturas se dejan para colocar ventanas o puertas o ambas.

La mayoría de los muros estructurales sin aberturas se puede tratar como una viga-columna. Las fuerzas laterales son introducidas mediante una serie de cargas puntuales a través de los diafragmas de piso. Dada su relación de aspecto altura del muro / longitud h_w/l_w, se distinguen muros esbeltos con relaciones h/l mayores que dos, y muros robustos para relaciones menores o iguales a dos (figura 4). Es importante señalar que los muros bajos (robustos) poseen una elevada resistencia a la flexión, aun para refuerzo vertical mínimo, por lo que es necesario aplicar fuerzas cortantes muy altas para desarrollar dicha resistencia. Esto provoca que el comportamiento de este tipo de muros sea dominado por corte.

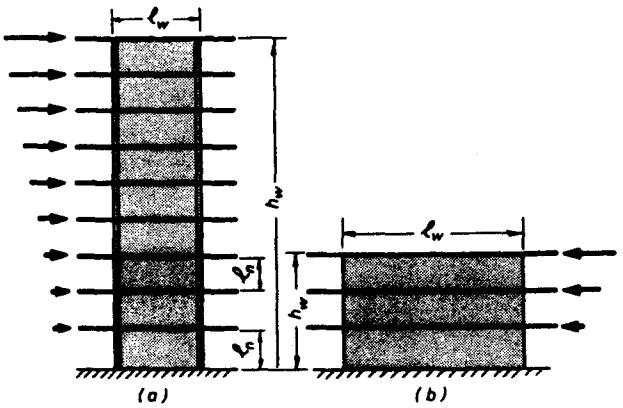


Figura 4. Muros estructurales esbeltos y robustos

Las aberturas de los muros deben colocarse de forma que no disminuyan las resistencias a la flexión y al cortante. Un ejemplo de ello es la figura 5a. Si las aberturas se colocan de manera alternada en elevación es recomendable la colocación de refuerzo diagonal para ayudar en la formación de campos diagonales a compresión y a tensión una vez que el muro se ha agrietado diagonalmente (figura 5b). Si las aberturas se colocan en forma regular se obtiene un tipo de muros llamados acoplados que poseen excelentes características de comportamiento sísmico (figura 6).

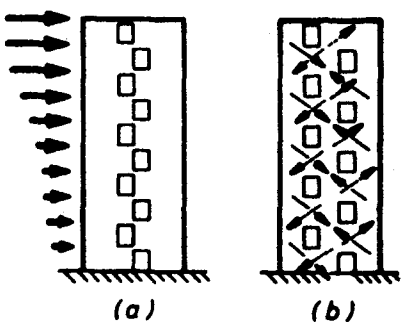


Figura 5. resitencia al corte afectada por aberturas en muros

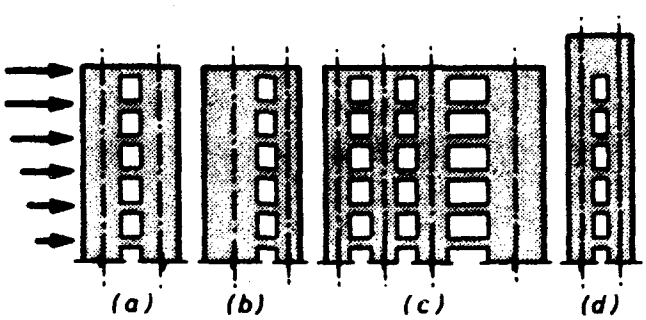


Figura 6. Tipos de muros estructurales acoplados

2.3 Según su Comportamiento

Según su comportamiento, los muros estructurales de concreto se pueden dividir en:

1. Muros de cortante, en los cuales el corte controla las deflexiones y la resistencia;

2. Muros de flexión, en los que la flexión controla las deflexiones y la resistencia;

3. Muros dúctiles (muro estructural "especial") que poseen buenas características de disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles.

Si esperaramos un comportamiento esencialmente elástico, cualquier tipo de muro de los arriba citados sería adecuado. Sin embargo, si anticipamos que el muro estará sometido a deformaciones en el intervalo inelástico, como ante sismos, es inaceptable el uso de muros de cortante; es preferible un muro dúctil.

3. MUROS ESTRUCTURALES ESBELTOS

3.1 Modos de Falla y Criterio de Diseño

Un prerrequisito para el diseño de muros estructurales dúctiles es que la fluencia del refuerzo de flexión en zonas de articulación plástica definidas controle la resistencia, las deformaciones inelásticas y la capacidad de deformación de toda la estructura. De esta manera, la principal fuente de disipación de energía será la plastificación del acero a flexión (figura 7b y 7e). Se deben evitar los modos de falla debidos a la fractura del acero a flexión (figura 7f), a tensión diagonal (Figs. 7c y 7g) o a compresión diagonal causados por cortante (figura 7h). Asimismo, se deben evitar las fallas causadas por inestabilidad del alma del muro o del refuerzo principal a compresión, el deslizamiento por cortante a lo largo de juntas de construcción (figura 7d) y la falla por cortante o ahderencia a lo largo de uniones de barras o de anclajes.

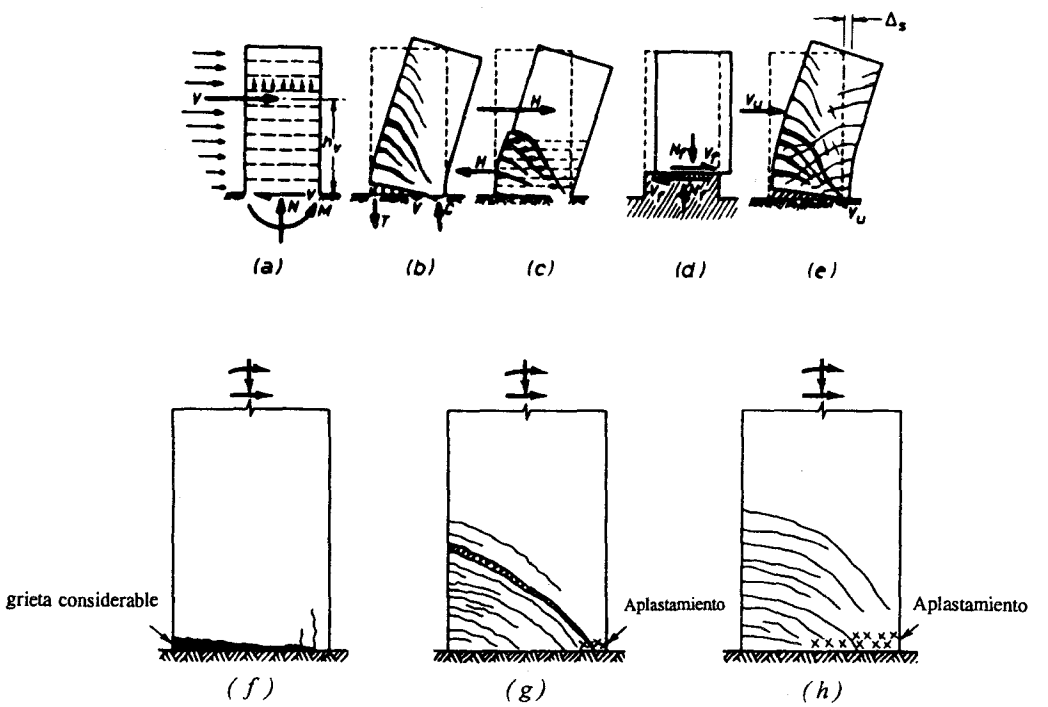


Figura 7. Modos de falla en muros esbeltos

En la figura 8 se muestra la respuesta histerética de un muro estructural controlada por la resistencia al corte. Es evidente la continua reducción en la resistencia y en la capacidad de disipación de energía con los ciclos. Por el contrario, en la figura 9, se presenta la respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil. Es claro que aun para una ductilidad de desplazamiento igual a cuatro, la respuesta exhibe una capacidad de disipación de energía muy buena. El comportamiento de muros estructurales dúctiles es comparable con el de columnas; su capacidad de rotación plástica es afectada por fuerzas axiales y cortantes.

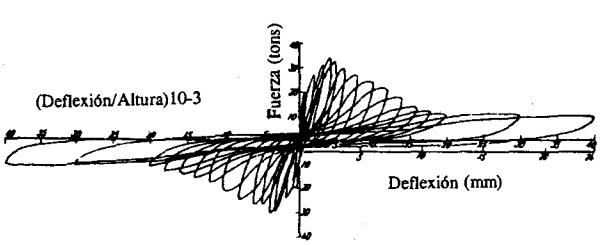


Figura 8. Respuesta histerética dominada por la resistencia al corte de un muro estructural

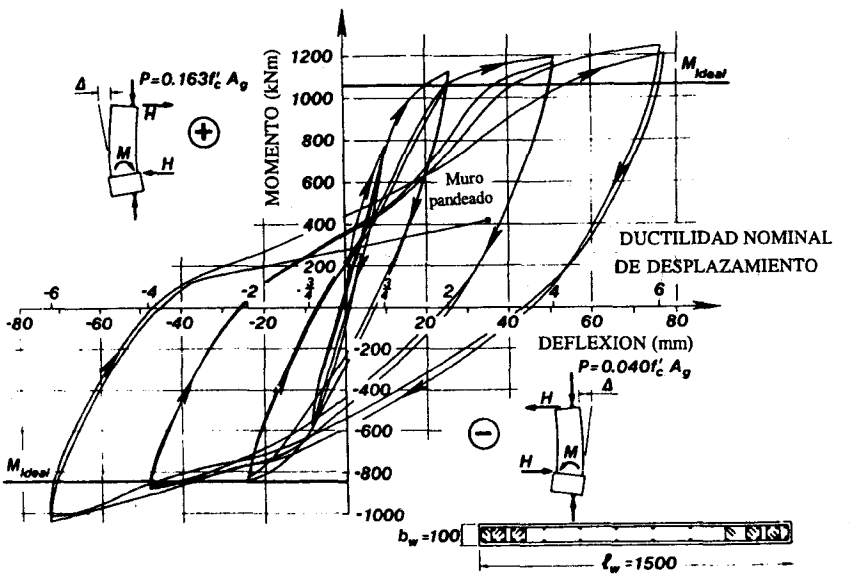


Figura 9. Respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil

Puesto que el área bruta de la sección de un muro estructural es muy grande, las cargas axiales que obrarán sobre él estarán muy por debajo del punto balanceado; debido a lo anterior, una adecuada ductilidad de curvatura se logrará si:

1. Se coloca el refuerzo por flexión en los extremos del muro; y

2. Se confinan estos extremos mediante estribos con bajas separaciones. El confinamiento aumentará la capacidad de deformación útil del concreto y retrasará el pandeo del acero de flexión.

Para evitar problemas de corte, el diseño de flexión debe garantizar que:

1. El agrietamiento diagonal del muro no ocurra aun ante los momentos máximos que se pueden producir por el muro;

2. Si ocurriese el agrietamiento diagonal, el cortante sería resistido por el refuerzo del muro, y

3. Los esfuerzos nominales de corte deben mantenerse bajos para retrasar la falla por deslizamiento del muro y para prevenir el aplastamiento del concreto en el alma.

Los criterios de diseño escritos arriba son fácilmente satisfechos en muros esbeltos cuyo comportamiento por naturaleza es dominado por flexión. Sin embargo, es prácticamente imposible diseñar los muros robustos para que su comportamiento sea dominado por flexión. En esos casos es preferible diseñar los muros para que permanezcan elásticos ante las cargas máximas anticipadas.

3.2 Resistencia a la Flexión

Para diferentes cargas axiales en los muros es factible calcular la relación momento-curvatura empleando un programa de computadora. Como se mencionó en el capítulo sobre columnas, este diagrama describe el comportamiento del elemento; es similar a un diagrama esfuerzo-deformación de un material. Afortunadamente, los diagramas se pueden obtener en forma aproximada empleando métodos simples tales como los usados para columnas.

Suponiendo un bloque equivalente de esfuerzos en el concreto a compresión y que el acero a tensión está sometido a un esfuerzo igual o menor que el esfuerzo de fluencia, se puede obtener por equilibrio de fuerzas en la sección que la capacidad a flexión de un muro estructural está dada por la Ec. 1.

$$M_n = 0.5\, A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_n}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{c}{l_w}\right) \qquad 1$$

dondeA$_s$ es el área de acero a tensión en el muro (refuerzo vertical);

f_y es el esfuerzo de fluencia del acero vertical de los muros;

l_w es la longitud del muro;

N_n es la carga axial actuante; y

c es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra a compresión máxima.

Si continuamos con la analogía de muros estructurales esbeltos con columnas, es claro que se puede obtener una mayor resistencia a la flexión si concentramos el refuerzo vertical (a flexión) en las fibras extremas de la sección transversal. En la figura 10 se presenta la comparación del comportamiento de dos muros esbeltos con misma cantidad de refuerzo por flexión, pero en donde en uno de los muros el refuerzo está distribuido uniformemente en la longitud del muro y en el otro se ha concentrado en los extremos, manteniendo solamente refuerzo mínimo en la porción intermedia. De la gráfica se puede concluir que los muros con refuerzo concentrado en los extremos son, en comparación con aquellos con refuerzo distribuido, más resistentes y mucho más dúctiles. Este incremento en la eficiencia, sin embargo, se puede ver contrarrestada si el acero a flexión alcanza deformaciones dentro del intervalo de endurecimiento de deformación ya que la ductilidad disminuye. Es necesario entonces confinar los elementos extremos de los muros en donde se concentra el acero (ver sección 3.4).

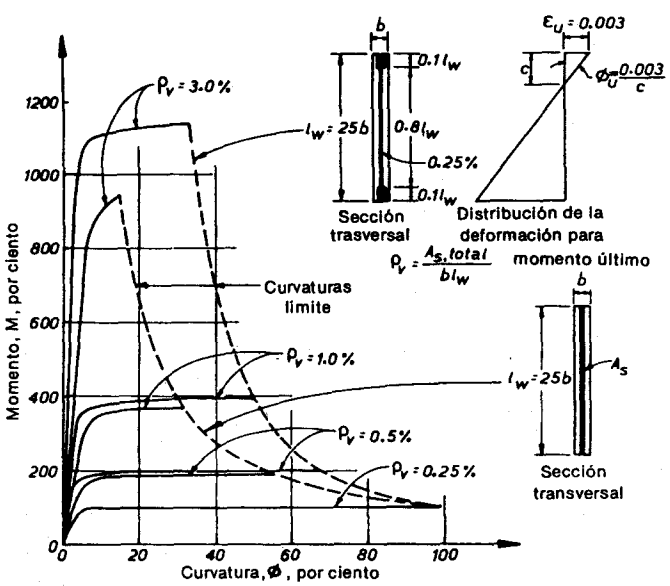


Figura 10. Efecto de la distribución del refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura

Si colocamos el refuerzo por flexión en el muro en cantidad igual a la requerida por el momento flexionante obtenido del análisis de la estructura, es teóricamente posible la formación de la articulación plástica en cualquier parte de la altura del muro. Por tanto, si deseamos que la articulación se forme en la base del elemento es necesario diseñar por flexión el resto del muro por arriba del momento último (sobrediseñar). Además, el refuerzo por flexión debe cortarse de manera que la articulación ocurra en la base. Con base en información experimental, la longitud de la articulación plástica sobre la altura del muro varía entre $0.3l_w$ y $0.8l_w$. Fuera de esta región, las varillas deberán tener una longitud igual ala longitud de desarrollo.

3.3 Resistencia al Cortante

La resistencia al corte en muros estructurales esbeltos está proporcionada por el concreto y el acero horizontal. El componente de la resistencia debida al concreto depende de que hayan aparecido grietas diagonales en el alma del muro o que el muro exhiba fisuras por flexión-cortante. En el primer caso, las grietas empiezan cerca del centro del alma y aparecen cuando los esfuerzos principales a tensión exceden a la resistencia a tensión del concreto.

Para fines de diseño, la contribución del concreto a la resistencia se puede tomar de manera conservadora igual a la empleada en vigas. En el reglamento para estructuras de concreto del Instituto Americano del Concreto, se presentan dos expresiones alternas para calcular esta contribución; sin embargo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal (NTC-Concreto) sólo consideran la expresión para vigas.

La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a fuerza cortante es calculada de manera similar al caso de vigas. La única diferencia está en el peralte efectivo d que, para el caso los muros se toma igual a $0.8l_w$. Para una longitud de muro dada, el peralte efectivo dependerá de la cuantía y de la distribución del acero vertical. Sin embargo, se puede demostrar que la hipótesis convencional de tomar $d=0.8\ l_w$ es razonable.

Resultados experimentales han indicado que, manteniendo las otras variables iguales, se mejora la respuesta histerética de muros cuando el refuerzo en el alma es mediante varillas de diámetro pequeño colocadas a separaciones pequeñas.

Con objeto de garantizar la resistencia del muro al agrietamiento diagonal del concreto, es necesario colocar una cuantía mínima de refuerzo horizontal. Para valores normales de resistencia a la compresión del concreto y varillas Grado 400 (Grado 400 se refiere a $f_y = 400$ MPa $\approx 4{,}200$ kg/cm^2), la cuantía mínima es igual a 0.25%. Esta cantidad de refuerzo es adecuada para controlar los cambios volumétricos del concreto.

De manera similar al caso de vigas y columnas, la resistencia al cortante disminuye en regiones donde fluye el refuerzo a flexión. Por tanto, es importante diseñar y detallar refuerzo horizontal por corte adicional para la zona de la articulación plástica.

El deslizamiento por cortante en muros estructurales esbeltos es menor crítico que en vigas debido a la carga axial actuante y a la distribución uniforme del refuerzo vertical. Este último ayuda a controlar el agrietamiento horizontal y resiste el cortante mediante la acción de dovela (transversal al eje de la varilla) y cortante-fricción. En planos de deslizamiento potencial es recomendable colocar el acero vertical a una separación igual al espesor del muro. Estudios experimentales han demostrado que la falla por deslizamiento puede retrasarse si el esfuerzo cortante nominal es menor de la $3\sqrt{f'_c}$, en kg y cm^2.

3.4 Confinamiento e inestabilidad

Como se estudió en el capítulo sobre confinamiento, un adecuado confinamiento del concreto incrementa su resistencia a la compresión y su capacidad de deformación (ductilidad). Cuando fluye el refuerzo a flexión del muro, los esfuerzos a compresión en el concreto aumentan para equilibrar la tensión, pero si el concreto no está confinado, puede alcanzar la falla rápidamente. En este caso la falla se caracterizaría por el aplastamiento y desconchamiento del concreto en una gran porción de los extremos del muro. El confinamiento debe extenderse sobre la zona de la articulación plástica.

Para evitar una posible falla por inestabilidad de la zona a compresión del muro (figura 11) es recomendable que el espesor del muro sea mayor o igual a un décimo de la altura de la planta baja del edificio. El pandeo del refuerzo principal a compresión se puede retrasar si éste se confina con estribos cerrados separados a seis veces el diámetro máximo nominal de la varilla **vertical del muro.**

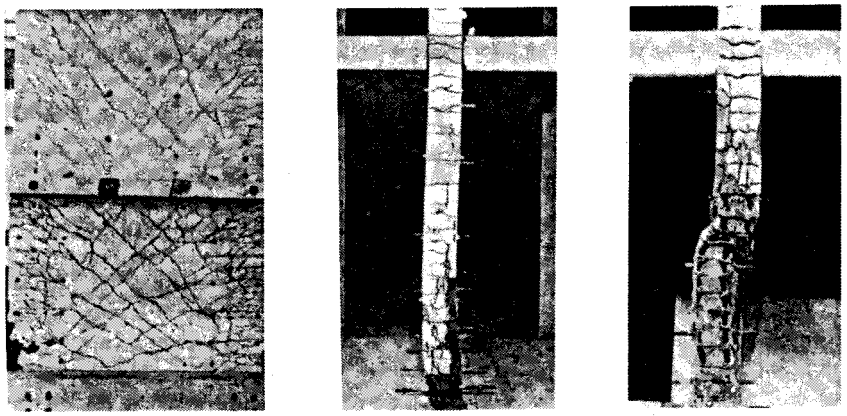


Figura 11. Pandeo en la región de la articulación plástica de un muro estructural

Aun cuando el muro se confine, es probable que pueda fallar por inestabilidad lateral del núcleo confinado. Esta falla puede evitarse si se colocan patines en los extremos del muro. En la figura 12 se muestran detalles típicos del refuerzo transversal en los patines.

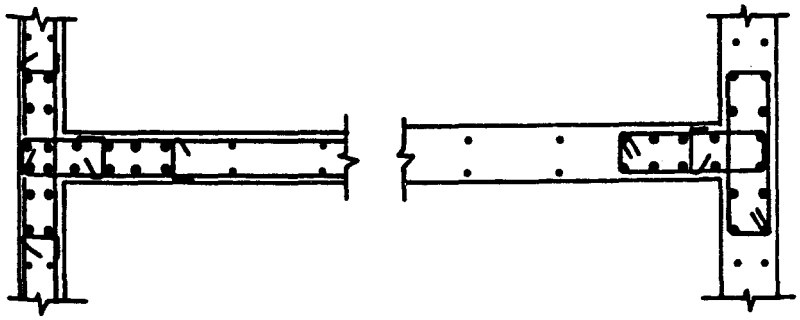


Figura 12. Detalles de confinamiento en patines de muros

3.5 Diseño

Las NTC-Concreto contienen requisitos para el diseño y detallado de muros estructurales sujetos a fuerzas horizontales en su plano. No se pretende en este acápite transcribir dichos requerimientos; solamente se comentarán algunos de ellos.

Los edificios, en los cuales los muros resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se diseñan con un factor de comportamiento sísmico Q=3 (Art. 4.5.2) si se satisfacen los requerimientos para elementos extremos; de otra manera se emplea Q=2. El valor Q=3 presupone que la capacidad de disipación de energía y la ductilidad del muro estructural son buenas, de aquí que es indispensable una inspección y supervisión estrictas durante la construcción. De particular relevancia es la colocación del refuerzo transversal, traslapes y anclaje según los planos estructurales. En el Art. 4.5.2.a se indica la distribución del refuerzo vertical por flexión en la longitud del muro y el corte del refuerzo. La razón de colocar el refuerzo vertical distribuido en muros robustos obedece a consideraciones de resistencia al cortante. Para muros con relación de aspecto h_w/l_w mayor que 1.2, el corte del refuerzo longitudinal se hará a una altura igual a $1.2l_w$. La razón es la de asegurar un anclaje adecuado del refuerzo en la zona de la articulación plástica.

Para usar Q=3, los elementos extremos de los muros deben confinarse con estribos colocados a pequeñas separaciones. Los estribos deberán ser cerrados y de una pieza, ya sea sencillos o sobrepuestos. El diámetro menor será varilla del No. 10 (se refiere a 10 mm, es decir, de 3/8 pulg). Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. La separación máxima no debe exceder de 10 cm. El cumplimiento de los requisitos de detallado anteriores es esencial para confinar adecuadamente el concreto, evitar pandeo del refuerzo longitudinal y mejorar la capacidad de disipación de energía y ductilidad del muro.

La expresión para calcular la cuantía del refuerzo vertical p_v (Art. 4.5.2c, Ec. 4.7) indica que si h_w/l_w disminuye, la cantidad de acero vertical aumenta, lo cual es consistente con lo discutido para muros estructurales robustos (ver sección 4).

$$p_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(p_h - 0.0025)$$

Las NTC-Concreto indican que la separación máxima del refuerzo será de 35 cm. Esta recomendación está basada en criterio y en práctica tradicional, y no en estudios específicos.

El esfuerzo cortante máximo se limita a $2\sqrt{f^*_c}$, en kg y cm^2, para evitar el aplastamiento del concreto asociado a fallas por compresión diagonal. La sección crítica por corte está a media altura de entrepiso.

4. MUROS ESTRUCTURALES ROBUSTOS

4.1 Tipos de Muros

Se denomina muro estructural robusto a aquél con una relación de aspecto h_w/l_w menor o igual que dos. De acuerdo a su comportamiento se les puede clasificar en tres categorías:

1. Muros elásticos. Es usual que la resistencia de muros bajos sea tan alta que respondan en el intervalo elástico ante sismos intensos. La mayoría de los muros pertenece a este tipo.

2. Muros que pueden cabecear. Es el caso de muros que resisten la mayor parte de la carga lateral aunque soportan una carga vertical relativamente baja. En este caso la capacidad del muro está limitada por la resistencia a volteo. Si la cimentación se diseña para este tipo de comportamiento el muro permanece elástico.

3. Muros dúctiles. En algunas ocasiones no es posible diseñar la cimentación de manera que los muros permanezcan en el intervalo elástico. Entonces es necesario diseñar los muros para que exhiban un comportamiento inelástico limitado.

Es común que la resistencia a flexión de estos muros sea tan alta que es difícil desarrollarla sin que fallen por corte antes. Es importante notar que este tipo de falla puede aceptarse si las demandas de ductilidad (desplazamiento) son mucho menores que las requeridas para muros esbeltos o acoplados. Estos muros deben identificarse como muros con ductilidad restringida.

4.2 Resistencia a la Flexión

Para resistir el momento flexionante, usualmente es suficiente colocar refuerzo vertical mínimo distribuido uniformemente. El principal problema es cómo resistir la fuerza cortante. Al igual que para los muros esbeltos, la distribución uniforme del acero vertical ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante los mecanismos de cortante-fricción y acción de dovela de las varillas.

4.3 Resistencia al Cortante

En los primeros ensayes ante carga lateral realizados en muros bajos, se aplicó la fuerza concentrada en las esquinas de los tableros. Los muros robustos, cargados de esta manera, pueden resistir cargas importantes debido a la formación de un puntal de compresión interno. Sin embargo, los muros robustos son generalmente cargados mediante cargas puntuales transmitidas por los diafragmas de piso en cada nivel. En estos casos el mecanismo resistente de puntales de compresión no es tan eficiente como en el caso de carga concentrada.

Al igual que en los muros estructurales esbeltos, es indispensable la colocación de refuerzo horizontal para resistir parte del cortante. Sin embargo, también es necesario colocar refuerzo vertical para tomar el cortante. Si observamos la figura 13, es claro que para equilibrar el componente vertical del puntal a compresión, es necesario un tensor, es decir, refuerzo vertical. Se concluye que el cortante solamente se puede resistir si se coloca refuerzo vertical. La cuantía mínima de refuerzo, tanto horizontal como vertical, será igual a 0.25% como para el caso de muros esbeltos.

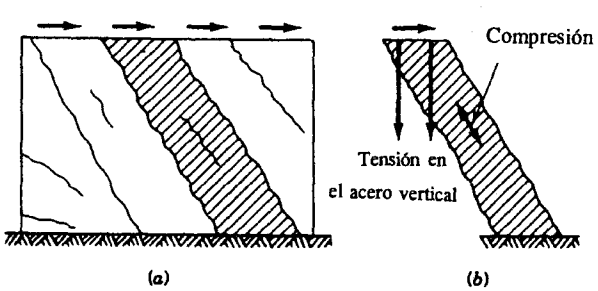


Figura 13. Puntal de compresión entre grietas para muros robustos

En la figura 14 se presentan esquemáticamente los modos de falla por cortante de muros robustos. Se produce una falla por tensión diagonal (figura 14a) cuando el refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta. La resistencia a tensión diagonal depende de cómo se aplica la fuerza cortante. Así, si se puede distribuir la fuerza a lo largo del muro, el agrietamiento por tensión diagonal no será sinónimo de falla (figura 14b).

Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo horizontal es adecuado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (figura 14c). Este caso es típico en muros con patines con una resistencia a la flexión elevada. A menudo, el aplastamiento puede extenderse sobre la longitud del muro (figura 14d). La falla por compresión diagonal conduce a una rápida pérdida de resistencia y debe evitarse cuando se diseñen los muros. Los reglamentos de construcción (ver sección 3.5) limitan el esfuerzo cortante máximo que se puede aplicar para asegurar que la falla por compresión no disminuya la ductilidad disponible.

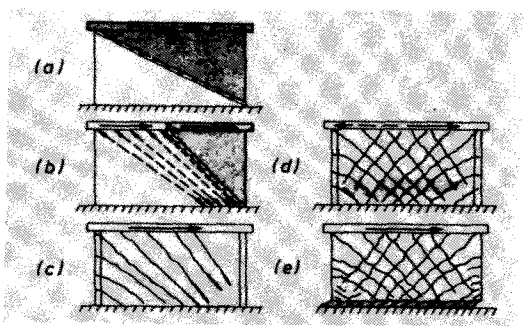


Figura 14. Modos de falla de muros robustos

Como se mencionó arriba, las fallas por compresión o tensión diagonales se evitan si se limita el esfuerzo cortante nominal y si se coloca refuerzo horizontal. Por tanto las deformaciones inelásticas (fluencia) ocurrirán en el refuerzo vertical. Después de alguno ciclos de carga, es posible que ocurra un deslizamiento de la base. Este fenómeno reduce la resistencia y la rigidez, la última particularmente a bajos niveles de desplazamiento, lo que trae como consecuencia una disminución en la energía disipada. Debido a este desplazamiento, la fuerza de compresión en la zona a compresión de la flexión, se transmite a través de superficies no uniformes de la grieta. Esto conduce a un mayor deterioro que se manifiesta en aplastamiento y desprendimiento del concreto. El daño en el concreto, a su vez, reduce la adherencia del acero vertical y la rigidez de la acción de dovela. Eventualmente el principal mecanismo resistente será el pliegue del refuerzo vertical.

4.4 Control del Deslizamiento por Cortante

Ensayes en muros han indicado los efectos negativos que desplazamientos por corte excesivos producen en la respuesta histerética. También han evidenciado el mejoramiento del comportamiento cuando se coloca refuerzo diagonal que cruza el plano de deslizamiento para reducirlo y para resistir el cortante de deslizamiento. En las Figs. 15a y 15b se presentan las respuestas histeréticas de un muro robusto que falló por deslizamiento sobre la base. La respuesta de la figura 15c corresponde a un muro con refuerzo diagonal (figura 16) diseñado para resistir el 30% del cortante de deslizamiento; es notable el cambio en las curvas. Para controlar el desplazamiento en la base se ha propuesto que el 50% del cortante sea resistido por acero diagonal y el resto por acción de dovela. Para este último se ha propuesto que sea igual a 0.25 veces la resistencia a tensión del refuerzo vertical.

4.5 Control de la Tensión Diagonal

Para resistir la fuerza de tensión diagonal se debe colocar refuerzo horizontal que equilibre el cortante que actúa sobre un plano de falla supuesto con una inclinación a 45°. Si existe acero diagonal (ver sección anterior) se deberá considerar el componente horizontal de la resistencia.

4.6 Diseño

Los comentarios de diseño según NTC-Concreto se presentan en la sección 3.5.

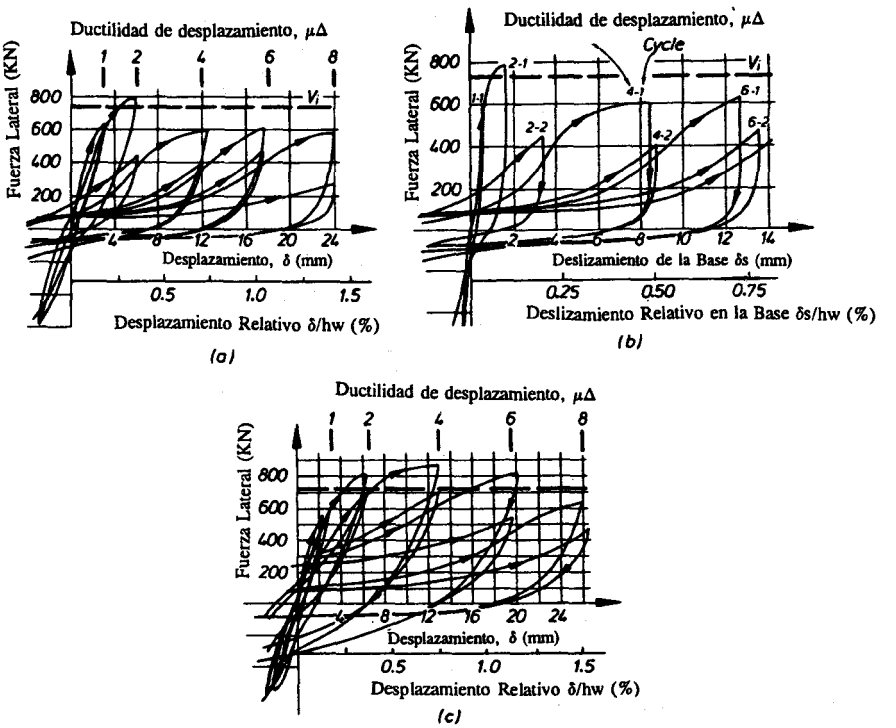


Figura 15. Respuesta histerética de muros robustos con patines con falla controlada por deslizamiento en la base

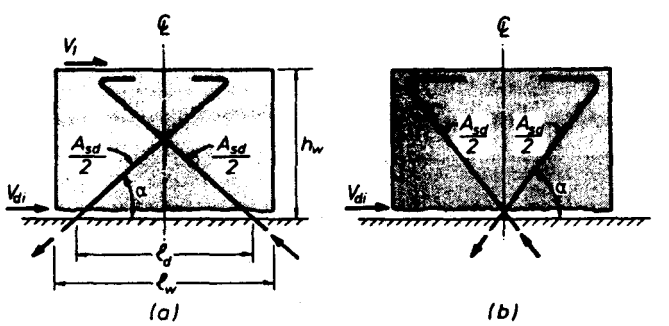


Figura 16. Refuerzo diagonal en muros robustos

5. SISTEMAS MIXTOS MURO - MARCO

Es común el empleo de muros estructurales esbeltos en combinación con marcos de acero o de concreto reforzado. En estos casos, los muros se construyen entre columnas, tal que los elementos extremos del muro sean las propias columnas. El sistema mixto marco-muro combina las ventajas de ambos componentes. Así, marcos dúctiles pueden disipar energía en los pisos superiores de un edificio. Por otro lado, dada la rigidez de los muros, las distorsiones de entrepiso (desplazamiento relativo entre altura) estarán dentro de los límites permisibles.

Ante cargas laterales, un marco se deforma principalmente en modo de corte (figura 17), mientras que un muro se comporta como un voladizo vertical dominado por flexión. Dada la compatibilidad de desplazamientos obligada por las losas de piso, el marco y los muros comparten la resistencia en los pisos inferiores pero se oponen en los superiores.

En comparación con un muro aislado ante cargas laterales, la interacción con el marco produce menores momentos máximos (en la base), pero fuerzas cortantes mayores. Esto aumenta la tendencia a una falla por corte. Lo anterior es particularmente importante si estudiamos la vieja práctica de algunos despachos de cálculo estructural de diseñar el marco (sin muros) para resistir la carga gravitacional y el (los) muro(s) de manera separada (sin marco) para resistir la carga lateral total. Puesto que para un muro conectado a un marco, el momento máximo es más bajo que el obtenido del análisis de un muro como voladizo, el diseño por flexión sería conservador. Sin embargo, el diseño por corte sería peligrosamente no conservador ya que los cortantes en el muro diseñado como voladizo son menores que los obtenidos en muros conectados a marcos.

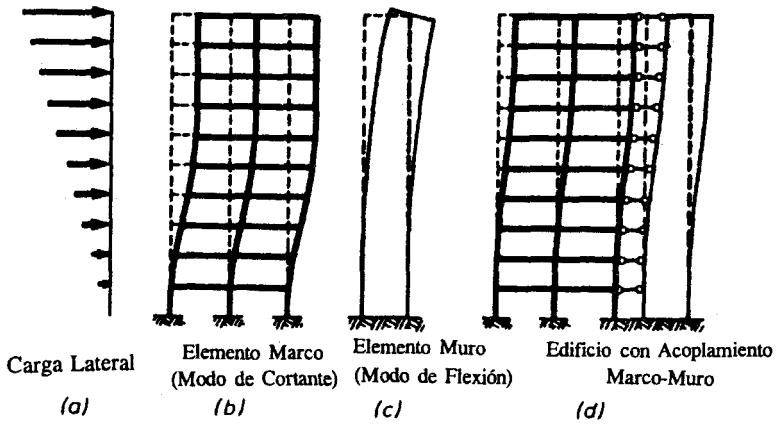


Figura 17. Patrones de deformación ante cargas laterales de un marco, un muro y un sistema mixto muro-marco

Mientras más flexibles son los muros, mayores serán los cortantes que deben ser resistidos por las columnas de los marcos. En realidad la contribución de los muros a tomar cortante es en los pisos inferiores.

En algunas ocasiones, la resistencia y rigidez de la cimentación no son suficientes para evitar el levantamiento del muro por cabeceo. Este fenómeno se traduce en cargas axiales mayores sobre el muro que aumentan su resistencia a la flexión. Este aumento, extrañamente quizá, no es conveniente, ya que aumenta la fuerza cortante. Si este incremento no es tomado en cuenta se puede dañar al muro por corte prematuramente. Además, el levantamiento del muro introduce cortantes en vigas transversales para los que generalmente no son diseñadas. Estas fuerzas cortantes se traducen en fuerzas axiales a tensión en columnas en el extremo opuesto de las vigas. Si esta fuerza de tensión no se consideró en el diseño y detallado de las columnas, es posible que se formen articulaciones plásticas en zonas no detalladas para ello.

Análisis dinámicos más refinados han indicado un buen comportamiento de sistemas mixtos bien detallados en los cuales los muros se extienden de la base a parte de la altura del edificio.

Los comentarios hechos en las secciones anteriores sobre el confinamiento, anclaje y deslizamiento son aplicables a este caso.

6. MUROS ESTRUCTURALES ACOPLADOS

6.1 Ventajas de los Muros Acoplados

Una desventaja potencial de los muros estructurales con comportamiento controlado por flexión es que la mayor parte de la disipación de energía ocurrirá mediante plastificación del refuerzo a flexión, lo que está asociado al peligro de una falla por deslizamiento en la articulación plástica. Este tipo de daño es difícil de reparar puesto que, por lo general, los muros resisten la mayor parte de las cargas gravitacionales del edificio.

Si consideramos el caso de dos muros acoplados, la rigidez del sistema aumentará con el peralte de las vigas de acoplamiento. Sin embargo, la principal ventaja de este tipo de sistema está en su comportamiento inelástico. La deformación de los muros ante cargas laterales causan grandes desplazamientos relativos entre los extremos de las vigas de acoplamiento (figura 18). Esto provoca la formación de articulaciones en los extremos mucho antes de la formación de las articulaciones en los muros mismos. La estructura puede disipar una cantidad significativa de energía a través de la sola fluencia de las vigas acopladas. Debido a la respuesta del edificio en el segundo y tercer modo de vibración, aun en medio ciclo de desplazamiento del muro, las vigas de acoplamiento son sometidas a varias ciclos de momento.

Una ventaja adicional del sistema es que si las vigas son severamente dañadas durante un sismo, se pueden reparar de manera relativamente fácil sin dejar al edificio fuera de servicio. Aun más, si las vigas son destruidas completamente, el edificio tiene la redundancia estructural que le brindan los muros trabajando de manera independiente, lo que evita su colapso.

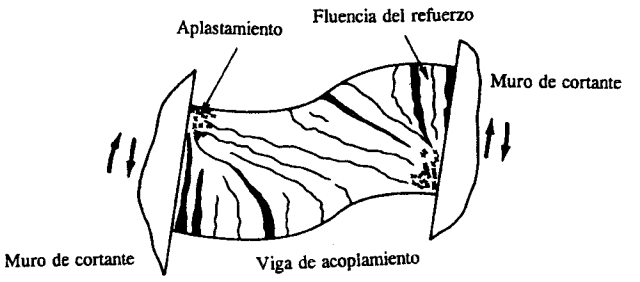


Figura 18. Deformación y agrietamiento de vigas de acoplamiento

6.2 Criterio de Diseño

Para garantizar un comporamiento adecuado de los muros acoplados se debe satisfacer que:

1. La formación de articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento debe ocurrir antes que la plastificación de los muros; y

2. Las vigas de acoplamiento deben ser detalladas para obtener buenas características de disipación de energía.

El primer requisito es satisfecho si se diseñan los muros de manera que la resistencia nominal al cortante sea mayor que el cortante consistente cuando se alcanza la capacidad a flexión del muro. Esta capacidad se calcula considerando la reducción en la carga axial debido a la formación de articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento. En efecto, al fluir las vigas, las fuerzas cortantes en ellas se traducen en una reducción en las fuerzas axiales en los muros. Si la carga axial neta en el muro de sotavento es baja, se reduce la resistencia al corte y se favorece la degradación por deslizamiento.

Respecto a la resistencia de las vigas de acoplamiento, es importante señalar que la relación claro-peralte de las vigas de acoplamiento es menor de dos, lo que resulta en elementos vulnerables a fallas por cortante.

6.3 Diseño de Vigas de Acoplamiento

Las primeras vigas de acoplamiento se reforzaron por corte de manera convencional, es decir, aplicando conceptos para vigas esbeltas y colocando estribos ortogonales al eje a baja separación. Sin embargo, su respuesta ante sismos ha sido deficiente. Las vigas así reforzadas fallan por tensión diagonal con degradación muy severa o por deslizamiento cerca del muro (Figs. 19a y 19b). Las razones de este comportamiento son los altos esfuerzos cortantes nominales que aceleran la degradación por corte y la distribución no lineal de esfuerzos, la cual es diferente de la supuesta por la teoría convencional de vigas. En efecto, el refuerzo longitudinal de la viga permanece a tensión en todo el claro, de manera que el cortante se transmite por medio de un puntal diagonal (figura 19c).

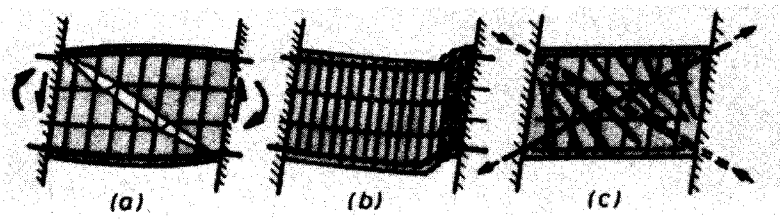


Figura 19. Mecanismos de resistencia al corte de una viga de acoplamiento

Puesto que el concreto se degradará ante ciclos de carga, es necesario resistir la compresión diagonal a través de varillas diagonales que puedan resistir todo el componente inclinado de la fuerza cortante. El mínimo número de varillas es cuatro. Se deberán colocar estribos cerrados a 10 cm máximo para evitar el pandeo de dicho refuerzo. El refuerzo deberá anclarse en el muro para permitir su fluencia. Según NTC-Concreto el anclaje será igual a 1.5 veces la longitud de desarrollo de las varillas. Este incremento pretende disminuir la concentración de esfuerzos en el anclaje. En la figura 20 se presenta el comportamiento de vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y reforzadas con acero diagonal. Es importante observar las excelentes características de disipación de energía de estas últimas. Los detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento se ilustran en la figura 21. Para evitar el desprendimiento del concreto agrietado, es necesario colocar refuerzo horizontal y vertical mínimo que funcionen como una canasta. Este refuerzo debe cumplir los requisitos

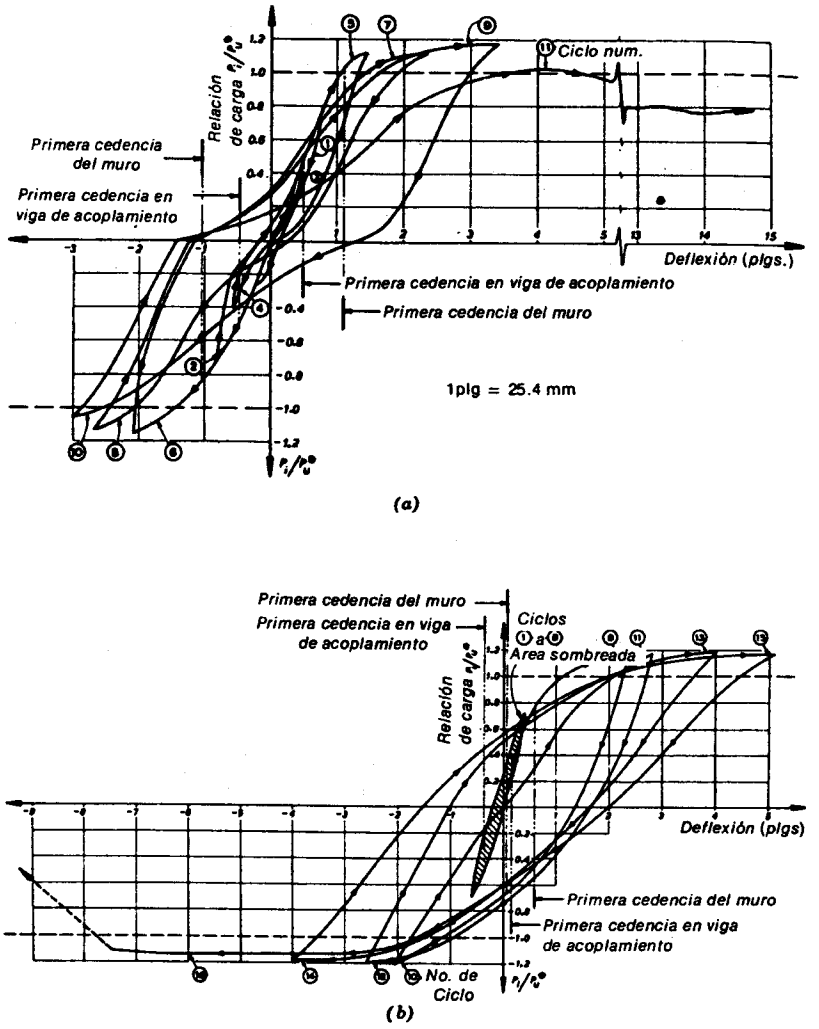


Figura 20. Comportamiento de vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y con acero diagonal

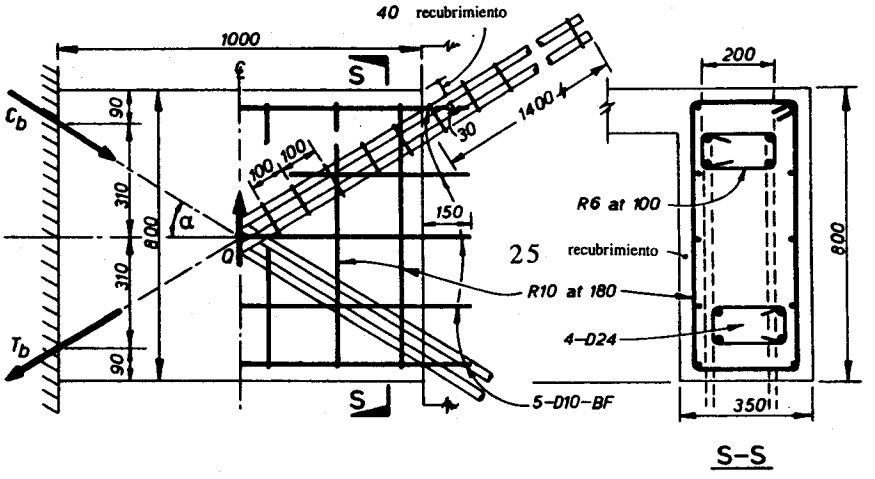


Figura 21. Detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento

para acero por cambio volumétricos y se colocará en dos capas, próximas a las caras de la viga, por afuerá del refuerzo diagonal.

7. MUROS DIAFRAGMA DE CONCRETO REFORZADO

7.1 Características

El comportamiento sísmico de marcos con muros diafragma (o de relleno) de concreto reforzado depende del espesor relativo de los últimos con respecto a las dimensiones de vigas y columnas del marco. En efecto, si los muros diafragma son muy delgados, el marco se deformará como un marco sin muros; en este caso la energía se disipará en las vigas y columnas. Por el contrario, si el muro tiene un espesor alto, el marco con muros responderá como un muro estructural, de manera que la energía se disipará mediante fluencia en la base de la estructura. Para muros diafragma de espesor intermedio, el marco con muros se comportará como un muro estructural para bajos niveles de desplazamiento. Para desplazamientos elevados, los muros diafragma se comportarán como puntales equivalentes de compresión y la estructura responderá como un marco arriostrado. Debido a la degradación gradual de los tableros se logrará una significativa cantidad de energía disipada. Aunque el comportamiento de este tipo de sistemas no es tan bueno como el de muros acoplados, ofrece un incremento en resistencia, rigidez y disipación de energía comparado con un marco simple, siempre y cuando el marco y los muros diafragma se diseñen y detallen adecuadamente.

7.2 Criterios de Diseño

Los posibles problemas de diseño en el empleo de muros diafragma y sus soluciones son:

1. Flexibilidad de los tableros. Puesto que los muros diafragma son mucho más rígidos que el marco, es posible que la estructura falle por fluencia en la base. Para este caso, se recomienda que los muros diafragma se compongan de tableros separados por juntas verticales, o bien que la carga asociada a la falla por flexión sea superior que la que produciría el aplastamiento del puntal de compresión.

2. El puntal diagonal de compresión introduce en las columnas fuerzas cortantes elevadas. Para evitar una falla en la columnas se requiere usar una alta cantidad de refuerzo transversal de manera que resista todo el cortante transmitido cuando el muro diafragma se agriete. Así, la resistencia al corte en los extremos de la columna deberá ser mayor que la carga de agrietamiento del muro diafragma (por lo general el esfuerzo de agrietamiento es del orden de $1.8\sqrt{f'_c}$, en kg y cm^2).

3. El muro diafragma puede desprenderse del marco y no disipar energía. Para evitar ello se recomienda la colocación de una cuantía mínima de acero vertical y horizontal igual a 0.0025 con una separación máxima de varillas de 30 cm. Este refuerzo deberá estar anclado al marco.

Lo discutido anteriormente es válido para el caso que se quiera que el muro diafragma contribuya a la resistencia y rigidez ante cargas laterales del edificio. Si el muro es divisorio únicamente, se deberá separar del marco por medio de una junta elástica.

8. DETALLADO

En las secciones anteriores se han hecho varias observaciones respecto a la influencia del detallado en el comportamiento de los muros estructurales. A continuación se enfatizan los aspectos de juntas de construcción y anclaje. La importancia del confinamiento ha sido destacada en otras secciones.

8.1 Juntas de Construcción

Los muros estructurales de concreto normalmente se construyen colando por tramos, mismos que quedan separados por juntas de construcción. Estas juntas tienen, a menudo, una resistencia dudosa. En efecto, durante la compactación del concreto el material más pesado, los agregados, se precipitan al fondo de la capa de colado. Por tanto, en la parte superior

existirá un mayor contenido de pasta con relación agua/cemento más alta (de acuerdo a Abrams, a mayor relación agua/cemento, menor es la resistencia).

Para evitar el deslizamiento a lo largo de juntas horizontales es necesario colocar suficiente refuerzo vertical (acero en el alma) con baja separación o acero diagonal (ver sección 4.4) para resistir el cortante mediante el mecanismo de fricción-cortante. Debido al desplazamiento relativo a lo largo de la junta rugosa, la junta se abre (un valor típico es del orden de 0.2 mm). Si algunas varillas cruzan la junta, éstas quedarán sometidas a fuerzas de tensión que serán equilibradas por la compresión a ambos lados de la junta. La resistencia asociada a este mecanismo es proporcional al área transversal del acero que atraviesa la junta y al esfuerzo en las varillas. Para desplazamientos relativos pequeños (del orden de 0.2 mm o menos), el mecanismo de cortante-fricción es razonable. Por tanto, el cortante rasante resistente será función de la fuerza normal a la junta y de la fuerza desarrollada por las varillas que la cruzan multiplicados por un coeficiente de fricción. De esto último se desprende la necesidad de incrementar la rugosidad de juntas de construcción. Las juntas de construcción deben estar libres de polvo, partículas o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia con el nuevo concreto. Ensayes de laboratorio han indicado que el uso de aditivos no modifica sustancialmente la resistencia al corte.

El refuerzo vertical mínimo es suficiente para controlar el desplazamiento en la base si el esfuerzo axial sobre el muro es igual o mayor de 4.2 kg/cm^2.

8.2 Anclaje

El refuerzo vertical en muros, ya sean esbeltos o robustos, debe anclarse en la base del muro; esto es evidente. Parecería que el anclaje del refuerzo del alma no es tan necesario en la parte superior del muro; sin embargo, es de similar importancia, en particular en muros bajos en los cuales la mayor parte del cortante es resistido por el refuerzo vertical después del agrietamiento del concreto. Se deberán emplear ganchos en la parte superior para garantizar un adecuado anclaje. Un aspecto relevante son las uniones de varillas, en particular cerca de la base del muro. Las NTC-Concreto prohiben traslapes de cualquier tipo en la zona de la articulación plástica. En el caso de muros, la colocación de traslapes en zonas con esfuerzos altos es más detrimental que en el caso de columnas o vigas debido a la falta de un adecuado confinamiento lateral (hacia fuera del plano del muro) por la geometría del elemento.

El refuerzo horizontal se debera anclar en los extremos y, de preferencia, dentro de los elementos extremos confinados.

En ocasiones no se presta suficiente atención a la separación entre las varillas, particularmente aquellas colocadas en los elementos extremos. Es común observar el uso de paquetes de varillas de gran diámetro muy próximos entre sí lo que dificulta la adecuada colocación y compactación del concreto. Una mala práctica de colado se traduce en hoquedades que reducen la adherencia del refuerzo, lo que a su vez conduce a una disminución en la resistencia, rigidez y capacidad de desplazamiento del muro. Se debe tener especial cuidado en supervisar dicha condición.

BIBLIOGRAFÍA

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 26 de noviembre de 1987, 73 pp.

2. Ferguson, P.M., Breen, J.E., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete fundamentals, John Wiley & Sons, Nueva York, 5a. ed., 1988, 746 pp.

3. Jirsa, J.O., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1987.

4. Klingner, R.E., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1985.

5. Paulay, T., y Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Nueva York, 1a. ed., 1992, 744 pp.

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

LOSAS Y SISMOS

Sergio M. Alcocer[1]

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se tratará el comportamiento de losas coladas en sitio en edificios sometidos a acciones inducidas por sismo. El comportamiento ante carga gravitacional se puede consultar en libros de texto de losas de concreto reforzado.

Se distinguen dos tipos de losas (figura 1). Las losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas (figura 1a). Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos.

A las losas que apoyan en vigas en los cuatro lados del tablero se les denomina losas en dos direcciones (figura 1b). Este es el caso de sistemas de piso compuestos por trabes primarias y vigas secundarias. Si la separación de las últimas es de 1 m, la losa trabaja en una dirección; a estas losas se les conoce como losas en una dirección. En este capítulo trataremos exclusivamente a las losas planas que son las que presentan problemas especiales cuando forman parte de estructuras sometidas a sismos.

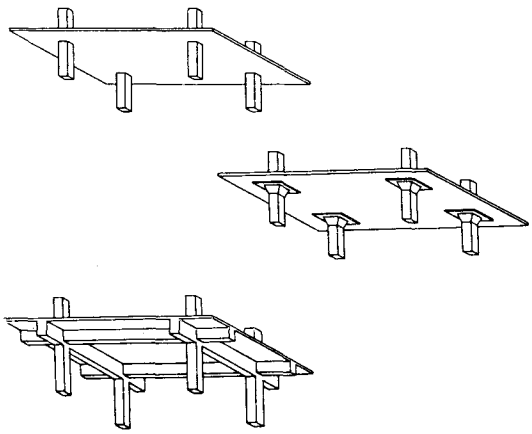


Figura 1. Tipos de losas

2. RESISTENCIA AL CORTANTE EN LOSAS PLANAS

El cortante puede ser crítico en losas sobre las que se aplican cargas concentradas. Este es el caso de la transferencia de fuerzas de la losa a columnas en losas planas (con o sin capiteles o ábacos), de columnas a zapatas, o cuando las cargas son rodantes. En muchos casos los esfuerzos por corte controlan el diseño. Este es el caso particular en losas planas para las que la dimensiones de la columna (o capitel) y el espesor de la losa dependen de la magnitud de la fuerza cortante por ser transmitida. En esta discusión se supondrá que la distribución de esfuerzos cortantes alrededor de la columna es uniforme.

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería.

La resistencia está controlada por una de las dos condiciones siguientes:

1. Acción de viga.

2. Acción en dos direcciones o punzonamiento.

2.1 Acción de Viga

En la acción de viga, la losa falla como una viga ancha con una sección crítica de corte que se extiende a todo el ancho de la losa. La revisión de la resistencia se hace con las expresiones de diseño para vigas. Puesto que la resistencia al corte en vigas fue discutida anteriormente no se hace mayor énfasis en este capítulo.

2.2 Acción en dos Direcciones

En las fallas por punzonamiento, la losa falla en torno a la carga o reacción concentrada. La sección crítica se extiende alrededor de la carga concentrada o de la columna (o capitel). La falla ocurre describiendo un cono truncado o pirámide (figura 2) formados por la grieta crítica a tensión diagonal alrededor de la carga concentrada o del apoyo.



Figura 2. Modelo losa-columna de concreto reforzado después de la falla por punzonamiento debida a la carga axial en la columna

Es importante notar que la sección crítica supuesta por los reglamentos, entre ellos las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto), está localizada a una distancia d/2 del perímetro de la columna, donde d es el peralte efectivo de la losa (figura 3b). La falla no ocurre como se ilustra en la figura 3a.

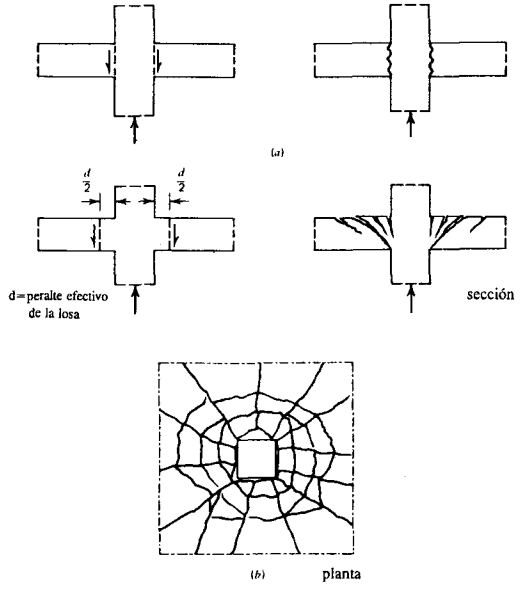


Figura 3. Falla por punzonamiento en una conexión losa-columna de concreto reforzado

Una falla por punzonamiento puede traer consecuencias desastrosas, como se ha observado en edificios en construcción. La falla por cortante de una conexión losa-columna puede causar el colapso progresivo de una parte o del total de la estructura. Es clara, entonces, la necesidad de tomar precauciones para evitar una falla frágil de este tipo.

2.3 Mecanismo de Falla por Punzonamiento en Losas Planas

La primera grieta que se forma en la losa es, de manera simplista, circular y tangencial al perímetro del área cargada. Este fisuramiento es causado por los momentos flexionantes negativos que parten del apoyo en sentido radial. Se requiere de un incremento sustancial de carga para producir un agrietamiento que esté separado del apoyo. Cuando esto sucede, el cortante es resistido por la combinación de tres mecanismos: trabazón del agregado, acción de dovela, y la fuerza cortante que se transmite en la zona a compresión (cara inferior de la losa). La resistencia al corte por punzonamiento en losas es superior a la de vigas debido a la naturaleza tridimensional del mecanismo de falla. El mecanismo es tal que se producen fuerzas de compresión en el plano de la losa que contribuyen a incrementar las capacidades a flexión y corte, aunque disminuya la ductilidad.

En losas con bajas cuantías de refuerzo a flexión, el acero fluye formando líneas de fluencia. Una línea de fluencia se puede definir de manera simple como una articulación plástica a lo ancho del elemento. En estos casos es posible que ocurra una falla secundaria por punzonamiento. Cuando la cuantía es alta, puede presentarse una falla por punzonamiento acompañada por la fluencia o no del refuerzo que pasa por la columna.

Las variables que afectan la resistencia al corte por punzonamiento son:

1. La cantidad $\sqrt{f'_c}$. Esto es porque la resistencia a tensión del concreto es proporcional a $\sqrt{f'_c}$ y las fallas por corte están controladas principalmente por la resistencia a tensión del concreto.

2. La razón entre la longitud del lado del área cargada al peralte efectivo de la losa. Para un peralte efectivo dado, a mayor área cargada, mayor es la longitud de la sección crítica de manera que la resistencia aumenta. Esta variable explica el uso de capiteles y ábacos.

3. El cociente entre las longitudes de los lados de la zona cargada. Mientras más oblonga es ésta, la resistencia se reduce. Este efecto refleja el predominio de la flexión en una dirección, y el que la distribución de los esfuerzos alrededor de la columna no sea uniforme.

4. El agregado del concreto. Para una misma resistencia del concreto a la compresión, los concretos de peso normal tienen resistencias a la tensión mayores que los ligeros.

Es importante destacar que la resistencia al punzonamiento es independiente del índice de refuerzo ρf_y, donde ρ es la cuantía del refuerzo a tensión de la losa y f_y es el límite de fluencia del acero. Sin embargo, es recomendable concentrar el refuerzo de tensión en la franja de columna para mejorar el comportamiento a flexión ante cargas de servicio. Para evitar fallas progresivas es conveniente la colocación de acero en el lecho inferior que sea continuo a través de la columna. En caso de punzonamiento, estas varillas funcionaran como una red que detendrá la losa sobre la columna. Es necesario destacar que el refuerzo superior no contribuye a la resistencia una vez alcanzada la falla porque tiende a desprenderse de la losa después del desconchamiento del recubrimiento.

3. RESISTENCIA AL CORTANTE DE UNIONES LOSA-COLUMNA QUE TRANSMITEN CORTANTE Y MOMENTO DE DESEQUILIBRIO

3.1 Comportamiento de Uniones Losa-Columna que Transmiten Cortante y Momento de Desequilibrio

En este caso el término momento de desequilibrio se refiere cuando la carga vertical no está uniformemente distribuida sobre la losa y/o cuando se aplican cargas laterales. En ambos casos la unión losa-columna debe transmitir momento flexionante y fuerza cortante.

La transmisión de un momento de desequilibrio en la unión losa-columna causa que la distribución de esfuerzos de corte en la losa alrededor de la columna no sea uniforme y reduce la resistencia al cortante de la junta. La fuerza cortante y el momento de desequilibrio se resisten por la combinación de flexión, torsión y cortante en las secciones críticas en la losa alrededor de la columna.

Si se alcanzara la resistencia al cortante, la losa fallaría por tensión diagonal en el lado de la columna donde el esfuerzo cortante vertical es máximo, lo que resultaría en el punzonamiento de la columna en la losa y en el desprendimiento del recubrimiento por el refuerzo en el lecho superior de la losa (figura 4). En la figura 4a se muestra una conexión losa-columna en un marco de carga después de la falla por corte debido a la transmisión de cortante y momento de desequilibrio. En la figura 4b se presenta un acercamiento de la región de falla de la losa una vez retirado el concreto fracturado.

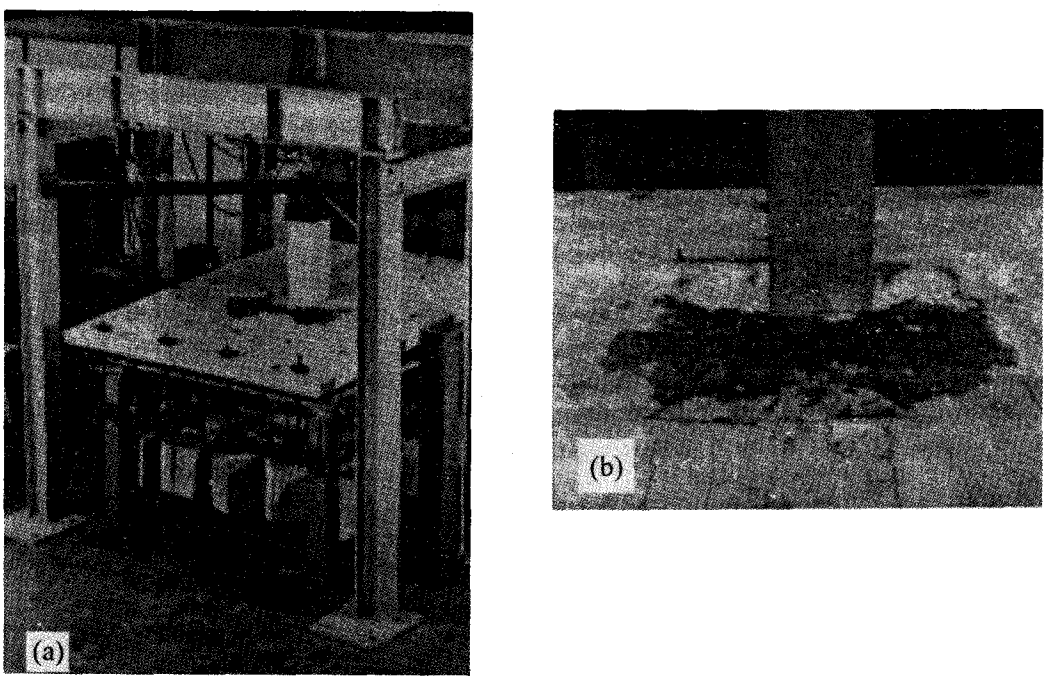


Figura 4. Espécimen losa-columna de concreto después de la falla que transmitía cortante y momento de desequilibrio

Durante un sismo, las conexiones losa-columna pueden estar sujetas a momentos de desequilibrio alternados que pueden conducir a la falla en la losa alrededor de la columna debido a la degradación cíclica de la resistencia al cortante. Es necesario, entonces, colocar refuerzo por cortante para mejorar la ductilidad. Es importante destacar que no deben construirse estructuras a base de losas planas si se espera que éstas formen parte del sistema resistente a cargas laterales. Por tanto, este sistema se debe usar con marco rígidos o muros estructurales que eviten desplazamientos horizontales excesivos. Aun en estos casos se deberán detallar las uniones para que exhiban un comportamiento dúctil.

3.2 Método de Análisis y Diseño Basado en una Variación Lineal de Esfuerzos Cortantes

Este es el método en el cual están basados los requisitos de diseño de las NTC-Concreto. Se supone que los esfuerzos cortantes en el perímetro crítico varían linealmente con la distancia del eje centroidal del perímetro; estos esfuerzos son causados por una fuerza cortante y parte del momento de desequilibrio. El resto de este momento se resiste por flexión de la losa. Aunque este método es de carácter semiempírico sus resultados proporcionan estimaciones conservadoras de la resistencia medida. El método es válido para losas sin refuerzo especial por corte.

Sea V_u y M_u la fuerza cortante última y momento de desequilibrio último obrando con respecto del eje centroidal de la sección de la columna, respectivamente. La sección crítica se localiza a d/2 del perímetro de la columna; en general, el perímetro crítico será el mínimo pero separado no menos de d/2 del perímetro del apoyo (incluye capitel, si existe). Del momento de desequilibrio M_u, se supone que la fracción αM_u se transmite por la excentricidad del cortante con respecto del centroide de la sección crítica de la losa, y que $(1-\alpha)M_u$ se transfiere por flexión de la losa donde (incluye capitel, si

existe). Del momento de desequilibrio M_u, se supone que la fracción αM_u se transmite por la excentricidad del cortante con respecto del centroide de la sección crítica de la losa, y que $(1-\alpha)M_u$ se transfiere por flexión de la losa donde

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

donde c_1 es el tamaño de la columna rectangular o equivalente o del capitel medido en la dirección del momento;

c_2 es el tamaño de la columna rectangular o equivalente o del capitel medido en la dirección transversal al momento.

La porción del momento de desequilibrio transmitido por flexión de la losa $(1-\alpha)M_u$, se debe resistir en un ancho efectivo de losa igual a c_2+3h, donde h es el espesor de la losa (incluyendo ábaco, si existe). Por tanto, puede ser necesaria la colocación de acero en ese ancho de losa para resistir el momento.

Se supone que la fracción del momento de desequilibrio transmitido por corte y el cortante último producen esfuerzos de corte que varían linealmente alrededor de la sección crítica. Se alcanza la resistencia nominal de la conexión al corte cuando el esfuerzo máximo por corte en la sección crítica iguala a (en kg y cm^2).

$$(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} \le \sqrt{f'_c}$$

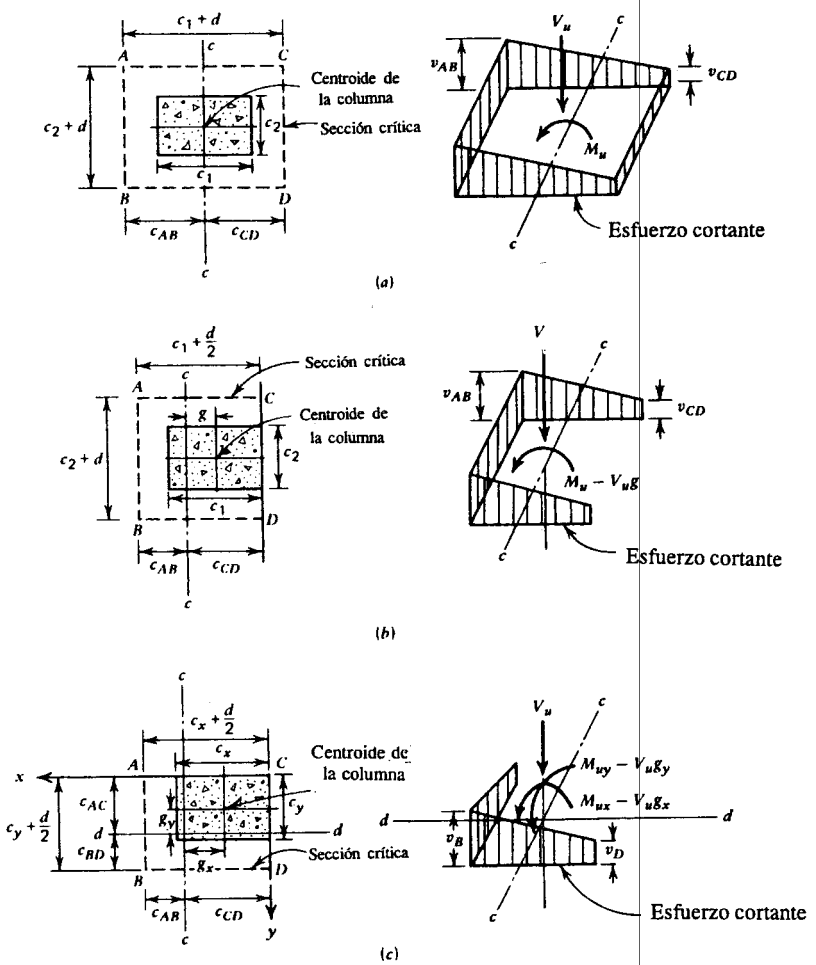


Figura 5. Sección crítica supuesta y distribución de esfuerzos cortantes en la losa para uniones que transmiten cortante y momento de desequilibrio

donde γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. En la figura 5 se muestran varios casos de conexiones con sus respectivas secciones críticas supuestas y variación de esfuerzos: a) uniones interiores, b) conexiones de orilla, c) juntas de esquina.

Para incrementar la capacidad a flexión de la losa se pueden ahogar vigas reforzadas transversalmente por estribos. El mejoramiento en la capacidad de flexión se debe al aumento en resistencia a la fuerza cortante y a la torsión que proporcionan las vigas. El refuerzo transversal de las vigas ahogadas se calcula con expresiones para vigas simples.

3.3 Ductilidad de Conexiones Losa-Columna

Si la conexión losa-columna no posee refuerzo por corte bien diseñado y detallado, su falla será frágil. Se debe tener especial cuidado en estructuras localizadas en zonas sísmicas. Ensayes de laboratorio (figura 6) han indicado que el uso de estribos cerrados en la losa alrededor de las varillas que pasan por la columna mejoran notablemente la capacidad de deformación de la conexión cuando se somete a deformaciones inelásticas. Esta solución ha mostrado ser superior al

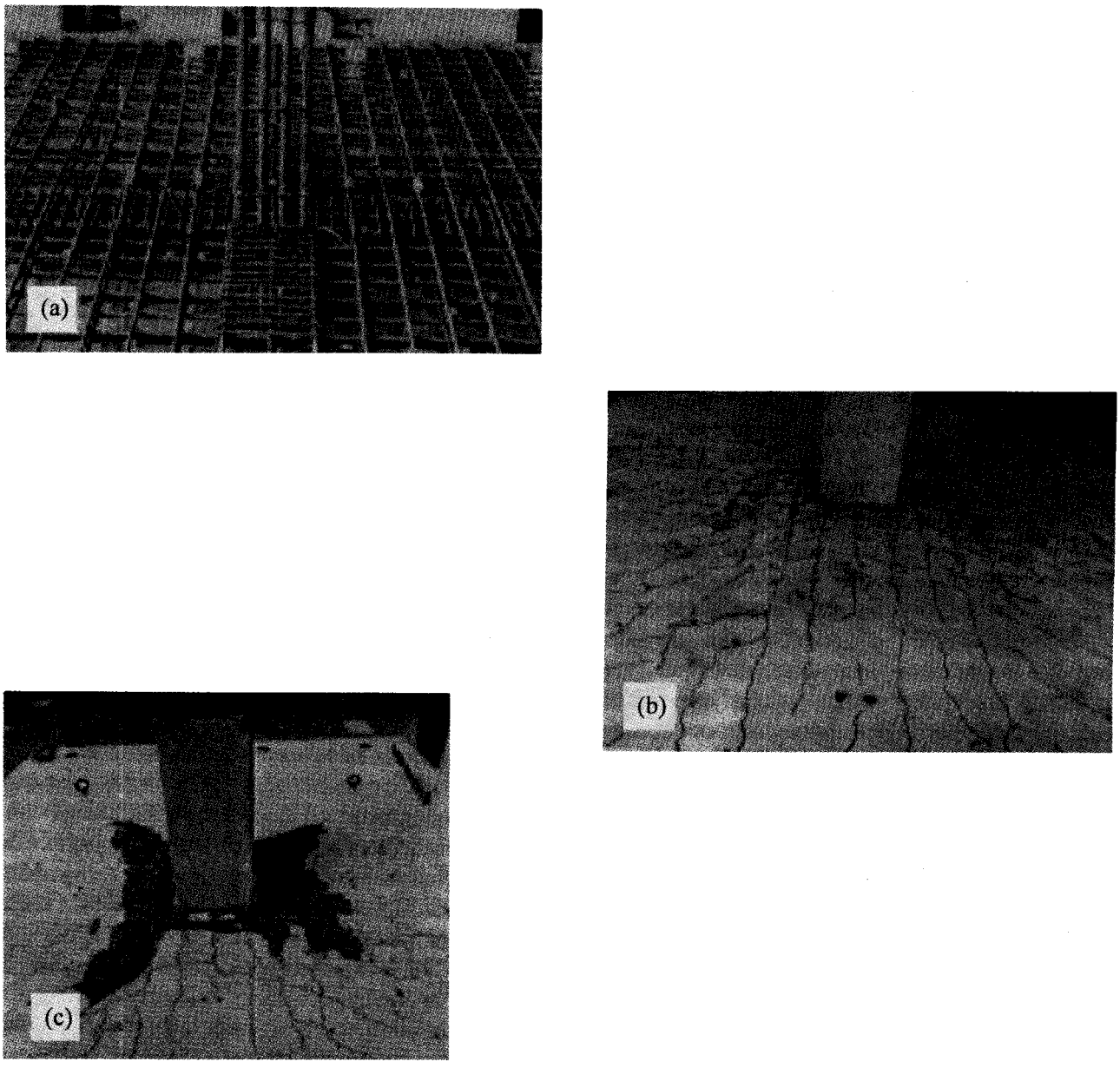


Figura 6. Ensaye de una conexión interior losa-columna con refuerzo por cortante en forma de estribos

empleo de viguetas de acero ahogadas en la losa. El comportamiento exitoso con estribos se atribuye a que mantienen los lechos superior e inferior de las varillas de la losa cerca de la columna. Este fenómeno evita que las barras superiores se desprendan de la losa y que ella sea penetrada por la columna. En la figura 6c se muestra que el daño se concentró en los lados de la columna debido a momentos torsionantes. Es importante notar que aunque el refuerzo por corte mantiene la ductilidad del sistema, la rigidez de la conexión disminuye drásticamente por el agrietamiento por tensión diagonal. Por tanto, la conexión no contribuirá significativamente a disipar energía durante un sismo. Los colapsos de este tipo de estructuras durante los sismos de México de 1985 confirman la aseveración anterior.

4. DISEÑO DE LOSAS PLANAS SEGÚN NTC-CONCRETO

Los requisitos de diseño de losas planas según las NTC-Concreto se basan en el método discutido en la sección anterior. Las NTC-Concreto prohiben que las columnas de orilla sobresalgan de la losa. Esto se debe a que la dimensión de la sección crítica disminuye considerablemente lo que hace más vulnerable a este tipo de conexión a una falla por corte.

En losas aligeradas, se requiere la colocación de una zona maciza alrededor de la columna o capitel para incrementar el perímetro de la sección crítica por punzonamiento y lograr así un aumento en la resistencia. Con objeto de favorecer el trabajo de marco ante cargas laterales, se señalan anchos mínimos de nervaduras localizadas en ejes de columna.

Las NTC-Concreto permiten el uso de losas planas en edificios sometidos a acciones sísmicas. Cuando el edificio es bajo o se emplean muros estructurales se puede emplear un factor de comportamiento sísmico Q=3. En otros casos, Q=2. En estos diseños se requiere que las columnas tengan detalles dúctiles (estribos cerrados con baja separación, traslapes lejos de zonas con posibilidad de incurrir en deformaciones inelásticas, etc).

Las NTC-Concreto señalan cantidades mínimas de refuerzo que deben colocarse en la franja c_2+3h y a través de la columna (lecho inferior). Lo anterior es para garantizar una adecuada transferencia del momento de desequilibrio por flexión y para prevenir el colapso progresivo en caso de falla por punzonamiento.

Finalmente, se permite el uso de refuerzo por corte en las losas en forma de vigas ahogadas y se dan reglas para calcular la separación máxima de los estribos de las vigas.

5. EJEMPLO DE UN COLAPSO DE UN EDIFICIO CON LOSAS PLANAS

En esta sección se presenta como ejemplo las características del colapso de un edificio con losas planas què falló durante la construcción. La meta es destacar la importancia que tiene la supervisión durante la construcción para garantizar un comportamiento adecuado del edificio.

5.1 Descripción de la Estructura

El edificio tenía cinco pisos destinados a uso habitacional. El sistema de piso estaba hecho con losas planas coladas en sitio. En las Figs. 7 y 8 se presentan los detalles de la planta del edificio. Las columnas tenían secciones de 25 x 45 cm excepto en los ejes A y K en donde eran de 25 x 30 cm, y en los extremos de las escaleras en donde eran de 20 x 30 cm. El espesor de la losa era de 20 cm. El espesor de la losa de los balcones en el lado Oeste varió de 18 cm en la columna a 16.5 en la punta. El espesor de la losa (medido de los planos) en el corredor era de 19 cm. El núcleo de elevadores estaba desligado del edificio. La altura de entrepiso era de 2.6 m. En la cimentación, las columnas estaban apoyadas en dados con entre dos y nueve pilotes. Los dados estaban ligados por zapatas continuas.

El refuerzo de las losas y columnas era Grado 400 (se refiere a f_y = 400 MPa = 4,200 kg/cm^2). En las Figs.7 y 8 se muestran los armados de los lechos superior e inferior respectivamente. La resistencia de diseño a la compresión del concreto era igual a 280 kg/cm^2.

El costo estimado del proyecto era de 5.5 millones de dólares americanos.

5.2 Colapso

El edificio falló el 27 de marzo de 1981. El colapso ocurrió durante la colocación de concreto en la losa de azotea. Once obreros fallecieron y 23 resultaron heridos.

5.3 Dictámenes

Varias firmas de ingeniería fueron contratadas por las diferentes partes para revisar el diseño estructural y los procedimientos constructivos. Una de ellas señaló que en la memoria de cálculo no existía evidencia de que se hubieran revisado los estados límite de punzonamiento, esbeltez en columnas y flechas en losas. Otra empresa comentó que la falla por punzonamiento fue la causa del colapso total. Su razonamiento se basó en cálculos que indicaban que bajo las cargas muertas de servicio se excedía la capacidad por corte en dos columnas. Considerando la carga viva más la muerta, se encontró que todas las conexiones losa-columna fallarían por punzonamiento.

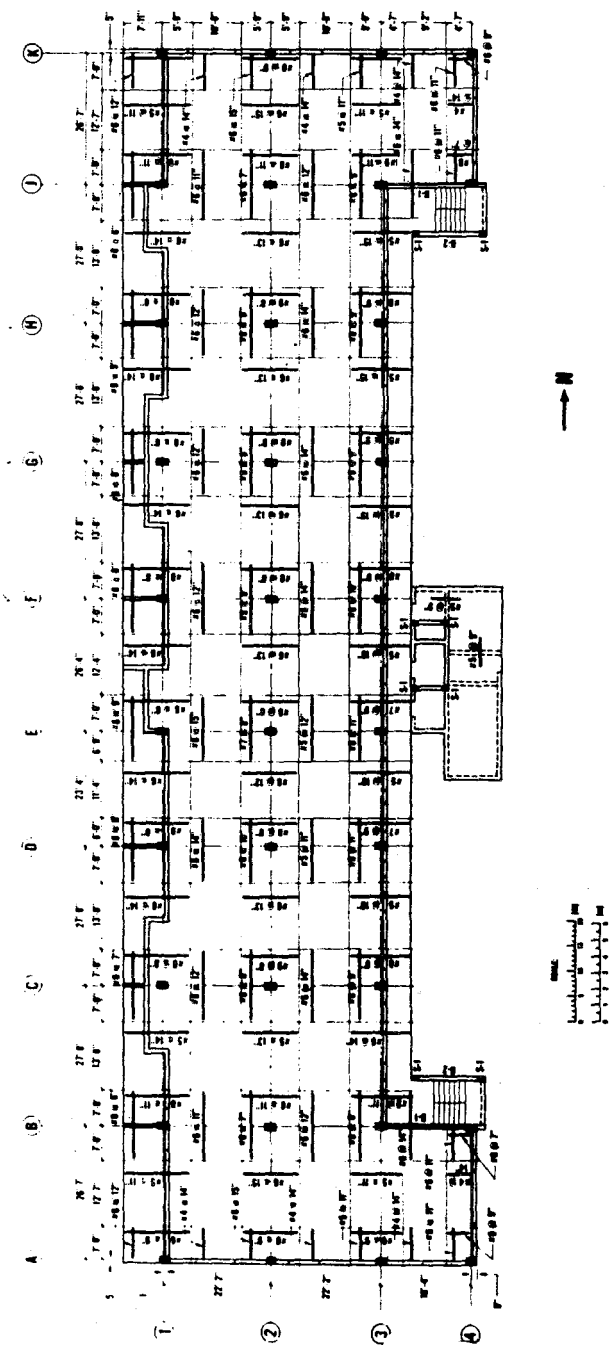


Figura 7. Refuerzo en el lecho superior de la losa plana de un edificio de condominios en Cocoa Beach, Florida

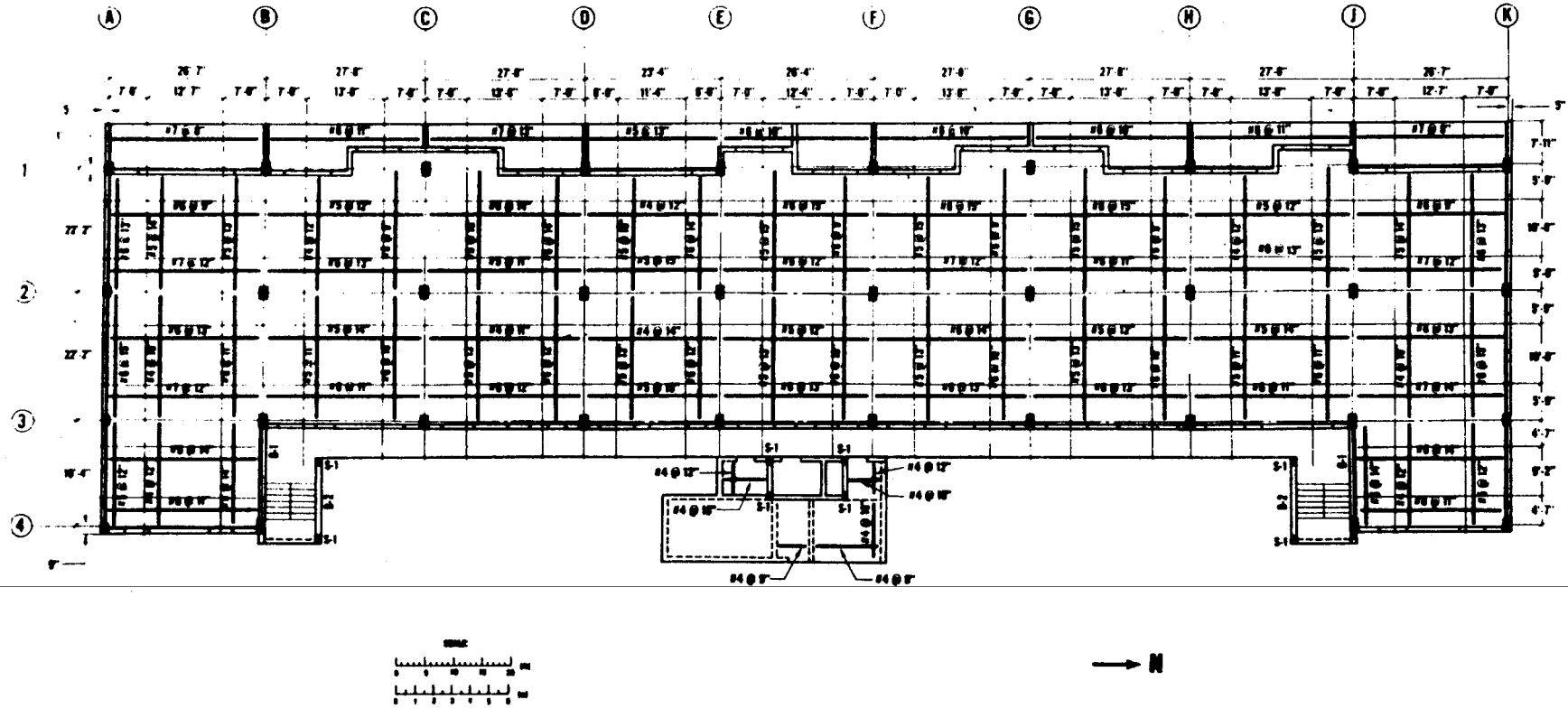


Figura 8. Refuerzo en el lecho inferior de la losa plana de un edificio de condominios en Cocoa Beach, Florida

El National Bureau of Standards, NBS, (Oficina Nacional de Normas) de los Estados Unidos determinó que fueron dos las causas de la deficiente resistencia al punzonamiento de las losas:

1. Error de diseño ya que no se revisó el estado límite de punzonamiento.

2. Error de construcción, puesto que se emplearon silletas muy altas (en lugar de 3/4 pulg se emplearon 1-3/4 pulg).

Un análisis detallado del edificio confirmó las observaciones hechas por NBS.

Supongamos que el error en diseño no hubiese existido pero que el de construcción sí. El uso de silletas más altas aumentaría el recubrimiento del lecho inferior, lo que se traduciría en la disminución del peralte efectivo de la losa. Como se indicó en la sección 2, la resistencia al punzonamiento depende del peralte efectivo. Por tanto, para este caso, el error en la construcción conduciría a una reducción de la capacidad a corte de 15%.

BIBLIOGRAFÍA

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 26 de noviembre de 1987, 73 pp.

2. Jirsa, J.O., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1987.

3. Park, R., y Gamble, W.L., "Reinforced concrete slabs," John Wiley & Sons, Nueva York, 1a. ed., 1980, 618 pp.

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

UNIONES DE ELEMENTOS

Sergio M. Alcocer[1]

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de uniones ha sido un aspecto que no ha recibido la debida atención por parte de investigadores, y de profesionales de la construcción y diseño. A menudo se argumenta que la importancia que se la ha dado recientemente a las uniones, en particular la de vigas con columnas, es exagerada ya que no existe evidencia abundante de fallas en sismos pasados. Esta idea se basa en que los problemas en marcos de concreto reforzado se han presentado por diseños mal concebidos en vigas y, particularmente, por un detallado inadecuado de columnas. Sin embargo, sismos recientes, como el de El Asnam en 1980 (figura 1), los de México en 1985, San Salvador en 1986 , Loma Prieta en 1989, y el de Los Angeles en 1994, han evidenciado fallas por corte y de anclaje en uniones viga-columna.

Es común que los diseñadores olviden el detallado de las uniones. Se deja al constructor la definición de detalles críticos que influyen en el comportamiento de la estructura. Las uniones son críticas porque aseguran la continuidad del edificio y porque transmiten fuerzas de un elemento a otro. Así, las cargas y fuerzas deben transmitirse del sistema de piso a las trabes, de ellas a las columnas, y de las últimas a la cimentación. La transferencia de fuerzas entre los elementos depende del detallado cuidadoso de las uniones y de la supervisión minuciosa que asegure que la fabricación y la construcción sigan las instrucciones o intenciones del diseñador.

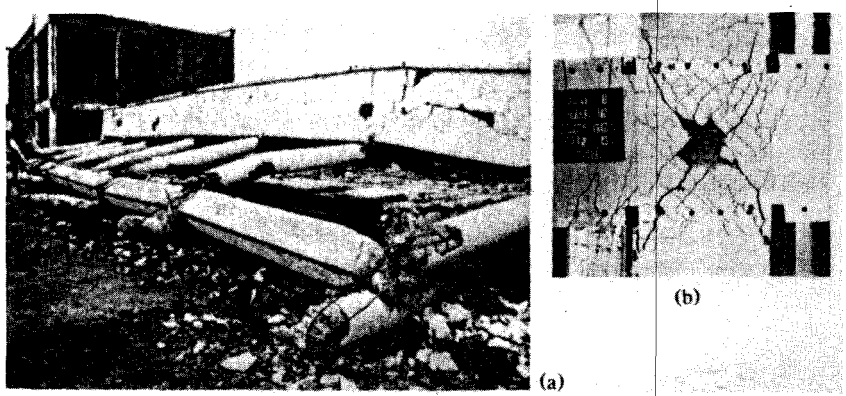


Figura 1. Falla de uniones viga-columna en (a) el sismo de El Asnam y (b) en un espécimen de laboratorio

2. CRITERIOS DE DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA

Los criterios de diseño de uniones viga-columna se pueden formular como sigue:

1. La resistencia de la unión debe ser mayor o igual que la máxima demanda que corresponda a la formación del mecanismo de colapso del marco. Esto eliminará la necesidad de reparar una región inaccesible y que sufre deterioros de resistencia y rigidez considerables si se somete a acciones cíclicas en el intervalo inelástico.

2. La resistencia de la columna no debe afectarse por una posible degradación de resistencia de la unión.

3. Ante sismos moderados, las uniones deben responder en el intervalo elástico.

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería.

4. Las deformaciones de la unión no deben contribuir significativamente al desplazamiento de entrepiso.

5. El refuerzo en la unión, necesario para garantizar un comportamiento satisfactorio, no debe dificultar la construcción. Una unión típica conecta elementos provenientes de tres direcciones; se debe evitar la interferencia de las varillas que vienen de todas las direcciones.

3. COMPORTAMIENTO ESPERADO

Puesto que la respuesta de uniones viga-columna está controlada por mecanismos de corte y adherencia, que tiene un comportamiento histerético pobre, no es posible considerar a la unión como una fuente importante de disipación de energía. Por tanto, la unión debe experimentar bajos niveles de agrietamiento y plastificación. La unión debe detallarse de manera que sus deformaciones no contribuyan significativamente a la distorsión del entrepiso (se entiende por distorsión al cociente del desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso). Uniones bien diseñadas contribuyen en 20% a la distorsión total.

Como ejemplo, una unión de fachada estará sometida a las fuerzas indicadas en la figura 2. En la figura 2b se presenta la distorsión angular de la unión. El agrietamiento de las vigas en las caras de las columnas, y el fisuramiento de las columnas en las partes superior e inferior de las vigas son el resultado del deslizamiento del refuerzo a través de la unión. Es común suponer en el análisis de edificios que las condiciones de apoyo de las vigas en las columnas son iguales a un empotramiento. En realidad, el refuerzo de las vigas se deslizará aun para bajos niveles de esfuerzo, de manera que un empotramiento perfecto no es posible. La unión se deforma en cortante por las fuerzas resultantes que obran en la unión (figura 2c), las cuales producen tensión a lo largo de una diagonal de la unión y compresión a lo largo de la otra. Las primeras grietas diagonales aparecen cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia a tensión del concreto. Puesto que las grietas son similares a las grietas por cortante en una viga, las primeras recomendaciones de diseño se basaron en ecuaciones adaptadas de requerimientos de corte para vigas. Es importante notar que las magnitudes de las fuerzas a las que se somete una unión son varias veces las aplicadas en vigas y columnas.

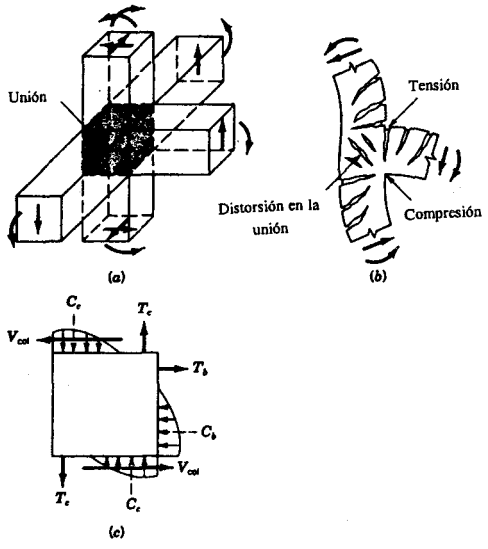


Figura 2. Fuerzas y distorsión de una unión viga-columna

Ante sismos, las vigas que llegan a la unión en lados opuestos probablemente estarán sujetas a momentos flexionantes de signos opuestos. Los factores más importantes a considerar en el diseño de uniones viga-columna incluyen:

1. Cortante.
2. Anclaje del refuerzo.
3. Transmisión de carga axial.

4. TIPOS DE UNIONES EN MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

4.1 Según su Configuración Geométrica

De acuerdo al tipo de anclaje de las varillas de las vigas, las uniones se pueden clasificar en interiores (las varillas pasan rectas a través de la unión, figura 3) y en exteriores (las barras se anclan mediante ganchos, figura 4). Atendiendo a la configuración de los elementos adyacentes, existen varios tipos de uniones exteriores. Por claridad en el dibujo no se muestran las losas de piso (monolíticas con las vigas).

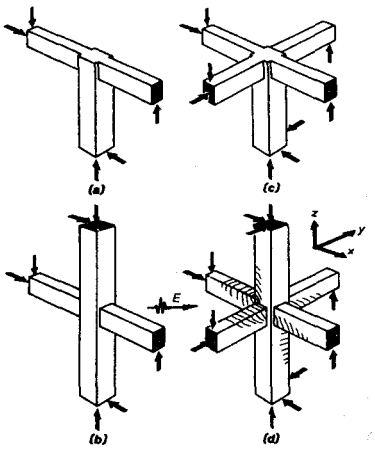


Figura 3. Uniones interiores viga-columna

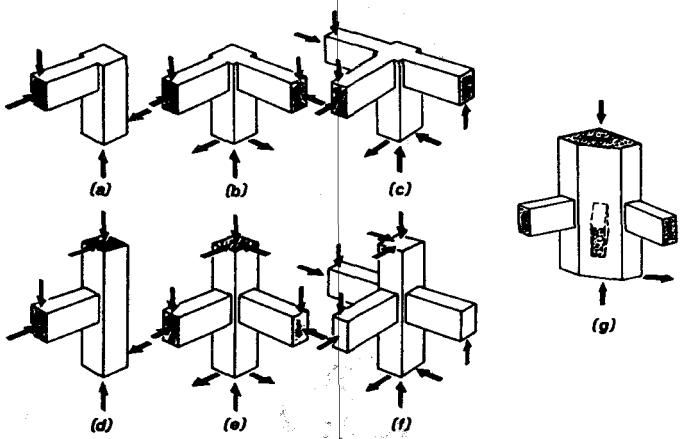


Figura 4. Uniones exteriores viga-columna

4.2 Según el Intervalo de Comportamiento

Aunque es preferible diseñar las uniones para que permanezcan en el intervalo elástico, es muy posible que ocurran deformaciones inelásticas en ella si los elementos adyacentes, vigas o columnas, se deforman plásticamente. En este caso las deformaciones inelásticas a lo largo de las varillas penetrarán la junta; esta unión será del tipo inelástico. Por otro lado, es posible diseñar un marco de manera que se articulen las vigas lejos de la unión (figura 5), de manera que esta permanezca en el intervalo elástico. Para este tipo de marcos la unión será elástica.

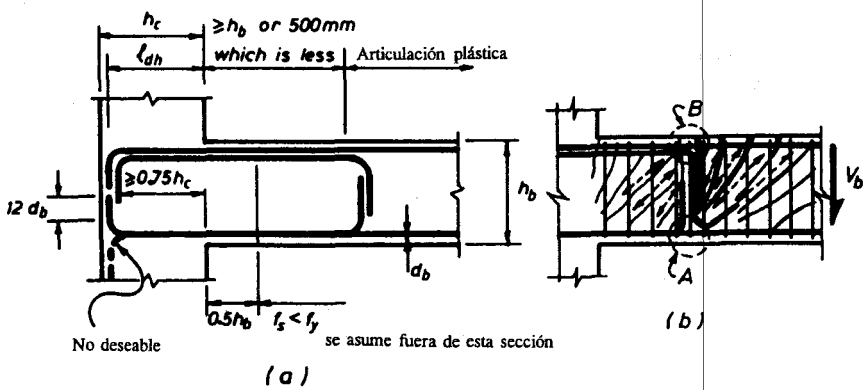


Figura 5. Relocalización de la región de articulación plástica lejos de la cara de la columna

5. MECANISMOS DE RESISTENCIA AL CORTE EN UNIONES INTERIORES

Un marco de concreto reforzado, diseñado según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-87) debe disipar energía ante cargas inducidas por sismos, mediante la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Cuando éstas desarrollan sus resistencias máximas, las uniones estarán sujetas a fuerzas cortantes elevadas.

Bajos los efectos sísmicos, se generan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en vigas y columnas que esfuerzan al núcleo de la unión como se ilustra en la Figuras 6a y 6b. En este dibujo las resultantes de los esfuerzos de tensión se denotan como T, y las resultantes de esfuerzos de compresión en el concreto y acero se identifican como C.

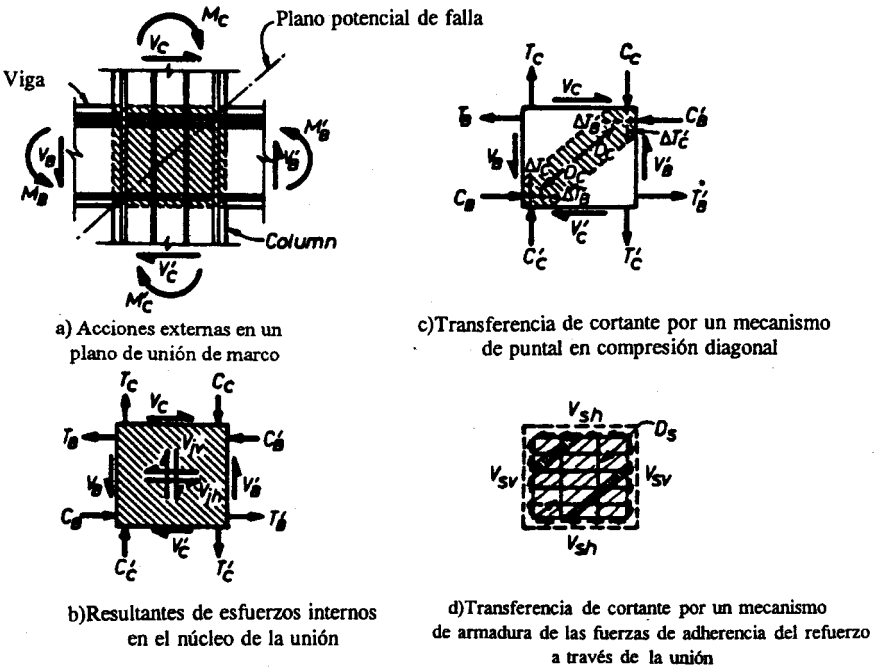


Figura 6. Mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores viga-columna

Por equilibrio de fuerzas horizontales tenemos que

$$V_{jh} = T_B + T'_B - V_c$$

donde V_c es el promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior. El cortante en columnas es el correspondiente al desarrollo de los momentos máximos en las vigas.

Se han identificado dos mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores. El mecanismo del puntal diagonal de compresión (figura 6c) se forma a lo largo de la diagonal principal de la unión como resultante de los esfuerzos verticales y horizontales de compresión que actúan en las secciones críticas de vigas y columnas. Es importante notar que el puntal se desarrolla independientemente de las condiciones de adherencia de varillas dentro de la unión. En este mecanismo, el nudo fallará cuando el puntal lo haga por compresión-cortante. En la figura 7 se muestran los lazos histeréticos de una unión que falló por cortante.

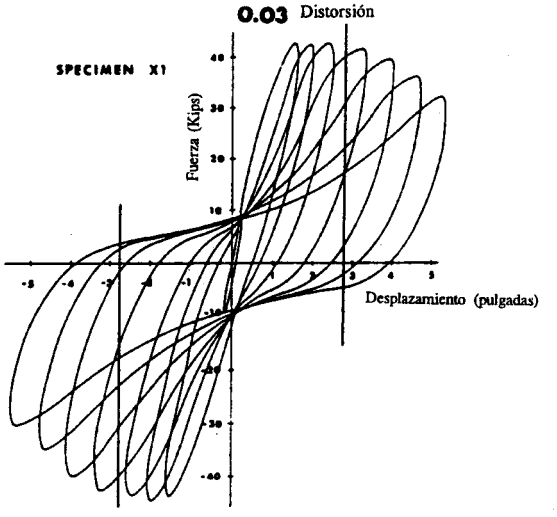


Figura 7. Falla por cortante en una unión interior viga-columna

En el segundo mecanismo, llamado de armadura, se forman pequeños puntales diagonales distribuidos en la unión (figura 6d). Estos puntales deben ser equilibrados por esfuerzos de tensión en el refuerzo vertical y horizontal, y por esfuerzos de adherencia a lo largo de las barras de vigas y las varillas externas de la columna. Este mecanismo es posible únicamente si se mantiene una buena adherencia a lo largo del refuerzo de vigas y columnas. Sin embargo, es difícil mantener una buena adherencia después de la fluencia del acero. Conforme la adherencia se deteriora (y, por tanto, las varillas se deslizan dentro de la unión) el mecanismo de la armadura se degrada, de manera que el puntal diagonal de compresión tiene que resistir la mayor parte de las fuerza cortantes en la unión.

Las expresiones de diseño de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) se basan en el mecanismo del puntal diagonal a compresión.

Ensayes de laboratorio han indicado que la resistencia al corte de uniones aumenta con la resistencia del concreto.

Por otro lado, se ha mostrado que es necesario colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para mantener el concreto y la resistencia al corte. También se ha notado que si se incrementa la cantidad de acero lateral en la unión, no se obtienen mayores resistencias al corte.

Los resultados de ensayes indican que la presencia de vigas transversales, sean cargadas o no, mejoran el comportamiento de la unión porque contribuyen a preservar la integridad del concreto del núcleo. En forma similar, el ancho de las vigas también influye en el comportamiento.

Se han aplicado diferentes niveles de carga axial en la columna en ensayes de laboratorio. Los resultados indican que la carga axial en la columna no influye en la resistencia de la unión.

La losa de piso ha sido incluida en alguno especímenes. De acuerdo a lo observado, se ha destacado la participación de la losa en el confinamiento de la unión y en la capacidad a flexión de las vigas. Se ha encontrado que la contribución del refuerzo de la losa sumado a aquélla del acero de la viga, aumenta la resistencia a momento negativo (lecho superior a tensión).

Se ha encontrado que un deficiente comportamiento de la adherencia afecta severamente la rigidez y capacidad de disipación de energía de la unión. Aun más, el deterioro en la adherencia modifica el mecanismo de transmisión de fuerza cortante. En la figura 8 se presentan las respuestas histeréticas para dos modelos, llamados A y O. Para el espécimen A se aprecian lazos con baja disipación de energía (área interna reducida) y deterioro de la rigidez debidos a un anclaje inadecuado de las barras rectas, mientras que las curvas para el modelo O exhiben una respuesta estable con buena disipación de energía.

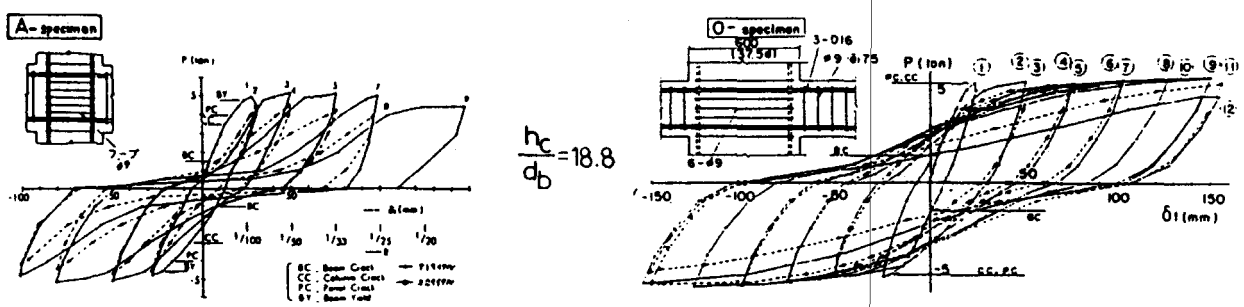


Figura 8. Influencia del anclaje en la respuesta histerética de una unión interior viga-columna

Los parámetros que influyen en la adherencia de las varillas a través de las uniones son:

1. Confinamiento, que afecta significativamente el comportamiento de la adherencia bajo condiciones sísmicas. La adherencia de la barras de vigas puede mejorarse si se aumenta el confinamiento, ya sea mediante una mayor carga axial o por medio del refuerzo longitudinal interior de la columna.

2. Diámetro de la varilla. Aunque no afecta significativamente la resistencia a la adherencia, sí limita la fuerza máxima que puede ser transferida por este mecanismo. Por tanto, la relación entre el diámetro de las varillas con respecto a las dimensiones de la unión debe mantenerse constante (límite superior). Mientras mayor es esta razón, aumenta la probabilidad de falla de la adherencia.

3. Resistencia a la compresión del concreto. No afecta de manera importante ya que la adherencia depende de la resistencia a la tensión del concreto.

4. Separación entre las varillas. Si la separación es menor de cuatro veces el diámetro de la varilla, la resistencia de adherencia disminuye en un 20%.

5. Tipo de corrugación. La reacción de la corrugación contra el concreto circundante es la fuente más importante de la adherencia. Debe considerarse la posición de las varillas durante el colado. En efecto, si se colocan 30 cm o más de concreto por debajo de la varilla, la resistencia a la adherencia disminuye.

6. UNIONES EXTERIORES VIGA-COLUMNA

Puesto que en una unión exterior sólo se conecta un viga a la columna, en la dirección de estudio (figura 9), la fuerza cortante en la unión será menor que la que se aplica en uniones interiores de dimensiones y refuerzo iguales. De las resultantes del dibujo, la fuerza cortante horizontal en la unión es igual a

$$V_{jh} = T - V_{col}$$

Análogamente a las uniones interiores, se distinguen dos mecanismos de resistencia al cortante: el del puntal diagonal de compresión y el de la armadura.

Con objeto de obtener un comportamiento adecuado de uniones exteriores ambos lechos de las varillas de las vigas deben doblarse hacia la unión; el gancho debe colocarse lo más cerca de la cara externa de la columna como sea posible, a menos que la columna sea muy profunda (ya que sería un muro esbelto).

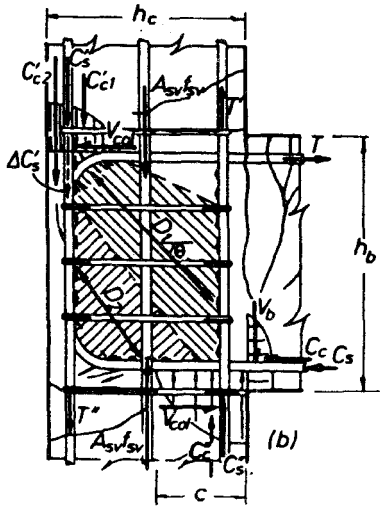


Figura 9. Mecanismos de resistencia al corte en uniones exteriores viga-columna

De acuerdo a la gráfica, para resistir los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes sísmicas, se formará un puntal diagonal (ver figura 9) entre el radio del doblez de la varilla superior y la esquina inferior derecha de la unión. Es importante destacar que para mantener este mecanismo de transferencia de carga es indispensable confinar la unión con refuerzo transversal.

En efecto, el acero lateral en uniones exteriores persigue dos objetivos. Primero, confinar el concreto a compresión para incrementar su capacidad de deformación y mantener su resistencia (quizá aumentarla). Segundo, confinar el tramo recto del gancho que tratará de salirse por la cara externa de la columna.

Los siguientes aspectos deben considerarse en el diseño de uniones exteriores:

1. Si se espera la formación de una articulación plástica en la cara de la columna, el anclaje de las varillas de la viga se debe suponer que inicia dentro de la columna. Las NTC-Concreto suponen que la sección crítica, a partir de la cual se mide la longitud de desarrollo, coincide con el paño externo del núcleo de la columna.

2. Para garantizar un anclaje adecuado de las varillas de la viga en columnas poco profundas se recomienda:

   a. Usar varillas de diámetro pequeño.
   b. Emplear placas de anclaje soldadas a las varillas.
   c. Colocar pequeñas varillas en el radio interior del doblez para retrasar el aplastamiento o desprendimiento del concreto en ese lugar.
   d. Colocar una cantidad suficiente de estribos horizontales para restringir el movimiento del gancho.

3. Las varillas de las vigas deben doblarse hacia dentro de la unión. El detalle de colocar el doblez hacia afuera de la unión, es decir, hacia la columna, no es adecuado en zonas sísmicas.

4. Colocar el doblez del gancho lo más cercano a la cara externa de la columna.

5. Cuando la arquitectura del edificio lo permita, o cuando vigas peraltadas lleguen a columnas esbeltas, se recomienda terminar las varillas de las vigas en pequeñas extensiones en la fachada (figura 10). Este detalle mejora notablemente las condiciones de anclaje de las varillas, lo que se traduce en un comportamiento superior de la unión.

6. Para reducir los esfuerzos de adherencia, siempre es preferible el empleo de varillas con el menor diámetro como sea práctico. En uniones exteriores, no es aplicable el requerimiento del diámetro de la varilla en función de las dimensiones de la columna. En general, es más fácil cumplir con los requisitos de anclaje en las uniones exteriores que en las interiores.

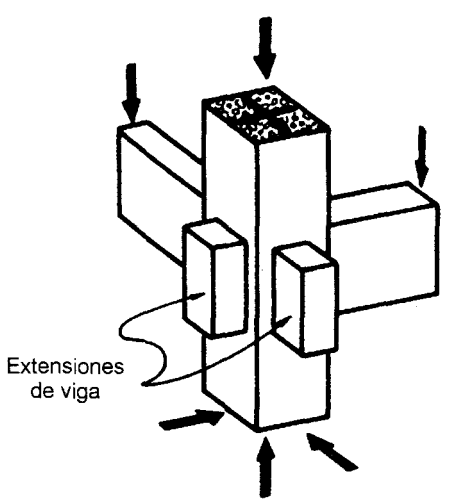


Figura 10. Extensiones de viga para colocar las varillas

7. DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA SEGUN NTC-CONCRETO

Como se mencionó anteriormente, el diseñador debe prestar atención a dos aspectos para lograr que la unión viga-columna se comporte adecuadamente: la resistencia de la unión al corte y el anclaje de las varillas de la viga. Ambos estados límite son cubiertos por los requisitos para el diseño de uniones viga-columna de NTC-Concreto incluidos en el Art. 5.4. Para revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal, en forma independiente, se considerará un plano horizontal a media altura del nudo. Para esta revisión, las NTC-Concreto distinguen dos casos:

1. Nudo confinado, que es aquél al cual llegan cuatro trabes y en donde el ancho de cada una es al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna.

2. Otros nudos, que son los que no satisfacen lo anterior.

Para nudos confinados el esfuerzo máximo nominal es igual a $5.5\sqrt{f^*_c}$ y para otro tipo de uniones es igual a $4.5\sqrt{f^*_c}$. Se supone que un nudo confinado resiste cargas superiores a otros nudos. El esfuerzo nominal obrará sobre un área definida por la profundidad de la columna y un ancho efectivo, que es, por lo general, igual al promedio de los anchos de la o las vigas y de la columna en la dirección de análisis. Los esfuerzos máximos señalados se refieren a la resistencia a compresión-cortante del concreto en el mecanismo del puntal diagonal de compresión.

Para confinar el concreto del nudo, así como los ganchos de las varillas en uniones exteriores, se debe colocar refuerzo transversal mínimo como en columnas. Al igual que en columnas, el acero lateral estará formado por estribos cerrados de una pieza, sencillos o sobrepuestos. Los estribos deben rematarse con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. La separación no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm. Los requisitos anteriores buscan preservar la integridad del concreto de manera que se mantenga el mecanismo de transferencia del puntal diagonal de compresión. Es importante cumplir estrictamente con los requisitos anteriores para evitar daños severos, difíciles de reparar, en la unión. Si el nudo está confinado como se indicó arriba, las NTC-Concreto permiten usar la mitad del refuerzo transversal mínimo. Esto reconoce que las trabes que llegan a la unión la confinan por lo que no se requiere la misma cantidad de acero lateral que para nudos no confinados.

El segundo aspecto importante en el diseño es el anclaje de las varillas. Para evitar fallas de adherencia que, como ya se dijo, afectan la rigidez y capacidad de disipación de energía de la unión, las NTC-Concreto señalan que el diámetro de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de la junta deben seleccionarse de manera que la dimensión del elemento en la dirección de la varilla sea cuando menos 20 veces el diámetro de ella. Así, por ejemplo, si la columna tiene una profundidad de 50 cm, el diámetro máximo de varilla que puede usarse es del No. 25 (la designación esta en milímetros y corresponde a una varilla de 1 pulg de diámetro). Se permite que el peralte de la viga sea 15 veces el diámetro cuando más del 50% de la carga lateral es resistida por muros estructurales o cuando la carga axial de la columna superior al nudo es alta.

Para juntas exteriores, como se explicó, las varillas deben terminar en ganchos a 90 grados. La longitud de desarrollo se mide desde el plano externo del núcleo de la columna hasta el paño externo de la barra en el doblez. La ecuación para calcular la longitud de desarrollo en kg y cm^2 es

$$L_h = 0.076\, d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}$$

donde d_b es el diámetro de la varilla. El tramo recto después del doblez no será menor de $12d_b$.

Un último aspecto relevante con uniones viga-columna es que las varillas longitudinales de las vigas deben pasar por el núcleo de la columna. Esto se debe a que no existe suficiente información experimental que permita extrapolar los requisitos de diseño vigentes a casos en los que el refuerzo pase o se ancle afuera de la columna. El refuerzo de los modelos ensayados que sirvieron de base para la formulación de los requerimientos de las NTC-Concreto se anclaba o pasaba a través del núcleo.

8. UNIONES DE ESQUINA

Las uniones de esquina, o de rodilla, empleadas en marcos planos o en otras estructuras, presentan un problema especial de detallado. La esquina puede estar sujeta a fuerzas que la traten de abrir o de cerrar (figura 11). Una situación similar ocurre cuando dos muros se intersecan. Desafortunadamente no existe suficiente información sobre el comportamiento de este tipo de uniones y del las del siguiente tipo antes cargas cíclicas. La discusión que sigue es válida para cargas monótonas.

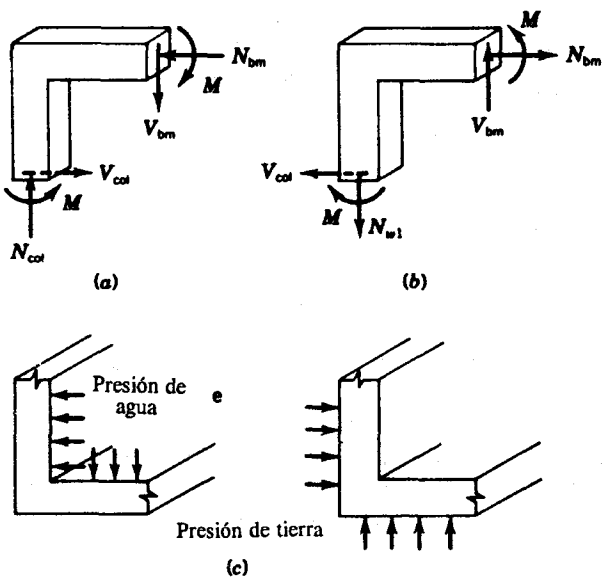


Figura 11. Uniones de esquina

Ensayes de laboratorio han indicado que la falla de este tipo de uniones es el resultado del agrietamiento por tensión diagonal, por falla de anclaje (sobre el refuerzo), por fluencia del acero, por daño del anclaje o por aplastamiento del concreto. Aunque la tensión diagonal es a menudo ignorada, esta puede ser la causa de la falla en esquinas que se abren. El anclaje es el problema más común en esquinas que tratan de cerrarse. El agrietamiento diagonal en una unión que se abre se presenta en la figura 12. El refuerzo debe colocarse como se ilustra. El refuerzo se debe anclar con ganchos. Para confinar el concreto que resiste compresión se deben colocar estribos cerrados.

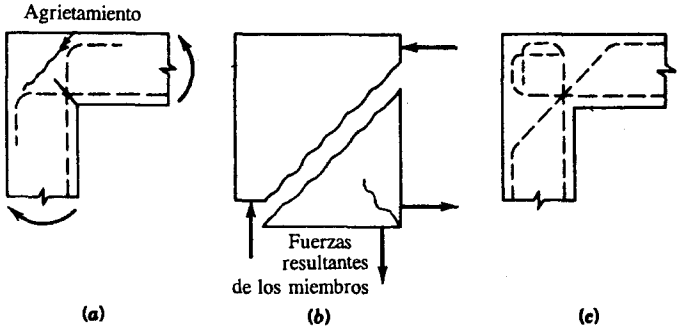


Figura 12. Unión de esquina que se trata de abrir

9. UNIONES EN FORMA DE "T"

Este tipo de uniones se presentan cuando una losa se conecta con un muro, cuando los muros se conectan con zapatas, en vigas que llegan a columnas, o en columnas que llegan a vigas de techo. Se han conducido ensayes de laboratorio (figura 13) en los cuales se observó un incremento en la resistencia conforme se usan los detalles de las gráficas de la derecha. En efecto, solamente con cambiar la dirección del gancho se incrementó la resistencia en 40%. Esto se debe a que el puntal de compresión que se desarrolla a través de la junta produce el desconchamiento del concreto abajo del gancho cuando éste se dobla hacia la derecha. Cuando el gancho se coloca hacia la izquierda, el puntal de compresión reacciona contra el radio del doblez, como en el caso de uniones exteriores viga-columna.

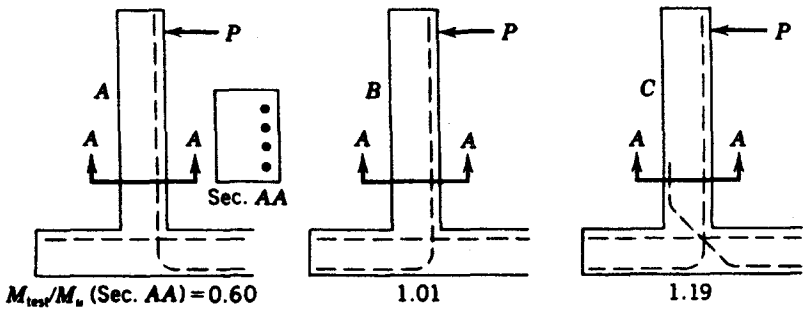


Figura 13. Uniones en "T"

10. LAS UNIONES EN LOS PLANOS DE CONSTRUCCIÓN

Para evitar errores o malas interpretaciones durante la construcción de uniones, es necesario que el diseñador muestre los detalles de las conexiones en los planos estructurales. Al momento de incluir estos detalles, el diseñador es forzado a verificar que dicho detalle se pueda construir. Esto se relaciona con la colocación del refuerzo, y con la colocación y compactación del concreto. Por ejemplo, una viga del mismo ancho que el de la columna causará problemas al obrero de la construcción si durante el diseño no se consideró que un recubrimiento igual sobre el acero transversal de la viga y la columna, provocará que los refuerzos longitudinales de la columna y la viga coincidan. Si en este caso la sección transversal de la columna se agrandara no habría problema. Las NTC-Concreto requieren que se incluyan dibujos acotados y a escala del refuerzo en uniones viga-columna (Art. 5.4); sin embargo, lo anterior debe ser aplicado en otro tipo de uniones.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alcocer, S.M., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing," PMFSEL Report No. 91-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Universidad de Texas en Austin, julio 1991, 221 pp.

2. American Concrete Institute, "Design of beam-column joints for seismic resistance," ACI SP-123, Detroit, Michigan, 1991, 518 pp.

3. Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 26 de noviembre de 1987, 73 pp.

4. Ferguson, P.M., Breen, J.E., y Jirsa, J.O., "Reinforced concrete fundamentals, John Wiley & Sons, Nueva York, 5a. ed., 1988, 746 pp.

5. Jirsa, J.O., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1987.

6. Klingner, R.E., "Reinforced concrete structures," notas de clase, Universidad de Texas en Austin, 1985.

7. Paulay, T., y Priestley, M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings," John Wiley & Sons, Nueva York, 1a. ed., 1992, 744 pp.

8. Zhu, S., y Jirsa, J.O., "A study of bond deterioration in reinforced concrete beam-column joints," PMFSEL Report No. 83-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Universidad de Texas en Austin, julio 1983, 69 pp.

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO Y POSTENSADO

Sergio M. Alcocer[1]

I. INTRODUCCIÓN

El uso de edificios con componentes presforzados y postensados en zonas sísmicas se ha incrementado en tiempos recientes. Sin embargo, el desarrollo del estado de conocimiento de este tipo de estructuras ante cargas cíclicas no ha seguido la velocidad de su empleo. En este artículo se revisan brevemente los principios de comportamiento de las estructuras a base de elementos de concreto presforzado y postensado. Se discuten algunas aplicaciones y limitaciones de los precolados y de las losas postensadas con cables no adheridos.

2. CONCRETO PRESFORZADO

2.1 Antecedentes

El concreto presforzado es un tipo de concreto armado en el cual el acero de refuerzo se ha tensado contra el concreto. Esta operación de tensado resulta en un sistema auto-equilibrado de esfuerzo internos que mejora el comportamiento del concreto a cargas externas. Así, mientras que el concreto es resistente a compresión, es débil y frágil a tensión, y por tanto, su respuesta a cargas externas se mejora aplicando una pre-compresión. En concreto presforzado, la tensión inicial incrementa la resistencia al agrietamiento del concreto. Las técnicas para pretensado y postensado, y los conceptos de diseño se pueden consultar en textos de amplia difusión (Collins y Mitchell, 1991; Libby, 1984).

El concreto presforzado (de elementos precolados) es uno de los sistemas estructurales más populares en el mundo. En Europa, este sistema se emplea en más del 25% de los edificios, mientras que en la ex-Unión Soviética más del 80% de la construcción de edificios se hizo con precolados.

2.2 Comportamiento

Si la deformación a compresión en el concreto no ha alcanzado valores muy elevados durante el proceso de carga, las grietas que aparecen en un elemento de concreto presforzado se cierran de nuevo y las deflexiones regresan a casi cero una vez que se retira la carga.

El comportamiento histerético carga-desplazamiento de un elemento presforzado tiene la forma de una S y posee una muy limitada capacidad de disipación de energía. En la figura 1 se presenta la relación momento-curvatura para una viga de concreto presforzado. Se observa que la energía disipada, calculada como el área encerrada en los lazos histeréticos, es prácticamente despreciable. Por tanto, la respuesta ante las fuerzas inducidas por los sismos es severa. Como ejemplo, Park y Paulay (1980) presentaron un estudio en el cual la respuesta dinámica de un marco a base de elementos de concreto presforzado fue 130% superior a la medida en un marco ordinario de concreto armado diseñado para las mismas condiciones. De acuerdo con lo anterior, las estructuras de concreto presforzado deben ser diseñadas para mayores cargas (cargas incrementadas por un factor mayor que 1.0) y deben ser provistas de suficiente capacidad de deformación, aun para elementos no estructurales, para permitir que resistan grandes deformaciones.

Si se usan barras de refuerzo ordinarias (varillas corrugadas) en combinación con acero de presfuerzo, se puede mejorar sustancialmente la capacidad sismorresistente de la estructura (Park, 1980). Esta estructura se comportará como una ordinaria de concreto armado. Así, un marco compuesto por vigas de concreto presforzado y columnas de concreto armado se comportará más como un marco de concreto armado que un marco consistente únicamente en elementos de concreto presforzado. La razón obedece a que el esfuerzo en torones no adheridos es uniforme a lo largo de la longitud y, por tanto, el cable casi no disipa energía, fenómeno que es indeseable durante un sismo.

[1] Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería

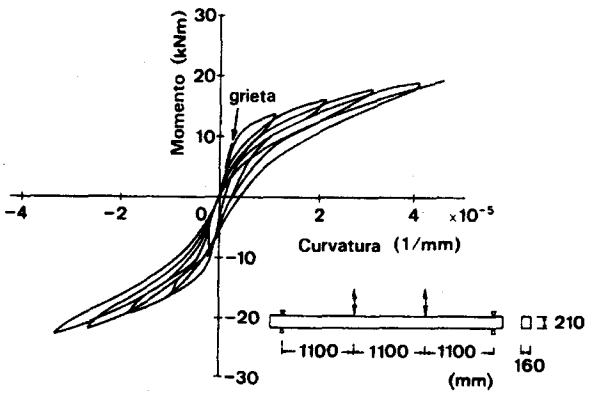


Figura 1. Relación momento-curvatura para una viga de concreto presforzado (Wakabayashi, 1986)

Resistencia

La resistencia a flexión de un elemento de concreto presforzado se puede obtener de principios básicos de mecánica. Las expresiones resultantes son similares a las empleadas en vigas de concreto armado (Libby, 1984).

Ductilidad

La ductilidad de los elementos de concreto presforzado depende de la cuantía y posición del acero de presfuerzo. Para elementos presforzados en el lecho inferior solamente y con cables adheridos, la resistencia a momento aumenta con el parámetro w_p (ver figura 2). Sin embargo, la ductilidad disminuye ya que la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro aumenta (figura 3). La curva de la gráfica indica que se puede esperar una ductilidad de curvatura de 10 si se limita en el diseño el valor de w_p a 0.2.

La ductilidad de un elemento se puede incrementar también si se coloca acero ordinario de refuerzo en uno o dos lechos de la sección presforzada. La ductilidad de un elemento presforzado en los dos lechos no es afectada por el valor de w_p.

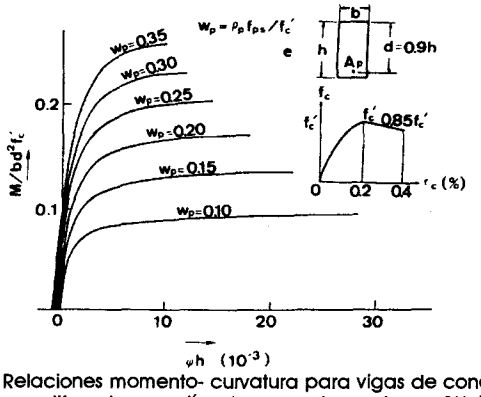


Figura 2. Relaciones momento- curvatura para vigas de concreto presforzado con diferentes cuantías de acero de presfuerzo (Wakabayashi, 1986).

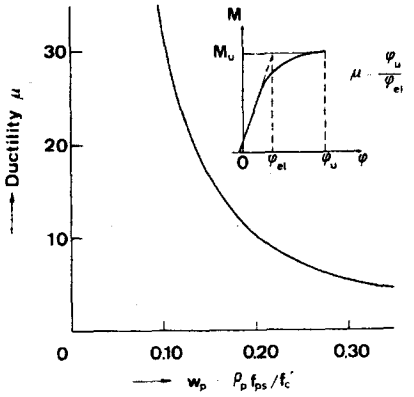


Figura 3. Relación entre w_p y ductilidad (Wakabayashi, 1986)

2.3 Diseño

Como en el caso de estructuras de concreto armado, las estructuras de concreto presforzado deben diseñarse de modo que las vigas se plastifiquen antes que las columnas, y que la conexiones no fallen antes. No se recomienda que se coloquen tendones no adheridos en los principales elementos resistentes a fuerzas laterales. Para asegurar un comportamiento dúctil, se recomienda la combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo ordinario.

Vigas

Para garantizar una ductilidad suficiente, el cociente de refuerzo w_p deber ser menor o igual que 0.2 y la carga de agrietamiento a flexión no debe ser superior a la resistencia a flexión. Se deberá colocar refuerzo por cortante de tal modo que la falla por flexión ocurra antes que por cortante.

La longitud de la zona de la articulación plástica se deberá tomar como 2h, donde h es el peralte de la viga. Los estribos se deberán colocar en esta zona para asegurar un adecuado confinamiento del concreto, evitar la falla por pandeo de las varillas, y contribuir a la resistencia a cortante.

Columnas

La resistencia última a flexión no deberá ser menor que el momento flexionante de agrietamiento. De manera análoga a las vigas, se deberá colocar refuerzo por cortante para asegurar que la falla por flexión anticipe a la falla por corte. Si se supone la formación de una articulación plástica en la columna, se deberá colocar acero transversal para confinar el concreto en esa zona.

Conexiones

Puesto que ante sismos las conexiones son sometidas a fuerzas de tensión diagonal de alta magnitud, el acero de presfuerzo no debe anclarse en el núcleo de la junta. En el caso de una viga presforzada que llega a una columna exterior, el acero de presfuerzo se puede anclar en un bloque de concreto que se extienda fuera de la columna. El diseño por cortante debe ceñirse al diseño especificado para juntas de concreto armado. El acero de presfuerzo colocado a la mitad del peralte de una viga es efectivo para resistir la tensión diagonal en el núcleo de la junta. En la siguiente sección se abunda en el diseño de conexiones.

3. EDIFICIOS A BASE DE ELEMENTOS PRECOLADOS

3.1 Generalidades

El sistema a base de precolados se clasifica en dos tipos: marcos y paneles. El sistema de marcos se subdivide a su vez en dos grupos: sistema "lineal" y sistema de componentes. En el sistema lineal, las columnas y vigas precoladas se ensamblan en obra (figura 4a). En el sistema de componentes, los elementos en forma de T, cruz, y H se ensamblan en la obra (figura 4b). Es muy difícil asegurar la suficiente resistencia y ductilidad en las conexiones viga-columna en sistemas lineales; por tanto, este tipo de sistemas no deben usarse para resistir momentos. De aquí que el sistema lineal es a menudo combinado con muros de concreto colados en el sitio o con contravientos metálicos. En el sistema de componentes, la selección de la ubicación de las juntas es más flexible. Usualmente las conexiones se localizan en regiones de bajo esfuerzo como en los puntos de inflexión en columnas.

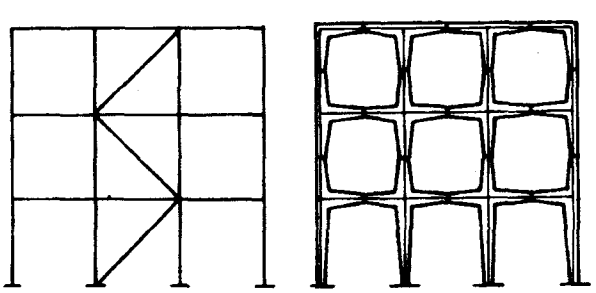


Figura 4. Sistema de marco con elementos precolados (Wakabayashi, 1986)

El sistema a bases de paneles presenta muchas variaciones incluyendo el sistema de paneles pequeños, el de paneles grandes, y el sistema caja (figura 5). Para todos ellos, la resistencia y la ductilidad de las conexiones son importantes consideraciones de diseño.

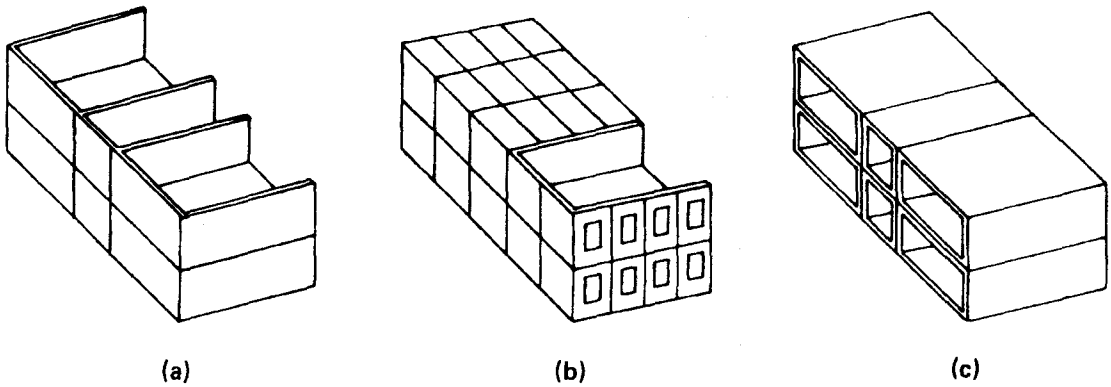


Figura 5. Sistema de paneles precolados (Wakabayashi, 1986)

A menudo las vigas, columnas y paneles precolados son diseñados de modo que sus extremos o bordes queden unidos mediante juntas de concreto colado en sitio. Sin duda que con esto se logra una mejor integridad entre los elementos precolados.

3.2 Conexiones

El sistema a base de precolados posee una integridad deficiente debido a la fragilidad típica de sus conexiones. En realidad, es extremadamente difícil lograr que las conexiones sean suficientemente resistentes y dúctiles. En el diseño de estructuras a base de precolados se deben seguir las reglas empleadas en estructuras de concreto armado. Además, las conexiones deben ser diseñadas cuidadosamente de manera que sean resistentes y dúctiles. Las conexiones en sitio deberán localizarse en zonas de bajos niveles de esfuerzos.

Las conexiones que transmiten cortante se clasifican en "húmedas" y "secas". En las primeras se usa concreto reforzado o simple, colado en sitio, para unir los elementos. Las conexiones secas emplean anclajes mecánicos (taquetes o soldadura) para transmitir la carga.

Conexiones húmedas

Las propiedades más importantes que influyen en la resistencia y comportamiento de este tipo de conexiones son la calidad de los concretos precolado y colado en sitio, la cantidad de acero longitudinal y transversal, las fuerzas de tensión o compresión que actúan en la junta, y la preparación de la superficie entre los paneles (Martin y Korkosz, 1986). La transmisión de cortante en conexiones húmedas se hace mediante adherencia, fricción, acción de dovela o por contacto directo. Sin embargo, no se debe confiar en la adherencia como mecanismo de transferencia principal, ya que durante la construcción, y por efectos de cambios volumétricos en el concreto, se puede perder completamente la adherencia entre concretos. La transferencia por fricción sólo se puede lograr cuando se aplica una fuerza de compresión normal a la cara de la conexión. Esta fuerza se puede aplicar mediante cargas externas, postensado o acero transversal de bajo carbono.

Conexiones secas

El tipo más común de conexión seca está compuesta de perfiles de acero anclados a los elementos precolados mediante pernos de corte o varillas. La conexión se realiza con tornillos o soldando un tercer elemento a los perfiles ahogados. En la figura 6 se presentan algunas de las conexiones secas más comunes. Dependiendo del detalle, el cortante puede ser transmitido mediante contacto directo entre los perfiles de acero, cortante entre los elementos de acero, cortante en pernos o soldadura, o mediante fricción entre las placas atornilladas. Si el espacio entre los paneles o elementos se rellena con mortero, también se puede lograr la transferencia por fricción-cortante. En la figura 7 se presentan las curvas carga-desplazamiento para conexiones secas sometidas a cargas monótonas y cíclicas. Es clara la degradación de la resistencia y la rigidez con el ciclaje.

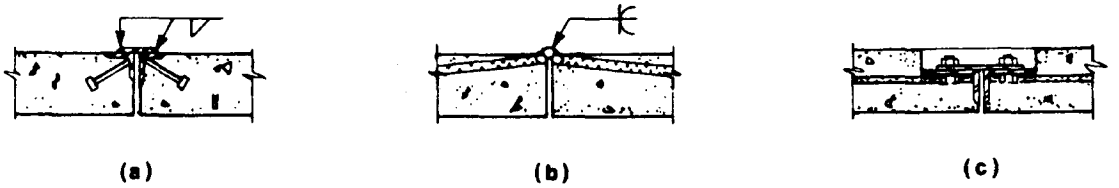
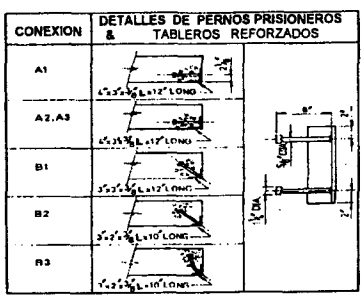


Figura 6. Conexiones secas para transmitir cortante (Martin y Korkosz, 1986)



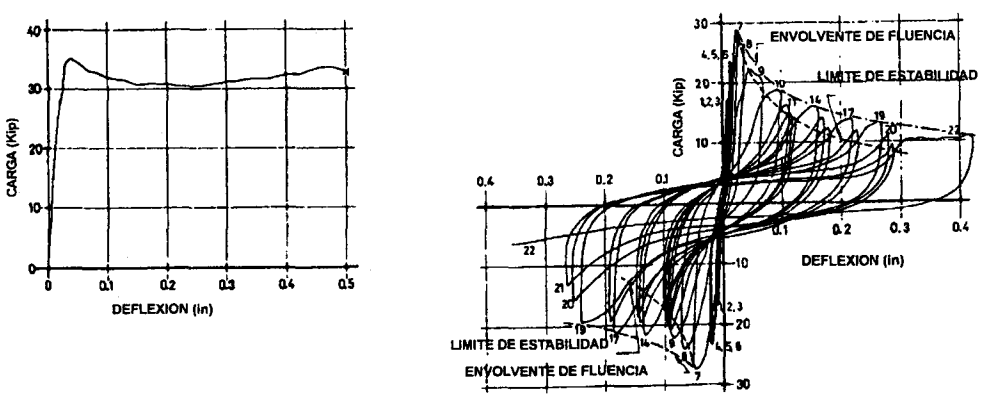


Figura 7. Curvas carga-desplazamiento para conexiones secas sometidas a cargas monótonas y cíclicas (Martin y Korkosz, 1986)

En la figura 8 se muestran ejemplos de juntas usadas en el sistema lineal. El tipo a es una conexión "húmeda" mientras que el b es "seca". Se requiere un adecuado detallado de la conexión con objeto de garantizar una resistencia y ductilidad suficientes cuando el nivel de esfuerzos es alto. El diseño de las juntas en el sistema de componentes es relativamente fácil ya que se encuentran usualmente cerca de los puntos de inflexión en vigas y columnas. En la figura 9 se presenta un ejemplo de este tipo de junta. En ella se suelda una placa de acero en taller en el extremo de cada columna precolada y las dos placas son unidas en campo con soldadura de filete.

Las juntas para la conexión entre muros pueden ser horizontales o verticales. Las juntas verticales no son esforzadas ante carga vertical pero son sometidas a cortante cuando se aplica la fuerza horizontal al muro. Por tanto, las conexiones deben ser diseñadas para resistir el cortante.

En la figura 10 se ilustran ejemplos de conexiones verticales. En el tipo a, las barras de refuerzo se extienden fuera de los muros y se traslapan en la junta, de manera que la transmisión de fuerza depende de la adherencia de las varillas. En el tipo b, las varillas son soldadas en la junta. En la conexión tipo c, el cortante es resistido por llaves de corte; la falla ocurre como resultado del aplastamiento del concreto, por deslizamiento, o por tensión diagonal.

Las juntas horizontales deben ser capaces de resistir la combinación de fuerzas de compresión, producidas por las cargas verticales, de fuerza cortante debido a la fuerza horizontal, y, en algunos casos, de tensión causada por la flexión fuera del plano del muro.

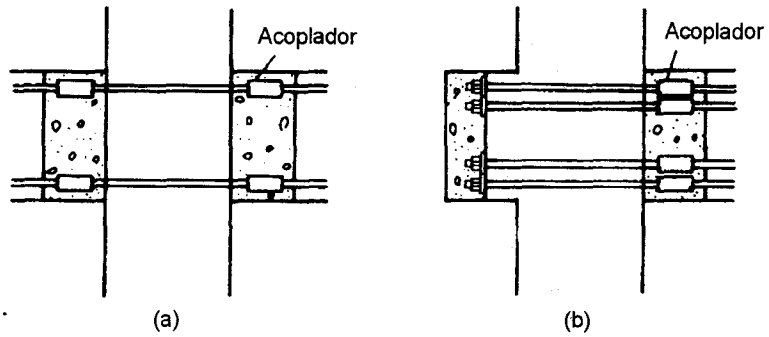


Figura 8. Conexión viga-columna. a) Concreto armado. b) Concreto presforzado (Wakabayashi,1986)

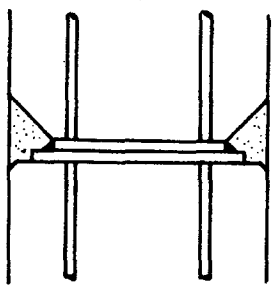


Figura 9. Junta columna-columna (Wakabayashi, 1986)

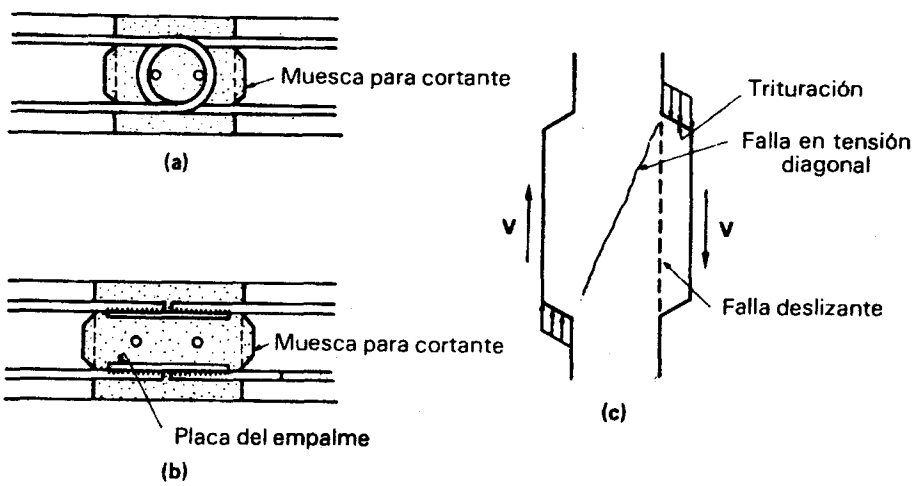


Figura 10. Junta muro-muro (Wakabayashi, 1986)

Una junta entre pisos es sometida a la combinación de fuerzas de compresión (o tensión) y cortante. La fuerza de compresión (o tensión) es el resultado de flexión de la losa, mientras que el cortante es causado por la acción de diafragma de la losa. En la figura 11 se presentan varios ejemplos de juntas de piso. En el tipo a, las varillas que se extienden de cada panel de losa son soldadas en el sitio. En el tipo b, un par de placas de acero, previamente soldadas en taller a las barras ancladas, son unidas mediante la soldadura de una placa de empalme. Con el detalle b, se puede lograr la transmisión de fuerza de compresión (o tensión) y cortante.

En la figura 12 se muestra una conexión típica entre losa y muro usada en los Estados Unidos de América. Martin y Korkosz (1986) presentan varios detalles de conexiones típicas para columnas, vigas y muros.

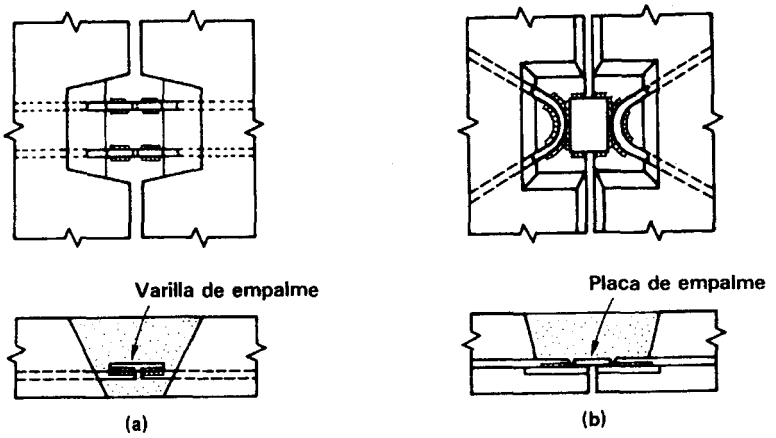


Figura 11. Junta en el sistema de piso (Wakabayashi, 1986)

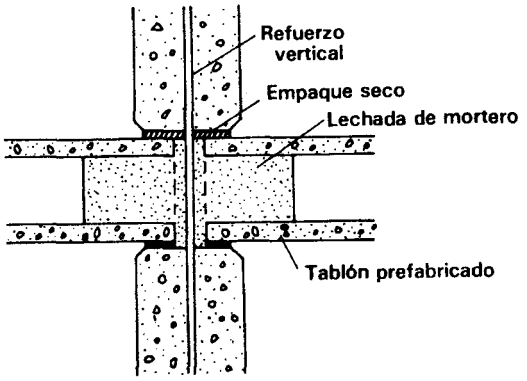


Figura 12. Conexión muro-losa (Wakabayashi, 1986)

3.3 Comportamiento observado de edificios con precolados en el sismo de Northridge, 1994

A las 4:31 am hora local del lunes 17 de enero pasado ocurrió un sismo en la ciudad de Northridge (en el valle de San Fernando), en la región sur del estado de California, Estados Unidos de América (Alcocer, 1994). El epicentro se localizó aproximadamente a un kilómetro y medio del centro de la ciudad de Northridge (a unos 30 km al NO del centro de la ciudad de Los Angeles). El sismo tuvo una magnitud Richter de 6.6 y duró aproximadamente 20 s. Uno de los aspectos más relevantes del sismo es que el epicentro se ubicó en una zona urbana densamente construida con viviendas, comercios, hospitales y obras de infraestructura varias (carreteras, puentes, líneas de distribución de varios servicios, etc.).

Los edificios de estacionamiento son la categoría de estructuras de concreto diseñadas con las prácticas de diseño vigentes más afectada por el sismo de Northridge. En el diseño de estacionamientos se debe tener presente que estará sometido a cargas dinámicas, cambios de temperatura, e intemperismo. La mayoría de los estacionamientos en los Estados Unidos de América tiene claros de 16 a 20 m, los cuales permiten mucha libertad para la colocación de los cajones sin interferencia de columnas. Puesto que el diseño está determinado en buena medida por el claro libre, los estacionamientos generalmente se construyen empleando concreto presforzado, ya sea con elementos precolados o con colados en sitio y postensados. Edificios de estacionamientos ubicados en zonas sísmicas requieren que la estructura posea un sistema resistente a cargas laterales que sea rígido (para controlar desplazamientos horizontales) aunque, paradójicamente, la estructura deba ser flexible para reducir los posibles daños asociados a cambios volumétricos del concreto (contracción, flujo plástico, etc.).

Para estacionamientos con claros pequeños, el sistema estructural más común es a base de losas planas macizas, con o sin ábacos, apoyadas en columnas con o sin capiteles. Para grandes claros se emplean, por lo general, dos tipos de sistemas. En estructuras coladas en sitio los claros se salvan a través de vigas y losas que trabajan en una sola dirección, ambas postensadas. Si se emplean elementos precolados, se recurre a vigas doble T (los peraltes típicos varían entre 60 y 80 cm) con un firme de concreto de 5 a 10 cm que sirve de superficie de rodamiento y que, supuestamente, contribuye al trabajo como diafragma rígido del sistema de piso. El trabajo como diafragma es fundamental para resistir y transmitir

las fuerzas horizontales a los elementos verticales. La resistencia y rigidez del diafragma dependen del tipo y espaciamiento de las conexiones con los elementos verticales. Así, para vigas simplemente apoyadas en ménsulas de columnas la acción de diafragma es menor que para el caso de vigas coladas monolíticamente con las columnas.

Para resistir las fuerzas inducidas por los sismos, generalmente se emplean marcos de concreto y muros estructurales. Una característica singular en este tipo de estructuras son las rampas para el ascenso y descenso de vehículos. Las rampas forman una armadura vertical en la estructura que la arriostra. Si la rampa es continua tiene el inconveniente de introducir torsiones en el edificio. Se ha observado que los edificios bajos con elementos verticales muy rígidos (como muros estructurales) son susceptibles de presentar problemas de flexibilidad del diafragma de piso.

Media docena de estacionamientos fallaron. Las fallas se debieron a la falta de redundancia y a la flexibilidad en el sistema resistente a cargas laterales. En efecto, los edificios fueron diseñados para resistir las cargas gravitacionales por las columnas interiores, mismas que no fueron detalladas para soportar ciclos a grandes deformaciones (contaban con estribos colocados a grandes separaciones y, en algunos edificios, con remates de ganchos a 90 grados). El sistema resistente a carga lateral consistía, por lo general, de un marco perimetral dúctil. Debido a la compatibilidad de desplazamientos laterales, suponiendo diafragmas de piso rígidos, las columnas interiores fueron sometidas a desplazamientos que provocaron la formación de articulaciones plásticas en sus extremos. La combinación de detalles no dúctiles, con las altas aceleraciones horizontales y verticales que pudieron experimentar, explican la falla del sistema resistente a carga vertical y el consecuente colapso de la estructura. Otras posibles causas de los colapsos son una longitud inadecuada de la ménsula de apoyo de las vigas prefabricadas y fallas de las soldaduras entre unas placas de acero en la parte inferior de las vigas y placas en las ménsulas. En algunas estructuras se observaron daños en columnas cortas localizadas entre las rampas del estacionamiento. En contraste, algunos edificios tuvieron un buen desempeño.

Conviene señalar que todos los edificios fallados no contaban con acero por integridad, es decir, con refuerzo mínimo para evitar el colapso progresivo de la estructura en caso que sucedan cargas imprevistas (explosiones, por ejemplo) o fallas en el sistema resistente a cargas verticales. La colocación de este refuerzo, exigida desde 1989 en el reglamento de estructuras de concreto reforzado del Instituto Americano del Concreto, contribuye a incrementar la redundancia y seguridad de la estructura con un costo adicional muy bajo. En México no se exige este refuerzo; las evidencias en sismos pasados y la tendencia al uso de prefabricados en el país justifican que se incluya en los reglamentos de construcción.

3.4 Comentarios finales

Recientemente se ha renovado el interés por diseñar y construir edificios a base de precolados en zonas de alta sismicidad. Esto ha motivado que en Estados Unidos y en Japón se realicen estudios de carácter experimental y analítico para conocer mejor el comportamiento de estos sistemas ante sismos (Englekirk, 1990; Priestley, 1991). En particular, se ha puesto énfasis al desarrollo de conexiones resistentes y dúctiles, y que sean fácil y económicamente construibles. Los objetivos específicos del programa estadounidense son:

1. Desarrollo de recomendaciones de diseño para construcción a base de precolados en zonas sísmicas.

2. Desarrollo de nuevos materiales, conceptos y tecnologías para la construcción con precolados en zonas sísmicas.

La filosofía de diseño adoptada por los japoneses es la de obtener conexiones más fuertes y rígidas que las zonas en donde se supone que se desarrollarán las articulaciones plásticas en los elementos precolados. Esto implica que el sistema responda como un equivalente monolítico. En Estados Unidos se ha optado por desarrollar conexiones dúctiles, de manera que sean detalladas para ser más débiles que los elementos precolados. Se supone que éstas serán las regiones en donde ocurran las deformaciones inelásticas. Lo anterior conduce a diseñar los elementos precolados para que permanezcan en el intervalo elástico de comportamiento. Por tanto, no será necesario detallar los elementos por ductilidad lo que se traduce en menores costos de fabricación. A la fecha se encuentran en revisión las guías de diseño de ambos países.

En México, los edificios a base de elementos precolados son escasos. En los últimos años, Rioboo (1990) desarrolló un sistema estructural a base de marcos compuestos por grupos de columnas, en los que se supone concentrada la resistencia y estabilidad ante cargas laterales (figura 13). Las trabes principales continuas constan de trabes centrales que se apoyan sobre vigas-ménsula que atraviesan las columnas. El sistema de piso está hecho a base de vigas precoladas con un firme de compresión de concreto. El edificio fue construido en un lapso razonable y, según Rioboo, la opción a base de elementos presforzados precolados fue económicamente competitiva.

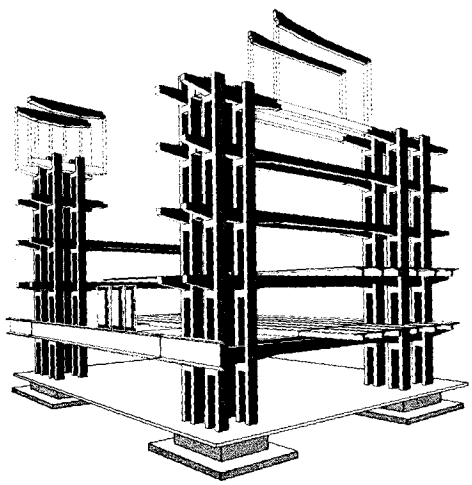


Figura 13. Perspectiva del sistema estructural (Rioboo, 1990)

4. LOSAS POSTENSADAS CON CABLES NO ADHERIDOS

4.1 Antecedentes

Las losas postensadas con cables no adheridos contituyen uno de los sistemas de piso más empleados en edificios de oficinas, estacionamientos, centros comerciales, y edificios para habitación en Estados Unidos de América, Canadá y países europeos. La popularidad del sistema se debe al ahorro que resulta de un menor espesor de losa, cloros más largos y tiempos de construcción más cortos asociados al rápido descimbrado, en comparación con los sistemas tradicionales de concreto armado. Además, el postensado permite al diseñador controlar las flechas y el agrietamiento bajo cargas de servicio. El empleo de losas y vigas de menor peralte conduce a la reducción de la altura total del edificio, de manera que disminuye el área total de fachada y el volumen interno (lo que causa ahorros en ventilación, aire acondicionado, calefacción). Existen varios tipos de losas postensadas (figura 14). El sistema de monotorones postensados se presenta en la figura 15.

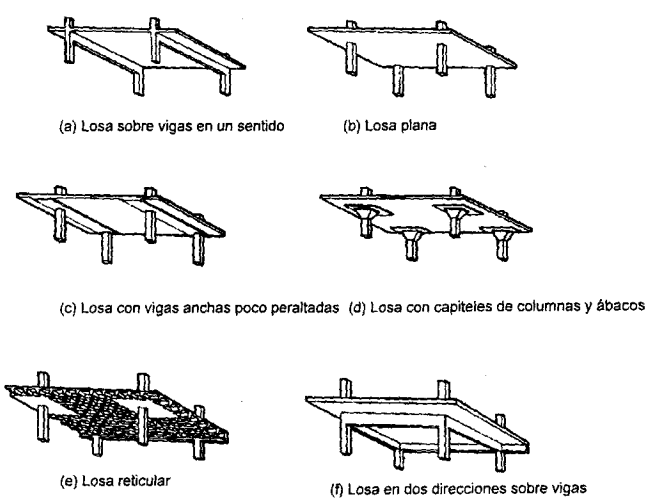


Figura 14. Tipos de losas postensadas (Collins y Mitchell, 1991)

La mayoría de las losas postensadas en los Estados Unidos de América y en Canadá se presfuerzan con cables no adheridos. Un cable no adherido consta de un torón de acero anclado en sus extremos con cuñas estriadas, cubierto por una grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrado por un tubo plástico. El sistema de refuerzo de losas postensadas está compuesto por los cables no adheridos y las varillas corrugadas de acero.

Se distinguen dos tipos de anclajes. Los anclajes fijos son aquellos colocados en el extremo del cable en taller, mientras que los que se instalan en obra después del tendido de los cables son los anclajes para tensado. En algunas ocasiones se emplean anclajes de tensado intermedio.

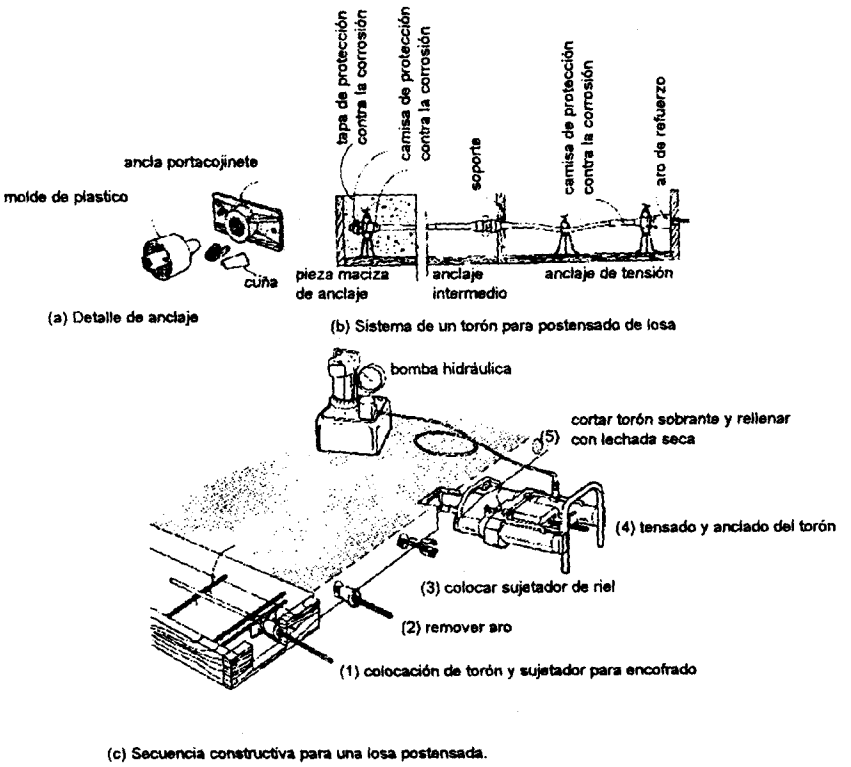


Figura 15. Sistema de monotorones postensados (Collins y Mitchell, 1991)

Los torones de presfuerzo deben satisfacer la norma ASTM A416. Sin embargo, se pueden usar torones que satisfagan las especificaciones PTI (1985b) y que no sean menos satisfactorios que aquéllos que cumplen con ASTM A416. La resistencia última mínima más común es de 19,000 kg/cm^2. Los diámetros más comunes son de 12.7 y 15.2 mm (0.5 y 0.6 pulg, respectivamente). Los cables más empleados son de baja relajación.

El recubrimiento del torón, normalmente llamado grasa, es un medio orgánico de alta calidad que lubrica y protege al cable contra la corrosión. La funda plástica se puede colocar ya sea mediante extrusión o sellado térmico. El material empleado puede ser polietileno o polipropileno. El espesor del forro es de 0.64 mm si el cable se usa en ambientes no corrosivos, y de 1 mm para ambientes corrosivos. El diámetro interior de la funda deberá ser cuando menos de 0.25 mm mayor que el máximo diámetro del torón. El color del forro depende del fabricante.

Las placas de anclaje están hechas de fierro dúctil de acuerdo a la norma ASTM A536. El área de contacto del anclaje es de 71 cm^2 para cables de 12.7 mm de diámetro, y de 103 cm^2 para cables con 15.2 mm de diámetro. Las placas tienen una sección central de mayor espesor con un cono truncado para acomodar las cuñas.

Las cuñas más comunes son medios conos truncados con una pendiente de 7° y de 33 mm de largo para cables de 12.7 mm de diámetro. Las cuñas se tornean a partir de acero redondo de 25.4 mm de diámetro, con dientes en las caras interiores. Las cuñas son tratadas para obtener una dureza Rockwell en la superficie entre 58 y 65. Las cuñas se fabrican para tener una superficie dura en el interior para sujetar al cable y una exterior suave y dúctil para ajustarse al cono truncado de la placa de anclaje.

Los cables se colocan de la misma forma que las varillas corrugadas. Los cables se tensan con gatos hidráulicos equipados con un manómetro calibrado. El gato reacciona contra la placa de anclaje; la presión predeterminada debe estar dentro del 7% de la correspondiente al alargamiento esperado. En general, el alargamiento es de 20 cm en 30 m de cable, aunque varía con la fricción producida en los cambios de dirección. Los cables con longitudes menores de 30 m se tensan de un extremo; los cables con longitud cercana a 30 m son tensados de ambos lados. Para longitudes mayores, se requieren juntas de construcción intermedias para tensado por tramos.

La resistencia usual a la compresión del concreto para losas postensadas varía entre 300 y 600 kg/cm^2. Aunque en algunos casos se han empleado concretos de 250 kg/cm^2 es recomendable el uso de concretos de mayor resistencia. Para lograr una adecuada trabajabilidad en concretos con relación agua/cemento muy baja se emplean aditivos superfluidificantes. Por lo general se usan concretos de peso volumétrico normal; sin embargo, en ocasiones se han empleado concretos con agregados ligeros en zonas no sísmicas (Collins y Mitchell, 1991).

4.2 Comportamiento sísmico observado

Las estructuras resueltas con losas postensadas con cables no adheridos han mostrado un comportamiento satisfactorio durante sismos de elevada intensidad. Como evidencia se ha presentado la evaluación de la respuesta de 200 edificios ubicados en la zona afectada por el sismo de Loma Prieta de 1989 (Aalami et al., 1990). Es importante destacar que un factor común de los edificios estudiados es la presencia de muros de concreto que resistieron la mayor parte de las fuerzas inducidas por el sismo y que limitaron los desplazamientos laterales. No se encontraron en esa evaluación edificios estructurados con losas postensadas apoyadas directamente sobre columnas y sin muros.

4.3 Problemas más comunes con los cables postensados no adheridos

El problema más frecuente durante la construcción de losas con cables no adheridos es obtener una correspondencia aceptable entre el alargamiento calculado del cable y el medido (Chacos, 1988). El problema se debe, por lo general, a la defectuosa calidad de la información más que a procedimientos constructivos incorrectos. Las recomendaciones del ACI (1989) establecen que la diferencia entre ambos alargamientos será de un 7% máximo. En el cálculo del alargamiento se deben emplear un valor promedio del módulo de elasticidad del acero y el área de la sección transversal del torón. Por lo general, el producto de estas cantidades varía entre un 3 y 4% entre lotes; esta variación debe considerarse en el cálculo del alargamiento. Según la norma ASTM A416 para acero de presfuerzo, se deberá ensayar a tensión una probeta por cada 20 t de cable; durante la prueba se obtendrá la curva esfuerzo-deformación. Sin embargo, el cable se entrega al taller en paquetes de menor peso (de 3 t aproximadamente). Aunque el fabricante haya obtenido la curva esfuerzo-deformación del acero del cable, generalmente ésta no se suministra a los diseñadores, quienes la deben solicitar. La información que deberá contener el informe del fabricante según PTI (1985a) es la identificación del lote, análisis químico del acero del lote, resistencia última a tensión, esfuerzo de fluencia a una deformación del 1%, alargamiento a la falla, módulo de elasticidad, diámetro y área neta del torón y tipo de material.

El deslizamiento de los torones es otro de los problemas que se ha presentado durante la construcción de losas postensadas. Varias han sido las posibles causas. Generalmente, el deslizamiento se ha debido a que el cono truncado de la placa de anclaje no tenía la forma y/o las dimensiones adecuadas para que las cuñas sujetasen al torón. El deslizamiento en el anclaje fijo se ha debido a la inadecuada colocación de las cuñas en el taller. El extremo fijo se debe tensar a un 80% de la resistencia última del torón para garantizar que la mayor parte del deslizamiento ocurra en taller. En los anclajes de tensado, el deslizamiento ha sido causado por el polvo, arena o escoria de metal entre las cuñas y la placa de anclaje. El problema se ha resuelto limpiando la zona de asiento de las cuñas.

Aunque rara, la fractura de los torones ha ocurrido, por lo general, debido al repetido tensado y destensado para lograr el alargamiento deseado. Esto produce una muesca en el cable que lo debilita. Chacos (1988) recomienda que se evite más de un re-tensado. En otras ocasiones los cables se han fracturado por un aumento en la fricción de los cables (si logra penetrar pasta de cemento al cable) o por desalineación del cable y la placa de anclaje. La fractura ha ocurrido cuando el anclaje gira por una falla del concreto sobre el que se apoyaba la placa de anclaje.

Las fallas por aplastamiento del concreto han sido causadas por el empleo de concretos de baja resistencia, refuerzo transversal insuficiente o por una defectuosa colocación de los anclajes (deben ser perpendiculares al concreto en los extremos libres de la losa o estar ahogados en el concreto si están inclinados verticalmente). Este problema se ha encontrado con mayor frecuencia en losas con cables en bandas sin refuerzo adicional cerca del anclaje. Este tipo de fallas no han dañado, por lo general, a los torones.

4.4 Evaluación del agrietamiento en losas postensadas con cables no adheridos

Basados en observaciones y en el estudio del comportamiento de edificios con elementos postensados con cables no adheridos, Aalami y Barth (1989) prepararon una evaluación detallada del agrietamiento más común en vigas y losas. Estas grietas se deben a la restricción de los cambios volumétricos que son producidos por la contracción del concreto, flujo plástico, acortamiento elástico y cambios térmicos.

No existe diferencia significativa con respecto al comportamiento de las losas no postensadas en lo referente a la iniciación de las grietas. Sin embargo, la presencia del postensado afecta la propagación de las fisuras. En losas postensadas con cables no adheridos el fisuramiento presenta las características siguientes comparado con losas no postensadas:

1. Menor número de grietas.
2. Grietas más anchas. Las grietas están más separadas y son más profundas. Mientras que en losas ordinarias de concreto reforzado la separación entre fisuras es cercana al espesor de la losa aproximadamente, en losas postensadas depende del claro y de las dimensiones de las losas. En la mayoría de los casos, la separación es mayor que un cuarto del claro más corto.
3. Las grietas son más largas y son continuas.
4. Generalmente, las grietas no coinciden con secciones de máxima flexión.
5. El agrietamiento ocurre en zonas débiles a fuerza axial. Las regiones más comunes son juntas de construcción, juntas frías, discontinuidades, secciones transversales con área reducida, zonas con bajo refuerzo a través de grietas potenciales y lugares donde la precompresión se reduce debido a pérdidas por fricción o corte de los cables.

4.5 Diseño

Diseño por flexión. Disposición de los cables

Los cables no adheridos se pueden colocar en la losa de varias formas:

1. En forma distribuida. Los cables se distribuyen uniformemente sobre la longitud del tablero. En este arreglo, la distribución de momentos no es uniforme ya que la superposición de los momentos flexionantes debidos a carga permanente y los causados por el presfuerzo conduce a momentos mayores en los apoyos que en el resto de la losa.

2. En bandas en las franjas de columnas. Este es el método más común en Europa. Puesto que la flecha de la losa entre las columnas es del orden del 75% de la flecha en el centro del tablero, la colocación de bandas de cables en franjas de columna reduce la deflexión total. Superponiendo los momentos flexionantes debidos a cargas muertas y presfuerzo, la colocación de bandas conduce a distribuciones uniformes de momentos, sin "picos" en el diagrama, y con valores absolutos pequeños. Se necesita reforzar la parte central del tablero como una losa en dos direcciones apoyada en vigas. Es necesario colocar un mínimo de refuerzo convencional para controlar el agrietamiento. Los cables en bandas incrementan la resistencia a la penetración de la losa.

3. Combinación de bandas y distribución uniforme en la misma dirección. Esta solución conduce a menores flechas que la opción anterior. Si los cables distribuidos uniformemente se presfuerzan al mismo nivel que los de las bandas, se puede eliminar el 25% restante de la flecha al centro del tablero y, por consiguiente, se reducen los momentos. El empleo de este arreglo debe considerarse en los tableros exteriores que generalmente tienen flechas mayores que los tableros interiores. Se recomienda colocar entre un 65 a 75% de los torones en la franja de columna y el resto en la franja central.

4. Combinación de bandas de cables en una dirección y cables distribuidos uniformemente en la otra. Se recomienda cuando los claros son diferentes en ambas direcciones. Los cables en bandas se colocan a lo largo de los claros cortos. Con este arreglo, la losa trabaja en la dirección paralela a los cables distribuidos uniformemente que se apoyan en las "vigas de concreto presforzado" que forman las bandas de cables.

Para la selección del espesor de la losa, se deben considerar la resistencia al corte, las deflexiones, la resistencia al fuego y la protección del refuerzo contra la corrosión. A menos que se usen ábacos en losas o capiteles en columnas, la resistencia de losas postensadas en dos direcciones está controlada por la capacidad al corte. Puesto que las losas por lo general no tienen refuerzo por cortante, fallan frágilmente si los esfuerzos cortantes locales son suficientemente altos para provocar un fisuramiento diagonal significativo.

Diseño por cortante

Las losas pueden fallar por corte como vigas anchas (a través del tablero) o alrededor de las columnas. En las columnas interiores a la falla de este último tipo se le denomina por penetración (o punzonamiento), mientras que en las exteriores

es más compleja dada la interacción momento-cortante. La resistencia al cortante de la conexión se puede incrementar mediante el uso de capiteles en columnas, ábacos o refuerzo por cortante en losas. La colocación de capiteles o ábacos produce el desplazamiento de la sección crítica hacia el arranque de ellos; de esta manera, se logra un incremento en el perímetro de la sección crítica, lo que resulta en una mayor resistencia al punzonamiento. Para fines de diseño se considera que la sección crítica será tal que su perímetro b_o sea mínimo, pero que no esté más cerca de $d/2$ del arranque de los capiteles o ábacos. La resistencia al corte también se puede aumentar mediante la colocación de refuerzo en las losas. En este caso, la sección crítica estará a una distancia $d/2$ del punto de corte del refuerzo longitudinal.

Las recomendaciones vigentes para el cálculo de la resistencia al corte y para evaluar la transmisión de momentos en la conexión columna-losa no deben aplicarse para diseñar conexiones que puedan estar sometidas a deformaciones inelásticas importantes. Por tanto, la conexión columna-losa no deberá ser un componente del sistema primario resistente a cargas laterales inducidas por sismo. Tradicionalmente, el uso de losas planas ha sido limitado por los problemas asociados con desplazamientos laterales excesivos y por la reducida capacidad de transmisión de momentos. Sin embargo, se acepta el uso de conexiones como parte del sistema resistente a cargas laterales en zonas de moderada sismicidad.

Detallado

Cuando menos dos de las varillas del lecho superior de la losa o cables de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural deben pasar dentro del núcleo de la columna. La separación máxima del refuerzo a flexión de la losa en las dos direcciones será de dos veces el espesor de la losa.

Todas las varillas rectas que pasen a través de la junta deberán satisfacer que $h_j/d_b \geq 15$, donde h_j es la dimensión de la junta paralela a la varilla y d_b es el diámetro nominal de la varilla.

Se considera que las varillas serán continuas si están ancladas adecuadamente y si

1. Se traslapan a una distancia igual a $2l_d$ de la cara de la columna. La longitud del traslape es la longitud de desarrollo l_d.
2. Se traslapan sobre el apoyo. La longitud del traslape es la longitud de desarrollo l_d.
3. Se traslapan inmediatamente afuera de la columna. La longitud del traslape es la longitud de desarrollo $2l_d$.
4. Se anclan en los bordes discontinuos.

Se deberá colocar refuerzo adherido (varillas corrugadas) en zonas de momento negativo. El refuerzo adherido para zonas de momento negativo se debe colocar en la losa dentro de una franja limitada por líneas a $1.5h$ medidas desde la caras de la columna. Cuando menos se deben colocar cuatro varillas en cada dirección y el espaciamiento del refuerzo adherido no deberá ser mayor que 30 cm. Las varillas deberán extenderse de las caras del apoyo una distancia mínima igual a un sexto del claro libre.

El refuerzo adherido que se requiera en regiones de momento positivo deberá tener una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá centrarse en la región de momento positivo. Además, deberá colocarse lo más cercano a la fibra extrema a tensión.

4.6 Control del agrietamiento

Aalami y Barth (1989) sugieren varios procedimientos para disminuir los riesgos de fisuramiento. Los principales son:

1. Planear la localización de los elementos que restringen el movimiento de la losa. Este es el método más efectivo para reducir el fisuramiento. Se recomienda la colocación de muros en misma cantidad y longitud en forma simétrica.

2. Juntas estructurales. Deben emplearse para eliminar irregularidades en la losa o cuando el acortamiento de una porción de losa no puede seguir los movimientos del resto del piso. Los autores recomiendan el empleo de placas de poliestireno de 1 a 2 cm de espesor entre las losas.

3. Franjas de cerramiento, juntas de construcción y una secuencia de colado adecuada. Una franja de cerramiento es una separación temporal, de aproximadamente 75 a 90 cm de ancho, entre dos porciones de la losa que son construidas y postensadas en forma separada (figura 16). Así, se permite que cada porción se acorte independientemente. Después de un lapso, comúnmente entre 30 y 60 días, la franja se cierra

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

mediante la colocación de concreto con aditivos estabilizadores de volumen. El refuerzo que se coloca en la franja, anclado en las losas a ambos lados, se diseña para proporcionar la continuidad de la losa y debe resistir los momentos y cortantes que ocurrirían como si la losa fuera continua. El ancho de la franja queda determinado por el tamaño de los gatos hidráulicos para el postensado. En condiciones normales, las franjas se colocan en los cuartos de claro, donde los momentos son pequeños. Para evitar corrosión, los extremos de los cables alojados en la franja deben ser sellados y ahogados en lechada de la misma manera que en el extremo libre.

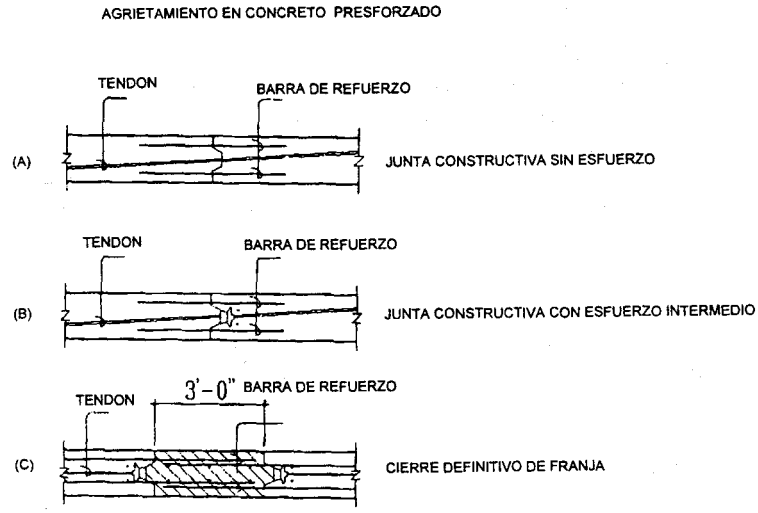


Figura 16. Franja de cerramiento (Aalami y Barth, 1989).

El tiempo que debe permanecer la franja abierta es función del acortamiento considerado necesario que deba ocurrir antes de dar continuidad a la losa. Responsables de obra en Estados Unidos ordenan el cierre de la franja, como regla empírica, cuando sólo restan 6 mm de acortamiento. La recomendación supone que este acortamiento puede ser resistido por la estructura sin alcanzar el estado límite de servicio.

Las juntas de construcción son predeterminadas entre dos colados de concreto y tienen como propósito controlar el agrietamiento y facilitar la construcción del piso. Este tipo de juntas se puede aprovechar para postensados intermedios, en particular cuando las pérdidas por fricción son importantes.

Aalami y Barth sugieren no usar franjas de cerramiento ni juntas estructurales si las losas tienen una longitud menor que 80 m, a menos que los muros estén dispuestos en forma desfavorable. Si la losa tiene entre 80 y 120 m de longitud, recomiendan colocar una franja de cerramiento a la mitad. Finalmente, sugieren una junta estructural si la losa es más larga de 120 m.

4. Conexiones flexibles. Cuando no se pueden colocar los elementos estructurales de soporte en forma favorable, o cuando no se pueden dejar franjas de cerramiento o juntas de construcción, Aalami y Barth recomiendan juntas detalladas y construidas que permitan un movimiento limitado de la losa con respecto a sus apoyos. Este tipo de juntas, según señalan los autores, se usa comúnmente en California.

5. Colocación de refuerzo ordinario. Es necesario colocar refuerzo adherido ordinario en zonas de posible fisuramiento. En zonas adyacentes a muros de concreto, la colocación de refuerzo paralelo a los muros en área igual a 0.0015 veces el área de la losa, calculada sobre un tercio del claro transversal, ha dado buenos resultados en la práctica. Las varillas se colocan alternadamente en el lecho superior e inferior a una separación de 1.5 veces el espesor de la losa. Es importante destacar que el refuerzo anterior no está señalado en los reglamentos estadounidenses ni canadienses.

6. Arreglo adecuado de los cables. Además de las medidas explicadas anteriormente, es conveniente arreglar los cables para aplicar una compresión adicional en zonas donde se esperan las pérdidas de precompresión más altas. El traslape o la terminación de los cables son opciones viables (Aalami y Barth, 1989). Igualmente importante es el detallado en la disposición de cables alrededor de aberturas en las losas.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

Aalami, B.O., y Barth F.G. 1989. Restraint cracks and their mitigation in unbonded post-tensioned building structures, SP-113, American Concrete Institute, Detroit, pp. 157-202.

Aalami, B.O., et al. 1990. Earthquake performance of unbonded post-tensioned buildings, Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona, Agosto, 16 pp.

ACI Committee 318, 1989. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and commentary - ACI 318 R-89, American Concrete Institute, Detroit, 353 pp.

Alcocer, S.M., 1994. Sismo en California. Algunas lecciones para la ingeniería mexicana. Ingeniería Civil. Colegio de Ingenieros Civiles de México. Abril, pp.16-32.

Chacos, G.P., 1988. Resolution of field problems with unbonded single-strand tendons, Concrete International, Vol. 10, No.2, Febrero, pp. 40-44.

Collins, M.P., y Mitchell, D., 1991. Prestressed concrete structures, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 766 pp.

Departamento del Distrito Federal, 1987a. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F., Julio, 100 pp.

Departamento del Distrito Federal, 1987b. "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F., Noviembre, 73 pp.

Englekirk, R.E., 1990. Seismic design considerations for precast concrete multistory buildings. PCI Journal, V. 35, No. 3, Mayo-Junio, pp. 40-51.

Libby, J.,R., 1984. Modern prestressed concrete. Van Nostrand Reinhold. 635 pp.

Martin, L.D., y Korkosz, W.J., 1982. Connections for precast prestressed concrete buildings including earthquake resistance. Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, Marzo.

Post-Tensioning Institute 1985a. Post-Tensioning Manual, Post-Tensioning Institute, Glenview, Ill., 288 pp. 406.

Post-Tensioning Institute 1985b. Specification for unbonded strand tendons, PCI Journal, Vol. 30, No. 2, Marzo-Abril, pp. 22-39.

Post-Tensioning Institute 1989. Field procedures for unbonded single strand tendons, Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona, 41 pp.

Park, R., 1980. Partially prestressed concrete in seismic design of frames, Proc. FIP Symposium Partial Prestressing Practical Constr. Prestressed Reinf. Concr., Bucarest, V1: 104-117.

Park, R. y Paulay, T., 1982. Estructuras de concreto. Capítulo 5 del libro Diseño de estructuras resistentes a sismos. Editor E. Rosenblueth. IMCYC. pp. 201-269.

Priestley, M.J.N., 1991. Overview of PRESSS research program. PCI Journal, V. 36, No. 4, Julio-Agosto, pp. 50-57.

Rioboo, J.M., 1990. A precast prestressed concrete structural system for buildings located in high seismic zones. PCI Journal, V. 35, No. 2, Marzo-Abril, pp. 22-49.

Wakabayashi, M., 1986. Design of earthquake-resistant buildings, McGraw-Hill.

EL PRESFUERZO EN EDIFICACIONES INCLUYENDO ASPECTOS SÍSMICOS

José Luis Camba C.[1]

1. INTRODUCCIÓN

La aplicación del presfuerzo en estructuras de concreto ha tenido un incremento importante en los últimos años, debido a las ventajas que presenta sobre el concreto reforzado principalmente en lo referente a escuadrías, a un mejor control de las deformaciones y el agrietamiento en el estado límite de servicio, bajo el efecto de cargas gravitacionales.

Sin embargo, la utilización del concreto presforzado para resistir efectos sísmicos es menos aceptada. Esto se debe principalmente a que se tiene poca información al respecto y a que comparativamente, con estructuras de concreto reforzado se observa cierto temor debido a que el primero tiene menor capacidad para disipar energía y por tratarse de un material menos dúctil que el concreto reforzado. En las presentes notas se comentan algunos detalles del comportamiento de miembros presforzados bajo cargas monotónicas y dinámicas, aí como el detalle de conexiones y algunos lineamientos de reglamentos de construcción referentes al concreto presforzado.

2. COMPORTAMIENTO DE TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO EN FLEXION

2.1 INTRODUCCIÓN

La característica acción - respuesta en trabes presforzadas se presenta, como en la mayor parte de los ensayes en flexión, mediante la gráfica carga - deflexión, de trabes libremente apoyadas con dos cargas concentradas iguales y colocadas simétricamente, esto último con objeto de que en la zona central sea nula la fuerza cortante (figura 1).

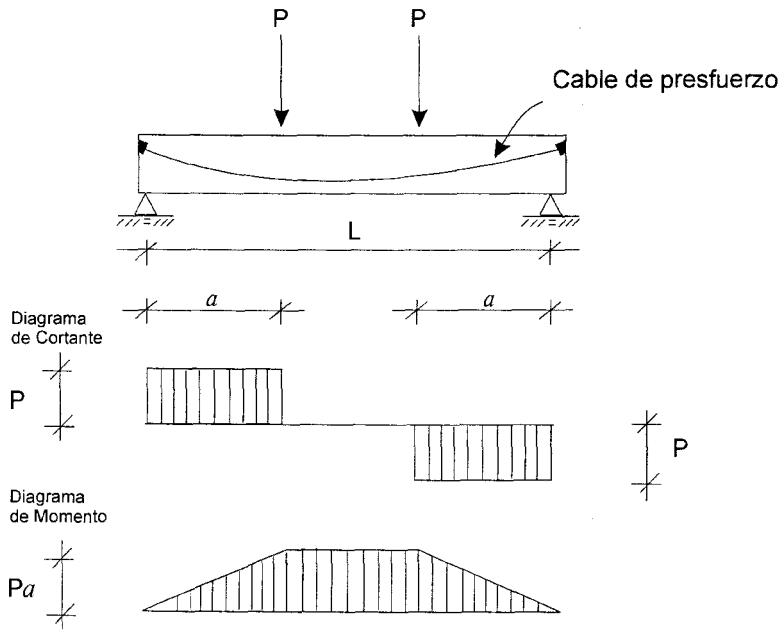


Figura 1. Análisis de flexión

[1] Profesor, Facultad de Ingeniería UNAM. Director de Camba y Asociados, Ingenieros Consultores.

En las presentes notas se estudiará la gráfica típica carga-deflexión para trabes presforzadas y posteriomente la influencia de ciertas variables en el comportamiento de las mismas.

2.2 DIAGRAMA CARGA-DEFLEXIÓN

Una trabe presforzada con presfuerzo excéntrico y con un porcentaje de acero de presfuerzo usual en la práctica, tiene una curva carga deflexión como lo muestra la figura 2.

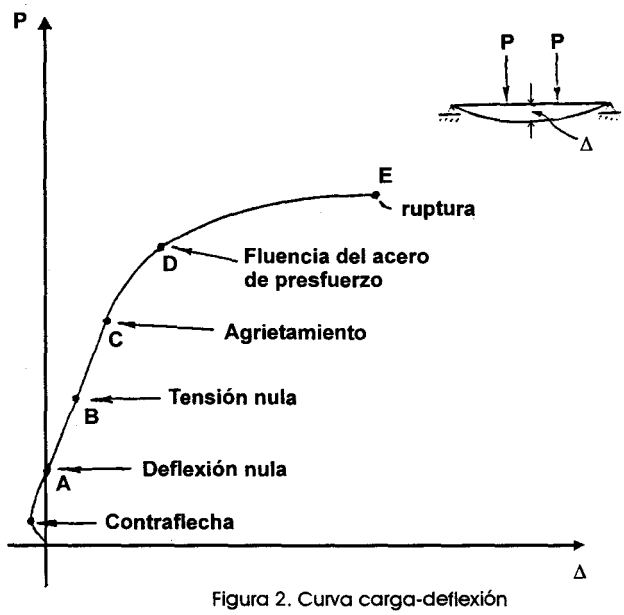


Figura 2. Curva carga-deflexión

Al empezar a cargar la pieza, su comportamiento es básicamente lineal, habiendo proporcionalidad entre cargas y deflexiones. La gráfica indica un valor negativo para las flechas debido a que bajo el efecto del presfuerzo, el peso propio no es suficiente para contrarestar el valor de la flecha debido al de presfuerzo, resultando una contraflecha en la misma.

El punto A de la gráfica representa el punto de deflexión nula, que indica una distribución uniforme de esfuerzos en la sección.

Al seguir incrementando la carga, se llega al punto B, que significa el punto de tensión nula en la parte inferior.

El punto C, representa la aparición de la primera grieta, el cual indica que el concreto alcanzó el valor de su resistencia al agrietamiento.

Cuando empiezan a aparecer las grietas, las deflexiones aumentarán mas rapidamente que antes del agrietamiento y por consiguiente ya no habrá una porporcionalidad entre cargas y deformaciones, al seguir incrementando la carga mas allá del punto C.

El punto D, representa al valor de la carga que provoca la fluencia del acero de presfuerzo.

Finalmente, el punto E, representa la carga de ruptura que provoca la falla al alcanzar su resistencia.

Conociendo la curva carga-deflexión, se puede dimensionar una trabe de concreto presforzado.

Es importante señalar que la aplicación de la carga en trabes de concreto presforzado se hace generalmente a distintas etapas de carga. Para una estructura colada *in situ* habrá la primera etapa el aplicarse el presfuerzo interviniendo también la carga permanente y la segunda etapa con las cargas de servicio. En el caso de elementos prefabricados, habrá una etapa adicional, anterior a las dos mencionadas que será solamente su peso propio y el presfuerzo, durante el transporte.

En general, la etapa crítica de carga en elementos presforzados es la que ocurre al tensar, ya que se tiene el valor de la fuerza máxima de presfuerzo por un lado y el concreto es relativamente joven, la cual significa un "test" para el elemento en cuestión.

2.3 VARIABLES QUE INTERVIENEN EN EL COMPORTAMIENTO DE TRABES PRESFORZADAS

a) Si se incrementa el acero de presfuerzo en una trabe, aumentará también el valor del momento resistente, pero se perderá ductilidad.

b) Las trabes con presfuerzo adherido, caso del pretensado y también del postensado cuando se inyectan los cables, de acuerdo con los ensayes del laboratorio y la experiencia en la práctica, son más dúctiles que sus equivalentes no adheridas.

c) El refuerzo no presforzado en tensión incrementa la capacidad resistente de momento, pero la trabe se hace menos dúctil. La presencia de dicho refuerzo la hace más estable en la ruptura.

d) El refuerzo no presforzado en comprensión no incrementa la capacidad de momento de una sección subreforzada pero la trabe se hace más dúctil.

e) El comportamiento de una trabe depende de los diagramas esfuerzo deformación de los materiales

La idealización del diagrama esfuerzo-deformación del concreto en comprensión, tiene poca influencia en el comportamiento de la trabe; en cambio el diagrama fs - ε_s para el acero de presfuerzo influye en el valor del momento resistente de la trabe y en la ductilidad de la misma.

En la figura 3 se muestra la gráfica acción-respuesta de un ensaye típico de flexión de dos trabes de concreto con sección rectagular de 15 X 30 cm y de 3 m de claro. Una es presforzada y la otra reforzada, proporcionando el acero de presfuerzo y de refuerzo respectivamente en tal forma que la carga teórica de falla en ambas trabes fuera la misma. En las figuras 4 y 5 se muestran los agrietamientos correspondientes.

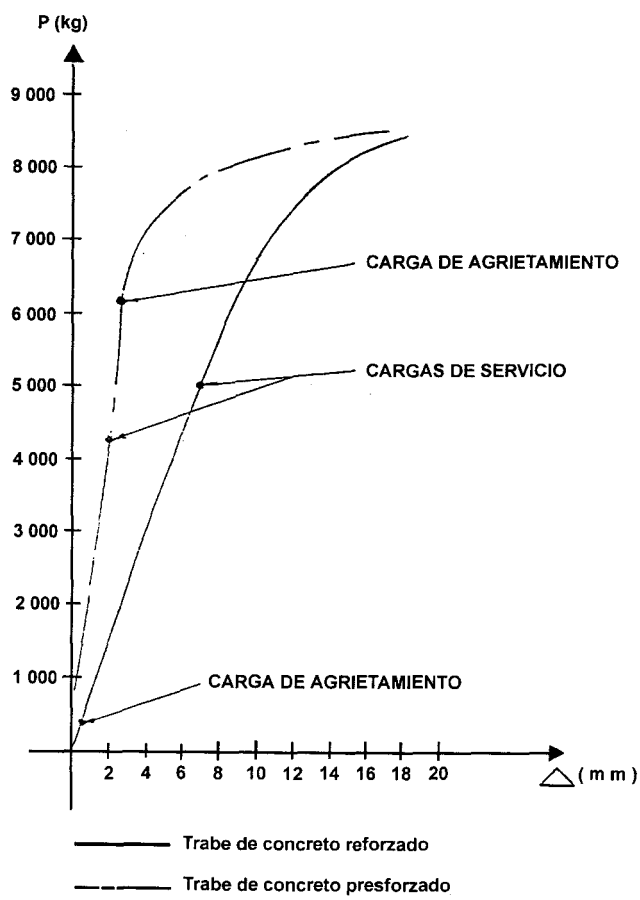


Figura 3. Gráfica Carga-Deflexión

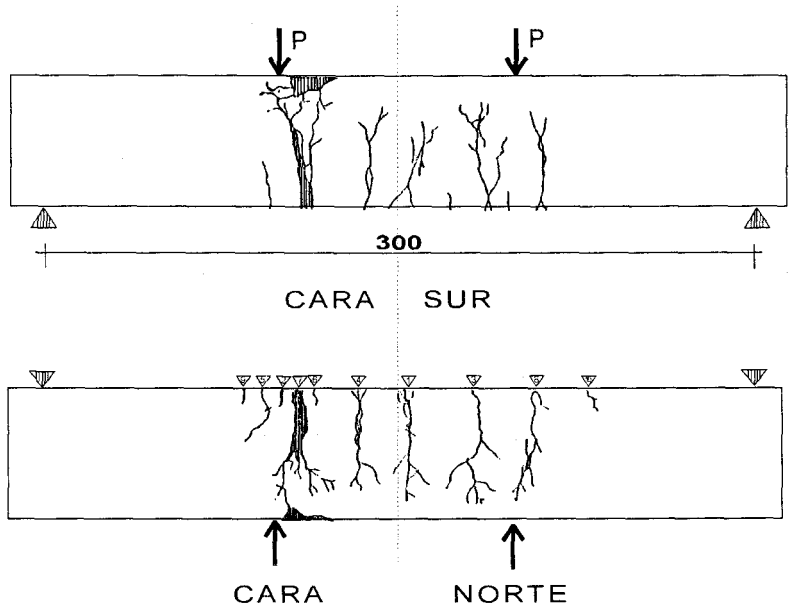


Figura 4. Agrietamiento en trabe de concreto presforzado

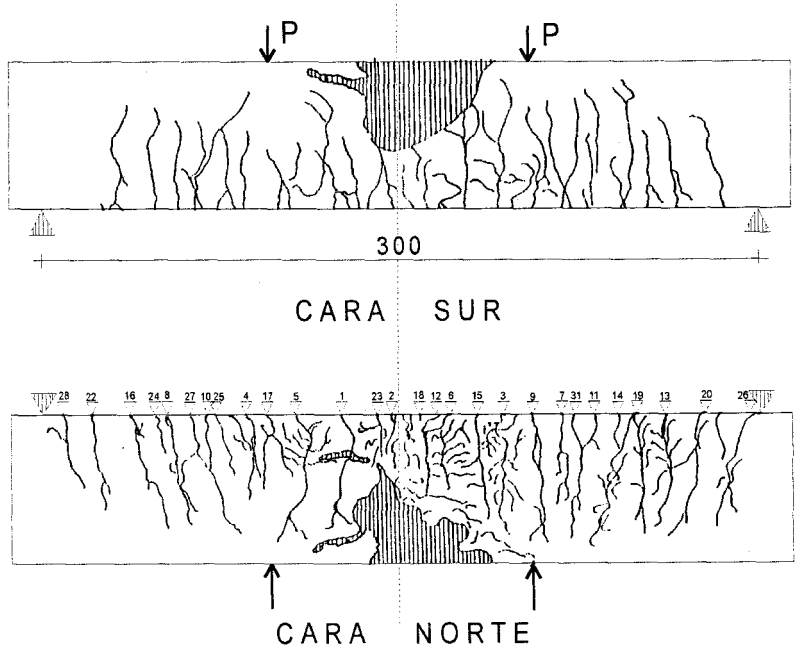


Figura 5. Agrietamiento en trabe de concreto reforzado

En las figuras 6, 7 y 8 se muestran las condiciones en la falla, de vigas presforzadas y en la figura 9 el caso de una columna presforzada, aun cuando este último se presenta en la práctica muy pocas veces.

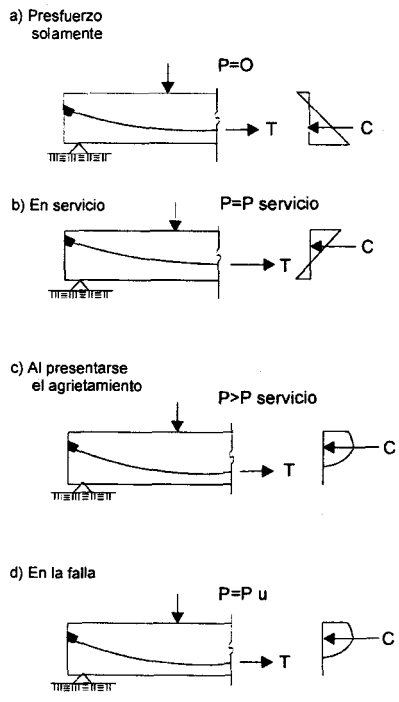
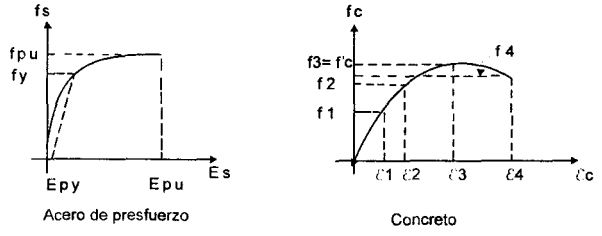
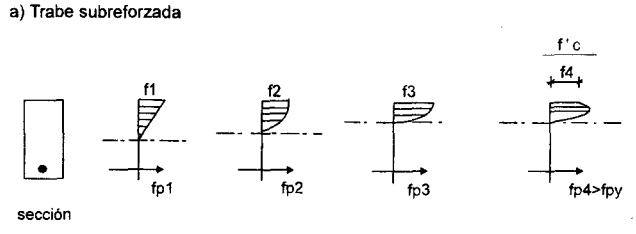


Figura 6. Estado límite de falla





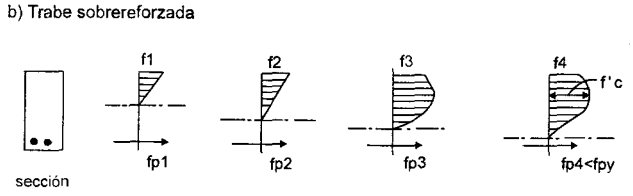


Figura 7. Estado límite de falla en trabes subreforzadas y sobre reforzadas

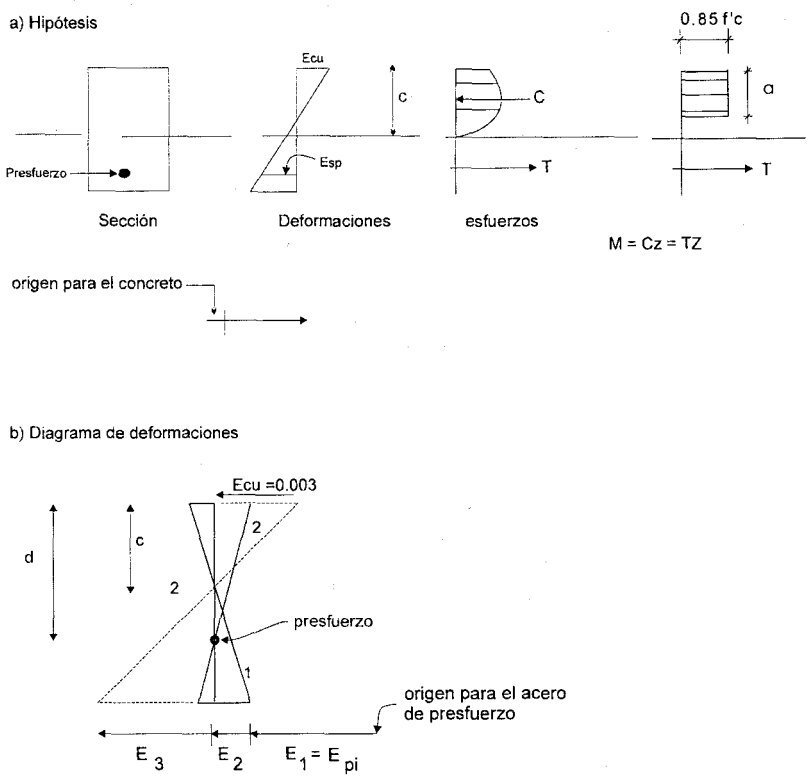


Figura 8. Hipótesis para el estudio de trabes con presfuerzo sujetas a flexión

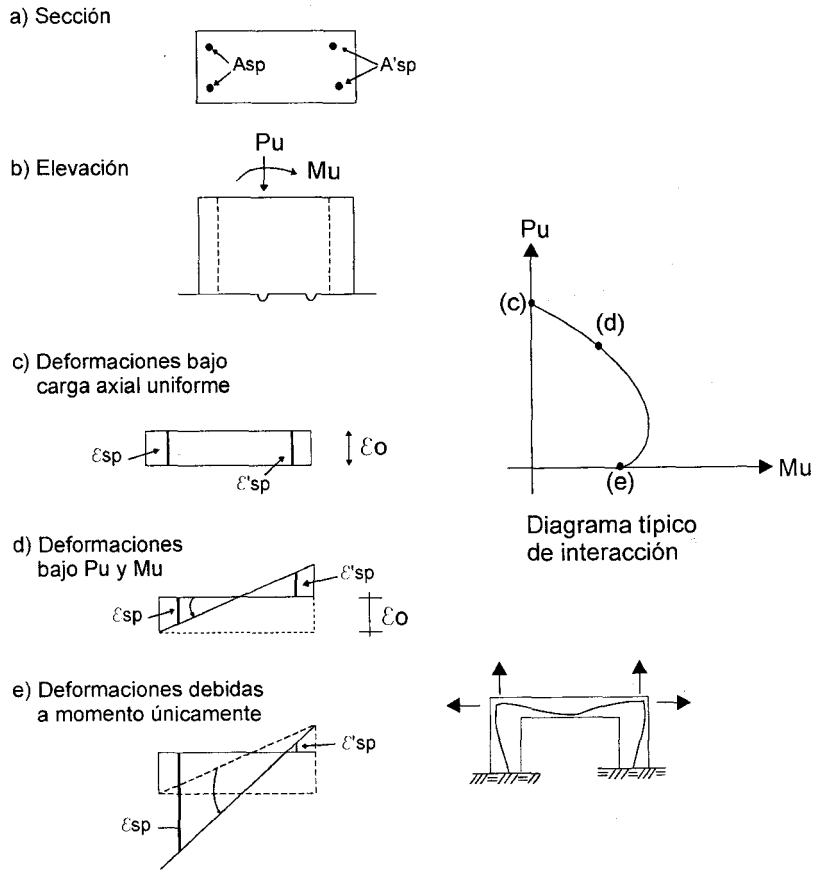


Figura 9. Columnas presforzadas

3. DUCTILIDAD DE MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO

3.1 RESUMEN HISTÓRICO DE ESTUDIOS REALIZADOS

Es conocido que un análisis dinámico de la respuesta elástica de estructuras usando aceleraciones sísmicas, ponen de manifiesto que una estructura puede estar sujeta a cargas mayores que las especificadas por reglamentos, lo cual implica que una estructura debe ser capaz de desarrollar grandes deformaciones antes de llegar a la falla en caso de sismos severos. Por tanto, es importante conocer la ductilidad que puede obtenerse en miembros de concreto presforzado.

La relación momento-curvatura para concreto presforzado bajo cargas monotónicas y cíclicas, permite comprender la ductilidad y la energía de disipación.

T.Y. Lin (1) presentó algunos aspectos importantes para el diseño sísmico de estructuras presforzadas, referentes a los factores de carga y esfuerzos permisibles así como algunos ensayes estudiando la capacidad de absorber energía, concluyendo Lin en su artículo en que los diagramas Momento-Curvatura en vigas de concreto presforzado en flexión se presentaban áreas importantes que mostraban alta capacidad para absorber energía.

Rosenblueth (2) comentando el artículo de Lin, hacia enfásis en el inconveniente de establecer conclusiones basadas en la curva de primera carga, indicando la importancia de las curvas idealizadas carga-deformación en la descarga figura 10, para miembros de concreto presforzado y miembros de concreto reforzado presentaban que para masas y rigideces comparables una estructura de concreto presforzado tendría probablemente mayores deformaciones debido a su baja capacidad de amortiguamiento que una de concreto reforzado y que así mismo sería más flexible la primera, lo cual contrarrestaría en parte el efecto de su baja capacidad para absorber energía.

Despeyroux (3) concluye que las áreas bajo el diagrama Momento-Curvatura en concreto presforzado y reforzado son comparables y no necesariamente menores las de concreto presforzado, pero que un factor importante que afecta la respuesta sísmica de estructura es su capacidad para disipar energía. En su artículo, de acuerdo con la figura 11 concluye que la energía absorbida es efectivamente comparable en miembros de concreto presforzado y reforzado pero que la energía disipada es bastante menor en los miembros de concreto presforzado, lo cual representará que la respuesta en estos últimos bajo el sismo será mayor.

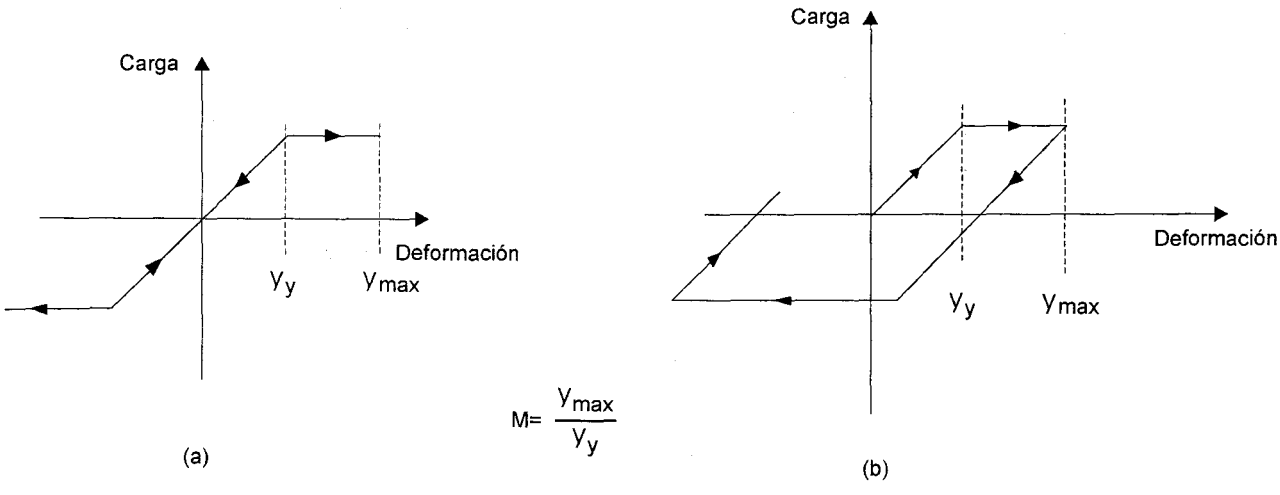


Figura 10. Idealización de curvas típicas carga-deformación
(a) Concreto presforzado, (b) Concreto reforzado

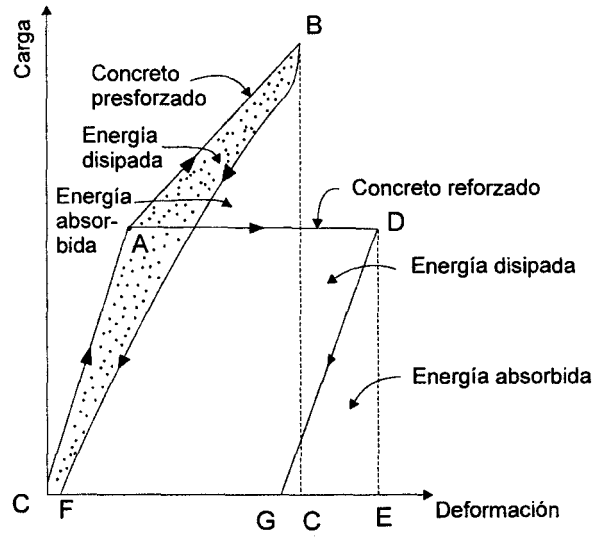
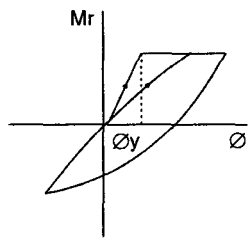


Figura 11. Idealización de curvas típicas de disposición de energía.

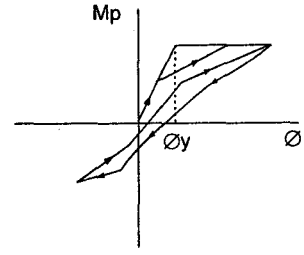
Un estudio reciente realizado por Blakeley (4) sobre la respuesta dinámica no lineal de sistemas de concreto presforzado concluyó que el desplazamiento máximo obtenido es del orden de 40% mayor que el de un sistema de concreto reforzado con misma resistencia, rigidez inicial y mismo porcentaje de amortiguamiento viscoso.

Thompson (5) hizo un estudio comparando las respuestas de miembros presforzados, parcialmente presforzados y reforzados bajo diversos movimientos sísmicos, idealizando los diagramas Momento-Curvatura como lo indica la figura 12 y tomando los registros del sismo de El Centro 1940, N-S.

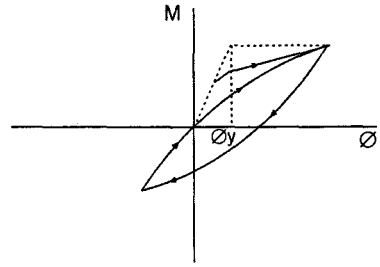
El factor de ductulidad se define como la relación que existe entre el desplazamiento en la falla y el desplazamiento correspondiente a la primera fluencia. Thompson encontró que para pequeños periódos el factor de ductilidad era mayor y que la tendencia a disminuir el desplazamiento se debía a un incremento en el acero de presfuerzo.



a) Concreto reforzado



b) Concreto presforzado



c) Concreto parcialmente presforzado

Figura 12. Diagrama idealizados de momento curvatura

3.2 ANÁLISIS DE MIEMBROS PRESFORZADOS EN FLEXIÓN

Los estudios realizados por Blakeley (4) para determinar las relaciones Momento-Curvatura bajo carga monotónica, demostraron que la curva obtenida para este tipo de carga es colineal con la curva envolvente de cargas cíclicas en miembros de concreto presforzado y que por lo tanto este análisis puede efectuarse para el estudio de la ductilidad bajo cargas sísmicas.

Se realizaron ensayes para obtener diagramas Momento-Curvatura en trabes haciendo variar el valor de la fuerza de presfuerzo, las posiciones del mismo en la sección y la cantidad de refuerzo transversal.

Así mismo, Thompson (5) realizó ensayes en uniones presforzadas viga-columna, reforzando el núcleo de acuerdo con las especificaciones de cortante del ACI 318-71. Las columnas se diseñaron de tal forma que tuvieran una mayor resistencia que las vigas y los ensayes se hicieran con carga cíclica estática simulando la carga sísmica.

Los resultados obtenidos por los estudios mencionados (4) y (5) se resumen a continuación:

a) Porcentaje del acero de presfuerzo

El efecto de la relacion entre el área de acero de presfuerzo y la de concreto, p = As/bh, se muestra en la figura 13. La forma de las curvas indican claramente que aun incremento de capacidad de momento corresponde una disminuación de ductilidad. El ACI 318-71, especificaba que la máxima cantidad de acero de presfuerzo que debe tener una trabe para prevenir una falla frágil es:

$$\frac{f_{sp}A_{sp}}{bdf'c} \leq 0.3 \qquad (1)$$

Este límite corresponde a p = 0.0069. El estudio de las curvas de la figura 13 indica que para asegurar una ductilidad razonable en diseño sísmico, Blakeley y Thompson recomiendan disminuir la expresión a 0.2, lo cual conduciría a p=0.0043. La ecuación (1) significa que la máxima fuerza de tensión es 0.2 f'c bd, lo cual implica que en el bloque de esfuerzos en una sección rectagular se tendrá:

$$a = \frac{0.2\, f'c\, bd}{0.85\, f'cb} = 0.235\, d$$

y si d = 0.85h, la condición queda como:

$$a \leq 0.20\, h$$

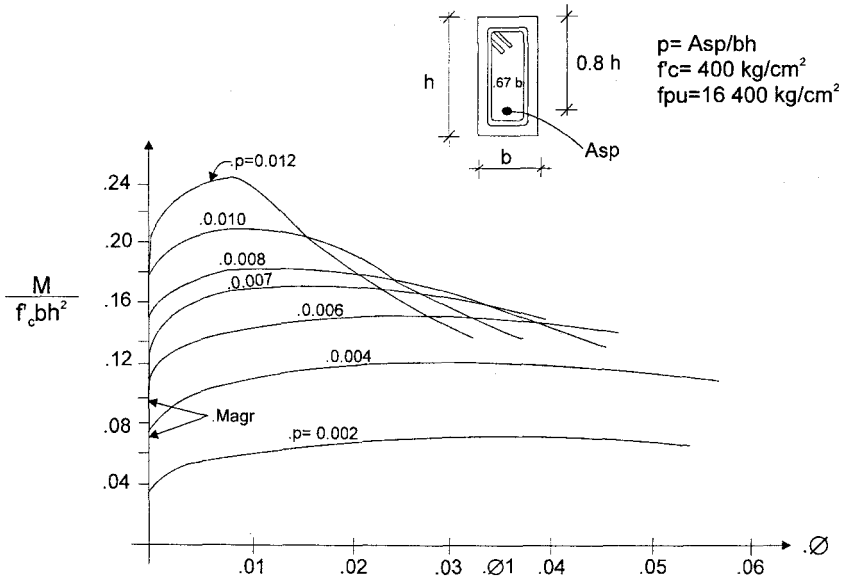


Figura 13. Realciones momento-curvatura para una sección con diferentes cantidades de presfuerzo excéntrico

b) Distribución del acero de presfuerzo

En una sección transversal de una trabe se hizo variar el número y la posición en los cables de presfuerzo, permaneciendo constante la fuerza total de presfuerzo, p = 0.0069.

Así mismo, se observó que si se aumenta el acero de presfuerzo en la zona de compresión, la curvatura no disminuye, debido a que el cable de presfuerzo actúa con acero de compresión en curvaturas grandes. Cuando el acero de presfuerzo se concentra en un solo cable centrado hay una pérdida considerable de capacidad de momento para grandes curvaturas. En cambio solo existe una pequeña diferencia entre dos o más cables. Por tanto, se recomienda que el acero de presfuerzo se distribuya en dos o más posiciones por efecto de ductilidad.

c) Efecto del refuerzo transversal.

En los ensayes realizados, la cantidad de refuerzo transversal tuvo poco efecto en la ductilidad de trabes, ya que triplicando el número de estribos normalmente especificado se logró un incremento relativamente pequeño en la capacidad de momento.

d) Ductilidad en columnas de concreto presforzado.

En los ensayes de columnas bajo cargas cíclicas, las curvas experimentales se trazaron para una articulación plástica directamente sobre la trabe, provocándose así el mecanismo en un marco de un nivel. El diagrama Momento-Curvatura en la columna de concreto presforzado se reduce con un nivel de carga axial y se requiere un refuerzo transversal especial cuando la carga alcanza valores de 0.1 Po, siendo Po la resietencia de la columna con carga axial concéntrica únicamente. Hay poco conocimiento del comportamiento de acero presforzado de miembros a compresión, sin embargo de los estudios realizados se pudo concluir que en las curvas de Momento-Curvaturas, la correspondiente a $p/f'cbd = 0.12$, corresponde a la máxima curvatura obtenida en los ensayes.

3.3 AMORTIGUAMIENTO DE MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO

En la referencia (2), se menciona la relativamente baja capacidad de amortiguamiento en estructuras presforzadas.

Depeyroux (3) hace notar que el amortiguamiento del concreto presforzado es comparable al de las estructuras metálicas, es decir del orden del 3% del crítico. En cambio en concreto reforzado es del orden de 10% del crítico. Nakano (5) encontró valores mayores del 7% del crítico para estructuras presforzadas.

Esto significaría que deberán tomarse coeficientes sísmicos mayores para estructuras de concreto presforzado, por ejemplo del orden de 20 % mayores que los aplicados al concreto reforzado.

Una investigación reciente de Penzien (7) sobre el amortiguamiento en trabes de concreto presforzado, mostraron que el presfuerzo y la resistencia del concreto tienen efecto sobre el amortiguamiento solo cuando se aproximaba al momento del colapso.

Sin embargo el efecto desfavorable del concreto presforzado referente a su baja capacidad de amortiguamiento que se traduce en desplazamientos mayores, se contrarrestra en parte por el hecho de que las estructuras de concreto presforzado debido a sus menores escuadrías que en el concreto reforzado, requieren una reducción en la demanda de ductilidad. (8).

REFERENCIAS

1. Lin, T.Y. "Design of Prestressed Concrete Buildings for Earthquake Resistance", Journal of the PCI, Vol. 9 No. 6, Dic. 1964, pp. 15-31.

2. Rosenblueth, E. Discusión del artículo de T.Y. Lin "Design of Prestressed Concrete Building for Earthquake Resistence", *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 92 Feb. 1966.

3. Despeyroux, J. "L'utilization du béton précontraint dans la construction para sismique "Travaux", No. 375, 1966.

4. Blakeley, R.W.G. "Ductility of Prestressed concrete Frames Under Seismic Loading", University de Canterbury, Nueva Zelandia, 1978.

5. Thompson, K.J. "Ductility of Prestressed concrete Frames Under Seismic Loading". Ph. D. Thesis University of Canterbury, Nueva Zelandia, 1971'

6. Nakano "Esperiment on behavior under lateral force of prestressed concrete frames". Reporte del Instituto de la Construcción, Tokyo, julio 1967.

7. Penzien, J. "Damping Characteristics of Prestressed Concrete", ACI Journal, Vol. 61, No. 9.

8. Camba, J. "Edificios altos prefabricados parcialmente presforzados", Conferencia Regional de Edificios Altos, México, D.F., abril 1973.

9. Dowrick, D.F. "Earthquake resistant Design" John Wiley and Sons, New York, 1977.

TECNOLOGÍA DEL CONCRETO

Juan Luis Cottier C.[1]

RESUMEN

El concreto es sin lugar a dudas el material mayormente utilizado en la construcción, como material requiere de actividades bien definidas y cuidadosamente supervisadas para lograr el exito garantizando el cumplimiento de su resistencia a compresión simple, estabilidad volumétrica, su durabilidad etc. En el presente trabajo se enumeran en forma general actividades que el responsable de una estructura de concreto tiene que conocer y manejar con el fin de garantizar la calidad del concreto que está trabajando y con ello parte de la seguridad de la estructura.

1. INTRODUCCIÓN

El concreto cuyas características de resistencia, versatilidad, durabilidad y economía, lo han convertido en el material de construcción más utilizado en el mundo, se puede definir como una piedra artificial formada por cemento portland, agregados, agua y aire, material de apariencia simple pero con una compleja naturaleza interna.

La historia del concreto es un cúmulo de datos y hallazgos muy interesantes que nos transportan a épocas remotas de la civilización humana donde el hombre utilizaba diversos productos naturales como cementante para unir grandes bloques de piedra, sin embargo la identificación del primer concreto se puede ubicar en la época de los romanos quienes utilizaron cal y puzolanas para cementar pedazos de roca de diferentes tamaños, así como para incrementar la dureza de algunos suelos. En nuestro país se tienen datos de concretos que forman losas ubicadas en la prehispánica ciudad del Tajín en el estado de Veracruz. Este es un conglomerado de rocas de diversos tamaños unidos con un cementante natural de buena resistencia y durabilidad suficiente para perdurar hasta nuestros días.

El concreto utilizado en nuestro tiempo dosificado con cemento tipo portland su origen se ubica en el año de 1824 cuando el trabajador de la construcción Joseph Aspdin patentó el cemento utilizado actualmente y que es el componente principal del concreto de nuestra era.

Podemos entonces definir al concreto actual como una piedra artificial integrada por Cemento Portland, Agregados, Agua y Aire, de estos componentes se tenía la hipótesis de que el cemento era la parte activa que reacciona con el agua, utilizando los agregados como material de relleno con el carácter de inerte, aportaciones importantes han puesto en evidencia que los agregados participan activamente en la vida del concreto lo que desmiente la idea que se guardó por mucho tiempo.

Con una idea muy general se puede hablar de que los integrantes de concreto se encuentran distribuidos tomando como base su peso en los porcentajes siguientes:

Pasta (cemento + agua) de un 23 a un 25 %, agregados (grava y arena) de 73 a 75% y aire atrapado 2%.

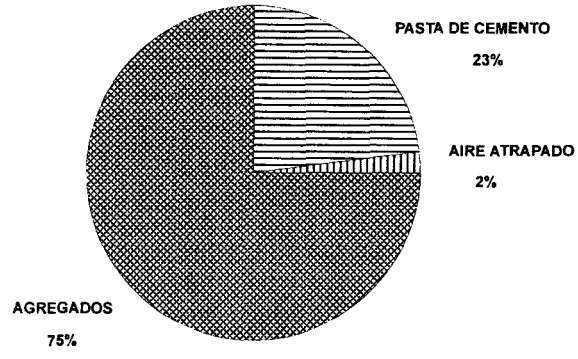


Figura 1. Componentes del concreto en porcentaje

[1]Director General de Control y Patología de Obras Civiles, S.A. de C.V. 519-72-84.

2. CEMENTO PORTLAND

Para la fabricación del cemento portland pueden utilizarse inicialmente minerales de origen natural o bien productos de desecho de procedencia industrial. En general, puede servir cualquier material entre cuyos componentes principales figuren la cal, la sílice, la alúmina y el óxido de fierro. Como es raro encontrar algún material en cuya composición se encuentren los cuatro componentes básicos mencionados en las proporciones adecuadas, es práctica habitual trabajar con mezclas de varias materias primas. Así por ejemplo, la cal generalmente proviene de minerales calcáreos como las calizas o las margas; las arcillas aportan sílice y alúmina.

La mezcla de las materias primas ha de hacerse de tal forma que cada uno de los componentes químicos básicos se encuentren en unas proporciones determinadas previamente fijadas. El clínker que se obtendrá calcinando la mezcla cruda deberá poseer una cantidad correcta de los minerales fundamentales, es decir de C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF.

La fabricación del cemento se puede describir en los pasos siguientes:

- Obtención de la materia prima.
- Trituración preliminar de la materia prima.
- Eliminación de humedad
- Prehomogenización de las materias primas
- Cocción o Clinkerización.
- Enfriamiento del clinker.
- Molienda del clinker e integración del yeso.

Cada etapa requiere de actividades muy especializadas sin embargo pondremos atención a la etapa de Clinkerización que es el proceso térmico de cocción a que es sometido el crudo con el fin de conseguir un estado de fusión incipiente en el que se formen los componentes principales del clinker.

Desde el punto de vista de las transformaciones que sufre el material, la clikerización podría esquematizarze del siguiente modo:

100 °C	Evaporación de humedad
450-600°C	Eliminación de agua combinada
700-1000°C	Disociación de los silicoaluminatos de las arcillas
800-1000 °C	Aparición de SiO2 libre
600-800°C	Descarbonatación
1300 °C	Aparición de una fase líquida

Desde el punto de vista de la operación mecánica de la clinkerización se lleva a cabo en los denominados "hornos rotatorios", cilindros cuya parte exterior es de lamina de acero pero que interiormente están recubiertos con material cerámico. El material introducido al horno por uno de sus extremos se mueve lentamente hacia el extremo opuesto gracias al movimiento de rotación permanente a que es sometido el cilindro y también a la ligera inclinación que posee éste.

Como se mencionó anteriormente los componentes principales del clinker obtenido del proceso anterior son:

C3S	Silicato tricálcico
C2S	Silicato bicálcico
C3A	Aluminato tricálcico
C4AF	Ferro aluminato tetracálcico

Mas 10 óxidos secundarios de los cuales el NaO, kO, MgO y CaO, pueden influir negativamente en el comportamiento del concreto en su estado plástico y endurecido.

Componentes que al ser dosificados adecuadamente nos proporcionan cementos de características diferentes teniendo para nuestro uso 5 tipos de cemento como lo especifica la NOM C 1 (ASTM C 150).

TABLA 1. TIPOS DE CEMENTOS Y SUS ÓXIDOS PRINCIPALES

Valores típicos de composición promedio de los componentes de cemento Portland de diferentes tipos: %								
CEMENTO TIPO	C_3S	C_2S	C_2A	C_4AF	*CS*	*CaO*	*MgO*	*Pc*
I	49	25	12	8	2.9	0.8	2.4	1.2
II	46	29	6	12	2.8	0.6	3.0	1.0
III	56	15	12	8	3.9	1.3	2.6	1.9
IV	30	46	5	13	2.9	0.3	2.7	1.0
V	43	36	4	12	2.7	0.4	1.6	1.0

Si el tipo de obra no requiere de un cemento especial se debe utilizar el Tipo I o Tipo II

3. AGUA

El agua potable es, en la mayoría de los casos satisfactoria como agua de mezclado y este es el criterio de calidad que se especifica usualmente. Por lo general, se conocerá la presencia de cualquier impureza dañina, como álcalis, ácidos, materia vegetal en descomposición, aceite, aguas de albañal, o cantidades excesivas de limo. El agua de calidad dudosa deberá enviarse a un laboratorio para que se efectúen ensayos o pruebas; o, si no se dispone de tiempo, comparar la resistencia y durabilidad de especímenes de concretos o morteros hechos con dicha agua con las de especímenes de control hechos con agua que se sabe que es satisfactoria. (ASTM C 94).

4. AGREGADOS

Los agregados son la parte mayoritaria en el concreto ocupan el 75% de su volumen y su influencia es de primer orden en el comportamiento del concreto tanto en su estado fresco como endurecido.

Comúnmente, se han considerado a los agregados como inertes en la definición del concreto, sin embargo la experiencia señala que la mayoría de los agregados son activos cuando se combinan con el cemento, agua y aditivos. Esta actividad puede involucrar cambios físicos, químicos o térmicos o combinación de los mismos.

Los agregados pueden limitar la resistencia del concreto pero más frecuentemente afectan la durabilidad y el comportamiento estructural del concreto.

Es de vital importancia considerar las características de los agregados para ser incluidos en el concreto las características de los agregados que influyen en el concreto se muestran en la Tabla 2.

TABLA 2. CARACTERÍSTICAS DE LOS AGREGADOS QUE INCIDEN EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO

Propiedades del concreto	*Características de los agregados*
Durabilidad	Composición mineralógica Textura superficial
Resistencia	Dureza
Cambio de volumen	Modulo de elasticidad
Peso especifico	Coeficiente de dilatación térmica
Modulo de elasticidad	Resistencia a la tensión
Resistencia al desgaste	Partículas friables
Dosificación	Absorción
Trabajabilidad	Permeabilidad
Bombeabilidad	Estructura de los poros
Acabado del concreto	Estabilidad de volumen
Tiempo de fraguado	Granulometría
Exudación	Tamaño máximo
Economía	Finos
	Forma
	Estabilidad química
	Sales solubles
	Adherencia en los granos
	Partículas de arcilla
	Materia orgánica
	Sensibilidad al agua
	Solubilidad en agua

4.1 Textura y forma de los agregados

Las características de textura superficial y forma del agregado grueso tienen una influencia importante en la resistencia a compresión del concreto, particularmente en la resistencia a flexión.

Los conocimientos sobre la contribución de la textura del agregado grueso en la resistencia a compresión son muy escasos, pero posiblemente una textura rugosa dé como resultado una fuerza de adhesión más grande entre las partículas y la pasta de cemento. De igual forma, una superficie de concreto más grande en los agregados angulosos significa que se puede desarrollar una mayor fuerza adhesiva.

La parte fina de los agregados (arena) en cuanto a su forma y textura tienen un efecto significativo en el requerimiento de agua de mezclado, ya que estas propiedades se pueden expresar en forma indirecta en función del porcentaje de huecos, entre las partículas del agregado grueso es menos definitiva en el consumo de agua, sin embargo, la forma del agregado grueso, y en particular el agregado lajeado, tiene efecto considerable en la trabajabilidad del concreto.

La forma del agregado influye en la bombeabilidad de una mezcla, en general son preferibles arenas naturales y gravas redondeadas a los agregados triturados, pero puede hacerse una mezcla con características adecuadas para ser bombeada con una combinación apropiada de fracciones de agregados triturados.

4.2 Resistencia de los agregados en el comportamiento del concreto

La resistencia a compresión del concreto no puede exceder a la del agregado con el que se fabrica. La experiencia enseña que las mejores resistencias en el concreto se obtienen cuando la matriz o pasta y los agregados tienen características mecánicas similares. Sin embargo, la resistencia a compresión del agregado tal como se encuentra en la naturaleza es difícil de determinar y la información requerida tiene que ser obtenida a través de pruebas indirectas sobre muestras labradas de la roca a estudiar.

Una resistencia inadecuada del agregado representa una limitación ya que las propiedades del agregado influirán en la resistencia del concreto, aún cuando sea suficientemente resistente para no fracturarse prematuramente. Si se comparan concretos hechos con diferentes agregados se puede observar que la influencia es cualitativamente la misma, independientemente del proporcionamiento de la mezcla y de que el concreto se ensaye en compresión o tensión. Es posible que la influencia del agregado sobre la resistencia del concreto se deba no solamente a la resistencia mecánica del agregado sino también, y en grado considerable, a sus características de absorción y adherencia.

En general la resistencia y módulo de elasticidad del agregado dependen de su composición , textura y estructura, así una baja resistencia se puede deber a una debilidad de los granos constituyentes, a que los granos, no obstante de ser suficientemente resistente, no están bien ligados o cementados.

El módulo de elasticidad de agregados aunque se determina rara vez, no deja de tener importancia, ya que el módulo de elasticidad del concreto es más grande a medida que mayor es el módulo de elasticidad de los agregados que lo forman. El módulo de elasticidad del agregado afecta también la magnitud de la deformación diferida y de la contracción que puede presentarse en el concreto.

Para relaciones agua/cemento menores de 0.4 el empleo de agregados triturados ha dado como resultado resistencias hasta 38% superiores que cuando se emplean gravas redondeadas. Con incremento en la relación a/c de 0.65 no se observa diferencias entre las resistencias alcanzadas con agregados triturados o gravas redondeadas.

La influencia del agregado en la resistencia a flexión parece depender también de la condición de humedad del concreto en el momento del ensaye.

El módulo de elasticidad de los agregados afecta también a las siguientes características del concreto.

Módulo de elasticidad.

Resistencia a los cambios por temperatura.

Cambios Volumétricos.

4.3 Influencia de los agregados en la contracción

Los agregados restringen la contracción que se puede presentar en el concreto. El tamaño y la granulometría del agregado por ellos mismos no influyen en la magnitud de la contracción, pero un agregado más grande permite el uso de mezclas más pobres y origina, por lo tanto, una contracción menor.

Similarmente, para una resistencia dada, el concreto de baja trabajabilidad contiene más agregado que una de alta trabajabilidad hecho con agregados del mismo tamaño y, como consecuencia, la primera mezcla presentará una contracción más pequeña.

La presencia de arcilla en el agregado determina el grado de restricción ofrecido. Por ejemplo los agregados de acero, conducen a una contracción un tercio menor y los agregados de arcilla expandida un tercio mayor que la que permiten los agregados ordinarios.

La presencia de arcilla en el agregado reduce su efecto restrictivo en la contracción y dado que la arcilla misma está sujeta a contracción, la presencia de arcilla en el recubrimiento de los agregados puede incrementar la contracción hasta en un 70%.

El agregado ligero generalmente conduce a contracciones más grandes que el de peso normal, debido principalmente a que el agregado, teniendo un módulo de elasticidad más bajo, presenta menos restricciones a la contracción potencial de la pasta de cemento. Los materiales ligeros que tienen una proporción importante de materiales más pequeños que la malla 200 tiene una contracción aún más grande, dado que la finura conduce a un contenido mayor de vacíos.

4.4 Efecto de los agregados en la deformación diferida

En la mayor parte de los casos el agregado de peso normal no está sujeto a deformación diferida, por lo que es razonable suponer que el origen de la deformación diferida está en la pasta de cemento pero los agregados influyen en la deformación diferida del concreto hecho con agregados de diferentes tipos.

El agregado ligero merece atención especial porque la opinión generalizada sugiere que su uso conduce a deformación diferida sustancialmente más alta que la alcanzada con agregado de peso normal. Trabajos recientes indican que no hay diferencia fundamental entre agregado normal y ligero en lo que se refiere a la deformación diferida y que la deformación diferida más alta de los concretos ligeros refleja solamente el módulo de elasticidad más bajo de los agregados. No hay diferencia en el comportamiento inherente al hecho de que los agregados esten o no cubiretos o que sean obtenidos por procesos de manufactura diferente; esto no significa que todos los agregados conducen a la misma deformación diferida.

4.5 Efectos de la granulometría

La granulometría de los agregados es decir, los diferentes tamaños de partículas en que se divide el agregado que se usará en la fabricación del concreto es uno de los parámetros fundamentales empleados para la dosificación del mismo, puesto que constituye el esqueleto del concreto, teniendo una gran influencia sobre las siguientes propiedades:

Durabilidad
Resistencia a compresión
Cambios volumétricos
Dosificación
Trabajabilidad
Bombeabilidad
Acabado superficial
Oclusión de aire
Exsudación

La granulometría de los agregados se valúa mediante la obtención de la correspondiente curva granulométrica a partir del cribado del agregado por una serie dada de tamaños de mallas cuya relación de abertura entre dos consecutivos es, generalmente, dos. (ASTM C33).

4.6 Influencia de los agregados reactivos

Los agregados pueden reaccionar con los componentes del concreto con resultados negativos para la calidad de éste.

Las más conocidas de estas reacciones son las que ocurren entre los agregados y los álcalis solubles provenientes del cemento y de las adiciones e incluso de los propios agregados, con los álcalis, los agergados pueden tener dos tipos de reacción álcali-sílice y la reacción álcali-carbonato.

La reacción álcali-sílice puede presentar una expanción en el concreto que puede exceder del 0.5% lineal. Las grietas, producidas por esta expanción presentan una configuración irregular pero característica del fenómeno, acompañada en la superficie de un compuesto blanco y amorfo.

También es común que en la superficie del concreto fracturado, aparescan los agregados afectados rodeados de una zona obscura que representa la profundidad a que la partícula a sido atacada por los álcalis.

La expanción de la reacción álcali-sílice del agregado es causada por el gel producido entre los álcalis del cemento y ciertos minerales siliceos activos como el ópalo, vidrio, calcedonia, cuarzo con fuerte extinción ondulatoria.

Este inchamiento se produce por la absorción de agua por el gel, es necesario por tanto, además de los álcalis y los minerales siliceos reactivos, la presencia de humedad en el concreto.

5. PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE CONCRETO

El concreto para todas las partes de la obra debe ser de la calidad especificada y debe poderse colocar sin que haya una segregación excesiva. Una vez endurecido, el concreto debe contar con todas las características requeridas por estas especificaciones y por los documentos del contrato.

En los documentos del contrato debe señalarse la resistencia especificada f'c a la compresión del concreto para cada parte de la estructura. Los requerimientos de resistencia deben tomarse como base a los 28 días después del colado, a menos que se especifique una prueba distinta.

El concreto de peso normal que esté sometido a exposiciones especialmente destructivas como son el congelamiento-deshielo, climas severos o agentes químicos descongelantes debe ser con aire atrapado y adecuarse a los limites de contenido de aire recomendados.

TABLA 3. CONTENIDO TOTAL DE AIRE PARA VARIOS TAMAÑOS DE GRAVA PARA CONCRETOS DE PESO NORMAL. ACI 201.2

Tamaño nominal máximo de agregado, mm	Contenido de aire recomendado, en porciento		
	Exposición severa	*Exposición moderada*	*Exposición ligera*
10	7 1/2	6	4 1/2
12	7	5 1/2	4
19	6	5	3 1/2
25	6	4 1/2	3
38	5 1/2	4 1/2	2 1/2
50	5	4	2
76	4 1/2	3 1/2	1 1/2

El concreto de peso normal para el caso de partes de la estructura que requieren ser impermeables, deben tener una relación agua/cemento que no exceda el 0.5 si va a estar expuesto al agua dulce o de 0.45 si va a estar expuesto al agua de mar. El concreto ligero para tales aplicaciones debe porporcionarse a fin de producir una resistencia a la compresión especifica f'c de al menos 250 kg/cm^2 si está expuesto al agua dulce y de 280 kg/cm^2 si está expuesto al agua de mar.

Para concretos que se encuentren expuestos a concentraciones dañinas de sulfatos u otros agentes químicos agresivos, deben usarse cementos de tipo II, IV o puzolánicos. Para el concreto de peso normal que se usen en este tipo de aplicaciones, la relación agua/cemento no debe exceder el 0.44 por peso.

Para el concreto presforzado y para todo aquel concreto en que vayan a ahogarse elementos de aluminio o metales galvanizados, debe demostrarse, mediante pruebas que el agua de mezcla, incluyendo aquella proporcionada por los agregados o cualquier aditivo que se utilice, no contiene cantidades dañinas de iones de cloro.

A menos que se especifique o se permita otra cosa, el concreto debe proporcionarse y fabricarse a fín de que tenga un revenimiento de 12 cm. en el caso de requerir un mayor revenimiento como por ejemplo para un concreto bombeable se utilizará un aditivo fluidizante para lograr la consistencia deseada del concreto.

El tamaño máximo del agregado no debe ser de más de una quinta parte de la dimensión más angosta entre los lados de la cimbra, de un tercio de la profundidad de las losas, ni de tres cuartas partes de la separación mínima entre varillas de refuerzo. Estas limitaciones pueden dejarse de lado si, a juicio del ingeniero /arquitecto, la capacidad de trabajo y los métodos de vibración permiten que el concreto pueda ser colocado sin que se provoquen oquedades.

Si se requieren o se permiten, los aditivos a las mezclas que se usen deben sujetarse a las siguientes limitaciones:

Las cantidad de cloruro de cálcio no debe exceder el 2 % del cemento. La cantidad de cloruro de cálcio puede determinarse de acuerdo al método descrito en el AASHTO T260 o el especificado en las normas mexicanas. NOM. (ACI 318).

El método para dosificar el concreto podra ser cualquiera que brinde la garantia de calidad, resistencia y durabilidad de la mezcla que se esté dosificando, el diseño podrá ser por peso, volúmen o como lo especifique el método utilizado.(ACI 211.1).

6. CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO

Para que tanto las construcciones en que se emplea concreto como su posterior comportamiento resulten satisfactorios, se requiere que el concreto posea ciertas propiedades especificas. El control de calidad y las pruebas son parte indispensable del proceso constructivo porque confirman que se están obteniendo las propiedades antes mencionadas. La experiencia y el buen juicio deberán apoyarse en la evaluación de las pruebas y en la estimación de su importancia con respecto al comportamiento último del concreto.

En general las especificaciones para el concreto y para los materiales que lo componen dan requisitos detallados en cuanto a los límites de su aceptabilidad. Estos requisitos pueden afectar las características de la mezcla, tales como el tamaño máximo del agregado o el contenido mínimo de cemento, las características del cemento, agua, agregados y aditivos; y las características del concreto fresco y del concreto endurecido, como la temperatura, el revenimiento, el contenido de aire o la resistencia a la compresión.

Los cementos se prueban para verificar su conformidad con los estándares establecidos a fin de evitar cualquier comportamiento anormal como lo sería la presencia de endurecimientos, prematuros, fraguados retrasados o resistencias bajas en el concreto.

La prueba de los agregados tiene como objetivos fundamentales: Determinar la adecuación del material para su uso en el concreto, incluyendose las pruebas de abrasión, sanidad, peso específico, y análisis petrográficos y químicos; Para asegurar la uniformidad, como son las pruebas para el control de humedad y granulometría de los agregados. Algunas pruebas se emplean para ambos propósitos.

Las pruebas para concreto se hacen con la finalidad de evaluar el comportamiento de los materiales disponibles, estableser las proporciones de las mezclas, y controlar la calidad del concreto en el campo incluyen: revenimiento, contenido de aire, peso volumétrico y resistencia se exigen normalmente en las especificaciones de proyecto para el control de calidad, en tanto que la prueba para determinar el peso volumétrico se usa para el proporcionamiento de mezclas. (ASTM C94)

6.1 Frecuencia de las pruebas

La frecuencia de las pruebas es un factor importante en la efectividad del control de calidad del concreto. La frecuencia de las pruebas de los agregados y del concreto en las instalaciones típicas que trabajan por mezclas dependerá en gran medida de la uniformidad de los agregados, incluyendo su contenido de humendad. Al principio será recomendable realizarlas varias veces al día, aunque muchas veces se podrá reducir la frecuencia conforme el trabajo vaya avanzando.

Normalmante las pruebas de humedad se efectúan una o dos veces por día. Por la mañana la primera carga de agregado fino a menudo se encuentra demasiado húmeda porque durante la noche la humedad se desplaza hasta el fondo del depósito de almacenamiento. A medida que el agregado fino se va sacando del fondo, el contenido de humedad se debe estabilizar en un nivel menor y se puede realizar la primera prueba de humedad. Luego de unas cuantas pruebas, los cambios en el contenido de humedad pueden juzgarse con exactitud razonable con la vista y la percepción. Las pruebas subsecuentes normalmente serán necesarios solo cuando un cambio sea aparente a simple vista. Las pruebas de revenimiento deberán efectuarse para la primera mezcla de concreto cada día, siempre que la consistencía del concreto parezca variar, y siempre que se fabriquen cilindros para pruebas a compresión en el sitio.

Las pruebas de contenido de aire, deberán hacerse en el punto de entrega con la frecuencia suficiente para asegurarse que el contenido de aire sea el adecuado, particularmente cuando varíen la temperatura y la granulometría del agregado.

Es deseable una prueba de contenido de aire para cada muestra de concreto con la que se fabrique cilíndros; también se deberá llevar un registro de la temperatura de cada muestra de concreto.

El número de pruebas de resistencia que se haga dependerá de las especificaciones del trabajo y de la ocurrencia de variaciones. Las especificaciones del Reglamneto de construcciones para Concreto Reforzado del D.F. , indican que para cada clase de concreto colado por día deberán hacerse pruebas de resistencia no menos de una vez al día, no menos de una vez por cada 115 m^3 de concreto, y no menos de una vez por cada 465 m^2 de superficie de losas o muros.

Para cada prueba se requiere tomar la resistencia promedio de 2 cilíndros. Se pueden llegar a necesitar especímenes adicionales cuando se trabaja con concretos de alta resistencia o cuando los requerimientos estructurales sean críticos.Los especímenes deberán curarse en el laboratorio las especificaciones pueden exigir que se fabriquen especímenes adicionales y se curen en campo, casi de igual manera que para el concreto en la estructura. Para proporcionar una indicación anticipada del desarrollo de la resistencia, a menudo se elabora y prueba un cilíndro a 7 días junto con dos cilíndros de prueba a 28 días. Como regla práctica, la resistencia a 7 días aproximadamente es 60 a 75 % de la resitencia a los 28 días dependiendo del tipo y cantidad de cemento, relación agua/cemento, temperatura de curado así como de otras variables.

6.2 Pruebas de resistencia

Los especímenes premoldeados para las pruebas de resistencia se deberán elaborar y curar de conformidad con las normas oficiales Mexicanas NOM, ASTM C 31 y ASTM C39.

El moldeado de los especímenes para pruebas de resistencia deberá comenzar dentro de los quince minutos que siguen a la obtención de la muestra. El espécimen estándar para las pruebas que se determina la resistencia a compresión de concretos con tamaños máximos de agregado de 51 mm (2") o menores es un cilindro de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura para agregados de mayor tamaño, el diámetro del cilindro deberá ser de por lo menos tres veces el tamaño máximo del agregado, y la altura deberá ser el doble del diámetro no obstante que son preferibles los moldes rígidos de metal, se pueden usar moldes de cartón parafinado, plástico, u otros tipos de molde desechable que satisfagan la NOM o ASTM correspondiente. Deberán colocarse sobre una superficie lisa, nivelada y llenarse cuidadosamente para evitar su deformación.

Los cilíndros de prueba deberán llenarse en tres capas aproximadamente iguales picando con una varilla cada capa 25 veces para los cilíndros de 15 cm. de diámetro; las vigas de flexión de hasta 20 cm de peralte deberán llenarse en dos capas iguales picando con una varilla de 15.9 mm de diámetro una vez cada capa por trece centímetros cuadrádos de seperficie superior del espécimen. Si la acción con la varilla deja huecos, los lados del molde deberán recibir leves golpes con un martillo de goma o simplemente con la mano. Las vigas con peraltes mayores de 20 cm y los cilíndros de 30 a 45 cm de fondo que se vayan a vibrar deberán llenarse en dos capas; las vigas con peraltes de 15 a 20 cm que vayan a vibrar se pueden llenar en una capa los concretos con revenimientos mayores de 7.5 cm. deberán picarse con varilla; los concretos con revenimientos menores de 2.5 cm deberán vibrarse; los concretos con revenimiento entre 2.5 y 7.5 cm se pueden picar con una varilla o vibrar. Los vibradores internos deberán tener un ancho máximo no mayor de un tercio del ancho de las vigas o un cuarto del diámetro de los cilíndros. Inmediatamente después del colado, las partes superiores de los especímenes deberán cubrirse con un vidrio o placa de acero aceitada, sellarse con una bolsa de plástico, o sellarse con una cubierta de plástico.

La resistencia de un espécimen de prueba puede afectarse gradualmente con los golpes, con los cambios de temperatura y con la exposición al secado en particular durante las 24 horas después del secado. Así, los especímenes de prueba deberián colocarse en lugares donde sean inecesarios los movimientos subsecuentes y donde se encuentren protegidos. Tanto los cilíndros como las vigas de prueba deberán protegerse contra manejos bruscos a cualquier edad.

Los procedimientos normalizados de prueba exigen que los especímenes sean curados bajo condiciones controladas, ya sea en el laboratorio o en el campo. El curado controlado en el laboratorio en un cuarto húmedo o en agua de cal da una indicación más precisa de la calidad del concreto al ser entregado. Los especímenes curados en el campo junto con la estructura que representan pueden dar una indicación más exacta de la resistencia real del concreto en la estructura en el momento de la prueba, pero dan pocos indicios respecto a que una deficiencias se deba a la calidad del concreto tal como se entrega o a un manejo y curado inadecuados. En algunas obras, se fabrican especímenes curados en campo además de los que reciben curado controlando en el laboratorio, especialmente cuando el clima es desfavorable, para determinar cuando se pueden retirar las cimbras o cuando se pueden poner en uso estructural.

CONCRETO PARA EL DISTRITO FEDERAL

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal especifica dos tipos de concretos de acuerdo al tipo de estructura a construir, así como a la importancia del elemento estructuralmente hablando, estos concretos tienen que cumplir especificaciones expuestas en las Normas Técnicas Complementarías del RCDF.

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resitencia, deformidad y durabilidad necesarias.

La calidad de los materiales componentes deberán verificarse al inicio de la obra, y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos, o haya cambio de las fuentes de suministro, Algunas de las propiedades de los agregados pétreos deberánverificarse con mayor frecuencia como se indica a continuación.

Coeficiente volumétrico de la grava	Una vez por mes o cambio de banco.
Material que pasa la malla NOM. No. 200 en la arena y contracción lineal de los finos en ambos agregados.	Una vez por mes o cambio de banco.

La verificación de la calidad de los materiales componentes se realizará antes de usarlos, a partir de muestras tomadas en el sitio de suministro o del productor del concreto.

A juicio del corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera corresponsable, en el lugar de esta verificación podrá admitirse la garantía del fabricante del concreto de que los materiales cumplen con los requisitos aquí señalados. (Concreto premezclado).

Los materiales pétreos grava y arena deberán cumplir con los requisitos de la NOM C 111, con las modificaciones y adiciones indicadas a acontinuación.

TABLA 4. REQUISITOS DE LOS AGREGADOS

Propiedad	Concreto C1	Concreto C2
Coeficiente volumétrico de la grava, min.	0.20	---
Material más fino que la malla 200 en la arena porcentaje máx. en peso	15	15
Contracción lineal de los finos de los agregados que pasan la malla No.40 a partir del límite líquido	2	3

Los límites anteriores pueden modificarse si se comprueba que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con los requisitos de módulo de elasticidad, contracción por secado y deformaciòn diferida establecidos adelante.

Al concreto fresco se le harán pruebas de revenimiento y peso volumétrico (Tabla 5). Estas se harán con la frecuencia que se indica.

TABLA 5. PRUEBAS EN EL CONCRETO FRESCO

Prueba	Premezclado	Hecho en obra
Revenimiento del concreto Muestreado en obra	Una vez por cada entrega de concreto	Una vez cada cinco revolturas
Peso volumétrico del concreto fresco, muestreado en obra	Una vez por cada día de colado pero no menos de 20 metros cúbicos	Una vez por cada día de colado

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Los concretos que se compacten por medio de vibración tendrán un revenimiento nominal de 10 cm. Los concretos que se compacten por cualquier otro medio diferente al de vibración o se coloquen por medio de bomba tendrán un revenimiento nominal máximo de 12 cm.

Para incrementar los revenimientos antes señalados a fin de facilitar aún más la colocación del concreto, se podrá admitir el uso de aditivos especificados para este fin. La aceptación del concreto en cuanto a revenimiento se hará previamente a la incorporación del mencionado aditivo, comparando con los valores dados en el párrafo anterior, en tanto que las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se detereminarán en muestras de concreto que ya lo incluyan.

Esta prueba deberá efectuarse de acuerdo con la norma NOM C 156 (ASTM C94) y el valor determinado deberá concordar con el especificado con la Tabla 6.

TABLA 6. TOLERANCIAS EN EL REVENIMIENTO DEL CONCRETO

Revenimiento cm	Tolerancia, cm
menor de 5	+ / - 1.5
de 5 a 10	+ / - 2.5
mayor de 10	+ / - 3.5

El peso volumétrico del concreto fresco se determinará de acuerdo con la norma NOM C 162. El peso volumétrico del concreto clase 1 será superior a 2200 kg/m^3 y el de la clase 2 estará comprendido entre 1900 y 2200 kg/m^3.

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilíndros fabricados, curados y probados de acuerdo con las normas NOM C 159 y NOM C 83, (ASTM C 31 y ASTM C 39) en un laboratorio CONFIABLE.

Cuando la mezcla de concreto se diseña para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión, de concreto con las mísmas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada cuarenta metros cúbicos de concreto. De cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de cilíndros.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f'c si ninguna pareja de cilíndros da una resitencia media inferior a f'c=35kg/cm^2, y, además si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que f'c.

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia especificada, f'c si ninguna pareja de cilíndros de una resistencia media interior de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas pertenecientes o no al mísmo día de colado no son menores que f'c = 17 kg/cm^2.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, se permitirá extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NOM C 169, (ASTM C42) del concreto en la zona representada por los cilíndros que no cumplieron.

Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que 0.8 f'c y si la resitencia de ningún corazon es menor que 0.7 f'c. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y se ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el Departamento del Distrito Federal, puede ordenar la realización de pruebas de carga o tomar otras medidas que juzgue adecuadas.

Previamente al inicio del suministro de concreto, y también cuando haya sospecha de cambio en las características de los materiales componentes, o haya cambio en las fuentes de suministro de ellos, se verificará el concreto que se pretende utilizar cumple con las características de módulo de elasticidad, contracción por secado y deformación diferida especificadas a continuación.

TABLA 7. CARACTERÍSTICAS REQUERIDAS EN CONCRETO PARA EL D.F.

Concepto	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Módulo de elasticidad a 28 días en kg/cm^2	$14000\sqrt{f'c}$	$8000\sqrt{f'c}$
Contracción por secado después de 28 días de curado húmedo y 28 días de secado estandar, máx.	$0.0005\sqrt{f'c}$	0.0008
Coeficiente de deformación deferida después de 28 días de carga en condiciones de secado estándar, al 40% de su resistencia máx.	1	1.5

A juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitirse la garantía escrita del fabricante del concreto de que este material cumple con los requisitos antes mencionados.

REFERENCIAS

Steven H, Kosmatka y Willam C. Panarese, 1988. Desingn and Control of Mixtures, Portland Cement Asosiation.

ACI 301-84, 1988, Specifications for Structural Concrete for Buildings, American Concrete Institute.

ACI SP-2 , 1988, Manual of Concrete Inspection , American Concrete Institute.

Concrete Manual, 8th ed. U.S. Breau of Reclamation, Denver, revised 1981.

ACI Manual of Concrete of practice, American Concrete Institute, 1981,

Kirt, Raymond E., and Othmer, Donald F., Cemenet "Encyclopedia of Chimical Technology, 3rd ed. vol. 5 John

Wiley and Sons, Inc. New York, 1979, pages 163-193.

Departamento del Distrito Federal, Reglamento de Construcciones para El Distrito Federal versión 1987.

Departamento del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal versión 1987.

Mendoza Escobedo Javier C., Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal, Instituto de Ingenería UNAM. 1987.

CONTRAVENTEOS EXCÉNTRICOS. TEORÍA Y PRÁCTICA DEL DISEÑO

Enrique Martínez R.[1]

RESUMEN

Un interesante esquema para resistir cargas laterales se ha estado empleando cada vez con más frecuencia en los edificios de acero. El llamado "sistema de contraventeos excéntricos", el cual ha encontrado una gran aplicación en las zonas de alta sismicidad, en virtud de que provee una importante rigidez lateral, al tiempo de que permite la formación de articulaciones plásticas, que como se sabe disipan una buena parte de la energía sísmica durante su trabajo inelástico.

El presente trabajo expone los principios básicos de diseño estructural en los que se fundamentan los sistemas de contraventeos excéntricos, ejemplificando su uso con algunas aplicaciones que el autor ha realizado en su practica profesional.

Se establece una metodología de trabajo para el diseño de estos sistemas, haciendo énfasis en las características especiales que deben cubrirse en las conexiones y detallado estructural.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de edificios para resistir temblores demanda un análisis cuidadoso de la magnitud y características dinámicas de las cargas que en forma cíclica suelen presentarse durante un evento sísmico, la valuación de las cuales depende de una gran variedad de factores no siempre conocidos del todo.

Esta falta de un conocimiento preciso de las cargas se debe a las múltiples incertidumbres que tenemos del conocimiento de los temblores en sí, agravado por las condiciones del subsuelo, la geología del lugar y desde luego, de las características del edificio. Si bien es cierto que ha existido un desarrollo considerable de la tecnología para realizar análisis estructurales complejos, así como también desarrollos importantes de los análisis de los temblores, todo lo cual pretende reducir el nivel de las incertidumbres anotadas anteriormente, también es cierto que mucho de este conocimiento se basa sobre factores empíricos, en tanto se convalidan con los resultados actualmente en desarrollo. Sin embargo, es normal esperar que a la luz de nuevos eventos sísmicos se vuelvan a presentar otras situaciones hasta entonces desconocidas que demanden a su vez nuevos ajustes en nuestra tecnología y nuevas áreas de investigación, en un proceso dinámico de aprendizaje y evaluación.

En algunos casos de diseños de edificios, no resulta del todo práctico desarrollar estudios dinámicos complejos que garanticen comportamientos estructurales competentes bajo condiciones sísmicas, dado que existen aún reglamentos que siguen basándose en la confianza de sus resultados derivados de la aplicación de criterios de diseños estáticos de cargas equivalentes, en los cuales un cierto porcentaje del peso del edificio se aplica al mismo como cargas horizontales, distribuyéndose en su altura de alguna manera empírica particular. Dichos reglamentos muchas veces acotan el beneficio de los análisis dinámicos a un cierto porcentaje mínimo de los resultantes del análisis estático.

Utilizando estos reglamentos se pueden establecer fuerzas en los miembros mediante análisis estructurales estáticos, y diseños elásticos de los miembros. La evolución de los reglamentos ha sido gradual y aunque ahora admiten formas más sofisticadas para valuar las cargas que de manera dinámica se presentan en la estructura durante un sismo, siempre se tasan dichas cargas en función de lo que establecen los análisis estáticos convencionales, como un "mínimo confiable" para la seguridad estructural. por ejemplo, resulta del dominio público el hecho de que los espectros de respuesta obtenidos para un sitio determinado se reduzcan de una manera un tanto arbitraria para llegar a ordenadas espectrales de diseño del orden del 40% de las máximas aceleraciones espectrales de respuesta, con el objeto de tomar en cuenta una sobrerresistencia de las estructuras que existiendo de hecho es bien difícil de valuar de una manera precisa. A partir de estos espectros

[1]Profesor Area de Estructuras. Facultad de Ingeniería UNAM. Consultor en Ingeniería Estructural. México, D.F.

de respuesta, los Reglamentos permiten adicionalmente otra reducción arbitraria de estas aceleraciones espectrales, para considerar de alguna manera simple la ductilidad o reserva inelástica del sistema estructural, con lo cual se llega a niveles de cargas que se manejan como si la estructura se comportará siempre de una manera elástica. Así, las fuerzas sísmicas laterales que se obtienen de los Códigos ciertamente son considerablemente más bajas que aquellas a las cuales el edificio se vera sometido durante temblores reales (probablemente a cargas del orden de una tercera a una sexta parte más bajas de las que ocurrirían en un temblor intenso normal). Sin embargo, existe el consenso en nuestra comunidad ingeniería de que este tipo de criterios conduce a diseños estructurales que funcionan adecuadamente bajo solicitaciones sísmicas.

¿Cuál es la clave de este buen comportamiento sísmico de las estructuras aparentemente subdiseñadas?. Fundamentalmente su resistencia inelástica o ductilidad del sistema. En el caso de acero, por supuesto la ductilidad es la propiedad más preciada de este material que hace posible tener esa sobrerresistencia.

Dicha ductilidad es tomada en cuenta por los reglamentos con el llamado "factor de comportamiento sísmico" (antes factor de ductilidad), que depende fundamentalmente de la forma en que los elementos de la estructura se interconectan entre sí. Así, aquellas estructuras en la cuales las vigas de los entrepisos a los que se unen de manera continua a las columnas y las proporciones geométricas de dichas secciones son tales que el material puede llegar a desarrollar sus esfuerzos de fluencia **Fy**, sin sufrir pandeos locales previos (secciones compactas), este tipo de estructuración permitirá la formación de una serie de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas que lleguen a columnas, las cuales dan lugar a una redistribución plástica de las cargas en la estructura, e incrementos substanciales de las mismas sin colapso, hasta que se forme auténticamente un mecanismo como límite de su capacidad de carga.

Los criterios de diseño basados sobre cargas últimas consisten en magnificar las acciones (cargas) mediante el uso de ciertos factores mayores que la unidad, para tomar en cuenta las probabilidades de que las mismas se exceden durante las condiciones normales de trabajo de la estructura y reduciendo las capacidades de resistencia de los elementos, mediante el uso de factores de reducción menores que la unidad, que toman en cuenta los probables defectos de los materiales, y su construcción.

Así, factorizando las cargas en incremento y reduciendo las capacidades de resistencia de la estructura a partir de sus cargas últimas, se logran obtener factores de seguridad uniformes que conducen a diseños económicos y confiables.

Los marcos continuos resistentes a cargas laterales que cumplen con las condiciones de poder incursionar dentro de los rangos de inelasticidad del material, sin colapso o pérdida de estabilidad, son ideales para zonas sísmicas, por la gran cantidad de energía de deformación que disipan sus articulaciones plásticas. Estos marcos reciben el nombre de "marcos continuos especiales" y permiten utilizar los factores de comportamiento sísmico o factores de reducción por ductilidad con los máximos valores admitidos por los Reglamentos.

Aquellos marcos semejantes a los anteriores pero con algunos impedimentos para la formación de articulaciones plásticas en todos los puntos? necesarios para la formación de mecanismos, se les denomina simplemente "marcos continuos ordinarios" y desde luego admiten menores valores de los factores de comportamiento sísmico o factores de ductilidad.

Otros arreglos estructurales tales como los de marcos contraventeados (contraventeos concéntricos) tienen una disipación de energía menor, representada por las limitadas incursiones inelásticas que pudieran tener dichos contraventeos. De hecho si en rigor se consideran los contraventeos como elementos trabajando fundamentalmente a carga axial de tensión o compresión, la capacidad última de dichos elementos está limitada por la fluencia en tensión, o bien el menor de los valores representados por el pandeo elástico del material o la fluencia a la compresión, con lo cual no existiría en sí la redistribución plástica por este concepto.

Sin embargo, si los marcos que contienen los contraventeos poseen alguna capacidad de resistencia a carga lateral por sí solos (sin el auxilio de las diagonales), entonces el marco se convertirá en el denominado "sistema dual", significando que existe en sí una doble acción escalonada de la resistencia a las cargas laterales: la primera provista por los contraventeos (por ser más rígidos que el marco) y una vez que se haya iniciado la fluencia en ellos, los marcos comenzarían a trabajar hasta alcanzar su carga última. A los sistemas duales que funcionan de esta manera se les asigna un valor mayor de los factores reductivos por ductilidad que a los "marcos contraventeados ordinarios" pero en ocasiones menores que los "marcos continuos especiales".

En los siguientes párrafos se hablará en forma específica de este interesante tipo de esquema estructural para resistir cargas laterales.

2. CONTRAVENTEOS EXCÉNTRICOS

Los marcos que tienen contraventeos excéntricos son los sistemas estructurales más económicos de los empleados para resistir cargas laterales y disipar energía, en virtud de que combina las características de rigidez lateral de los contraventeos con las de comportamiento inelástico, disipando grandes porciones de energía por ductilidad.

Un marco con contraventeo excéntrico se puede definir como un marco conteniendo por lo menos una diagonal de contraventeo en la cual por lo menos uno de sus extremos se conecta a una viga separada del nudo que forma la viga y la columna, de manera que se establezca por lo menos un tramo de viga estable que pueda fluir plásticamente en su función de llevar la descarga del contraventeo al eje de la columna mediante trabajo por cortante y flexión.

Si uno piensa en un marco resistente a cargas laterales. formados por vigas unidas en forma continua a las columnas, su resistencia a la flexión y al cortante de los elementos estructurales que lo conforman proporciona en sí su resistencia a las cargas laterales. Comparativamente hablando con un marco contraventeado, la resistencia a cargas laterales se desarrolla fundamentalmente por la resistencia a carga axial de los contraventeos o miembros diagonales. En cambio en los marcos con contraventeos excéntricos, se desarrolla una combinación ideal de las dos resistencias anteriores a cargas laterales (por cortante y flexión de los miembros del marco y por la carga axial de la diagonal), sin pérdida de ductilidad.

El desarrollo de este esquema estructural, se debe en gran parte al impulso dado por el Profesor Egor Popov de la Universidad de Berkeley, California y sus múltiples colaboradores (Ref. 1), quienes a través de varios años de investigación y de pruebas en los laboratorios, han llegado al establecimiento de una serie de recomendaciones para fijar la geometría idónea de los mismos, y diseñarlos adecuadamente, con el debido detallado cuidadoso de sus conexiones. La diversa literatura existente sobre este tema, utiliza el término "link" (eslabón) para denominar el tramo de viga comprendido entre el punto donde se interceptan las líneas centroidales de las vigas y los contravientos, y el eje de columnas (figura 1).

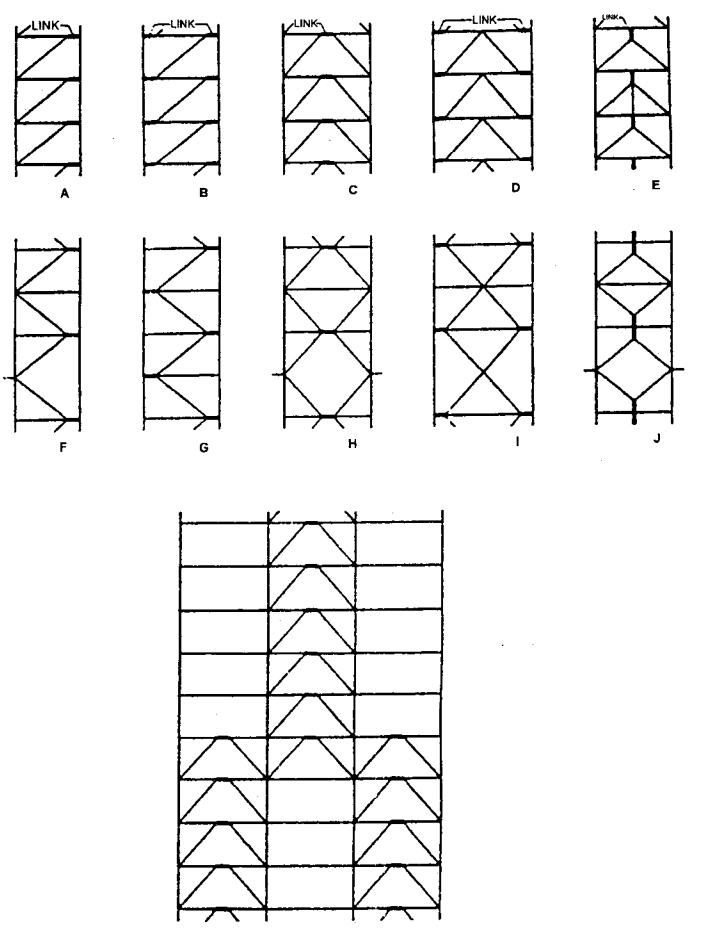


Figura 1. Configuraciones de Contraventeos Excéntricos

Este elemento hace las veces de un "fusible" que limita la fuerza axial en el contraventeo para evitar con ello cualquier tipo de falta no dúctil o pandeo en la diagonal en sí, fluyendo por cortante antes de que la condición crítica mencionada se presente. Es precisamente este elemento el que actúa como principal disipador de energía del marco describiendo ciclos de comportamiento histerético como el que se muestra en la figura No. 2.

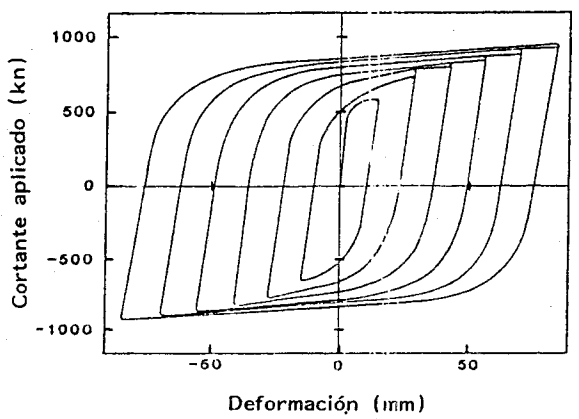


Figura 2. Curva Fuerza Deformación de Cortante (link)

En principio el diseño de un sistema de contraventeos excéntricos se fundamenta en lo siguiente:

- El eslabón (link) debe ser capaz de admitir deformaciones inelásticas verticales grandes (del orden del 10% de su longitud) a través de un cierto número de ciclos sin que se presente pandeo local o falla por rotura del material.

- La resistencia de la diagonal de contraventeo y sus conexiones deberán exceder por un margen confortable la capacidad de carga de fluencia del eslabón.

- Las columnas y otros elementos del sistema deben ser capaces de resistir en forma elástica las fuerzas que se presenten en la fluencia plástica del eslabón.

Así, una vez que el eslabón fluya plásticamente se convierte en el fusible que protege el perfecto balance del sistema de algunos incrementos de la carga (excepto de efectos secundarios tales como el endurecimiento por deformación).

La rigidez lateral del sistema de contraventeos excéntricos es principalmente una función de la relación entre la longitud del eslabón de cortante a la longitud de la viga (Ref. 2 pag. 44). Al reducir la longitud del eslabón el marco con contraventeos excéntricos se vuelvan más rígido aproximando su rigidez a la de un marco con contraventeos concéntricos. Por el contrario al incrementarse la longitud del eslabón de cortante se flexibiliza más el sistema de contraventeos excéntricos aproximando su rigidez a la del marco continuo.

La filosofía de diseño de los marcos con contraventeos excéntricos se fundamenta en crear un marco que permanezca esencialmente elástico fuera de la bien definida porción del eslabón de cortante o link, que fluirá plásticamente. Así, durante cargas laterales intensas se puede predecir que el eslabón de cortante se deformaría inelásticamente con un gran despliegue de ductilidad y disipación de energía. Las Normas Reglamentarias pretenden asegurar que las vigas, los contraventeos, las columnas y sus conexiones permanezcan dentro de su rango elástico en tanto que los eslabones fluyen plásticamente de una manera estable, aunque en el caso de un temblor extraordinario podría esperarse que se presentaran deformaciones permanentes o cierto grado de daño estructural en el eslabón de cortante y sus alrededores.

Existen tres principales variables en un marco de contraventeos excéntricos:

a) La configuración geométrica del contraventeo.

b) La longitud del eslabón de cortante.

c) Las propiedades de la sección transversal del eslabón de cortante.Una vez que se hayan seleccionado las tres variables anteriores y validado, los aspectos remanentes del diseño del marco tendrán un impacto mínimo en la configuración, longitud del eslabón y dimensión de la sección del mismo.

Por ello resulta esencial en el diseño de los marcos con contraventeos excéntricos identificar un procedimiento sistematizado que nos permita evaluar el impacto de las variables mayores. Si no se pone cuidado en comprender dicho impacto, el diseñador puede perderse en un nudo de iteraciones y de combinaciones, por lo cual se proponen las siguientes estrategias como guía:

1. Establezca el criterio de diseño (cargas, deformaciones límites, etc.)
2. Identifique la configuración deseada del contraventeo excéntrico (requisitos arquitectónicos o mecánicos)
3. Selecciónese una longitud del eslabón de cortante
4. Calcúlense las fuerzas en los elementos estructurales
5. Escójase una sección apropiada para el eslabón de cortante y para la viga
6. Selecciónese una sección apropiada para el contraventeo
7. Verifíquense las deformaciones laterales y la rotación del eslabón.
8. Revísese el diseño de los contraventeos, las columnas y los demás componentes del marco.
9. Verifíquense la capacidad última de los componentes.
10. Diseñe los elementos de arriostramiento lateral y los atiesadores.
11. Diseñe las conexiones.

El proceso de diseño para los marcos con contraventeos excéntricos al igual que la mayoría de los diseños estructurales, es un proceso iterativo en el que la mayor parte del los diseñadores hacen una selección preliminar de la configuración a utilizar, al igual que de la longitud del eslabón de cortante y de la sección del mismo, basado en una aproximación gruesa en los cortantes de diseño, a partir de los cual se pueden estimar con relativa facilidad y razonable aproximación las secciones de los contraventeos y de las columnas.

Una vez logrado este paso se deberá hacer un análisis elástico preferiblemente con un programa de computadora para obtener un valor refinado del periodo del edificio, del cortante y de la distribución de fuerzas cortantes en los distintos niveles del edificio.

De igual manera las deformaciones elásticas de las estructuras y la distribución de las fuerzas en los elementos del marco pueden obtenerse de este primer análisis por computadora.

La selección de la configuración de contraventeos excéntricos a utilizar depende de varios factores, tales como las proporciones altura-ancho del entreeje y del tamaño y ubicación de las áreas abiertas que se requiere en elevación por debajo de los contraventeos. Estas restricciones pueden llegar a opacar cualquier optimización estructural que se utilice como criterio de diseño, toda vez que se trata de funcionalidad de la estructura. La idea es que por lo menos uno de los extremos de cada contraventeo llegue a unirse al eslabón de cortante. La figura 1 ilustra algunas de las muy diversas posibilidades de configurar las crujías contraventeadas excéntricamente.

Las configuraciones **A** y **C** son generalmente las preferidas desde el punto de vista de simplicidad de fabricación y economía. Todo eslabón de cortante requiere una serie de atiesadores laterales y arriostramientos laterales. Las configuraciones **B** y **D** presentan dos eslabones de cortante en los extremos de una misma viga, situación que no es generalmente muy efectiva desde el punto de vista costo, en especial si una configuración que tenga un solo eslabón de cortante puede resolvernos el problema.

Se debe tener mucho cuidado cuando se utilicen configuraciones que presenten eslabones de cortante en ambos extremos del contraventeo ya que es problemático entender la forma en que se distribuye tanto la carga del contraventeo

como las deformaciones inelásticas entre los dos eslabones. Esta situación es particularmente delicada ya que por pequeños que sean los errores en la distribución de carga supuesta, se puede llegar a que uno de los eslabones provean una porción substancialmente grande de la deformación inelástica.

No obstante que las configuraciones **C** y **D** se muestran simétricamente con respecto a la línea de centros del entre eje, esto no es indispensable que así sea; generalmente esta simetría es deseable para conservar las fuerzas balanceadas en los componentes del marco fuera de la zona del eslabón.

Según se muestra en las configuraciones **E** y **J**, los eslabones no tienen que ser necesariamente horizontales, y no obstante que estos llegan a la viga, tampoco se requiere que tengan la misma sección que la propia viga.

Por otra parte, reflexionando un poco en las configuraciones **F, G, H, I** y **J** se puede observar que pueden cualquiera de ellas ser interesantes desde el punto de vista de la expresión arquitectónica, en la cual puede quedar expuesto el contraventeo tal y cual. Estas configuraciones suelen también ser útiles en donde las plantas incorporen unas áreas libres de uno o más pisos (doble altura) que haga imposible arriostrar el eslabón de cortante precisamente en esos pisos. Al usar la configuración **I**, y diseñar adecuadamente los contraventeos, es posible eliminar las vigas horizontales en el cruce de los contraventeos. De igual manera, se pueden eliminar las vigas horizontales en pisos alternados de las configuraciones **F, H y J**, en los tramos comprendidos entre los contraventeos excéntricos, siempre y cuando se coloquen vigas horizontales a las crujías adyacentes para impedir la formación de un contraventeo en forma de **"K"**.

Las configuraciones **C** y **H** tienden a minimizar la fuerza axial en los eslabones de cortante (Ref. 3, pag. 506), en tanto que las configuraciones **E** y **J** eliminan por completo dicha fuerza axial de los eslabones de cortante, como se puede concluir al establecer el equilibrio de las fuerzas verticales en el nudo en donde el eslabón de cortante se una a la viga.

Conforme el cortante y las fuerzas de volcamiento aumenten con la altura del marco, la configuración de contraventeo mostradas en el arreglo **K** consistente en defasar las naves contraventeadas abriéndolas respecto al entreeje central, puede resultar benéfica ya que si con buen juicio se hace una selección adecuada del punto en donde se abran las naves contraventeadas? es posible lograr que las cargas axiales en las columnas de los niveles inferiores resulten aproximadamente iguales, permitiendo con ello una mayor repetición de las secciones de las columnas, la dimensión de la cimentación y el número de detalles diferentes de eslabones de cortante en el edificio.

3. PROPORCIONES DE LAS CRUJÍAS CONTRAVENTEADAS

En el diiseño de marcos con contraventeo excéntrico las proporciones de los elementos que los componen se seleccionan deliberadamente con el objeto de propiciar fuerzas cortantes elevadas en el eslabón de cortante, en virtud de que la fluencia por cortante puede darse en un rango de amplias deformaciones sin pérdida de estabilidad, lo que representa un comportamiento sumamente dúctil del marco contraventeado con el beneficio de la alta rigidez lograda por la diagonal. Es por ello altamente deseable que la longitud del eslabón de cortante sea lo suficientemente pequeña como para que la distorsión geométrica del mecanismo de falta no altere la funcionalidad del marco, pero al mismo tiempo, lo suficientemente grande como para permitir la mayor disipación de energía con los ciclos histeréticos fuerza-deformación plástica.

La selección entre utilizar un solo contraventeo diagonal excéntrico, o dos en una misma crujía, generalmente depende de las dimensiones relativas del marco, o bien, lo que se le puede llamar, su "relación de aspecto" ancho/altura (b-h). (Ver figura 3).

Se recomienda que la longitud del eslabón de cortante e sea menor o igual a 0.15 L en el caso de que el contraventeo tenga una sola diagonal, y menor o igual a 0.2 L cuando tenga doble diagonal.

Por lo general es recomendable también que la inclinación de las diagonales con la horizontal θ, tenga un ángulo que oscile entre los 35° y 60° con el doble objeto de hacer más efectivo el trabajo de la diagonal y evitar complicaciones en las conexiones de las diagonales a la viga y a la columna. Cuando (θ es menor que 35° pudiesen requerirse grandes placas de conexión que dificulten la alineación de la diagonal con sus puntos de trabajo; en cambio, cuando es mayor de 60°, las diagonales resultan con unas fuerzas axiales muy elevadas que requieren de gran cantidad de tornillos o soldaduras en sus conexiones. (Ref. 3, pag. 504).

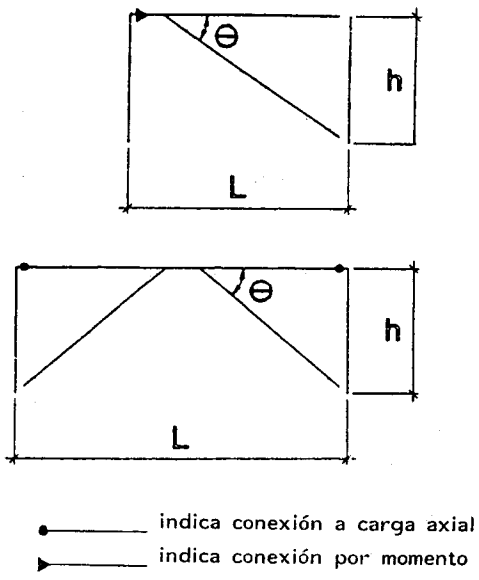


Figura 3. Proporciones de los marcos

Por otra parte, para facilitar la conexión del extremo de la diagonal opuesta, al eslabón se pueden permitir pequeñas excentricidades siempre que la conexión se diseñe para permanecer elástica bajo cargas factorizadas.

La selección de las proporciones óptimas del contraventeo excéntrico, demandan una cierta flexibilidad en la selección de la longitud del eslabón de cortante y en la configuración de las diagonales de contraventeo. Por lo general es más fácil acceder a las solicitudes de espacios libres bajo las diagonales de los arquitectos cuando se utilizan los contraventeos excéntricos que cuando se emplean contraventeos concéntricos, pero habrá que trabajar conjuntamente con los arquitectos para seleccionar las proporciones que satisfagan sus requisitos a la vez que el comportamiento estructural derivado.

4. LONGITUD DEL ESLABÓN DE CORTANTE

El comportamiento inelástico del eslabón de cortante depende de manera fundamental de su longitud; a menor longitud corresponde una mayor influencia de las fuerzas cortantes en su comportamiento inelástico. La fluencia por cortante tiende a ocurrir de una manera muy uniforme a lo largo de la dimensión **e** del eslabón. La fluencia por cortante es altamente dúctil, con una gran capacidad de comportamiento inelástico, considerablemente en exceso de la que se puede predecir de la simple fluencia por cortante del área del alma, siempre que el alma tenga el suficiente arriostramiento contra el pandeo, por medio de atiesadores (Ref. 3, pag. 449 y Ref. 4, pag. 73).

Los eslabones de cortantes generalmente se comportan como vigas cortas sometidas a cargas de cortante iguales y contrarias en sus extremos, con lo cual se logran momentos flexionantes iguales y opuestos en cada extremo, que flexionan en doble curvatura al eslabón, con su punto de inflexión al centro de su longitud **e;** es decir, a **e/2** (Ver figura 4).

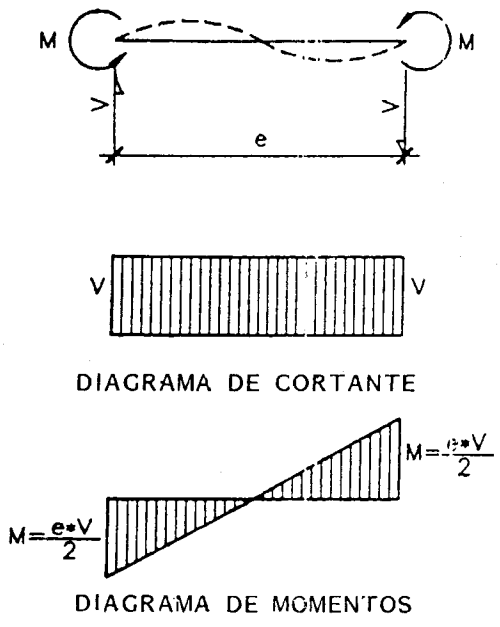


Figura 4. Carga típica en el eslabón

Las diferentes dimensiones de la longitud del eslabón **e** presentan los siguientes comportamientos:

e<1.3 Ms/Vs	garantiza un comportamiento por cortante. Se recomienda esta dimensión como el límite superior para los eslabones de cortante (Ref. 2, pág. 46).
e<1.6^ Ms/Vs	La deformación inelástica queda controlada por la fluencia por cortante (Ref. 5, pág. 113-c).
e = 2.0 Ms/Vs	El comportamiento del eslabón queda balanceado entre la fluencia por cortante y por flexión.
e<2.2 Ms/Vs	El comportamiento del eslabón pudiera aún quedar controlado por cortante (Ref. 5, pág. 111-c).
e<2.6 Ms/Vs	La deformación inelástica del eslabón queda controlada por la fluencia por flexión (Ref. 5, pág. 1 1 3-c).

donde Ms es la resistencia por flexión del eslabón $Ms = F_yZ$, y Vs su resistencia por cortante $Vs = 0.55\ F_ydt_w$.

Vale la pena anotar que la mayor parte de las investigaciones realizadas hasta la fecha, se ha fundamentado a eslabones de cortante cuya longitud **e** es menor que Ms/Vs. Tales eslabones despliegan un buen comportamiento exhibiendo una alta ductilidad y buena estabilidad en su respuesta histerética.

Definitivamente a menor longitud del eslabón, se tendrá una rotación mayor en el mismo. La referencia O, sección 2722 (h) 3, establece límites para estas rotaciones, que cuando se exceden, recomienda se reduzca la deformación lateral o se incremente la longitud del eslabón.

La referencia 2, pag. 46 establece que la mayoría de los marcos con contraventeos excéntricos cuya longitud **e** del eslabón de cortante es aproximadamente 1.3 Ms/Vs trabajan satisfactoriamente, lo cual permite al diseñador una cierta flexibilidad para realizar cambios en las dimensiones de los elementos y las longitudes de los eslabones durante el proceso de diseño, y permanecer aún por debajo del límite 1.6^ Ms/Vs para la longitud **e**, según lo recomienda el reglamento de la referencia 6, sec. 2722 (h). El mantener la longitud del eslabón dentro del limité superior del comportamiento controlado por el cortante por lo general resulta en rotaciones de magnitud aceptable al eslabón.

Hay que reconocer que la selección de la longitud del eslabón **e**, a menudo está sometida a requisitos arquitectónicos como pudiera ser el ancho de una puerta o paso.

Cuando dicha restricción no exista, se puede considerar una longitud **e** tentativa del eslabón, de 0.15 L. para el caso del arreglo de contraventeos en forma de "**V**" invertida, y de 0.20 para contraventeos con una sola diagonal.

En los casos en que la longitud mínima del eslabón **e** se tenga que reducir del valor recomendado, se podrá entonces agregar cubreplacas a los patines del eslabón, de manera de incrementar su capacidad por flexión y transformar lo que sería un eslabón donde controle el momento flexionante en un eslabón por cortante.

La discontinuidad en la curvatura de la viga de las crujías con contraventeos excéntricos, generada por la deformación plástica del eslabón, hará que durante los sismos intensos los daños estructurales y no estructurales se concentren precisamente en torno al eslabón, situación privilegiada en una estructura.

5. SELECCIÓN DE LA SECCIÓN DEL ESLABÓN

Por lo general la sección del eslabón se selecciona de manera de que se satisfaga el área mínima del alma para resistir el cortante causado por la descarga de la diagonal durante la condición sísmica de diseño. Si bien es deseable lograr una uniformidad en la sección de los distintos tipos de eslabones con fines de una optimización estructural, debe procurarse siempre satisfacer, **pero no exceder** el área del alma dt_w, requerida, ya que el exceso de área en el alma del eslabón

demandará el robustecimiento de los demás componentes del marco contraventeado, que se tendrán que diseñar de manera de exceder en resistencia al eslabón.

La optimización del área de cortante puede conducir a varias anomalías cuando se seleccione la sección del eslabón en un marco con contraventeos excéntricos. Por ejemplo, es posible seleccionar una viga con el área de cortante mínima requerida, y descubrir después que una viga con menor área total y menor capacidad de flexión resultaría también adecuada.

Dentro de un mismo peralte nominal de vigas sabemos que existen varias opciones para el ancho del patín. Por lo general el área del alma disminuye conforme se incrementa el ancho del patín, en cuyos casos la capacidad por cortante se reduce independientemente de que el área transversal total de la sección y la capacidad a momento flexionante se incrementen.

Por lo tanto, el optimizar el área del alma puede conducir a seleccionar una viga con un área total de su sección transversal y capacidad a flexión mayor que aquellas asociadas a una viga que tenga la siguiente mayor área del alma. Por ello puede llegar a suceder que en el diseño de un marco con contraventeos excéntricos de varios pisos, se encuentre el caso de que las vigas no se hacen progresivamente más pesadas en los pisos bajos.

La deformación por cortante en el eslabón tiene por lo general una contribución menor a la deformación elástica del marco contraventeado, ya que la deformación elástica queda controlada por la flexión de las vigas y de las columnas, así como por la deformación axial de las columnas y contraventeos diagonales.

La deformación inelástica del marco contraventeado queda sin embargo, controlada en forma mayoritaria por el giro del eslabón que ocasiona su deformación por cortante. En consecuencia la sección del eslabón que aparenta ser la parte más rígida en los análisis elásticos, no necesariamente tiene la capacidad más grande de carga última por cortante más grande.

Generalmente el diseño de la sección del eslabón se optimiza mediante la selección de una sección con la capacidad de cortante mínima requerida y la capacidad máxima a la flexión disponible. Por ello las secciones más eficientes para los eslabones de cortante son las secciones más peraltadas y con alma más delgada siempre que cumplan con los requisitos de las secciones compactas marcadas en la sección 9702 (b) 4 (iv). Sucede sin embargo, que al seleccionar una sección peraltada que no cumple con el requisito de las almas en secciones compactas puede resultar ventajoso que se agreguen atiesadores horizontales en el alma de manera de disminuir la relación de esbeltez del alma d/tw, y hacer con ello que se cumplan los requisitos anteriores para almas compactas.

Cuando por requisitos arquitectónicos se limiten tanto el peralte de la viga como los anchos de sus patines, el diseñador puede desear seleccionar una sección que cumpla con los requisitos de cortante en el alma y añadir cubreplacas en los patines para incrementar su capacidad a la flexión. Alternativamente puede seleccionar una viga formada por tres placas soldadas con las dimensiones requeridas.

El uso de cubreplacas también puede beneficiar el incremento de la capacidad por flexión y transformar un eslabón de momento flexionante en un eslabón de cortante, cuando restricciones no estructurales permitan reducir la longitud del eslabón.

Algunos diseñadores acostumbran a utilizar tanto atiesadores horizontales y cubreplacas para cumplir con las condiciones de almas compactas y optimizar la resistencia por flexión.

6. GIRO DEL ESLABÓN

El cálculo del giro o rotación del eslabón es meramente un ejercicio geométrico simple. Por ejemplo, la figura 5 ilustra el caso de un contraventeo excéntrico con una diagonal, controlado por la deformación lateral máxima permitida según reglamento δ.

El giro del eslabón θ, será igual a Δ/e, puesto que se trata de deformaciones pequeñas.

$= \delta/h$ y por geometría, $\Delta = \alpha\, e + \alpha\,(L-e)$

$\therefore f\theta = \alpha\,(e + a)/e = \delta/h\,(1 + a/e)$

La referencia 6 establece en su artículo 2722 (h) 3A, un límite máximo admisible para θ de 0.06 radianes. Otras configuraciones de contravientos excéntricos, tienen diferentes valores de θ en función de la geometría del mecanismo de falla (Ref. 14, sec. 10.2 g).

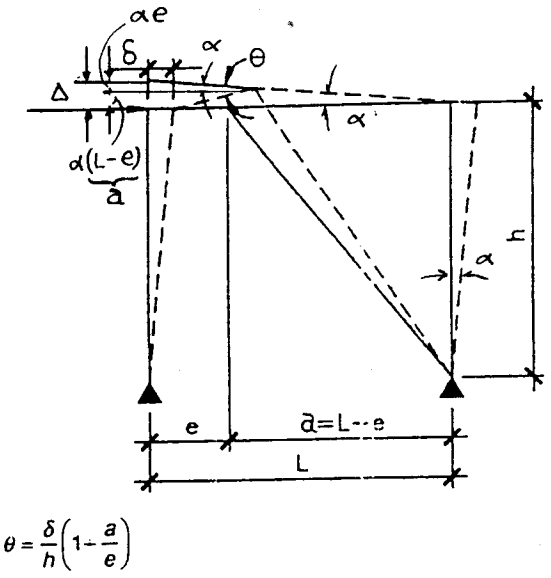


Figura 5. Giro del eslabón

7. CONEXIÓN DEL ESLABÓN A LA COLUMNA

La conexión del eslabón a la columna generalmente debe resistir momentos flexionantes y fuerzas cortantes elevadas, acompañados por rotaciones o giros importantes. Por ello se recomienda al diseñador que oriente las columnas de manera de recibir al eslabón en su dirección más fuerte; es decir. con una conexión al patín de la columna. y suministrar suficiente arriostramiento lateral fuera de su plano para evitar el pandeo lateral del eslabón.

Las recomendaciones existentes hoy en día para el diseño de contraventeos excéntricos, de la referencia 6, en el inciso 2722 (h) 11A requieren que la conexión del eslabón a la columna sea a base de soldaduras (no atornillada) de penetración completa entre los patines del eslabón y la columna. Donde la resistencia de la viga del eslabón esté controlada por el cortante, el alma deberá soldarse a la columna de manera de que se pueda desarrollar la resistencia completa del alma de la viga del eslabón. Todo lo anterior se ilustra en la figura 6.

Cuando por razones del proyecto la viga del eslabón se tenga que conectar al alma de la columna (dirección más débil), el inciso 2722 (h) 11B establece que dicha conexión sea soldada, con penetración completa entre los patines del eslabón y unas placas atiesadoras soldadas por tres lados al alma y a los centros interiores de los patines. Al igual que en el caso anterior, el alma de la viga del eslabón debe soldarse de manera de que pueda desarrollar su resistencia completa (Figura 7).

En ambos casos (conexión al patín de la columna o a su alma) la conexión de la viga del eslabón a la columna implica que se transmita la capacidad total a flexión de la viga.

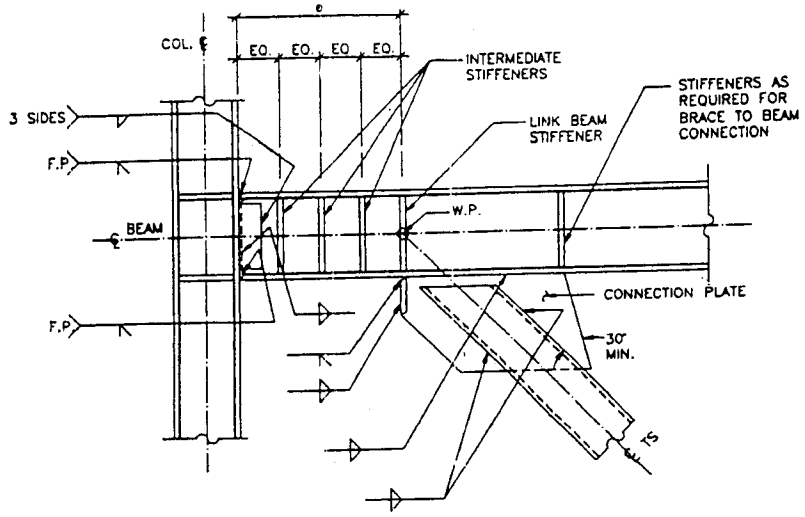


Figura 6. Conexiones del eslabón al patín de la columna

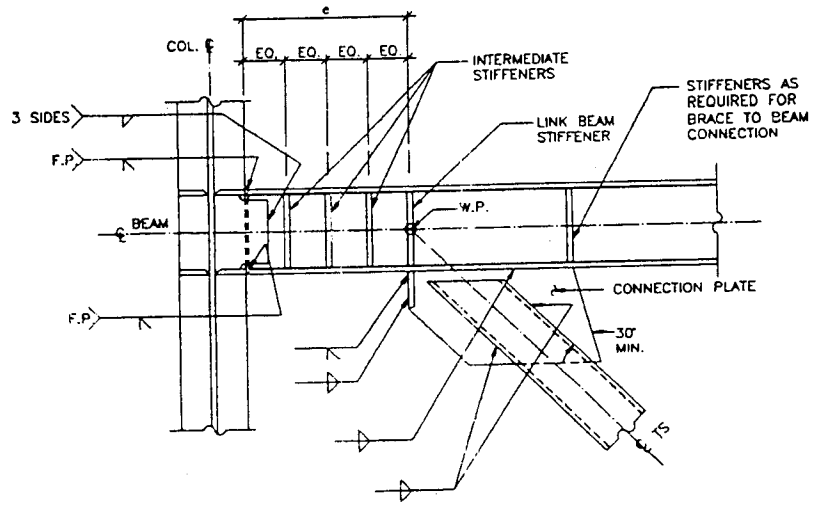


Figura 7. Conexiones del eslabón al alma de columna

No obstante que el modelo de la figura 4 presupone que los momentos en los extremos del eslabón son iguales en magnitud y opuestos en dirección, los análisis elásticos de marcos con contraventeos excéntricos de una sola diagonal revelan momentos flexionantes significativamente mayores en el extremo del eslabón que llega a la columna, que aquel que llega a la diagonal de contraventeo. Asi mismo, las pruebas en los laboratorios (Ref. 12, p. 374) han demostrado que esta situación se prolonga a la región inelástica, donde los momentos extremos han llegado a valor ± 43 % de eVs/2.

En los eslabones cuyo diseño estuvo gobernado por el cortante, en el momento de diseño en la conexión con la columna puede llegar a exceder M_{rs}, que es el momento resistente de la viga del eslabón, reducido por la presencia de las fuerzas axiales; es decir:

$$M_{rs} = Z_x (F_y - f_a) \text{ o bien, } M_{rs} = Z_f (F_y - f_a)$$

donde M_{rs} se calcula utilizando las áreas de los patines solamente.

Por lo tanto, el momento elástico derivado del análisis, en la columna factorizado por ϕ, M_{ce}, es decir, debe utilizarse en el diseño de la columna, a menos que ϕ, M_{ce} exceda la capacidad de Momento flexionante de la viga M_s, en cuyo caso este último momento M_s, será el que se utilice como límite superior del momento en la viga del eslabón, para retransmitirlo a la columna por la conexión.

Recientemente se han estado haciendo estudios y ensayes de marcos con contraventeos excéntricos cuyas conexiones entre el eslabón de cortante y la columna son del tipo parcialmente restringido o flexible (Ref. 13), demostrando con ello que no es indispensable contar con una conexión 100% a momento entre estos elementos para lograr la estabilidad del marco en sí, y que con este tipo de conexiones flexibles se pueden resistir las cargas de viento y de sismos moderados de una manera económica.

8. CONEXIÓN DE LA VIGA A LA COLUMNA

Según la referencia 2, sec. 2722 (h)18, la conexión de la viga de un contraventeo excéntrico (no la porción del eslabón a la columna), pueda hacerse como una articulación o conexión simple, transmitiendo solamente fuerza cortante y fuerza axial. Sin embargo para prevenir cualquier alabeo fuera del plano de la conexión se requiere que la conexión tenga una capacidad a la torsión aunque sea mínima (1% de la resistencia de los patines actuando lateralmente). Según lo establece la referencia 14, sec. 9.7, que es un tanto conservadora, esta resistencia a la torsión debe ser cuando menos de un 1.5% de la resistencia al momento torsional la sección, lo cual es recomendable; es decir:

Resistencia de la Conexión a la torsión = $0.015\ F_y\ \mathbf{b_f t_f d}$

Las figuras 8A y B ilustran una conexión típico viga a columna; primera llegando al patín y la segunda al alma de la columna.

Algunos diseñadores prefieren hacer esta conexión resistente al 100% del momento que la viga transmite a la columna debido a que de cualquier manera, cuando el tirón de la viga causado por la componente horizontal de la diagonal de contraventeo, es grande, la conexión necesita conectar también a los patines para transmitir la carga, con lo cual automáticamente se tiene una conexión por momento.

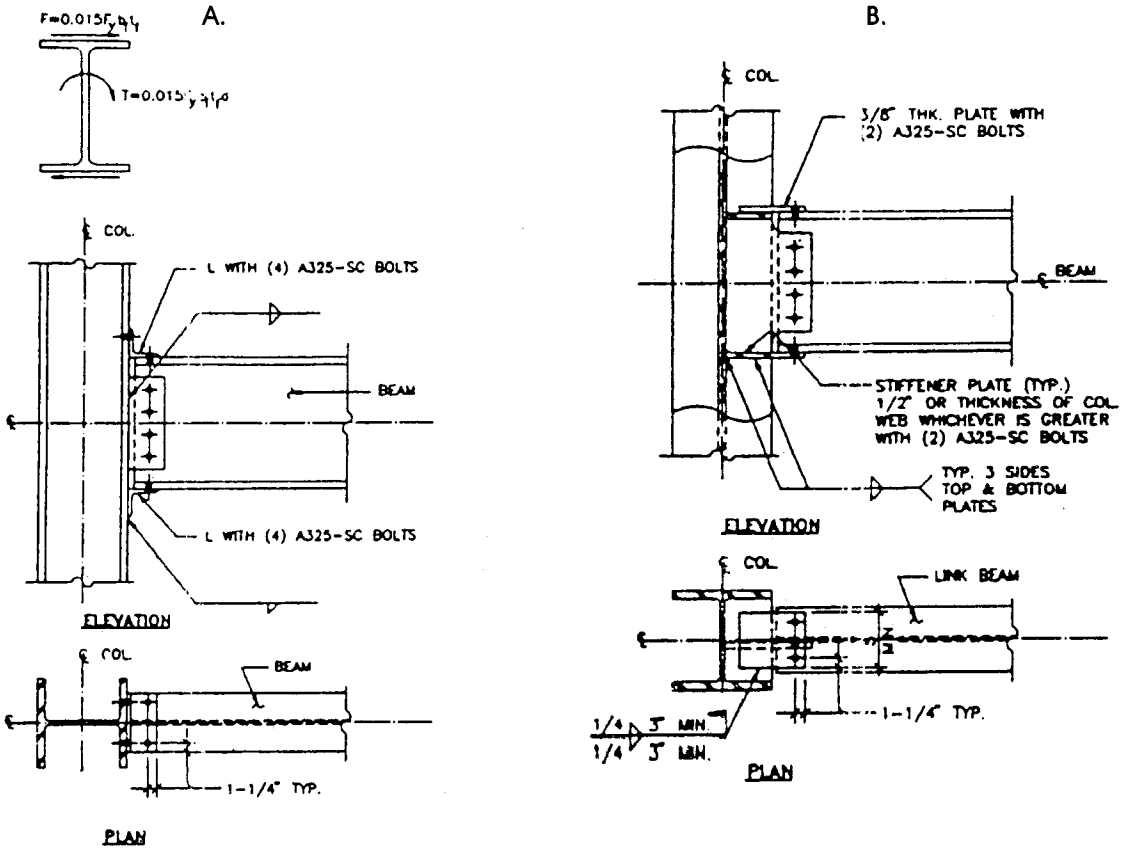


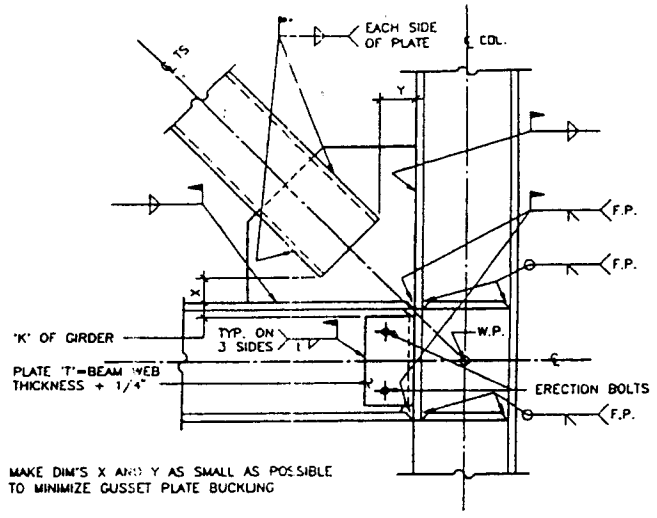
Figura 8A y 8B. Conexiones típicas de viga a columna

Para algunas configuraciones de marcos contraventeados tales como la **C** y la **E** de la figura 1, al contar con conexiones a momento en los extremos de las vigas aumenta la redundancia del mecanismo de colapso del marco. Al mismo tiempo, el diseñador debe estar alerta de considerar el efecto que el momento de la conexión introduce en la columna, para su diseño. Las figuras 9A y B ilustran las conexiones típicas soldadas y atornilladas respectivamente, para el caso de los contraventeos que llegan a la vez a la viga y a la columna, como en el caso del arreglo **C** de la figura 1.

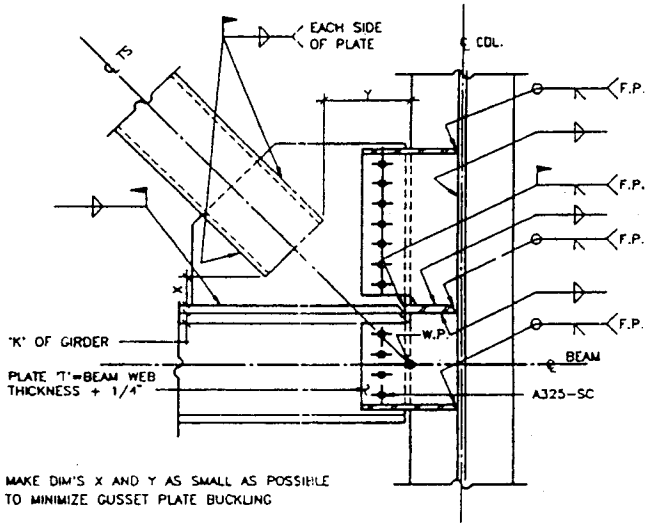
Con el objeto de ser consistente en el diseño, la conexión de la diagonal de contraventeo a la columna, debe ser capaz de desarrollar la resistencia completa a la fuerza de compresión axial del contraventeo. En esencia estas consideraciones son las mismas que las que se hacen para un sistema con contravientos concéntricos. La referencia 15, pags. 25 y 26 ilustran algunas de las opciones disponibles. La figura 9A muestra el caso de utilizar una conexión soldada de campo para unir el contraventeo y la viga al patín de la columna. La gran placa de conexión del contraventeo, al quedar unida a los patines de la columna y de la viga, proporciona en sí una conexión a momento, por lo cual hay que tomar en cuenta en el análisis dicha condición. Nótense los atiesadores de continuidad para el Momento empleados en la columna, a la altura de los patines de la viga.

La figura 9B ilustra la opción atornillada de la condición de contraventeo y viga llegando al alma de la columna. Nótense los atiesadores empleados en la parte superior de la placa de conexión y a la altura de los patines de la viga, para evitar la torsión y el alabeo fuera del pleno de la viga.

A



B

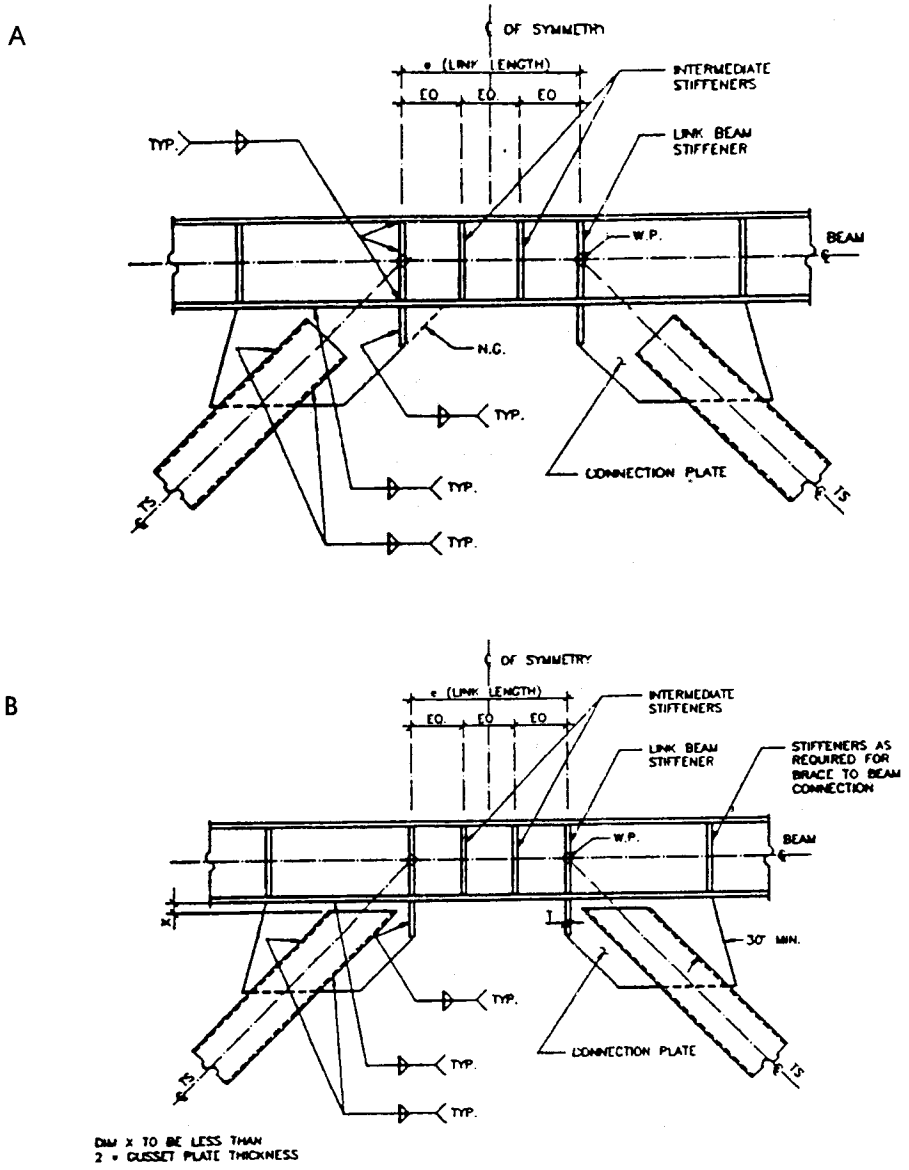


Figuras 9A y 9B. Conexiones de contraventeos a columnas y a vigas

9. CONEXIÓN DE CONTRAVENTEOS A LA VIGA

Esta conexión debe transmitir la capacidad de carga axial de los contraventeos a la viga (Ref. 2). Se debe procurar no extender la placa de conexión o cualquier otro componente de la conexión dentro del eslabón, en virtud de que alteraría significativamente las propiedades que con tanto esmero se seleccionaron para el eslabón. Por ello, no se acepta que parte alguna de la conexión de las diagonales caiga dentro de la longitud **e** del eslabón.

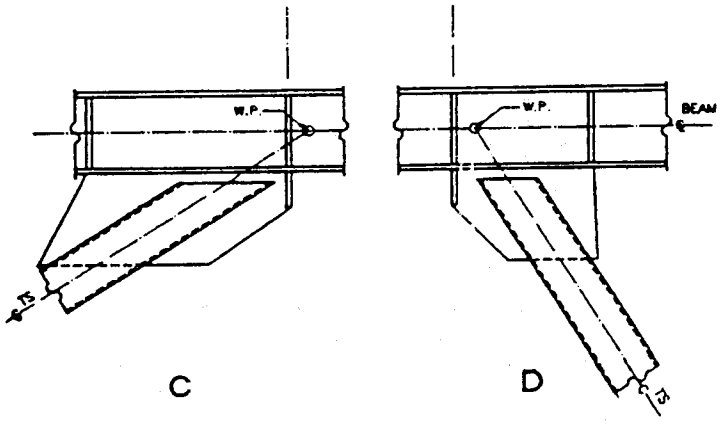
La figura 10A ilustra el caso de un eslabón de cortante que queda centrado entre dos contraventeos, caso muy frecuente de encontrar en los marcos contraventeados (ver figura 1 arreglo **C**). Las pruebas han indicado que este detalle es susceptible de fallar por pandeo local de las placas de conexión (Ref. 3, pag. 508), motivo por el cual se recomienda agregar el atiesador soldado al patín de la viga. Asimismo, algunos diseñadores prefieren hacer un recorte en diagonal del contraventeo para acercarlo más al patín inferior de la viga (figura 10B). Otros optan por dar vuelta al atiesador por el borde de la placa de conexión, paralelo al contraventeo. De cualquier maneras el diseñador debe checar los esfuerzos en la soldadura de unión entre placa y patín, por la excentricidad entre la línea de acción de la fuerza en el contraventeo y el centroide de esta soldadura. Así mismo, se deberá checar el esfuerzo de contacto entre el patín y la raíz del alma, para ver si se requiere colocar un atiesador en el alma de la viga al final de la placa de conexión del contraventeo.



Figuras 10A Y 10B. Conexiones de contraventeos a vigas

Es por lo general recomendable que la línea de acción del contraventeo se intercepte con la línea centroidal de la viga al inicio del eslabón de cortante, tal y como se marca en las figuras 10A y B. Sin embargo, puede darse el caso de que por condiciones arquitectónicas esto no suceda, ya que no es estrictamente necesario que ocurra y puede convenir, según el tipo de perfil usado en el contraventeo y el ángulo al cual llega a la viga. El mover el punto de intersección del contraventeo y la viga un poco hacia el interior del eslabón, es por lo general aceptable y no tiene consecuencia, según se aprecia en la figura 10C, (Ref. 2. pag. 52).

Sin embargo, el localizar el punto de trabajo (punto de intersección entre la línea de centros de la viga y del contraventeo) hacia afuera del eslabón, dentro de la viga (figura 10D), tiende a incrementar el momento flexionante en el eslabón y puede defasar el punto donde se ubica la combinación máxima de esfuerzos de flexión y cortante fuera del eslabón. Sin embargo, en rigor, la presencia de la placa de conexión del contraventeo soldado al patín de la viga, incrementa sustancialmente su resistencia a la flexión y al cortante, inmediatamente afuera del eslabón, por lo cual también podría resultar aceptable siempre que se tenga esto en cuenta en el análisis del marco contraventeado; esto es, el modelo de análisis debe ser consistente con los puntos de trabajo seleccionados y así, los momentos y cortantes se evaluarán no en los puntos de trabajo en sí, sino en los extremos del eslabón.



Figuras 10C y 10D. Conexiones de contraventeos a vigas

10. PANDEO LATERAL DE LA VIGA EN LOS EXTREMOS DEL ESLABÓN

Independientemente de la configuración del marco con contraventeos excéntricos, la zona del eslabón y sus vecindades están sometidas a elevados esfuerzos de flexión que provocan inestabilidad lateral de la sección de la viga; es decir, los esfuerzos de compresión en los patines debidos a la flexión, hace a la sección susceptible de panderarse lateralmente fuera de su plano. Ahora bien, el patín superior está normalmente restringido a ese tipo de inestabilidad por la acción de la losa en tanto que el patín inferior, cuando queda en compresión no tiene restricción alguna.

Por ello, la referencia 2, sec. 2722 (h) 17 demanda que los patines superior e inferior de la viga, en los extremos del eslabón (precisamente en donde los momentos flexionantes son máximos), quedan debidamente arriostrados lateralmente contra el pandeo. Las configuraciones **C** y **D** de la figura 1 requieren un mínimo de dos arriostramientos a lo largo de la viga (en los puntos de unión de la diagonal con la viga); las configuraciones **A, B** y **D** de la misma figura requieren arriostrarse en los puntos de conexión del eslabón con la columna y en el del contraviento con la viga. La configuración **e**, en cambio requiere arriostramiento al centro del claro, sobre la viga y sobre el punto donde se intersectan las diagonales y el contraventeo en "V" invertida.

La referencia 14, en su sección 10.5, establecen que con el objeto de asegurar un comportamiento inelástico estable de un marco con contraventeo excéntrico se deben restringir los extremos del eslabón para torcerse fuera del plano del marco, sugiriendo que los elementos de arriostramiento se calculen para proporcionar un 6 % de la capacidad del patín a carga axial de compresión; es decir:

$$P_{\text{arriostramiento}} = 0.06\, F_y\, \mathbf{b_f t_f d}$$

Las figuras 11A y B muestran dos formas de arriostrar lateralmente las vigas en su patín inferior (el superior lo arriostra la losa). En la figura 11A, el atiesador pasa la carga de arriostramiento a la viga-larguero de piso mediante la conexión atornillada, la cual debe transmitir además del cortante del larguero, el momento torsionante de la viga calculado como antes se menciona. Se puede permitir el incremento del 33% de los esfuerzos en estos casos.

La figura 11B muestra la forma en que se utiliza un perfil angular como riostra al patín inferior de la viga desde la viga de piso paralela más próxima. Esta riostra debe además evitar que la longitud sin arriostramiento lateral del patín inferior en compresión, exceda $76/\sqrt{Fy}$ en el sistema FPS Y $637/\sqrt{Fy}$ en el sistema MKS, veces el ancho del patín b_f. El ángulo deberá ser capaz de desarrollar una carga axial de 0.06 la capacidad del patín a compresión, como se dijo antes.

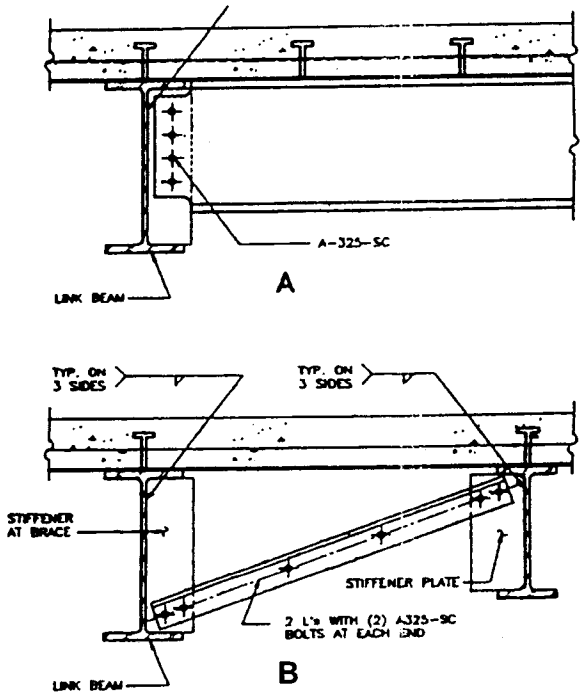


Figura 11. Opciones para arriostamiento lateral

11. COMENTARIOS FINALES

Se refiere al amable lector a la publicación anotada en la Ref. No. 7 y de la cual se han extractado una buena parte de las presentes notas, y en la que se maneja con todo detalle un ejemplo de aplicación de un marco con contraventeos excéntricos explicando paso a paso el desarrollo de su diseño.

Este material conjuntamente con los trabajos recientemente desarrollados en la Universidad de California en Berkeley (Refs. 8 a 16) han sido de gran ayuda al autor para el diseño de algunos edificios metálicos en la Ciudad de México, tales como el del estacionamiento de la nueva terminal aérea del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, (Ref. 17); el edificio para el Hotel Hilton de la Ciudad de México (Ref. 18); un edificio de 9 niveles para estacionamiento en la parte posterior de un edificio alto en Paseo de la Reforma (Ref. 19); y en otros dos proyectos de mayor relevancia (Refs. 20 y 21). En todas ellos se han encontrado grandes ventajas económicas en la utilización de este tipo de contraventeos.

Los detalles de las figuras 12, 13 y 14 corresponden a los proyectos antes mencionados y las fotografías 15, 16 y 17 ilustran algunas aplicaciones de estos contraventeos.

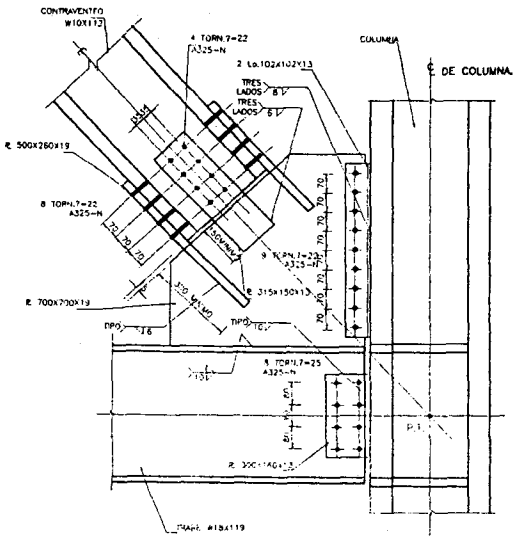


Figura 12. Conexiones de Contraventeos Excéntricos

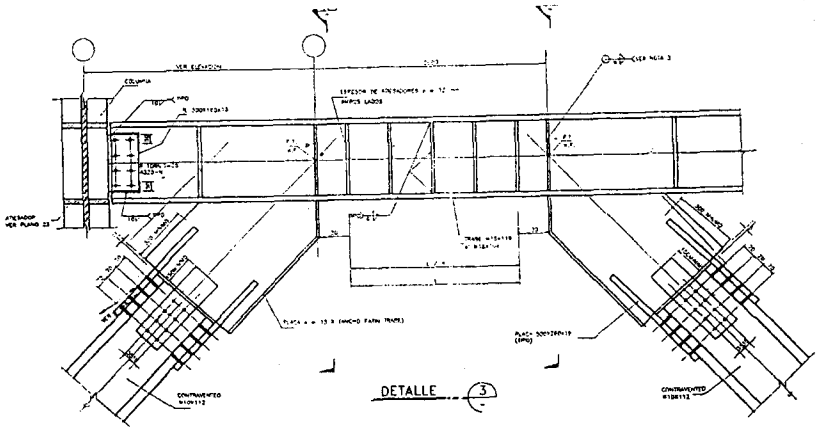


Figura 13. Conexiones de Contraventeos Excéntricos

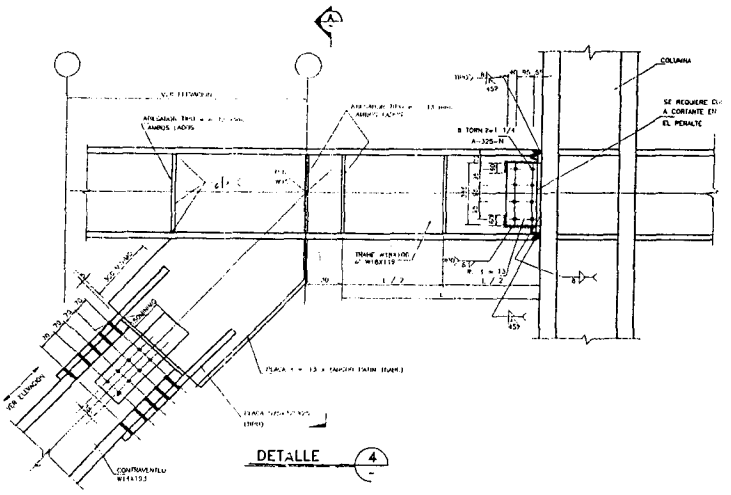


Figura 14. Conexiones de Contraventeos Excéntricos

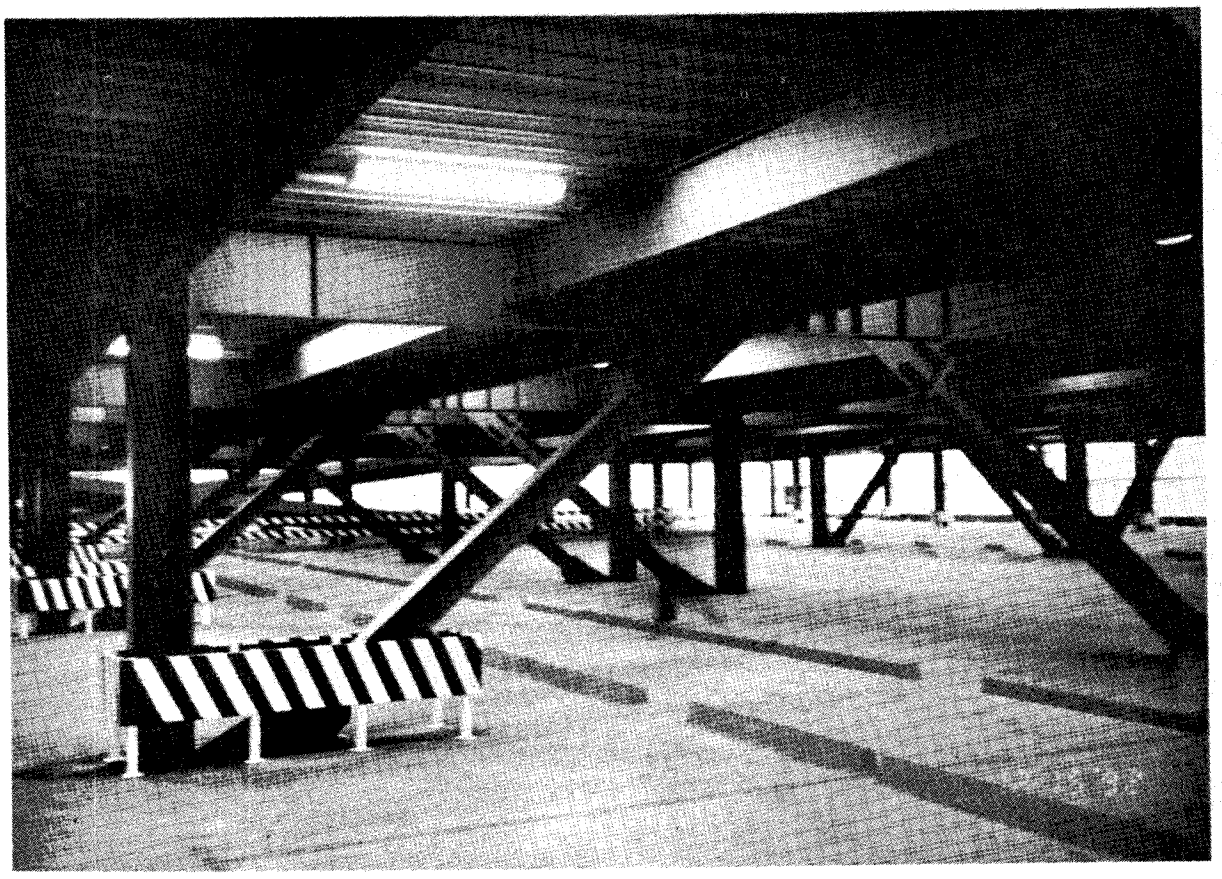


Figura 15



Figura 16



Figura 17

REFERENCIAS

1. **Roeder, C.W., Popov, E.P.** "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes", Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Volume 104, Number 3, March 1978.

2. **Popov, E.P., Kasai, K.. and Engelhardt, M.D.** "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, Vohlme 3 Number 1 February 1987.

3. **Engelhardt, M.D., and Popov, E.P.** "On Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, Volume 5, Number 3, August 1989.

4. **Popov, E.P.. Engelhardt, M.D. and Ricles, J.M.** "Eccentrically Braced Frames: U.S. Practice", American Institute of Steel Construction, 2nd. Quarter, 1989.

5. **Seismology Committee,** "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Structural Engineers Association of California, 1990.

6. **1988 Uniform Building Code,** International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1988.

7. **Ishler,** M. "Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames", Steel Tips, Technical Information & Product Service, Structural Steel Educational Council, March 1992.

8. **Whittaker, A.S., Uang, C.M. and Bertero, V.V.** "Seismic Testing of Eccentrically Braced Dual Steel Systems", Earthquake Spectra, Volume 5, No. 2, EERI, 1989.

9. **Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P. "Cyclic** Behavior and Design of Link Beams", Journal of Structural Engineering, Volume 109, No. 10, ASCE, October 1983.

10. **Manheim, D.N. and Popov, E.P.** "Plastic Shear Hinges in Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vohllne 109, No. 10, ASCE, October 1983.

11. **Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P.** "Characteristics of Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Volume 110, No 2, ASCE, February 1984

12. **Kasai, K.S. and Popov, E.P.** "General Behavior of WF Steel Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, Volume 112, No 2, ASCE, February 1986

13. **Kasai, K.S. and Popov, E.P.** "EBFs with PR Flexible Link-Column Connection", ASCE Structures Congress, 1991

14. **American Institute of Steel Construction, Inc.** "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings-Load and Resistance Factor Design", June 15, 1992

15. **Thornton, W.A.** "Design for Cost Etficient Fabrication", Special Report How Design Engineers Can Cut Fabrication Costs, Modern Steel Construction, AISC, February 1992

16. **Kasai, K.S. and Popov, E.P.** "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, Volume l l9, No 3, ASCE, March 1986

17. **Martínez-Romero, E. y Juárez Ortega,** A. "Edificio del Estacionamiento de la Ampliación de la Terminal Aérea Benito Júarez, en la Ciudad de México", Grupo HAKIM, Trabajo inédito, 1993

18. **Martínez-Romero, E., Hungspruke, U., Juárez Ortega,** A. "Edificio SIDEKHILTON", Memoria de Cálculo inédita, 1994

19. **Martínez-Romero, E. y Juárez Ortega, A.** "Edificio para estacionamiento del Conjunto Reforma II", LHB Construcciones, Trabajo inédito, 1995

20. **Martínez-Romero, E. y Rahimian** A. "Edificio Torre Chapultepec" Reichman International, México, D F, Trabajo inédito, 1994

21. **Martínez-Romero, E. y Scarangello, T.** "Edificio para el Centro Internacional de Comercio en México, D F ", Grupo K/Equity Assets, Trabajo inédito, 1993

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Tomás A. Sánchez P.[1]

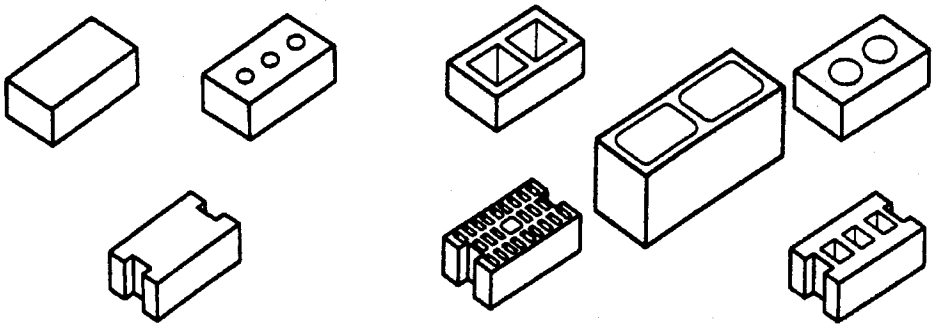
1. ANTECEDENTES

La mampostería, como uno de los materiales de construcción más antiguos utilizado por el hombre generalmente se asocia con procedimientos artesanales tanto en la fabricación de piezas como en los procesos constructivos. La mampostería es el material compuesto por excelencia, integrado por piezas naturales o artificiales, generalmente prismáticas, unidas por algún aglutinante o mortero. Por naturaleza este conglomerado es débil a esfuerzos de tracción y exhibe un comportamiento frágil, caracterizado por una rápida degradación de resistencia y rigidez. Las piezas para mampostería se elaboran con procesos que van desde el puramente artesanal como el tabique de barro recocido, hasta los procesos industrializados bien establecidos, que han permitido fabricar piezas con diferentes características y propiedades mecánicas (figura 1).

Por otra parte en nuestro país, así como en diversos países de Centro y Sudamérica, las construcciones a base de muros de mampostería de baja y mediana altura son muy populares. Los sistemas constructivos a base de muros de carga, representan en su mayoría la solución más conveniente para construcciones de vivienda económica en las que además se requiere una subdivisión del área total en espacios pequeños.

En la actualidad, la utilización de la mampostería con fines estructurales y no estructurales no ha caído en desuso. Cabe mencionar que la continua utilización de muros de mampostería se basa en aspectos sociales, culturales, económicos, y desde un punto de vista práctico en las ventajas que proporciona. Entre las principales están sus múltiples funciones, ya que a la vez que sirve como elemento divisorio y aislante, puede proporcionar una función estructural. Además, su sistema constructivo no requiere de un equipo elaborado y costoso ni de una mano de obra muy especializada a pesar de que la calidad de la mano de obra juegue un papel importante en las propiedades estructurales del muro terminado.

Son bien conocidas las desventajas del sistema en lo que respecta a su baja resistencia a la tensión y su poca capacidad de admitir deformaciones en su plano. Esto ha obligado a emplear diferentes modalidades de refuerzo y a seguir requisitos de diseño y construcción más estrictos para su aplicación en zonas sísmicas. En México, el estudio formal de la mampostería se remonta más allá de tres décadas. Una visión general del estado del arte de la mampostería en otros países, indica que durante la última década ha habido una acelerada investigación analítica y experimental. Lo anterior, aunado a la experiencia adquirida en sismos pasados, ha contribuido a que el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de



a) Piezas macizas b) Piezas huecas

Figura 1. Tipos comunes de Piezas de Mampostería (Ref. 8)

[1] Subdirector de Capacitación Técnica del Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D. F.

la mampostería se haya incrementado notablemente. Como resultado, los códigos actuales para el diseño de la mampostería, están respaldados por criterios más precisos y refinados y menos burdos que los de antaño. En la Ref. 10 se describen en forma muy concreta las principales investigaciones que sobre mampostería han realizado diferentes países americanos. En lo que sigue se describen los diferentes tipos de estructuras de mampostería así como su comportamiento sísmico. Se presenta el proceso de diseño y los métodos de análisis para estas estructuras de acuerdo con las especificaciones vigentres del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (Referencias 1 y 2). Finalmente se discuten algunos aspectos importantes de la supervisión en edificaciones de mampostería.

2. TIPOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del último Reglamento de Construcciones (NTM, Ref. 1) clasifican a los muros de mampostería que tengan una función estructural en una de las categorías siguientes:

2.1 Muros diafragma

Se trata de elementos que están rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural de acero o de concreto al que proporcionan rigidez ante cargas laterales al actuar como diafragma. La función del marco es resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el muro (figura 2).

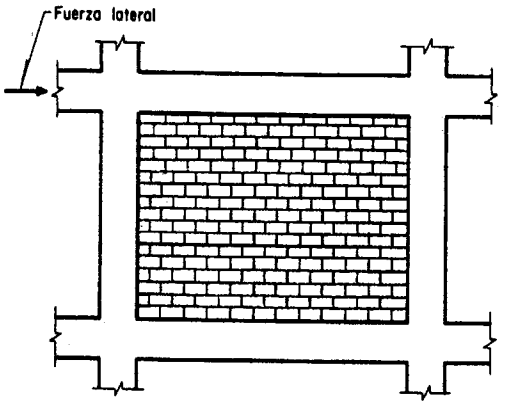


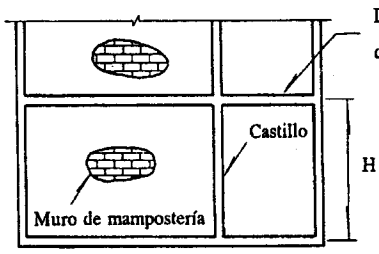
Figura 2. Muro Diafragma

2.2 Muros confinados

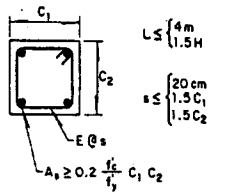
La llamada mampostería confinada puede considerarse como el sistema más utilizado en nuestro medio principalmente en zonas sísmicas. El sistema consiste en rodear perimetralmente al muro de carga con elementos de concreto reforzado (castillos y dalas) de secciones transversales pequeñas, con el fin de proporcionar a éste un confinamiento que se ha visto, mejora su ductilidad y le permita soportar repeticiones de carga lateral sin deteriorarse excesivamente. Las dimensiones transversales de los castillos y dalas varían entre los países; en México el ancho de los castillos y dalas es igual al espesor del muro. El peralte típico de castillos y dalas es de 15 y 25 cm respectivamente. En las mismas NTM, se especifican requisitos mínimos de dimensionamiento y refuerzo de los elementos de concreto confinantes (figura 3).

2.3 Muros reforzados interiormente

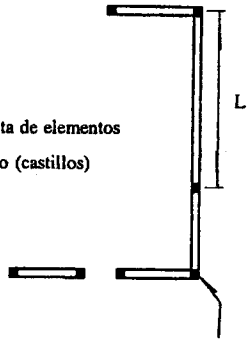
En la mampostería reforzada interiormente se distribuye el refuerzo horizontal y vertical en el interior del muro aprovechando para ello piezas huecas o con formas especiales para alojar el refuerzo y colar los huecos con mortero o lechada de elevada fluidez. En otros casos se construyen muros con piezas macizas alojando el refuerzo horizontal a lo largo de las juntas. En el caso de muros reforzados, el Reglamento también especifica requisitos de construcción y cuantías mínimas del acero de refuerzo (figura 4). Cabe mencionar que este es el sistema de mampostería más conocido y utilizado en otros países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda e italia entre otros.



Distribución en elevación de elementos de confinamiento verticales (castillos) y horizontales (dalas)



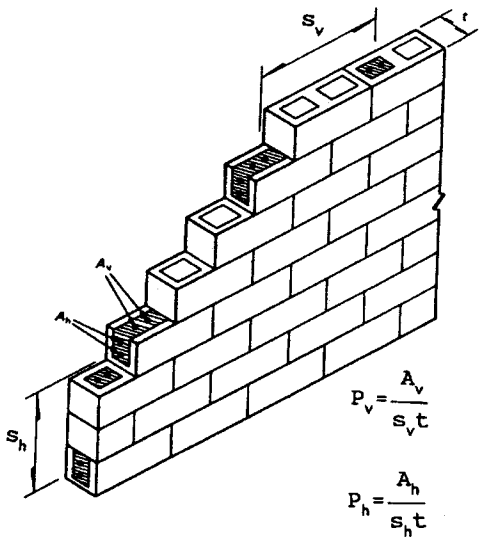
Criteros de refuerzo según RDF-87

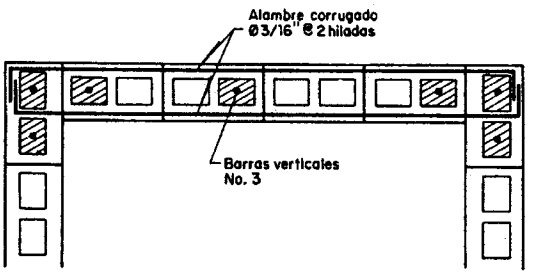


Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

Castillos en toda intersección y extremo de muros y a una separación no mayor que L

Figura 3. Características de la Mampostería Confinada (Ref. 8)





Refuerzo vertical obligatorio en los últimos dos huecos extremos

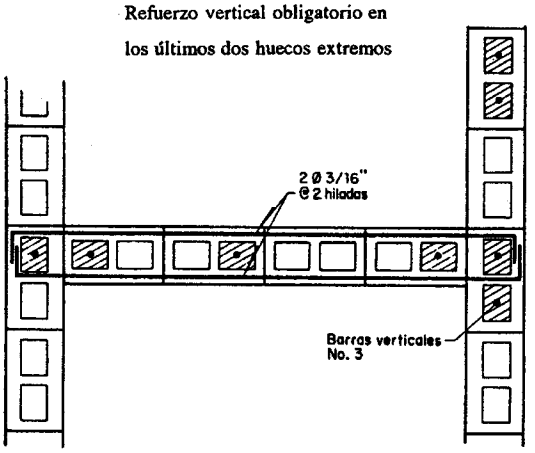


Figura 4. Características de la Mampostería con refuerzo interior (Ref. 8)

2.4 Muros no reforzados

Se incluye bajo este título a aquellos muros que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en algunas de las tres categorías anteriores. Se trata esencialmente del tipo de mampostería más antiguo que existe. Los ejemplos más comunes son las construcciones tradicionales de adobe de barro o las mamposterías de piedra. En ambos casos el único sistema de liga o amarre entre los muros consiste en el cuatrapeo de las piezas en las esquinas. En las zonas rurales de México, por ejemplo, aún existen y se siguen construyendo viviendas de adobe.



Figura 5. Mampostería de Adobe sin refuerzo

2.5 Otros

La normatividad en México permite diseñar y considerar otros tipos de refuerzo o modalidades constructivas de mampostería siempre que sea demostrable analítica y experimentalmente que cumplen con los requisitos de seguridad estructural que marca el Reglamento y sus Normas Técnicas respectivas.

Existe otro tipo no menos importante de elementos de mampostería, que por su función se identifican como **no estructurales**. Este es el caso de elementos arquitectónicos como los muros divisorios, y que serán objeto de consideraciones importantes en el inciso siguiente.

3. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES COMPONENTES

3.1 Piezas

Los valores de las propiedades mecánicas de las piezas para mampostería son muy diversos y tienen un alto grado de dispersión. Se ha visto que aun en los casos de producción industrializada, el control de calidad se concentra más en las propiedades geométricas y estéticas (tamaño, forma, color, textura, etc.) que en las mecánicas o de resistencia. En México, los coeficientes de variación de la resistencia de piezas oscilan entre 15 y 25%, para producción industrial y artesanal, respectivamente.

Una evaluación estadística de la resistencia a la compresión de piezas de mampostería fabricadas en América Latina ha indicado que la resistencia de tabiques macizos de arcilla fabricados a mano depende de la materia prima y no del proceso de fabricación en sí. De manera similar, se encontró que la calidad de la materia prima es la variable que más significativamente afecta a la resistencia a compresión de piezas de arcilla fabricadas industrialmente. Por otro lado, la resistencia de piezas de concreto depende principalmente del proceso de aseguramiento de la calidad y del nivel de industrialización de la planta.

3.2 Mortero

Las propiedades del mortero que influyen en el comportamiento de los elementos de mampostería incluyen el módulo de elasticidad, la resistencia a la compresión y la resisitencia a la tensión (o resistencia a la adherencia). Las primeras propiedades afectan la deformabilidad y la resistencia a carga vertical de la mampostería. La última propiedad influye en la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería. El control de calidad del mortero se hace, en la mayoría de los países mediante la obtención y ensaye a la compresión de cubos de 5 cm de arista. En México es común denominar a los morteros mediante su proporcionamiento en volumen de cemento portland, cal y arena en la forma x:y:z. Por ejemplo, un mortero 1:0:3 contendrá únicamente una parte de cemento por tres de arena.

La cal es el cementante más antiguo que ha usado la humanidad. En la Ref. 12 se citan como principales características de los morteros con cal a las siguientes:

- Mayor retentividad. Esto se traduce en morteros más trabajables, y con un mayor intervalo plástico para su colocación.
- Menores grietas. Debido a la reacción autógena de la cal ya que si aparece una fisura entre la pieza y el mortero, y éste absorbe agua de lluvia, por ejemplo, el agua reaccionará con los hidróxidos de calcio y magnesio del mortero, formando piedra caliza. Este mineral llena la grieta, mejorando la durabilidad e incrementando la adherencia.
- Mejor adherencia mortero-pieza. Debido a la facilidad que tienen las pequeñísimas partículas de cal para penetrar en los poros de las piezas.
- Mayor deformabilidad.

El uso de morteros con cal en estructuras sismorresistentes ha sido frecuentemente motivo de controversia. Las normas vigentes de mampostería en diversos países favorecen los diseños de muros más resistentes, es decir, con mayor cantidad de cemento en los morteros o limitando la proporción de cal. Además, la falta de promoción de los beneficios de la cal, han contribuido a disminuir su uso. Pese al desaliento de las normas, en México los albañiles frecuentemente mezclan en el mortero un poco de cal, para facilitar el mezclado así como para extender la etapa plástica del mortero.

3.3 Elementos de mampostería a compresión

La determinación de la resistencia a la compresión, del módulo de elasticidad y del comportamiento esfuerzo-deformación de la mampostería se realiza mediante el ensaye a compresión de pilas hechas con piezas sobrepuestas y unidas con mortero (figura 6).

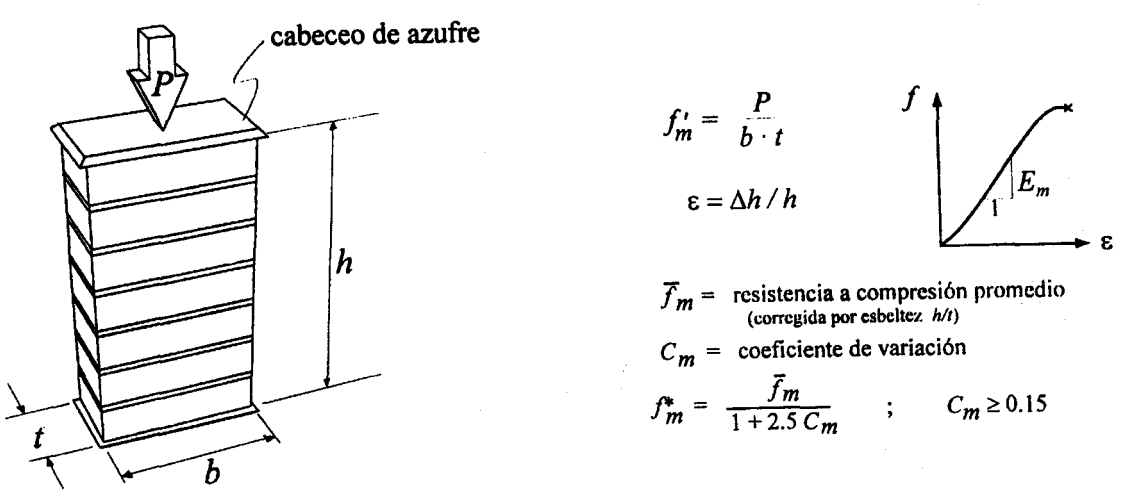


Figura 6. Ensaye para la determinación de la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad (Ref. 11)

Resultados de ensayes indican que la resistencia a la compresión de las pilas dependen principalmente de la resistencia ala compresión de las piezas, y muy ligeramente de la resistenica a la compresión del mortero. También se ha observado que el módulo de elasticidad secante de la mampostería aumenta con la resistencia de la pila. Así, para ladrillos de arcilla se ha propuesto usar Em=450 f'm , y para piezas de concreto Em=600 f'm. Desde un punto de vista de rigidez axial, para el modelado a compresión, se puede considerar a lamampostería como un material isótropo.

3.4 Elementos de mampostería sujetos a compresión diagonal

La resistencia de la mampostería en ensayes de compresión diagonal se utiliza como un índice de la resistencia a tensión diagonal. Para la determinación de la resistencia y de la rigidez a cortante Gm, se construyen y ensayan muretes como se indica en la figura 7. En México es preocupante la gran variación de resistencias obtenidas en distintos laboratorios debido a una incorrecta ejecución de los ensayes. Se espera que estas anomalías se minimicen en cuanto entre en vigencia la Norma Mexicana que rija el método de prueba de muretes de mampostería sometidos a compresión diagonal. Las resistencias más bajas que se han medido corresponden a piezas huecas con morteros de baja resistencia a la compresión. Para piezas huecas de tipo multiperforado, se obtienen mayores resistencias a compresión diagonal cuando el mortero penetra en los alvéolos (Ref. 12). Esto se logra si se controla la fluidez del mortero en obra. La comparación entre el módulo de rigidez al corte (Gm) y el de elasticidad (Em) obtenidos ensayando muretes y pilas respectivamente, indican que el cociente Gm/Em varía entre 0.1 para piezas de alta resistencia y 0.3 para piezas más débiles. Este último valor es adoptado generalmente en reglamentos de diseño.

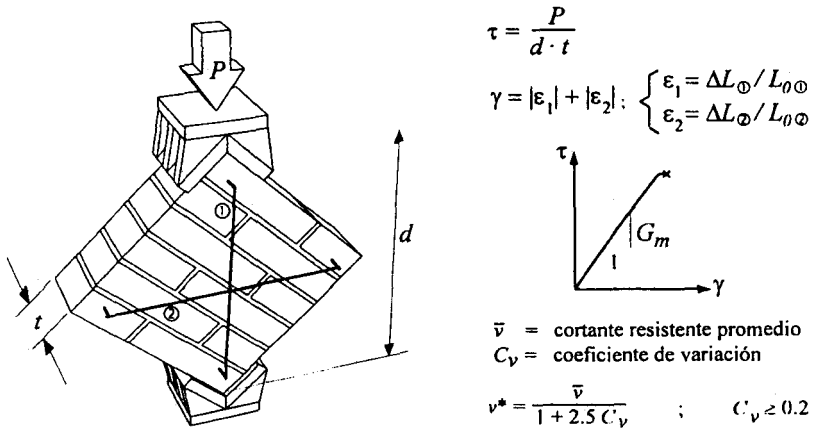


Figura 7. Ensaye para la determinación de la resistencia a la tensión diagonal y del módulo "G" (Ref. 11)

4. COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN MUROS

Los daños causados por sismos intensos en construcciones de mampostería han sido con frecuencia muy severos y es común que el desempeño de estas construcciones se compare desfavorablemente con el de estructuras de acero y de concreto. Sin embargo la mayoría de las fallas se han presentado en construcciones de mampostería que no fueron objeto de un diseño estructural y que mostraron defectos obvios de estructuración, de construcción y de calidad de materiales.

4.1 Muros no reforzados

La experiencia en construcciones de adobe (figura 5) y de mampostería no reforzada señala que su comportamiento sísmico es deficiente. Las principales causas que contribuyen a su mal comportamiento son:

a) Escasa resistencia en tensión del adobe y escasa adherencia de los morteros de lodo.

b) No se logra una buena liga entre los muros transversales aún con cuatrapeo de las piezas.

c) Alto grado de Intemperismo.

d) Aberturas en forma de puerta o ventana no reforzadas.

e) Elevados pesos sobre los muros provenientes de sistemas de techos que se traducen en elevadas fuerzas sísmicas.

Este tipo de construcciones debe evitarse en zonas sísmicas; o en su caso, mejorar su comportamiento sísmico por medio de algún refuerzo que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros. En la figura 8 se muestra un tipo de falla común en estructuras de mampostería sin refuerzo, en este caso debido al sismo de Northridge California en enero de 1994.



Figura 8. Tipos de falla de la mampostería sin refuerzo (Ref. 13)

4.2 Muros de mampostería confinada

En lo que concierne a construcciones de mampostería confinada, puede decirse que su comportamiento observado ha sido satisfactorio. La contribución del marco perimetral de concreto reforzado es importante en cuanto a que provee al tablero de una mayor capacidad de deformación y de una liga muy efectiva con los elementos adyacentes y con el sistema de piso. A pesar de que el confinamiento evita la súbita falla frágil del muro, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de dalas y castillos. Una solución para incrementar la resistencia en cortante de la mampostería confinada, es mediante el uso de refuerzo horizontal en las juntas o de mallas de acero electrosoldadas adosadas sobre el tablero con grapas y con un repellado aplanado de mortero como recubrimiento.

4.3 Muros reforzados interiormente

Como se comentó anteriormente, la mampostería con refuerzo interior es un procedimiento constructivo muy utilizado en otros países, pero no tan popular en México. El proceso constructivo resulta mucho más elaborado y detallado para obtener un correcto llenado o colado de los huecos así como una correcta colocación del refuerzo. En la práctica mexicana, resulta difícil la supervisión de su construcción lo que ha contribuido a una mala reputación del sistema.

Respecto a su comportamiento sísmico puede decirse que ha sido defectuoso; en general, por falta de supervisión durante el proceso constructivo (figura 9). Otra de las desventajas observadas en la mampostería con refuerzo interior son:

a) fallas locales de las piezas huecas por desprendimiento de sus paredes,
b) la liga entre distintos elementos es menos efectiva;
c) se requieren altas cantidades de refuerzo para asegurar un buen comportamiento.

Sin embargo este procedimiento tiene la ventaja sobre el sistema tradicional de mampostería confinada de que el refuerzo incrementa su resistencia y reduce el agrietamiento a espesores pequeños. Por tanto, su capacidad de deformación se incrementa y la tasa de deterioro del muro disminuye. Además, desde un punto de vista arquitectónico, el muro puede quedar aparente, es decir, que no requiere de un acabado adicional.

Es interesante mencionar que en países como Japón y Estados Unidos el sistema constructivo consiste en llenar completamente los huecos de todas las piezas. Utilizan un mortero con elevada fluidez y refuerzan con altas cuantías de acero horizontal y vertical, creando prácticamente un muro monolítico con lo cual se obtiene un incremento en la resistencia y un comportamiento más dúctil con respecto a la mampostería no reforzada y confinada.

La falla ocurre en la zona de traslape del acero vertical



Ausencia de concreto en el interior del muro e insuficiente cuantía del refuerzo vertical



Figuras 9a y 9b. Fallas en muros no estructurales de mampostería con refuerzo interior

4.4 Muros diafragma

El caso de los muros diafragma que se ligan a la estructura principal (rellenando crujías en marcos de acero o concreto), merece una atención especial ya que incrementan la rigidez de la misma alterando la distribución de fuerzas entre los distintos elementos resistentes. Su distribución asimétrica en planta es muy desfavorable. La evidencia de su comportamiento durante sismos pasados son fallas y agrietamientos de estos muros por no considerarse como elementos estructurales en el diseño, generando una incompatibilidad entre la flexibilidad de la estructura principal y la propia de la mampostería. Por otra parte, es muy probable que durante el sismo de 1985, no colapsaran algunos edificios debido a la participación de muros diafragma como una fuente de resistencia adicional y de disipación de energía.

Cabe mencionar una situación que frecuentemente ha causado daños en sismos severos, y se refiere a la situación en que un muro diafragma llene parcialmente la altura del tablero del marco (figura 10). En este caso, la parte superior de la columna queda sujeta a una fuerza cortante muy elevada ya que la gran rigidez proporcionada al tablero por el muro atrae una fuerza sísmica importante. La relación altura a peralte de la columna corta propicia una falla por cortante de naturaleza frágil especialmente cuando no se proporciona suficiente refuerzo transversal.

4.5 Muros no estructurales

Los daños por sismo identificados en elementos no estructurales indican que en algunos casos se descuidaron aspectos fundamentales del diseño. Cabe recordar que un correcto diseño sismorresistente deberá evitar el daño no estructural causado por sismos moderados que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción. Para ello, se deben tener presentes las siguientes consideraciones:

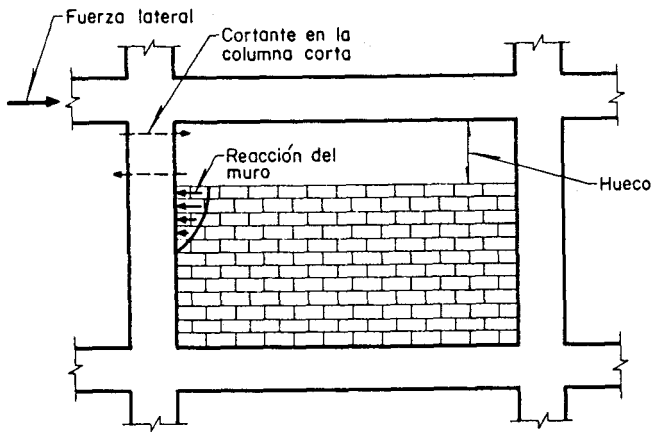


Figura 10. Efecto de columna Corta en Muro Diafragma de Altura Incompleta (Ref. 8)

a) Que la estructura principal posea suficiente rigidez lateral de manera que sus desplazamientos laterales estén dentro de los límites permisibles marcados por el Reglamento.

b) Revisar las fuerzas de inercia inducidas en los elementos no estructurales debido a su propia masa y que pueden causar su falla o volteo local (figura 11).

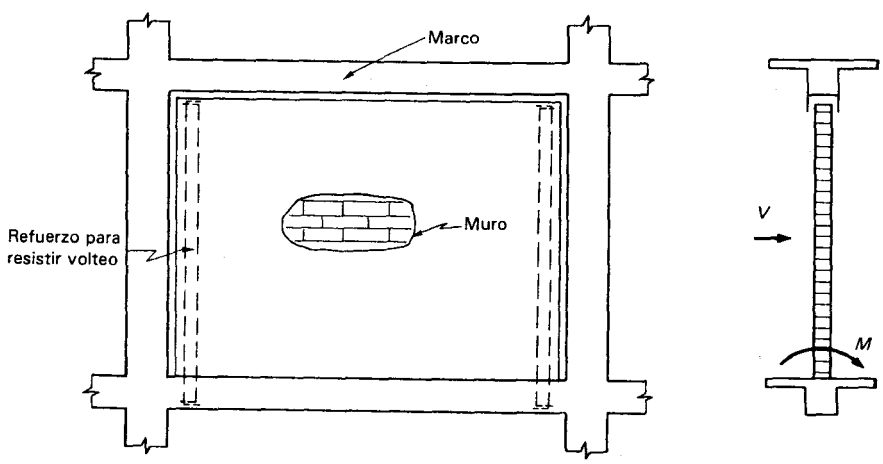


Figura 11. Revisión del Volteo en Muro no Estructural (Ref. 5)

c) Proveer de las holguras y detalles necesarios para que los elementos no estructurales se comporten realmente en la forma supuesta en el diseño (figura 12).

Generalmente se cuenta con dos opciones para la protección sísmica de elementos no estructurales de mampostería:

Una consiste en desligarlos de la estructura principal de manera que las deformaciones de ésta no les afecten previendo para ello detalles que aseguren su estabilidad.

La otra consiste en ligarlos de la estructura, pero limitando los desplazamientos de ésta a valores que no produzcan daños en estos elementos. El hecho de ligar los muros implica necesariamente considerarlos en el diseño como elementos estructurales y revisar que su presencia no afecte el comportamiento de la estructura al interactuar con ella. Además de revisar que los esfuerzos que se inducen en la mampostería no excedan a su resistencia.

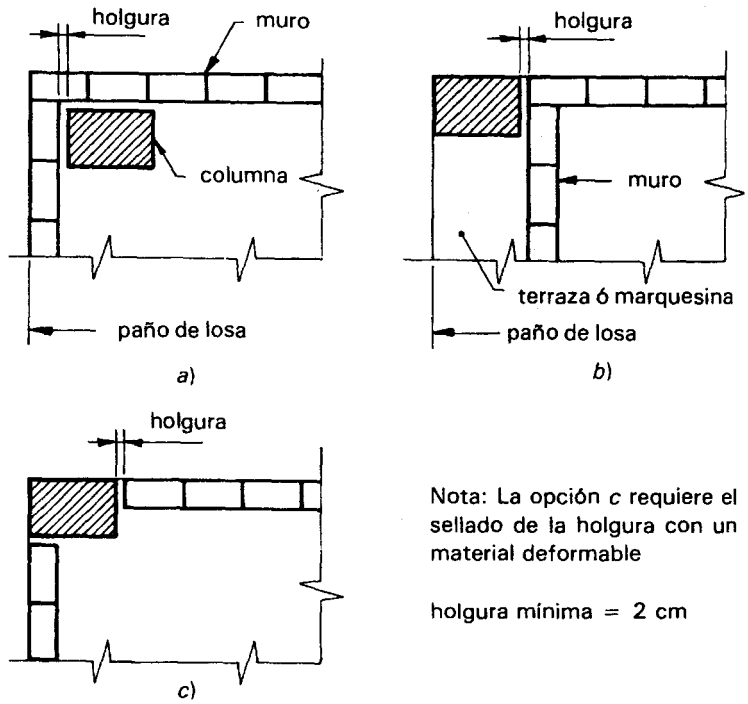


Figura 12. Posibles Disposiciones de Muros en Planta para Desligarlos de la Esctructura (Ref. 5)

4.6 Factores adicionales que influyen en un mal comportamiento sísmico

Finalmente, también se han identificado otros factores que contribuyeron a que estructuras de mampostería de bloc o de tabique con o sin refuerzo (principalmente en viviendas) hayan mostrado un mal comportamiento sísmico, como son mala calidad de materiales, hundimientos diferenciales previos a sismos, escasez de muros en alguna dirección y distribución asimétrica de los mismos.

5. DISEÑO

Las recomendaciones para el diseño estructural de la mampostería han sido tradicionalmente muy someras, basadas en procedimientos muy burdos de revisión de esfuerzos y en el empleo de factores de seguridad muy altos. Como se mencionó en un principio, los extensos estudios sobre las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de la mampostería, han permitido elaborar normas de diseño más completas. Un ejemplo de ello son las últimas dos versiones de las Normas para Mampostería del Reglamento de Construcciones para el D.F. En el caso de las Normas de Mampostería de 1976, éstas marcaron un cambio radical con respecto a la práctica de diseño anterior. Se presentan en un formato de diseño moderno y racional basado en las propiedades mecánicas del material y en resultados experimentales así como en la evidencia del comportamiento de estructuras reales. Además, esas Normas sirvieron de modelo para la elaboración de recomendaciones y de reglamentos sobre mampostería de otros países.

Los reglamentos modernos de diseño sísmico de mampostería en el mundo han adoptado en general, un formato basado en resistencia última. De acuerdo con éste, la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia (F_R), debe ser mayor que la carga multiplicada por un factor de carga (F_C). F_R y F_C cumplen la función de factores de seguridad; se determinan según la consecuencia de una posible falla, así como de acuerdo con la variabilidad de la resistencia, de las acciones y de las cargas. La acción sísmica depende de las características del sismo y de la estructura, y se expresa en general en forma de un espectro de respuesta elástica. Dicho espectro es una gráfica que relaciona el periodo de vibración de la estructura y la demanda, expresada como aceleración. De acuerdo con las normas de diseño sísmico en la Ciudad de México, la acción símica se obtiene como sigue:

$$S = a\,W / Q' \qquad (1)$$

donde a es la ordenada del espectro de diseño expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad; su valor depende del periodo de vibración de la estructura y del tipo de suelo en el que esté desplantada. W es el peso de la estructura y Q' es un factor reductor de las fuerzas elásticas que es función del periodo de vibración de la estructura y del factor de comportamiento sísmico Q. Este último toma valores de 1.5 para piezas huecas de mampostería y de 2 para piezas macizas. Valores similares se usan en reglamentos de otros países, aunque se ha reconocido que conducen a diseños conservadores (Ref. 12). Sin embargo, debe reconocerse que mayores valores de Q implican mayores demandas de desplazamiento en la estructura y, por lo tanto, mayor daño.

Durante los sismos de México en 1985, se obtuvieron registros de movimientos del terreno con aceleraciones mayores a las previstas por el Reglamento en vigor (RDF-76). Esto condujo, a que en la última versión de 1987, se incrementaran los coeficientes sísmicos y se modificaran otros factores que inciden en la resistencia estructural. Como consecuencia, ahora se debe cumplir con disposiciones más estrictas de resistencia sísmica para las zonas de lago y de transición. Lo anterior no afectará sensiblemente los proyectos usuales para viviendas de uno o dos pisos que tengan cantidades suficientes de muros en ambas direcciones. Sin embargo, para edificios de mediana altura (de 4 o más niveles) lo anterior hace necesario introducir en los proyectos tipo de vivienda multifamiliar, modificaciones sustanciales que incrementen su capacidad sísmica ante las exigencias de la nueva Normativa.

A continuación se exponen brevemente los principales aspectos reglamentarios propuestos por las Normas de Mampostería del Reglamento de Construcciones en vigor. Cabe mencionar que el procedimiento de diseño prescrito está basado en un formato de diseño por resistencia o de estados límite, que es el adoptado en general por el Reglamento. Además, se imponen requisitos geométricos y de refuerzo y se requiere una revisión de la seguridad ante los distintos estados límite.

Para determinar los esfuerzos básicos resistentes de la mampostería como son su resistencia al corte y a la compresión, se establecen procedimientos de ensaye relativamente simples (Figs. 6 y 7) y se proporcionan además los valores específicos para los materiales de empleo más común. Los esfuerzos propuestos representan valores mínimos probables del esfuerzo de falla (véase Tabla 1).

Tabla 1 Resistencias de diseño a la compresión y al cortante para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta[1]

Tipo de Pieza	f^*m, (kg/cm^2)			v^{*3}, (kg/cm^2)		
	Mortero I	*Mortero II*	*Mortero III*	*Mortero I*	*Mortero II*	*Mortero III*
Tabique de barro recocido	15	15	15	3.5	3	3
Tabique de concreto[2] (f^*_p>80 kg/cm^2)	20	15	15	3	2	2
Tabique hueco de barro	40	40	30	3	2	2
Bloque de concreto tipo pesado	20	15	15	3.5	2.5	2.5

[1] *La relación de área neta-bruta no será menor de 0.45.*
[2] *Fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1500 kg/cm^2.*
[3] *Cuando el valor de la tabla sea <0.8 $(f^*m)^{0.5}$ se tomará este último valor como v^*.*

Para el análisis por cargas verticales se pide que la estructura cumpla con ciertos requisitos para evitar la aparición de momentos flexionantes importantes o efectos de esbeltez significativos (ver inciso 4.1.2 de la Ref. 1).

Para el cálculo de la carga vertical resistente se utiliza la expresión

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \qquad (2)$$

donde:

F_R = 0.6 para muros confinados o reforzados de acuerdo con 3.3 ó 3.4 de la Ref (1)
F_R = 0.3 para muros no reforzados

f^*_m= Esfuerzo de diseño en compresión de la mampostería
F_E= Factor de reducción por excentricidad y esbeltez
A_T= Area de la sección transversal del muro

Para los muros reforzados verticalmente y que cumplan con los requisitos especificados en las secciones 3.4 y 4.2.4 de las Normas para mampostería (Ref. 1), se pueden aplicar las hipótesis a flexocompresión adoptadas para elementos de concreto reforzado y con ello, incrementar sustancialmente su capacidad de carga vertical.

Para el análisis por cargas laterales, es recomendable que la estructuración de muros de carga de mampostería, cumpla con los requisitos del inciso 4.1.3 de las Normas de Mampostería (Ref. 1) para que sea aplicable el Método Simplificado de análisis sísmico. Con esto se podrá verificar además, el diseño realizado con los análisis elásticos, estáticos o dinámicos resueltos con programas de cómputo.

A grandes rasgos, el método simplificado que se describe con más detalle en el inciso siguiente, solicita la revisión de la capacidad a cortante de los muros ignorando los efectos de torsión y de los momentos de volteo. Para ello, se considera que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal. Dos de las hipótesis que se hacen en este método han sido consideradas particularmente debatibles: la de que la distribución de esfuerzos cortantes entre todos los muros es uniforme y la de que se puedan ignorar los efectos de flexión. Por ello se ha recomendado el uso de modelos más refinados que tomen en cuenta las diferentes rigideces relativas de los muros considerando sus deformaciones de flexión y de cortante, así como el acoplamiento que proporcionan los sistemas de piso y los pretiles y dinteles de fachada. Existe sin embargo, la opinión generalizada de que los edificios de este tipo diseñados con el método simplificado han tenido un desempeño adecuado ante efectos sísmicos, lo que hace dudar de la necesidad de recurrir a procedimientos más refinados.

Según el Reglamento, la resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente por momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

La fuerza cortante resistente se determina mediante la ecuación 3.a o 3.b según sea aplicable.

$$V_m = F_R\,(0.85\,v^* A_T) \text{ para muros diafragma} \qquad ...(3.a)$$

$$V_m = F_R(0\ 5v^* A_T + 0.3P) \le 1.5 F_R\, v^* A_T \text{ para otros muros} \qquad ...(3.b)$$

$$\text{En términos de esfuerzo: } v_m = F_R(0.5v^* + 0.3\sigma) \le 1.5 F_R\, v^*$$

donde:

F_R = 0.7 para muros confinados, con refuerzo interior, o diafragma.
F_R = 0.4 para muros no confinados ni reforzados.
v^* = Esfuerzo cortante medio de diseño
P = Carga vertical que actúa sobre el muro

Nota: Cuando se coloque refuerzo horizontal en muros confinados o reforzados interiormente cumpliendo con las cuantías mínimas especificadas para cada caso, podrá incrementarse en un 25% la fuerza cortante resistente calculada con la ecuación 3.a o 3.b.

Para revisar la resistencia a flexión o flexocompresión en el plano del muro debido a las cargas laterales se pueden utilizar las expresiones (4) y (5a y b) que están respaldadas por resultados experimentales que han demostrado a partir de algunas hipótesis simplificativas, que el criterio para el cálculo a la capacidad en flexocompresión de elementos de concreto reforzado es válido para la mampostería.

Para flexión simple el M_R se calcula como:

$$M_o = F_R\, A_S f_y\, d' \qquad ...(4)$$

En donde:

A_S= área del acero colocado en el extremo del muro
d' = distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Si hubiera carga axial sobre el muro, el momento se calculará de acuerdo con la ecuación:

$$M_R = Mo + 0.3P_u d;\ si\ P_u < P_R/3 \qquad ...(5.a)$$

o con la ecuación:

$$M_R = (1.5M_o + 0.15P_R d)(1 - P_U/P_R)\ si\ P_U P_R/3 \qquad ...(5.b)$$

En donde:

P_U= carga axial total sobre el muro
d = peralte efectivo del refuerzo de tensión
P_R= resistencia a la compresión axial calculada según la Ec. (1)
F_R= 0.8 si P_U $P_R/3$
F_R= 0.6 en caso contrario

6. MÉTODOS DE ANÁLISIS

El análisis riguroso de estructuras a base de muros de mampostería ante cargas laterales y verticales es complejo por tratarse de arreglos tridimensionales que no se prestan fácilmente a la subdivisión en marcos bidimensionales. Además, la heterogeneidad en las propiedades mecánicas de los materiales componentes y su elevada anisotropía, obligan al empleo de simplificaciones que permitan modelar con las herramientas de cómputo actualmente disponibles este tipo de estructuras de una manera confiable.

A continuación se explican con más detalle los métodos de análisis sísmico comúnmente adoptados en estructuras de mampostería.

6.1. Método simplificado

Si se asume que en una construcción de mampostería cada muro de cada nivel toma una fracción de la fuerza lateral y que es proporcional a su área, el esfuerzo cortante medio será el mismo en todos los muros de un nivel dado. Esta suposición da lugar al empleo del llamado método simplificado de diseño sísmico, en el que basta dividir la fuerza cortante en cada entrepiso entre la suma de las áreas transversales de muros en la dirección considerada, para obtener un esfuerzo medio que se compara con un valor admisible o resistente. Como se explicó en el punto anterior, para que sea aplicable el método, la estructura deberá cumplir con los requisitos señalados en las normas para mampostería y para diseño por sismo del Reglamento de Construcciones en vigor (RDF-93), que se refieren en general, a que la altura de la construcción no rebase los 13m, que sea simétrica, con forma regular y no muy esbelta. Además se solicita que tenga losas de concreto monolíticas y ligadas a los muros mediante dalas y castillos.

De esta manera, el método asume que la fuerza cortante resistente de un entrepiso cualquiera se puede determinar como:

$$V_R = (\Sigma A_m) v_m \qquad ...(6)$$

En donde:

ΣA_m = Suma de áreas transversales de los muros en la dirección considerada
v_m = Esfuerzo resistente al cortante de la mampostería obtenido con la expresión (3.b)

Para tomar en cuenta la menor rigidez de los muros cortos, en los que la relación de esbeltez H/L sea mayor que 1.33, deberán reducir su resistencia al corte al multiplicar su capacidad por el factor F_i definido en la Ec. 7:

$$F_i = (1.33\ L/H)^2 < 1 \qquad ...(7)$$

La fuerza cortante resistente del entrepiso debe compararse con la fuerza cortante sísmica actuante, que para el método simplificado se determina como sigue:

$$V_A = F_c F_n C_s W_T \qquad ...(8)$$

donde:

F_c es el factor de carga correspondiente.
F_n es un factor correctivo por la altura del piso considerado y que vale uno para la planta baja y se va reduciendo para los pisos superiores con base en la hipótesis de una distribución de fuerzas laterales linealmente creciente con la altura.
C_s es el coeficiente sísmico neto que para el método simplificado se obtiene directamente de las normas en función de la altura del edificio y del tipo de mampostería (Tabla 2).
W_T es el peso total del edificio.

Tabla 2. Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado correspondientes a estructuras del grupo B.

Zona	*Muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapada*			*Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera*		
	H<4m	4m<H<7m	7m<H<13m	H<4m	4m<H<7m	7m<H<13m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
IIy III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Nota: Para estructuras del grupo A, estos coeficientes deberán multiplicarse por 1.5. (Ref. 3)

Para el caso usual en edificios de este tipo, en que todos los pisos son iguales en área, cargas y distribución de muros, se tiene que:

$$W_T = nwA_p \qquad ...(9)$$

en que A_p es el área en planta del edificio, w es la carga uniforme por unidad de área y n el número de pisos.

Para este caso se tiene además que el entrepiso crítico es la planta baja en la cual la cortante es máxima. La cortante en los pisos superiores queda reducida por el factor:

$$F_n = \frac{(n+j)(n-j+1)}{n(n+1)} \qquad ...(10)$$

En que j es el nivel inmediatamente abajo del cual se quiere calcular la fuerza sísmica.

Con este procedimiento la resistencia sísmica de un edificio de muros de carga es directamente proporcional al área total de muros. Por tanto, ya que la fuerza cortante sísmica depende de la masa del edificio y esta es, en general, proporcional al área total en planta de la construcción, puede definirse un índice de la seguridad ante efectos sísmicos de una construcción en un sitio dado, como la relación entre el área transversal efectiva de muros, en la dirección en que ésta es mínima, y el área total en planta de la construcción, es decir:

$$d = \frac{\Sigma F_i A_m}{A_p} \qquad ...(11)$$

La resistencia sísmica mínima necesaria se deriva de la igualación de las fuerzas cortantes actuantes y resistentes

$$V_A = F_C C_S n w A_P = V_R = F_R v_M \Sigma F_i A_m \qquad ...(12)$$

de donde se obtiene que:

$$d = \frac{\Sigma F_i A_m}{A_p} = \frac{F_c n C_s w}{F_R v_M} \qquad ...(13)$$

Este índice adimensional llamado densidad de muros, es de fácil determinación y proporciona una medida de la resistencia sísmica necesaria para el edificio. Además, se ha encontrado que tiene una excelente correlación con el nivel de daño observado en construcciones de este tipo sometidas a sismos severos (Ref. 7).

Estrictamente el método simplificado solo debería emplearse en construcciones donde sean despreciables las deformaciones por flexión (edificaciones de uno o dos niveles con relaciones de aspecto muy bajas en muros). Sin embargo en la práctica, diversos reglamentos permiten su uso aun en edificios de mediana altura en que no son despreciables tales deformaciones. La aplicación a estos casos en que teóricamente no es aplicable, se deriva probablemente de la observación de que el nivel de daño ante sismos intensos sigue siendo aproximadamente proporcional al índice de densidad de muros, aun en edificios de mediana altura. Sin embargo se considera conveniente que para edificaciones de más de dos niveles se recurra a procedimientos más refinados de análisis que el método simplificado. Con respecto al índice de densidad de muros, su empleo debe limitarse a evaluaciones generales de seguridad de edificaciones existentes.

6.2. Métodos refinados de análisis

La aplicación de métodos más refinados como el estático o dinámico modal con técnicas de espectro de respuesta, se justifican ampliamente en edificios tipo de conjuntos habitacionales por su carácter repetitivo, pero se enfrentan a complicaciones en el modelado correcto de la estructura principalmente por la irregularidad de la distribución de los muros en planta, lo que no permite definir ejes y dificulta la subdivisión en marcos.

Una representación suficientemente precisa se logra mediante marcos equivalentes en que los muros se idealizan como columnas anchas, que son columnas equivalentes ubicadas en el centro de los muros cuyas propiedades de inercia y área de cortante reproducen las deformaciones de flexión y de cortante del muro. También se recomienda tomar en cuenta la participación de muros transversales en el incremento del momento de inercia (Ref. 8). Para ello se propone considerar un ancho efectivo de los muros transversales como patín del muro longitudinal con el que se intersectan.

El acoplamiento entre los muros se reproduce mediante vigas equivalentes, que tienen una rigidez a la flexión infinita en el tramo que queda dentro de la longitud del muro y el momento de inercia de la viga y losa en cierto ancho equivalente en los tramos entre muros. Se debe tomar en cuenta la contribución de pretiles y dinteles a la rigidez de la viga equivalente. En la figura 13 se presentan los criterios para las propiedades de la viga equivalente. En la figura 14 se muestra un ejemplo de un marco equivalente para la fachada de un edificio típico.

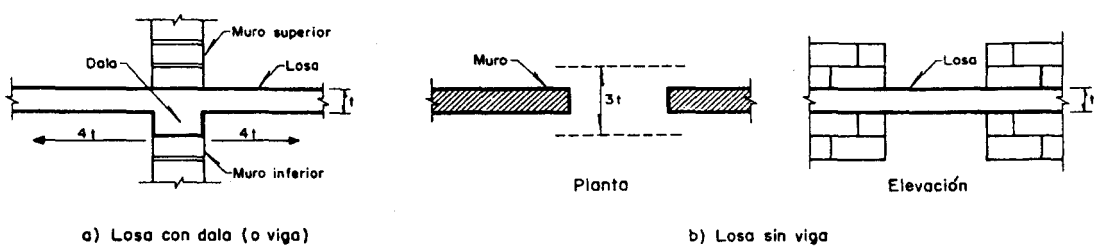


Figura 13. Ancho efectivo de losa para cálculo de momento de inercia de la viga de acoplamiento (Ref. 8)

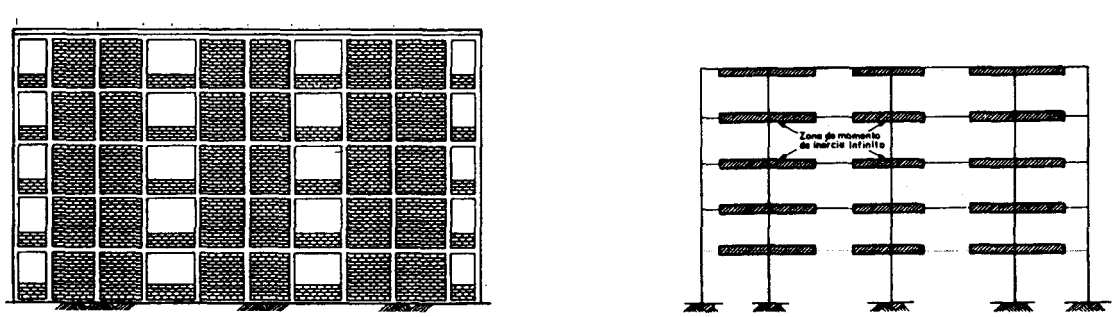


Figura 14. Modelo de marco equivalente para el análisis (Ref. 8)

Mediante la utilización de programas de cómputo actualmente disponibles (como el ETABS), es posible resolver con cierta facilidad modelos refinados que consideren estos aspectos. En el caso de edificios desplantados en zonas de terreno blando, es necesario tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, ya que por la gran rigidez lateral de estos edificios, las rotaciones y desplazamientos de la base afectan significativamente los desplazamientos totales. El modelo más práctico para tal fin es mediante un piso inferior ficticio, cuyas columnas reproducen la rigidez a traslación y rotación del conjunto suelo-cimentación calculadas con base en los métodos de las normas de diseño por sismo del RDF-93. Los resultados de análisis de este tipo han sido comparados con aquellos obtenidos experimentalmente de pruebas de vibración ambiental y con la evidencia real de comportamiento ante sismos moderados. Los resultados son en general, satisfactorios.

En el caso de muros de mampostería que actúan como diafragmas de marcos de concreto o acero, se ha encontrado que bastan cargas laterales relativamente pequeñas para que el muro se separe del marco en esquinas opuestas y quede en contacto en las otras dos esquinas produciendo un efecto de puntal (figura 15). Para el cálculo de la rigidez lateral, la idealización más común es simular el muro como una diagonal equivalente de compresión. Estudios analíticos de elementos finitos que toman en cuenta la separación entre marco y muro (Ref. 5) recomiendan que se considere una diagonal equivalente del mismo espesor y módulo de elasticidad del muro y cuyo ancho sea igual a:

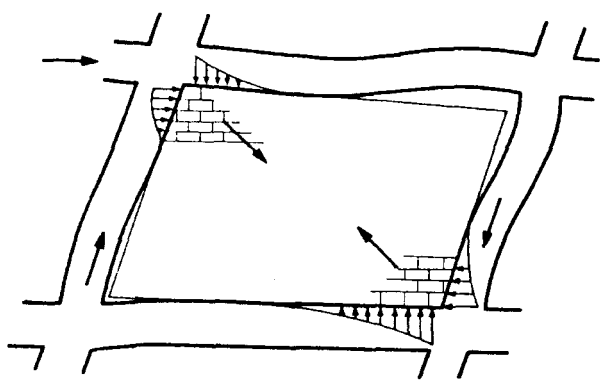


Figura 15. Interacción entre un muro diafragma y el marco que lo rodea (Ref.8)

$$w_o = (0.35 + 0.022\lambda)h \qquad ...(14)$$

En esta expresión h es la altura del tablero entre ejes y mide la rigidez relativa de marco y muro en la forma:

$$\lambda = (E_c A_c)/(G_m A_m) \qquad ...(15)$$

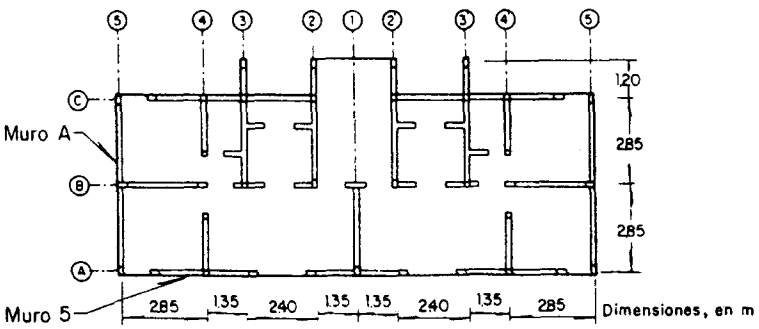
En donde E_c y A_c son el módulo de elasticidad y el área transversal de la columna del marco respectivamente y G_m y A_m son el módulo de rigidez al cortante y el área transversal del muro respectivamente.

7. COMENTARIOS FINALES

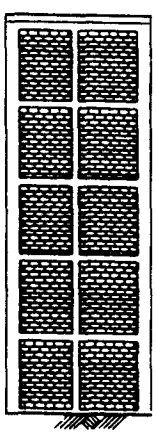
7.1 Sobre los métodos de análisis

El hecho de que el método simplificado permita ignorar los efectos de flexión en los muros, implica que pueden reforzarse los castillos con el acero mínimo aun para edificios de hasta 13 metros que es la máxima altura que se permite para emplear dicho método. Por ello es recomendable que al diseñar con el método simplificado edificios de más de dos pisos se revise la resistencia a flexión de los muros con alguna consideración práctica. Para muros con poco o nulo acoplamiento como los mostrados en la figura 16, se tiene que prácticamente no existe restricción al giro por parte del sistema de piso. En estos casos conviene calcular el momento producido en la base de los muros como el producto de las fuerzas laterales obtenidas en cada nivel según el método simplificado por su brazo con respecto a la sección considerada,

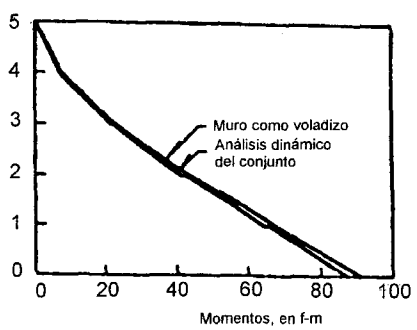
es decir considerando el muro como cantiléver. Para muros que tengan un acoplamiento significativo por ejemplo por la presencia de pretiles en que la restricción al giro en cada piso es elevada, puede considerarse un momento flexionante igual a la fuerza cortante actuando en el entrepiso en cuestión multiplicada por la altura del entrepiso. La fuerza cortante en cada muro es igual al esfuerzo promedio actuante según el método simplificado multiplicado por el área transversal del muro.



Planta típica



Elevación, Muro A



Momentos en muro A

Figura 16. Comportamiento Como Voladizo de un Muro Cabecero (Ref. 8)

La comparación de los resultados del diseño sísmico realizado con el método simplificado y con el refinado requiere de la consideración de las diferencias en los coeficientes sísmicos especificados para cada caso. En el método simplificado se dan coeficientes sísmicos netos en función del tipo de suelo, tipo de mampostería y altura del edificio. En un análisis dinámico espectral las fuerzas sísmicas se determinan en función de los períodos de vibración del edificio. Para el caso de edificios en que se considera su base empotrada, la alta rigidez de la estructura da lugar a períodos muy bajos que se traducen en ordenadas espectrales pequeñas, de aquí que las fuerzas sísmicas resulten claramente menores a las correspondientes del método simplificado. Sin embargo, para estructuras de mampostería con cimentaciones desplantadas sobre terreno blando, los períodos de vibración aumentan significativamente por efectos de interacción suelo-estructura (traslación y rotación de la base) llevando al edificio a una región del espectro de diseño donde las ordenadas son mayores. Lo anterior sugiere no perder de vista estas consideraciones cuando se realicen análisis sísmicos con mayores refinamientos que el método simplificado.

7.2 Sobre las propiedades mecánicas de las piezas para mampostería

Los resultados de un estudio concerniente a estos aspectos (Ref. 9) indicaron que la gran diferencia en resistencia de productos de una misma denominación comercial, se debe a que no se sigue una misma especificación que fije límites para la resistencia. En los productos de fabricación artesanal, la gran variabilidad de uno a otro productor depende principalmente de la diversidad de las materias primas y de las dosificaciones de las mismas, así como de los distintos procedimientos que cada artesano emplea en el proceso de fabricación. La variabilidad en propiedades estructurales implica la necesidad de tomar factores de seguridad. En el formato de diseño generalmente adoptado, que es el de estados límite, se adoptan factores de seguridad parciales que afectan distintas variables. Se aplican factores de carga a los efectos de las acciones y factores de reducción a la resistencia calculada, que a la vez se determina empleando para las propiedades más importantes valores *característicos o mínimos probables* que pretenden cubrir parcialmente la dispersión que se tiene en la variable particular. Lo anterior sugiere la implantación de una normativa en cuanto a propiedades mecánicas para la producción industrial y principalmente para la artesanal encaminada a uniformizar la elevada variación en resistencia de piezas para mampostería. Afortunadamente se ha llevado a cabo desde hace un par de años una actualización de las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) para aquellos materiales de construcción que se comercializan en el país. Para el caso de materiales no incluidos en las NOM tradicionales, se han formulado propuestas de norma, como es el caso del tabique de barro recocido o de los paneles prefabricados para uso estructural. Por lo tanto se espera que muy pronto exista un mayor control en las propiedades mecánicas de estos productos.

7.3 Sobre la seguridad sísmica y supervisión

El buen comportamiento sísmico de una construcción de mampostería depende en forma muy importante de la elección de una estructuración correcta, de la observancia de requisitos de detalle y de diseño local y de una buena ejecución de la construcción. Las recomendaciones al respecto están en general bien establecidas en los reglamentos. La regularidad y simetría de la distribución de muros en planta y en elevación, la liga y continuidad del refuerzo entre muros transversales y de los muros con las losas de piso y la cimentación; la adopción de sistemas de piso que tengan rigidez y resistencia para fuerzas en su plano de manera que actúen como diafragma; el refuerzo local alrededor de los huecos y, sobre todo, la correcta colocación del refuerzo horizontal y vertical necesario según los cálculos, son los aspectos que más deben cuidarse.

A pesar de que han sido plenamente identificables los aspectos que hacen que una estructura sea más o menos vulnerable ante los efectos sísmicos, no se debe olvidar que siguen existiendo en México un elevado número de viviendas (principalmente de mampostería) pertenecientes al llamado sector informal. Un alto porcentaje de este construcción tradicional de vivienda, adolece en la mayoría de los casos de una normativa de construcción y del acceso a técnicos calificados para el proyecto y supervisión de la misma. Esto ha dado lugar a serias condiciones de riesgo entre otros aspectos por el uso de materiales de calidad muy pobre, tipos de construcción muy vulnerables y calidad de ejecución defectuosa. Debe reconocerse por tanto, la importancia de una participación interdisciplinaria y en nuestro caso técnica, para dar solución al problema que se refiere a los asentamientos humanos que crecen al margen de los planes urbanos de desarrollo.

Por otra parte, está muy difundida en el medio de los ingenieros estructurales una desconfianza hacia el uso de la mampostería reforzada por la *dificultad de una supervisión* que garantice el cumplimiento de la correcta colocación del refuerzo. Abundan de hecho los casos encontrados a raíz de los daños ocasionados por temblores intensos, en que el refuerzo colocado realmente en los muros era muy inferior al especificado. Los edificios de vivienda de mampostería no están sujetos con frecuencia al grado de rigor en la supervisión que es usual en obras que se consideran más importantes. Esto, aunado a la dificultad que representa seguir paso a paso la construcción de cada muro para verificar la correcta colocación del refuerzo, justifica en parte dicha desconfianza.

Sin embargo, la selección de empresas y obreros calificados y el muestreo de porciones de muro puede superar estas dificultades y garantizar el nivel de calidad deseado. Es claro que con modificaciones sencillas a la práctica actual en cuanto al tipo de piezas empleadas y tipo y cantidad de refuerzo, pueden alcanzarse resistencias y comportamiento mucho más favorables que los que ahora se tienen. No debe olvidarse sin embargo que ello llevará necesariamente a hacer más agudos los problemas de supervisión y control de calidad antes mencionados (Ref. 7).

REFERENCIAS

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., marzo de 1989, 19 pp.

2. Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., julio de 1987, 100 pp.

3. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre de 1987, 21pp.

4. J.D. Dowrick, "Earthquake Resistant Design. A Manual for Engineers and Architects", J. Wiley, New York, 1977.

5. E. Bazán y R. Meli, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios de Acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D. F.", México, D. F., 1985, 241pp.

6. Hernández, O., "Comportamiento y Diseño de Elementos de Mampostería", XIV Curso Internacional de Ingeniería Sísmica. División de Educación Continua, UNAM, agosto de 1988,47 pp.

7. Meli, R., "Diseño Sísmico de Edificios de Muros de Mampostería. La Práctica Actual y el Comportamiento Observado", Revista Ingeniería Sísmica, México D.F., septiembre-diciembre de 1990, pp. 7-28.

8. Instituto de Ingeniería, "Comentarios y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería" Serie No. ES-4, UNAM, México D.F., Enero de 1992, 119 pp.

9. Meli, R. y O. Hernández, B., "Propiedades de Piezas para Mampostería Producidas en el Distrito Federal", Publicación No. 297 del Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, D. F., diciembre de 1977. 46 pp.

10. Alcocer, S.M. y Klingner R.E, "Masonry Research in the Americas" Capítulo 7 editado por el comité 442 del ACI (en Inglés). Alcocer, S. M. "Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería: Una Revisión". Memoria del XI Congero Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México 1997. Vol. 1, pp. 164-195.

11. Flores, L., "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada," Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, agosto, 1995, 106 pp.

12. Alcocer, S.M., "Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería: Una Revisión", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, septiembre, 1997, pp. 164-191.

13 López O. y Teshigawara M. "Informe de Daños en Edificaciones durante el Sismo de Colima del 9 de Octubre de 1995 en la Zona Epicentral". Cuaderno de Investigación No. 40, CENAPRED, mayo de 1997, 79 pp.

EVALUACIÓN Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

Oscar de la Torre R.[1]

A) EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

A. 1 RECONOCIMIENTO Y EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO GENERAL.

A. 1.1 Reconocer hundimientos y desplomes generales, referenciando aristas de fachadas con las edificaciones vecinas, y observando grietas, ondulaciones o corrimientos en banquetas, calles y posibles movimientos relativos en las juntas con colindantes.

A. 1.2 Identificar el sitio con respecto a la zonificación del Reglamento de Construcciones.

A. 1.3 Identificar presencia de edificaciones o de instalaciones importantes cercanas, como metro, lumbreras, drenaje profundo, subestaciones, pozos profundos, torres de transmisión, edificios altos dentro de la manzana con posibles pilotes de punta.

A. 1.4 Ubicándose en la azotea del inmueble, reconocer posibles movimientos en las juntas con colindantes, rotura de tapajuntas, golpes entre edificios, materiales atrapados entre edificaciones vecinas.

A. 1.5 Verificar el uso del área útil de cada piso, el tipo de cancelería, así como sus movimientos, fractura de vidrios, fractura de recubrimientos, corrimientos en plafones, talla de instalaciones hidráulicas y sanitarias, y funcionamiento de elevadores o montacargas.

A. 1.6 Verificar en el cubo de escaleras fisuras o fracturas de recubrimientos, muros y rampas.

A.1.7 Verificar el interior del cubo de elevadores y muros del sótano, para reconocer fracturas, desplomes, deformaciones de guías mecánicas y fugas de agua.

A.1.8 Investigar el tipo de documentación disponible y propósito futuro de propietario en cuanto al uso del inmueble y posibilidades de adecuación al nuevo reglamento.

PROPÓSITOS Y OBJETIVOS EN ESTA ETAPA

1). Definir la categoría del inmueble (A) ó (B), así como la posibilidad de una nueva imagen arquitectónica y cambio de uso de áreas.

2). Conocer la documentación disponible.

3). Establecer y programar los estudios y trabajos siguientes:

3.a. Levantamiento geométrico estructural, plomos y niveles.
3.b. Levantamiento de fisuras y daños estructurales y de recubrimientos.
3.c. Sondeos y calas para conocer selectivamente armados y calidad de materiales.
3.d. Sondeos y calas para conocer el tipo de cimentación.
3.e. Exploración del subsuelo.
3.f. Sondeos y calas para identificar el tipo de "empaque" entre muros y estructura.
3.g. Sondeos y calas retirando recubrimientos, para detectar fisuras de losas en especial en las cercanías

[1] Gerente General - Proyecto Estructural, S.A. México, D.F. (1994)

con elementos de rigidez (cubos de elevadores y escaleras y colindancias), para establecer si el trabajo como diafragma horizontal las hubiera provocado. Ver tabla anexa y comentarios sobre el tamaño de fisuras y grietas. (hojas 9 y 10)

4). Definir si las deformaciones generales de la estructura, durante eventos sísmicos provocaron los daños visibles en recubrimientos, acabados y grietas estructurales, así como en muros de relleno o de rigidez. El propietario debe conocer las deformaciones límites que establece el reglamento, y se decidirá de común acuerdo la estrategia y posibilidades de reparación local y/ó reestructuración.

Si no hubiera daños visibles, y las fisuras no son debidas a movimientos sísmicos, debe plantearse la conveniencia de preparar documentación suficiente, que deje constancia de la capacidad estructural, para futuras acciones sísmicas.

A.2 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL BAJO ACCIONES SÍSMICAS

A.2.1. Edificaciones con muros de carga.

Si la edificación tiene menos de 13 metros de altura cabe la posibilidad de que cumpla o pueda facilmente adecuarse, para que cumpla con las condiciones de aplicabilidad del método simplificado de análisis, previsto en el reglamento, en cuyo caso, no es necesario verificar la seguridad contra el volteo, ni calcular deformaciones horizontales, ni tomar en cuenta efectos de torsión.

Sólo tiene que vetificarse que la suma de resistencias de muros en cada piso sea igual o mayor que la carga actuante sísmica factorizada en cada dirección principal.

A.2.2 Evaluación simplificada de estructuras de concreto.

Para edificaciones de mediana altura se ha desarrollado en Japón un procedimiento para evaluación de la capacidad sísmica de edificios existentes de concreto reforzado, y que ha sido adaptado para su uso en México por la UAM Azcapotzalco.

El resultado estimado para un edificio, no representa el nivel o rango de comportamiento sísmico, pero si un índice que representa la potencial capacidad contra una intencidad sismica en forma cualitativa.

Básicamente este procedimiento originado en Japón, se ha estado aplicando para edificios de 6 pisos o menos, con un sistema estructural a base de marcos con columnas o trabes de concreto con o sin muros de cortante.

Para edificios de más de 30 años, con deterioro severo, con exposición eventual a fuego, con concretos de muy baja resistencia o con un sistema estructural híbrido o sin definición clara, el procedimiento o norma Japonesa no es aplicable.

El procedimiento de evaluación desarrollado en la UAM Azcapotzalco y derivado de la norma japonesa, consiste en definir el coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente a la condición de falla, denominado coeficiente de resistencia "k_i " y expresado como sigue:

en donde:

$$Ki = \frac{(V_R)_i}{(V_A)_i} S$$

$(V_R)_i$ es la fuerza cortante resistente en el entrepiso i
$(V_A)_i$ es la fuerza cortante actuante en el mismo entrepiso i
S factor correctivo

Suponiendo que la falla de entrepiso, se localiza en los elementos verticales de sustentación, la fuerza cortante resistente se calcula mediante la combinación de su resistencia proporcionalmente a sus rigideces, (Iglesias, UAM 1987).

Recientemente los mismos estudios en la UAM han tratado de simplificar las evaluaciones, de tal forma que para un edificio típico de mediana altura con materiales comunes en nuestro medio $(V_R)_i$; se calcula multiplicando las áreas transversales de los elementos estructurales verticales del entrepiso, por el esfuerzo cortante resistente promedio para cada una de las piezas estructurales de que se trate.

La fuerza cortante actuante $(V_A)_i$ para el mismo entrepiso i estudiado, se calcula con el método estático del reglamento de construcciones, aplicando el factor de carga que le corresponda, según la categoría de la edificación.

$$(V_A)_i = (F.C.) \frac{\sum_{j=1}^{n} \omega_j h_j}{\sum_{j=1}^{n} \omega_j h_j} W_{TOT}$$

n = número de pisos
ω_j = peso del piso j
h_j = altura del piso j desde el nivel del terreno
(F. C.) = Factor de carga (1.1)
W_{TOT} = peso total de la estructura

El factor correctivo (S), toma en cuenta la influencia que sobre la resistencia tienen las irregularidades geométricas, problemas de cimentación, afectaciones de estructuras colindantes y el deterioro propio de la estructura.

Este procedimiento ha sido empleado en un número importante de edificaciones para el D.F., y reducido a 162 casos para fines de zonificación sísmica en el D.F., y ha sido calibrado satisfactoriamente con evaluaciones detalladas.

Recientemente en la misma UAM, se han hecho estudios complementarios mediante los cuales se pueden estimar también en forma aproximada los desplazamientos y el periódo fundamental de las estructuras típicas del D. F.

En el proceso de evaluación simplificada, aparece una clasificación de daños causados por sismo, que es básica también en la norma japonesa, y que puede dar una buena idea y ayudar al ingeniero estructurista para tomar su desición final ó dictámen de una edificación, por lo que se reproduce a continuación:

TIPO DE DAÑO	*DESCRIPCIÓN*
0 No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.
1 Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de menos de 3.0 mm de ancho en muros de mampostería.
2 Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de 3 mm a 10 mm de ancho en muros de mampostería.
3 Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. Aberturas en muros de mampostería. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto. Agrietamiento de capiteles. Desplomes en columnas. Desplomes del edificio en más del 1% de su altura. Hundimiento o emersión de más de 20 cms.

Si el menor de los valores ki, corresponde sensiblemente al coeficiente sísmico reducido por ductilidad de acuerdo al reglamento, deberá identificarse en ese piso (i), el grado de daños existentes en la edificación, ya que este valor representa un índice de las condiciones de falla.

Las conclusiones que el ingeniero estructurista, y el director responsable de obra puedan dar al propietario, deben apegarse al Reglamento de Construcciones, para poder tomar la decisión y responsabilidad compartida que cada uno de los casos amerita.

A. 2.3 Evaluación detallada

Es cada vez más fácil, con programas para computadoras P.C. realizar el análisis estructural de la edificación, en forma espacial, más confiable a medida que los datos recabados geometrico-elásticos lo sean.

Los resultados de deformaciones entre pisos consecutivos, así como los elementos mecánicos de trabes, columnas, muros y acciones sobre la cimentación, serán correlacionados con los daños observados para un coeficiente sísmico dado por el reglamento en vigor y servirán al ingeniero estructurista para proponer al propietario la acción a tomar, ya sea de reparación local, demolición o reestructuración.

Personalmente estimo "razonable", atender a la respuesta de deformación, más que a la capacidad estructural de trabes, columnas y muros para decidir la mejor forma de reestructuración, pero el "arte" de cada estructurista puede variar según el caso a tratar. A continuación se presentan conceptos generales de reestructuración y detalles constructivos que he tratado de agrupar y precisar cada vez más, esperando aportaciones y comentarios de colegas.

B). REFUERZO DE ESTRUCTURAS

B.1 INTRODUCCIÓN

Los conceptos, estudios y trabajos siguientes, pueden confundirse, pero tratan de conseguir una respuesta aceptable de una estructura existente ante la acción de fuerzas horizontales sísmicas.

B.1.1 REHABILITACIÓN(RETROFITTING)

B.1.2 REPARACIÓN (REPAIR)

B.1.3 REFORZAMIENTO (STRENGTHENING)

B.1.4 RIGIDIZACIÓN (STIFFENING)

Estos estudios y trabajos representan un arte personal o de grupo, que rápidamente se están convirtiendo en una ciencia, debidamente apoyada por:

- INVESTIGACIÓN Y ENSAYES.
- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EFICIENTES Y REALIZABLES.
- VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO POST SISMOS.

A medida que crece el apoyo técnico y variedad de soluciones, así como materiales nuevos, se pueden idear mejores y más numerosas soluciones para lograr el objetivo final que es el comportamiento o respuesta aceptable de la estructura.

B.2 OBJETIVO

Lograr un mejor comportamiento o respuesta estructural, ante futuras acciones sísmicas.

El concepto del comportamiento o respuesta estructural debe definirlo el estructurista de común acuerdo con el propietario y/ó usuarios, para establecer o definir la solución de refuerzo o rehabilitación.

La respuesta de una estructura puede modificarse, para cubrir diferentes requerimientos, desde la seguridad de vidas humanas, hasta el control riguroso de daños en la propia estructura y sus elementos, accesorios o contenidos.

Por lo anterior, no existe la solución "optima" o "única" que logre el objetivo establecido, pero al confrontar diversas experiencias y resultados, se pueden establecer los siguientes conceptos:

B.2.1 Diferentes criterios de comportamiento, llevan a diferentes conceptos de refuerzo.

B.2.2 Las condiciones del sitio pueden obligar a un tipo de soluciones.

B.2.3 Para estructuras de pocos pisos, pueden existir diferentes soluciones que llevan a comportamientos comparables.

B.2.4 Para estructuras de alturas mayores (no edificios altos) en suelos poco comprensibles, el uso de muros de rigidez puede representar mejor solución que contraventeos diagonales, especialmente contra colapso.

B.2.5 El uso de elementos de rigidez como muros de concreto o mampostería enmarcados, no es compatible con el uso de contraventeo diagonal metálico en una misma estructura, ya que el trabajo eficiente de estos últimos, opera después que un elemento de rigidez ha sufrido daño.

B.3 PROCEDIMIENTOS PARA REFUERZO

B.3.1 Sin cambiar el sistema resistente a fuerzas laterales.

B.3.1.1 Reforzando las losas para que su efecto como diafragma horizontal sea más eficiente, especialmente si sufrieron agrietamiento.

B.3.1.2 Reforzando trabes, columnas y/o muros existentes, para garantizar que su sección transversal, participe con toda su área e inercia, además de que resistan los elementos mecánicos que les correspondan.

B.3.1.3 Mejorando o rehaciendo la unión entre elementos estructurales existentes, para garantizar su trabajo de conjunto previsto en el diseño original o en la revisión.

B.3.1.4 Recimentando para reducir la amplificación de efectos, por volteo del conjunto o por desplazamiento excesivo de la cimentación.

B.3.2 Cambiando el sistema resistente a fuerzas laterales.

B.3.2.1 Introduciendo nuevos elementos a la estructura original, como muros de rigidez, contraventeos diagonales, columnas y trabes nuevas.

B.3.2.2 Eliminando piezas estructurales del proyecto y construcción originales como muros, contraventeos, etc., de modo que no participen más para resistir fuerzas laterales.

B.3.2.3 Recimentando, para modificar las condiciones de apoyo de columnas, muros ó contraventeos así como para reducir las características de volteo y/ó desplazamiento del conjunto.

En cualquiera de los dos procedimientos, el trabajo simultáneo entre diferentes piezas debe ser garantizado, a menos que se pretenda aprovechar las características de ductilidad de algunos elementos, cuya participación completa y eficiente, sucede después de que otras piezas o elementos han sufrido daño parcial "aceptable".

En general creo que es valido generalizar, que además de evitar colapso y salvar vidas humanas debe procurarse que el comportamiento estructural garantice la continuidad de funcionamiento en operación del inmueble, este concepto no es fácil asociarlo al aprovechamiento de ductilidad como se dijo en el párrafo anterior.

En todos los casos la "integración" o "incorporación" total y completa de nuevos elementos estructurales debe garantizarse, de tal modo que la estructura reforzada responda como si estas nuevas piezas hubieran estado presentes desde la construcción original.

Los siguientes croquis, esquemas, detalles y recomendaciones han sido propuestos por el autor, y construidos en diversas edificaciones, algunos de ellos sin respaldo suficiente de pruebas o investigaciones como pudieran desearlo otros estructuristas, y siempre serán objeto de adecuación y optimización para cada proyecto de refuerzo y ojalá en el futuro cercano, este arte llegue a convertirse en ciencia que aprovechemos todos.

FISURAS Y GRIETAS

ANCHOS TOLERABLES EN FISURAS O GRIETAS EN CONCRETO ARMADO (A.C.I)

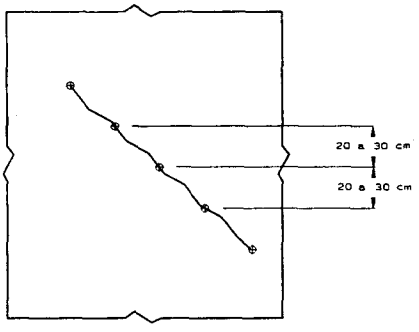
Condiciones externas (Exposición)	ANCHO TOLERABLE mm
Aire seco o membrana protectora	0.40
Humedad - aire seco suelo (tierra)	0.30
Productos químicos para deshielo	0.20
Agua marina - briza marina humedecido - secado	0.15
Muros de cisterna o retenedores de agua	0.10

NOTAS SOBRE RELLENADO DE FISURAS O GRIETAS

1) El rellenar fisuras de 0.5 mm y mayores, con resina epóxica, produce mayor seguridad sobre la suposición teórica de área completa e Inercia efectiva en la sección transversal.

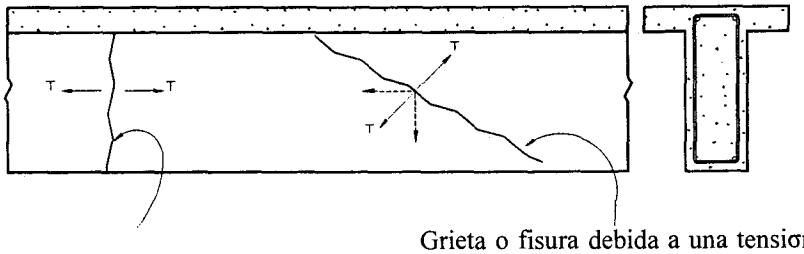
2) El proceso de rellenado debe hacerlo personal especializado, con calafateo previo, para decidir inyección simple o a presión.

3) Después de efectuar un primer proceso de rellenado, es muy conveniente verificarlo, ya sea con ultrasonido o con extracción de muestras.



4) El proceso de rellenado de una fisura se hace de abajo hacia arriba, para evitar aire atrapado, calafateando previamente el tramo por inyectar.

Se inicia el relleno inyectandolo por el taladro 1, hasta que la resina se manifieste, escurriendo por el taladro 2. Se repite el proceso para el rellenado del tramo 2 3 inyectandolo por el taladro 2, y asv en tramos superiores hasta completar todo el desarrollo de la fisura.

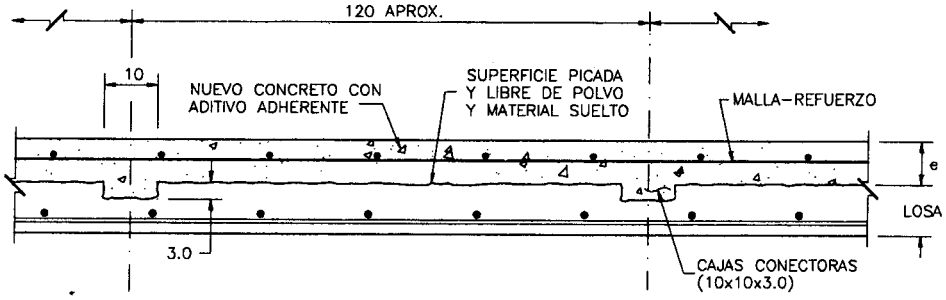


Grieta o fisura debida a contraccion volumitrica; y es muy probable que se presentendurante el proceso de fraguado del concreto, por defecto de curado.

Generalmente no pasan a la losa y coinciden con la posicion de los estribos.

Grieta o fisura debida a una tension diagonal que es la combinacion de una fuerza de corte (vertical) y otra de contraccion volumitrica y/o fuerza horizontal de trabajo bajo carga, especialmente por descimbrado prematuro.

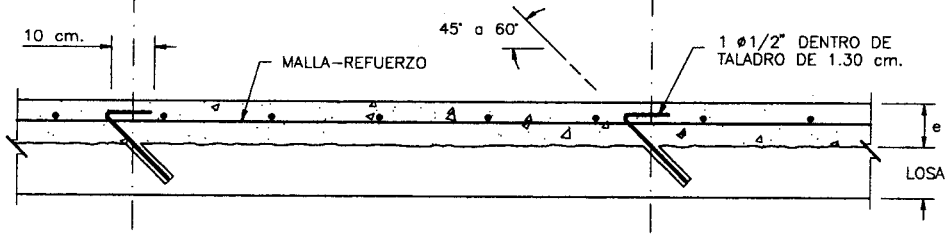
Se presentan en las cercanvas del apoyo de la trabe, y si aparecen despuis del proceso constructivo, por defecto de estribos y/o baja calidad del concreto, generalmente se prolongan a la losa.



REFUERZO DE LOSA

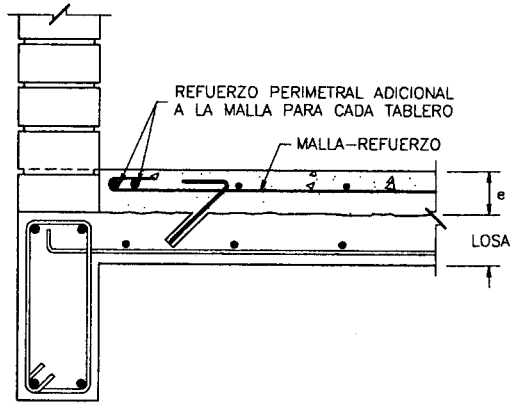
1).- PARA MEJORAR EL EFECTO DE DIAFRAGMA DE LA LOSA COMO ELEMENTO DE UNION ENTRE MARCOS Y MUROS.

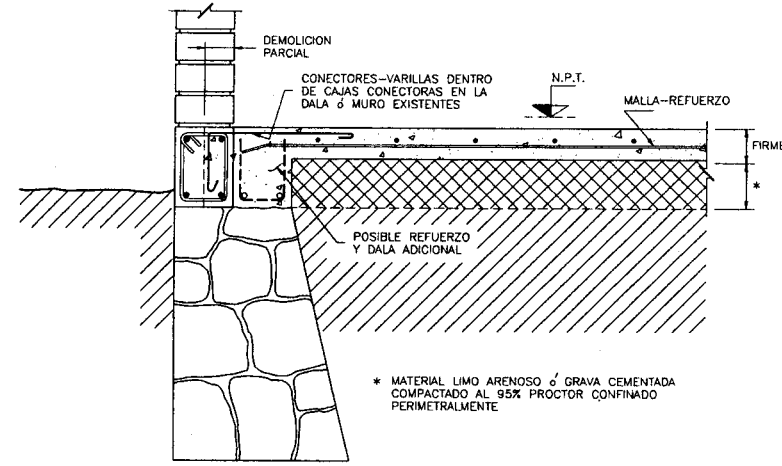
2).- PARA MAYOR CAPACIDAD A FLEXION.



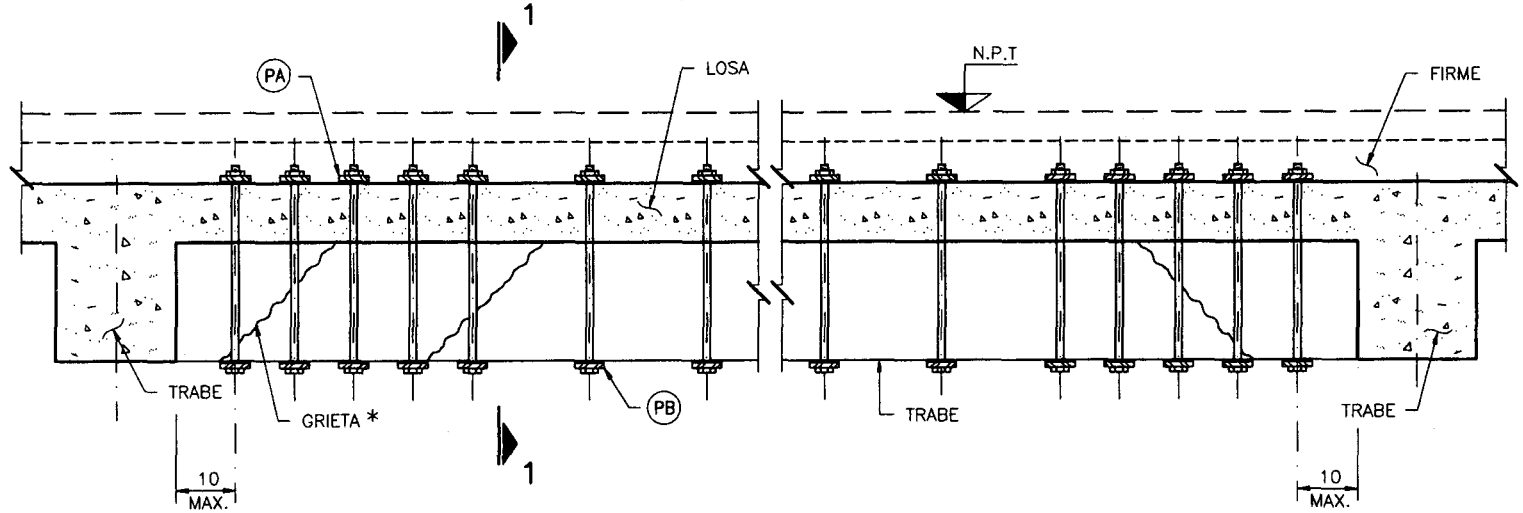
REFUERZO DE LOSA

CON CONECTORES METALICOS DOBLADOS ANTES ó DESPUES DE COLOCAR LA MALLA-REFUERZO, EN LUGAR DE CAJAS CONECTORAS





LOSA FIRME
REFUERZO A LA CIMENTACION

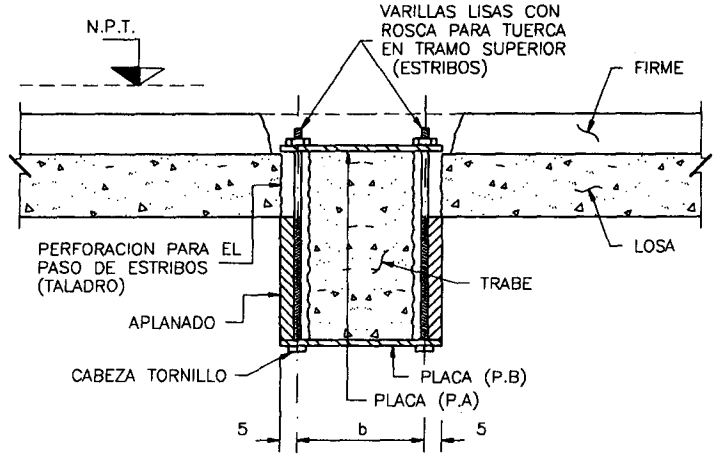


* GRIETAS DE 0.5 mm. Y MAYORES, RELLENARLOS CON RESINA EPOXICA (INYECCIONES POR TRAMOS DE 10 o 20 cm. DE ABAJO HACIA ARRIBA, PREVIO CALAFATEO)

VISTA LATERAL

ELEVACION

REFUERZO DE TRABE – ESTRIBOS EXTERIORES



C O R T E 1 – 1

R E F U E R Z O D E T R A B E

PROCEDIMIENTO PARA LA COLOCACION DE ESTRIBOS EXTERIORES EN FALLAS POR TENSION DIAGONAL

1.– DEMOLER EL PISO PARA DESCUBRIR LA LOSA.

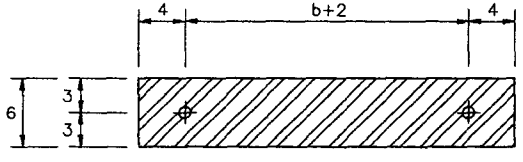
2.– TALADRO PARA EL PASO DE VARILLAS LISAS CON ROSCA EN SUS EXTREMOS SUPERIORES (ESTRIBOS).

3.– HABILITACION DE PLACAS (P.A) Y (P.B) PERFORADAS Y DE VARILLAS CON CABEZA DE TORNILLO Y ROSCA PARA TUERCA.

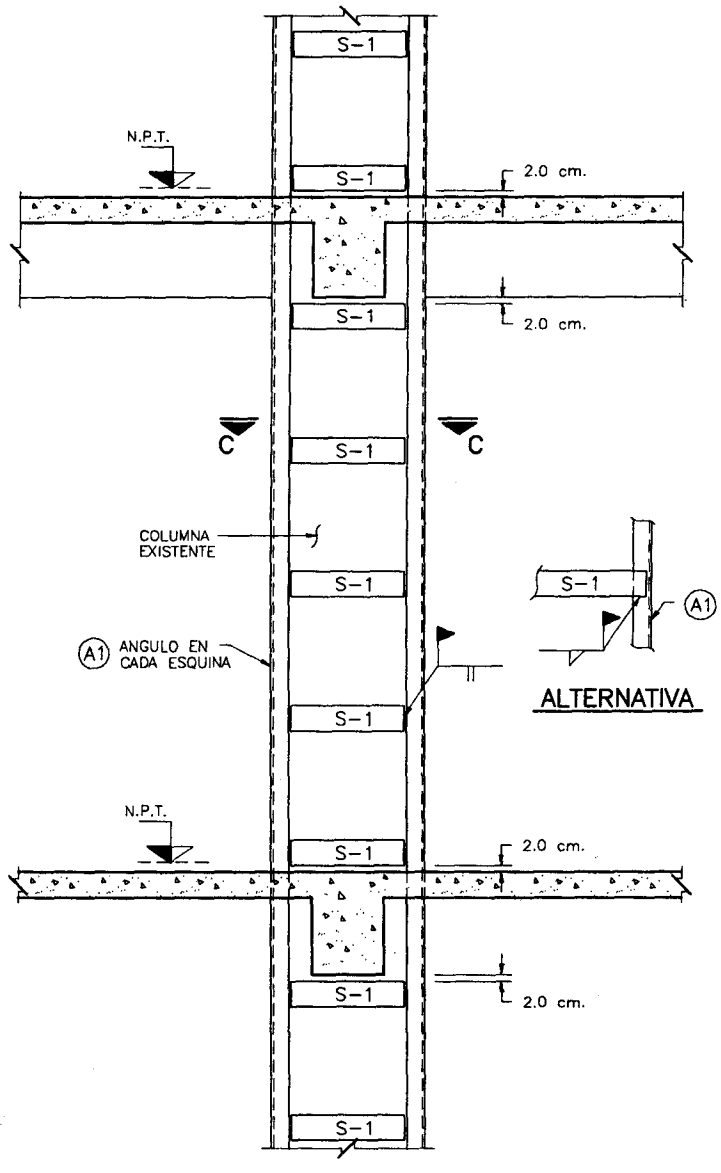
4.– COLOCACION DE PLACAS Y VARILLAS LISAS. PINTAR CON PINTURA ANTICORROSIVA (2 MANOS) LAS PLACAS Y VARILLAS PREVIAMENTE.

5.– COLOCACION DEL RELLENO DE PERFORACION Y NUEVO N.P.T.

6.– APLANAR CON MORTERO LAS CARAS DE LA TRABE HASTA AHOGAR TOTALMENTE LAS VARILLAS LISAS, EN TODA LA EXTENSION QUE OCUPEN LOS ESTRIBOS ADICIOONALES, USAR TELA DE GALLINERO PARA REFORZAR ESTE APLANADO.

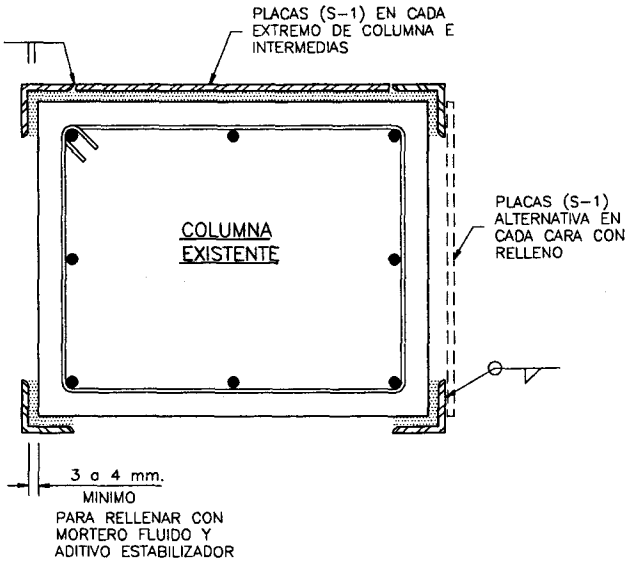


PLACA (P.A) Y (P.B)
(e=0.6 cm) (1/4") MINIMO



REFUERZO PARA COLUMNA "ENCAMISADO METALICO"

E L E V A C I O N

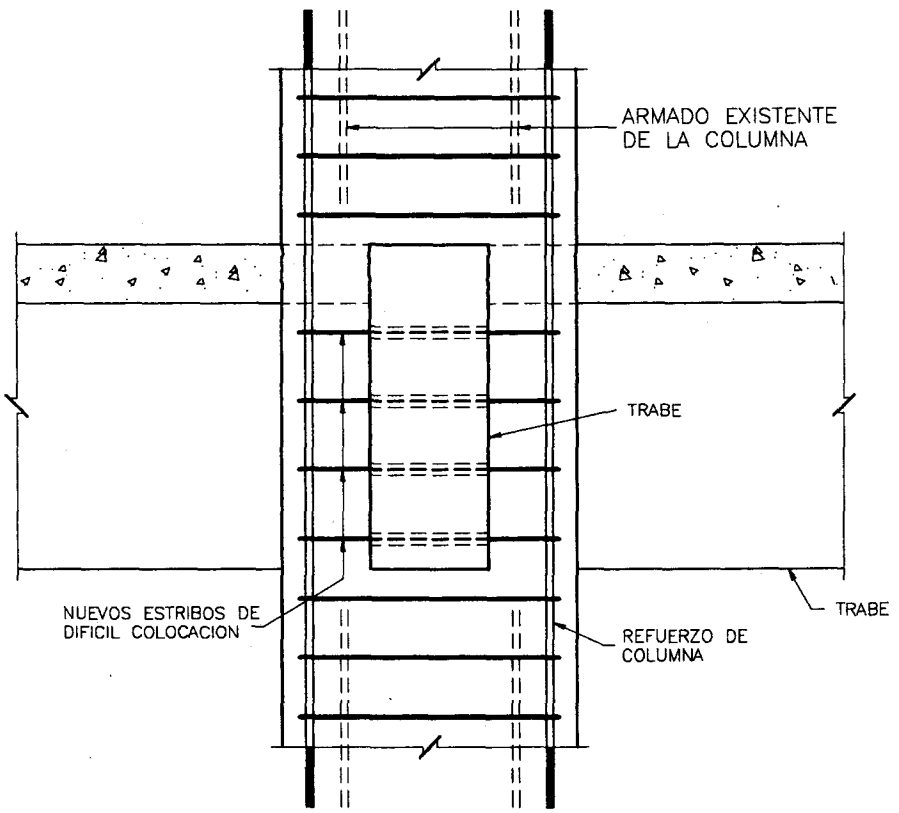


S E C C I O N C – C

R E F U E R Z O D E C O L U M N A

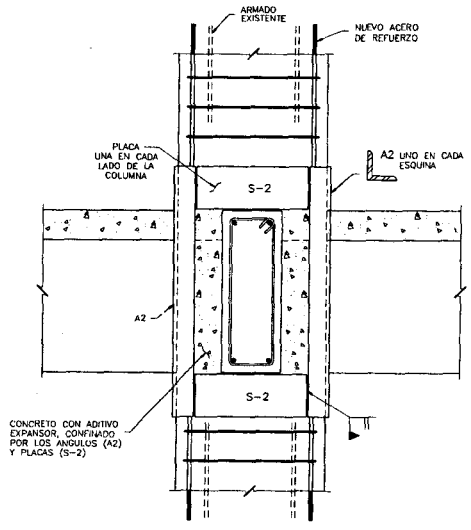
P L A N T A

ANGULOS EN LAS ESQUINAS Y PLACAS EN CELOSIA EN CADA CARA



R E F U E R Z O D E C O L U M N A

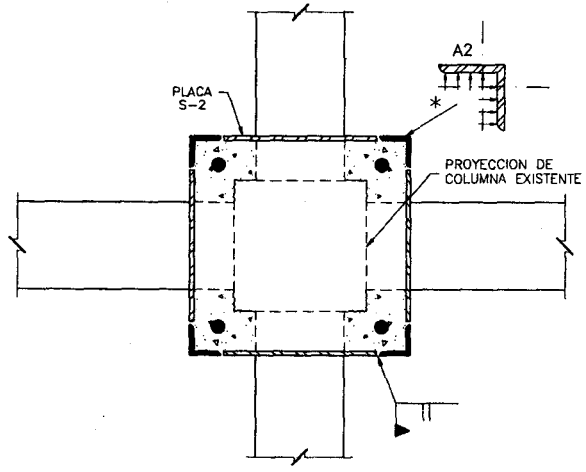
AGREGANDO ARMADO EXTERIOR Y AUMENTANDO SECCION DE CONCRETO



REFUERZO DE COLUMNA

ELEVACION

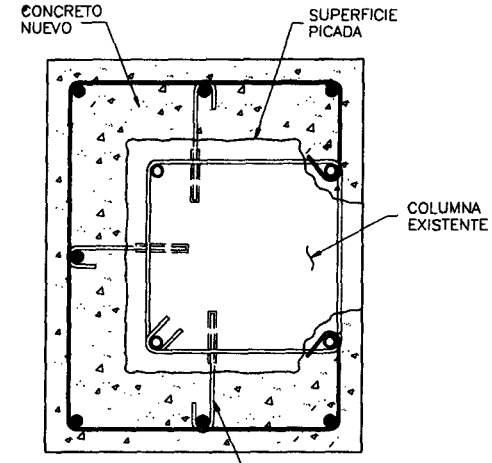
ELIMINANDO ESTRIBOS EN EL TRAMO DE TRABES



* LA FUERZA DE CONFINAMIENTO QUE TEORICAMENTE PROPORCIONAN LOS ESTRIBOS ELIMINADOS, PROVOCA FLEXION EN CADA ANGULO (A2)

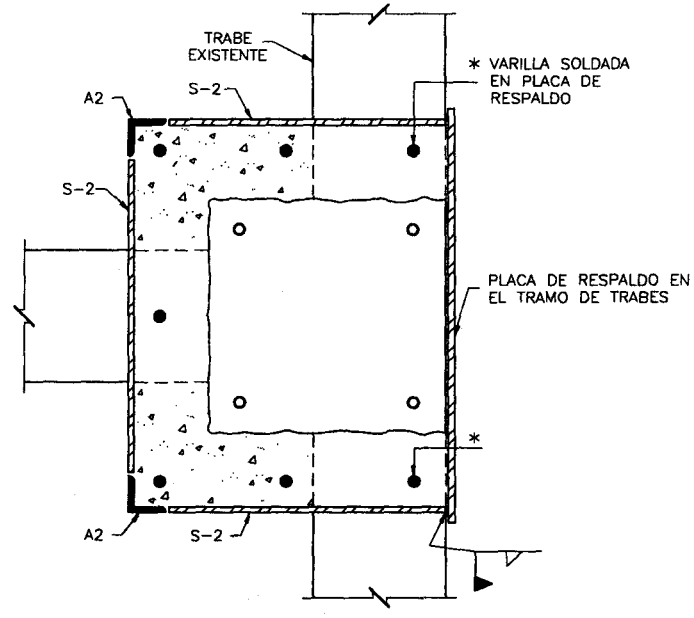
REFUERZO DE COLUMNA

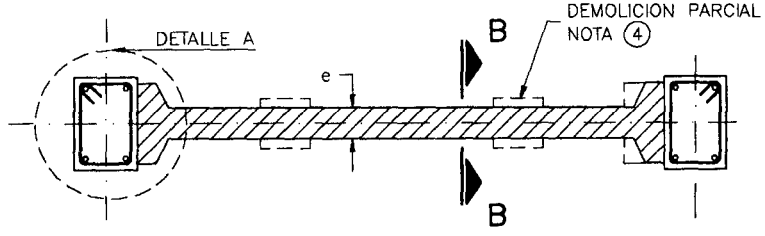
PLANTA



REFUERZO PARA COLUMNA (COLINDANCIA)

PLANTA





P L A N T A
NUEVO MURO DE CONCRETO – RIGIDEZ ADICIONAL A LA ESTRUCTURA

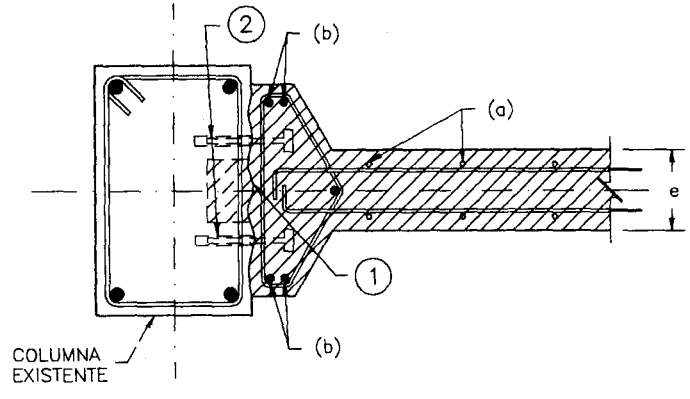
N O T A S

1).– SUPERFICIE PICADA Y LIMPIA DE TODO MATERIAL SUELTO Y POLVO. POSIBLE FORMACION DE "CAJAS" EN LA COLUMNA EXISTENTE PARA SER RELLENADAS CON EL NUEVO COLADO.

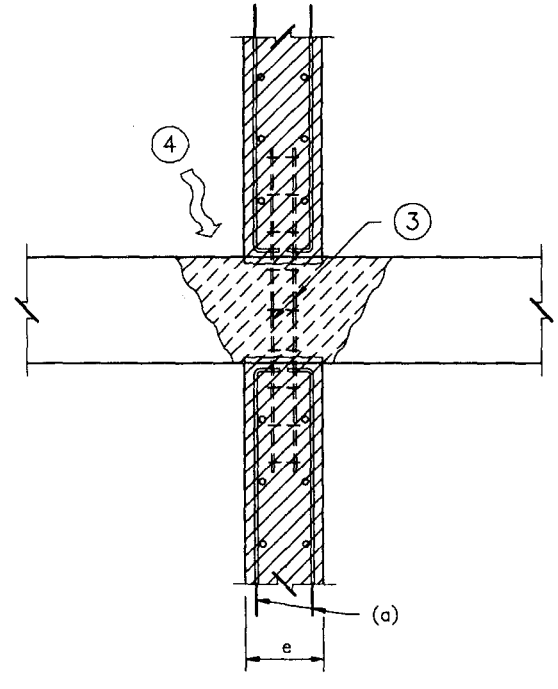
2).– TALADROS PARA COLOCAR PERNOS DENTRO DE TAQUETES, QUE SERVIRAN COMO CONECTORES ENTRE EL NUEVO MURO DE RIGIDEZ Y LA COLUMNA EXISTENTE.

3).– ARMADO FORMADO POR 4 VARILLAS EN FORMA DE PEQUEÑO "CASTILLO" COLOCADO EN LA POSICION DE VENTANAS PARA COLADO.

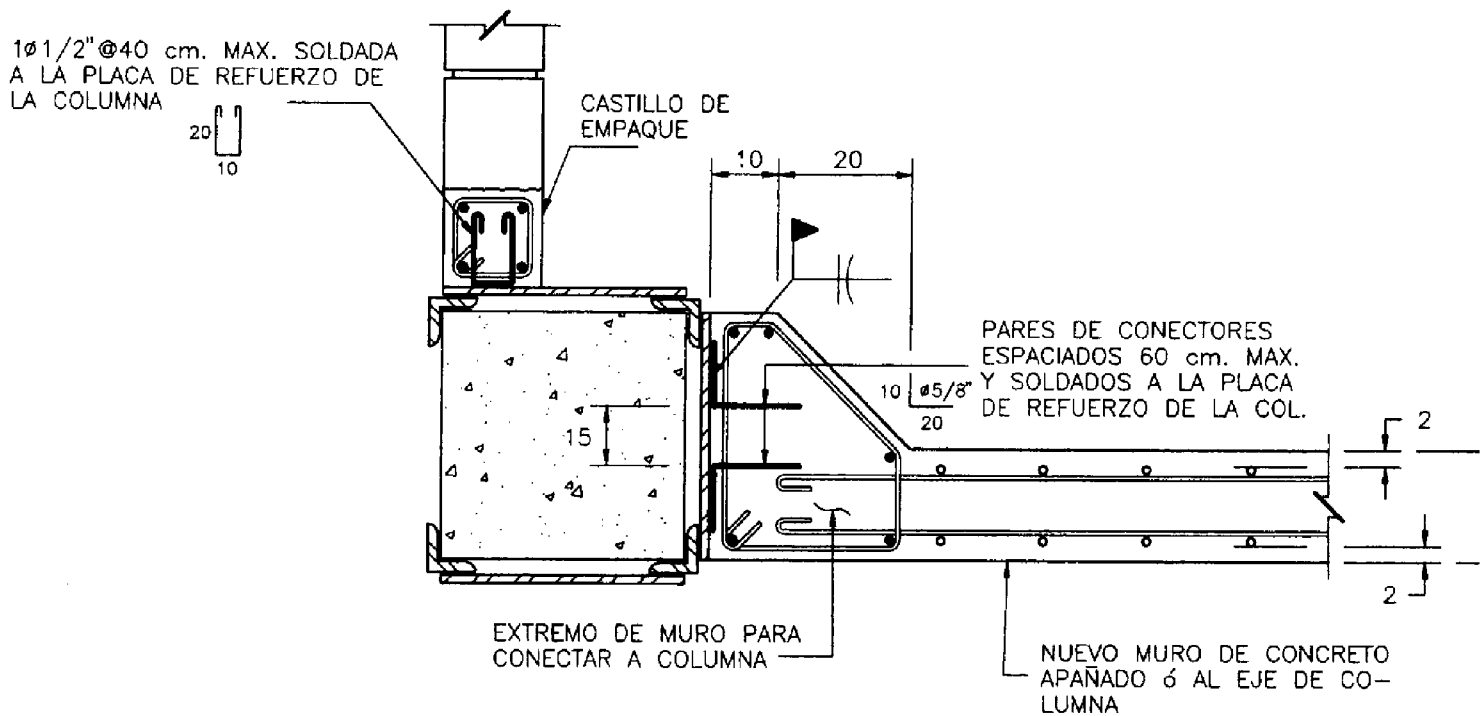
4).– COLADO DEL MURO INFERIOR A TRAVES DE VENTANAS QUE SE FORMARAN DEMOLIENDO LA ESTRUCTURA EXISTENTE.



D E T A L L E A

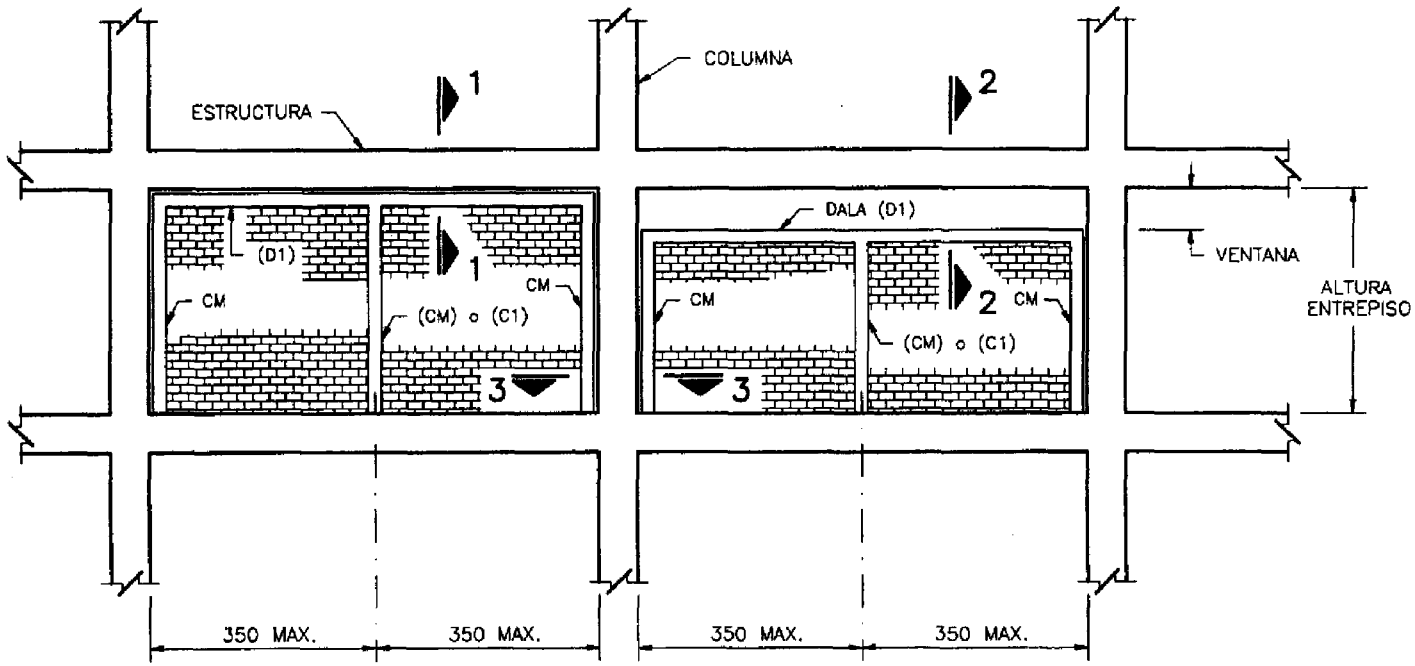


C O R T E B – B

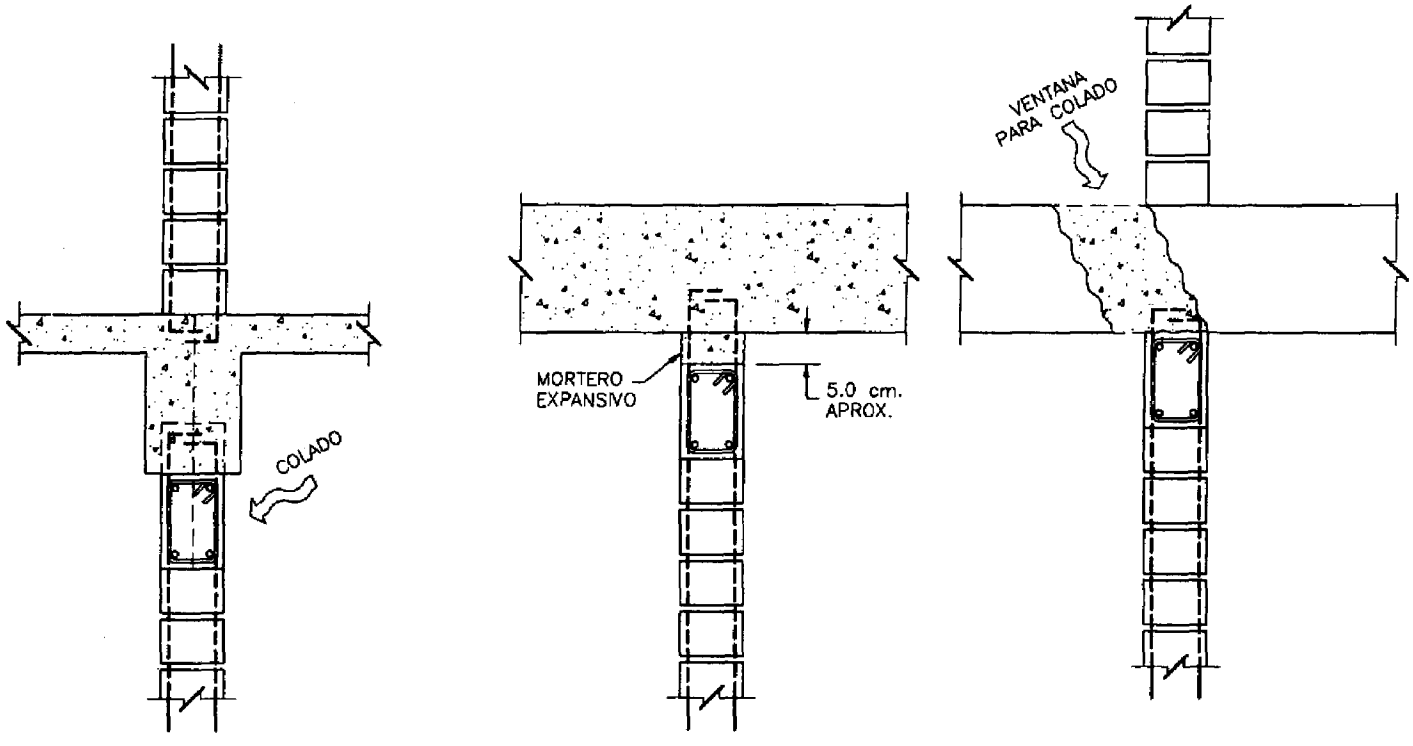


UNION DE MUROS A COLUMNA

P L A N T A



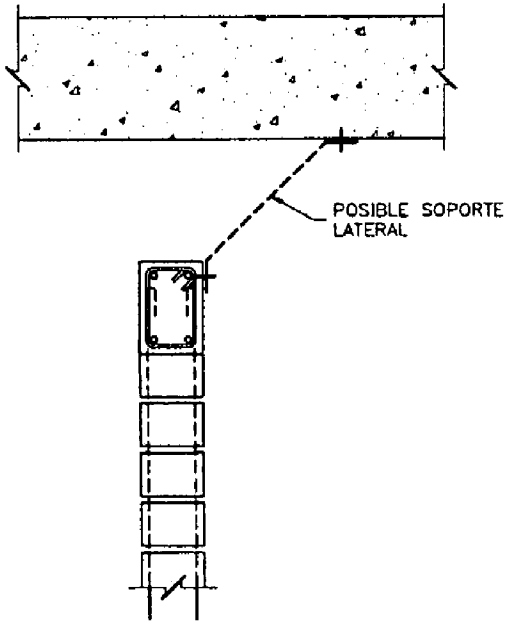
MUROS DE MAMPOSTERIA PARA
RELLENO ó RIGIDIZACION
E L E V A C I O N



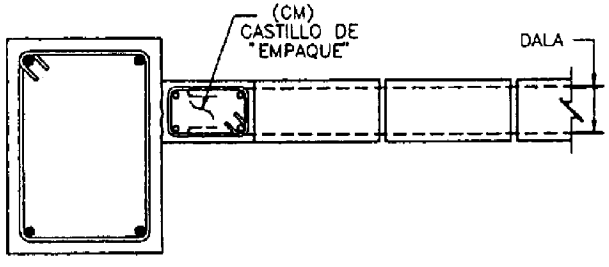
C O R T E 1 – 1

MURO DE RIGIDEZ "EMPACADO"

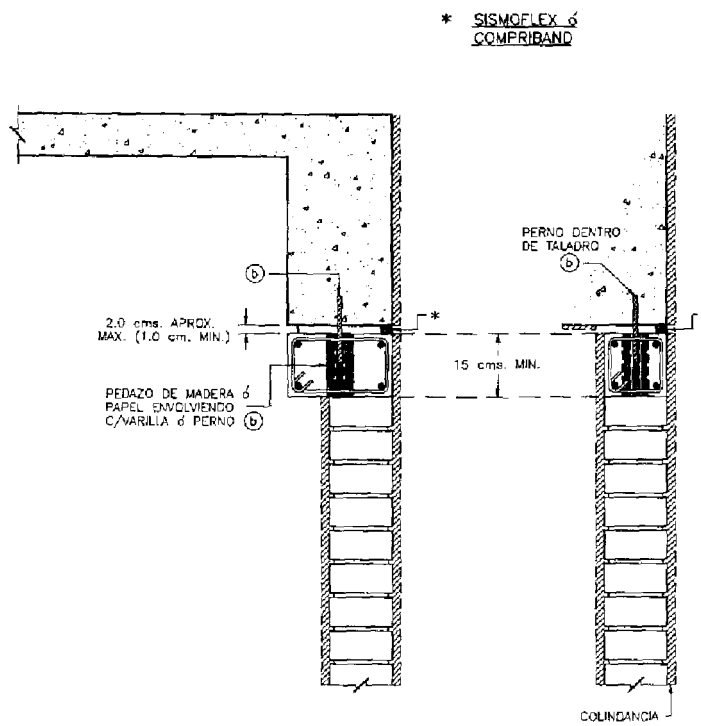
CONTRA LA ESTRUCTURA EXISTENTE



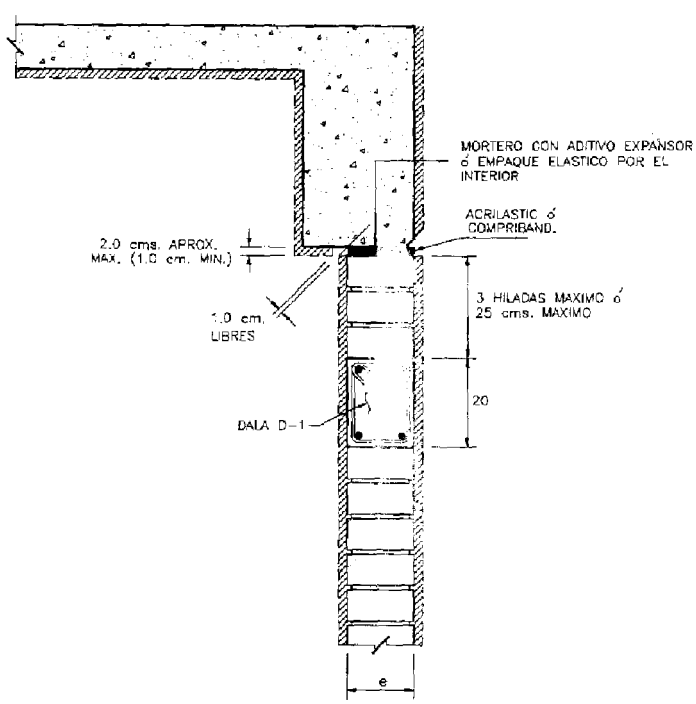
CORTE 2 – 2
ELEVACION
MURO DIVISORIO



CORTE 3 – 3
PLANTA
PARA MURO DE RIGIDEZ

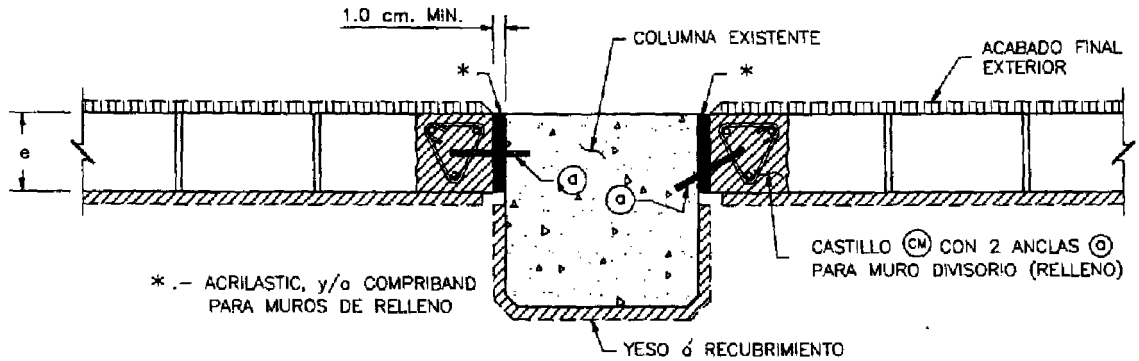


ALTERNATIVA CORTE 1 – 1
MURO DIVISORIO



DALA D-1 ANCLADA 25 cms. MINIMO EN CASTILLOS EXTREMO (CM)

ALTERNATIVA CORTE 1 – 1



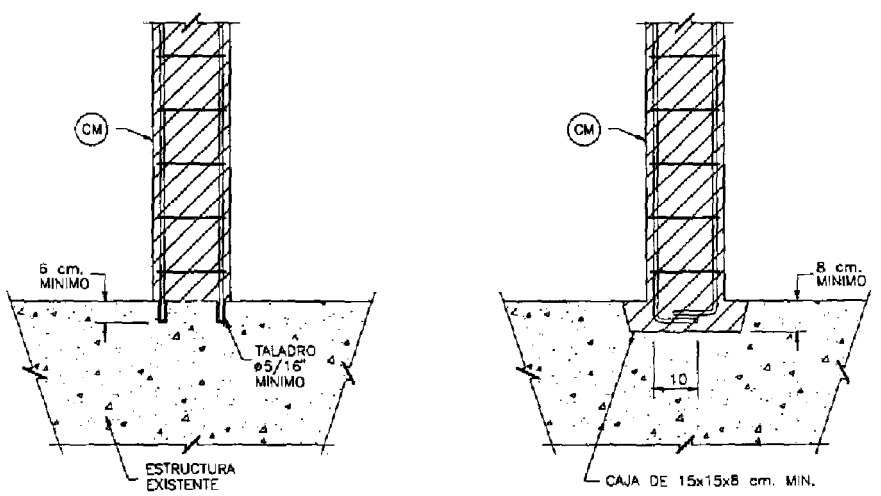
ANCLAS ⓐ (ø1/2" MIN.) COLOCADAS DENTRO DE TALADROS ø1/2" EN COLUMNA EXISTENTE (3 MIN. @ 80 cm. APROX.)

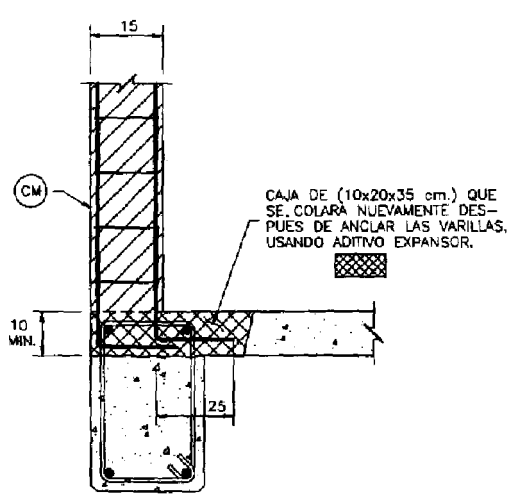
PARA MUROS DE RIGIDEZ (EMPACADOS), ELIMINAR EL MATERIAL DEFORMABLE * COLANDO EL CASTILLO CONTRA LA COLUMNA.

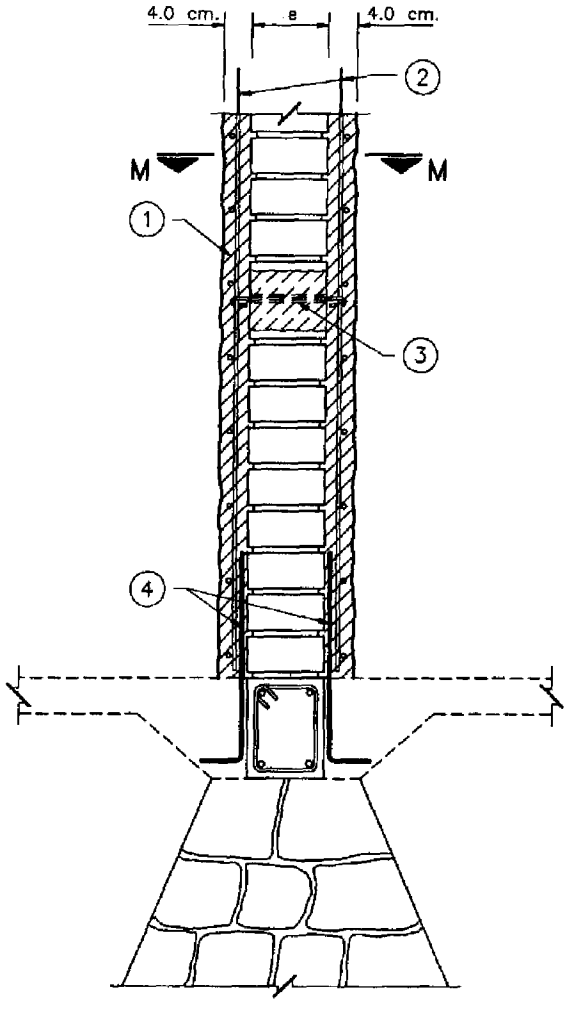
C O R T E 3 – 3

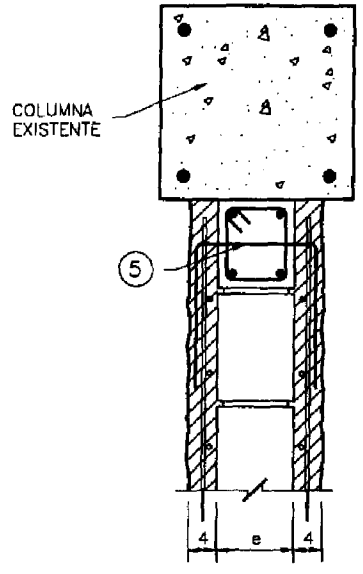
P L A N T A

ANCLAJE PARA CASTILLOS









C O R T E M – M
RECUBRIMIENTO ARMADO PARA REFUERZO DE MAMPOSTERIA

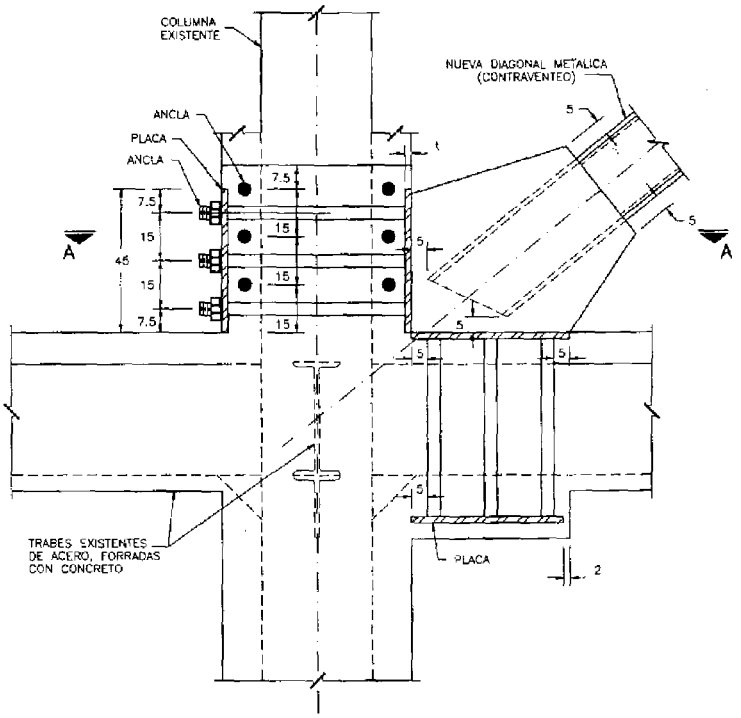
1).– CAPA DE MORTERO LANZADA CONTRA EL MURO DE MAMPOSTERIA.

2).– MALLA ELECTROSOLDADA ó VARILLAS PARA ARMADO DE LOS APLANADOS.

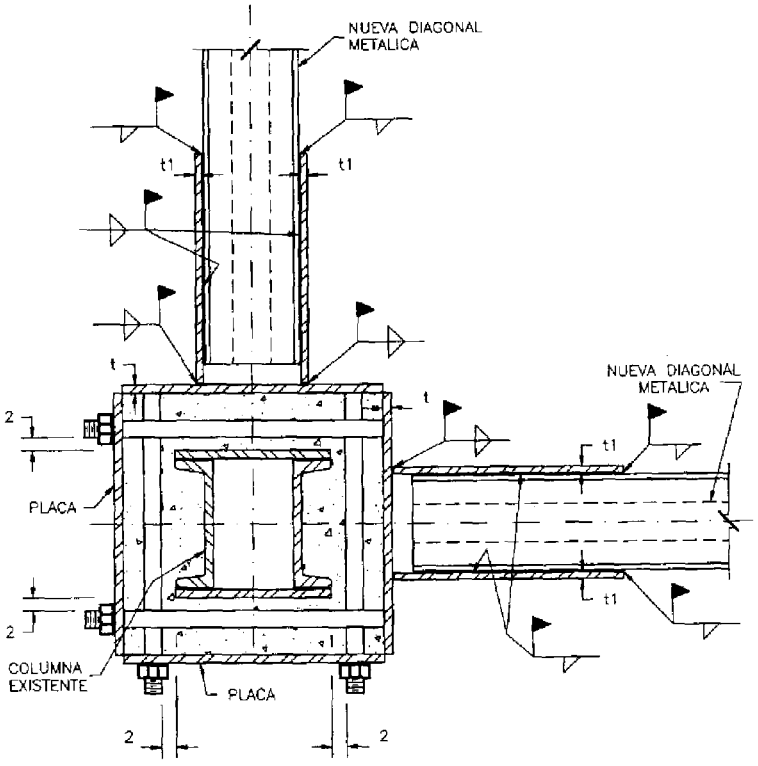
3).– "GRAPA" PARA SUJETAR LAS DOS MALLAS, COLOCADA A TRAVES DE "CAJAS" O PERFORACIONES HECHAS EN EL PROPIO MURO, Y QUE A LA VEZ SERVIRAN COMO CONECTORES. (ESPACIADA 80 cm. @ MAX.)

4).– VARILLAS ANCLADAS A EL ELEMENTO ESTRUCTURAL EXISTENTE PARA TRASLAPARSE CON LA MALLA.

5).– LAS DOS CAPAS DE MORTERO f'c=100 Kg/cm^2 MINIMO DEBERAN REMATARSE EN SU EXTREMO SUPERIOR HORIZONTAL Y EN SUS EXTREMOS VERTICALES, CONTRA LA ESTRUCTURA EXISTENTE, Y DE PREFERENCIA INTEGRANDO EL ARMADO A DALAS Y CASTILLOS DEL PROPIO MURO.



PREPARACION PARA RECIBIR
DIAGONAL METALICA (CONTRAVENTEO)
E L E V A C I O N



C O R T E A – A
P L A N T A

BIBLIOGRAFÍA

1. "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings". Proc. Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region, Vol. 5, United Nations Development Progrmme, Vienna 1983.

2. Hernández B, O. "Procedimientos de Reparación de Estructuras Dañadas por Sismo" (primera etapa). Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. México, D.F., Abril 1981.

3. Pinkham, C.W, y Hart, G.C. "A Metodology for Seismic Evaluation of Existing Multistory Residential Buildings". Department of Housing and Urban Development. Office of Policy Development & Research. Junio 1977.

4. Hirosawa, M. et al. "Analysis on Damage of the Kurayoshi Higashi City Office Building During the Tottori Earthquake of 1983". Building Research Institute, Japón, Diciembre 1984.

5. Hirosawa, M. et al. "Analysis on Damage of the Namioka Town Hospital Building During the 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake and Retrofit Design of the Building". Building Research Institute, Japón, Agosto 1985.

6. Loera, S. "Manual para Evaluar Daños Causados por Sismos en Edificios de Concreto Reforzado", Departamento del Distrito Federal, México, Marzo 1982.

7. Mendoza, C.J. "Manual para Evaluar Daños causados por Sismos en Estructuras de Mampostería". Departamento del Distrito Federal, México, Mayo 1982.

8. Petrovski, J. "Metodología y Procedimientos para la Evaluación de Daños Producidos por Terremotos". Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Yugoslavia, 1983.

9. Okada, T. "Standard for Evaluation of Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Building". Japan Building Disaster Prevention Association. Tokio, 1977.

10. Iglesias, J. (UAM Atzcapotzalco-México) 1987. Estudio de las Intensidades del Sismo del 19 de Septiembre en México, D.F.

11. Mckenzie, G.H.F., et al. "Guidelines and Procedures for Strengthening of Buildings" Procc. 8 WCEE, Vol. l, San Francisco, E.U.A. 1984.

12. Kahn, L. F. "Shotcrete Retrofit for Unreinforced Brick Masonry" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.

13. Hutchison, D.L. et al. "Laboratory Testing of a Variety of Strengthening Solutions for Brick Mansonry Wall Panels" . Proc. 8WCEE, Vol . 1, San Francisco, E. U . A ., 1984.

14. Giangreco, E. et al. "Stress Analysis and Strengthening thechniques of Masonry Buildings" Proc. 8WCEE, Vol. l, San Francisco, E.U.A. 1984.

15. Takaki, M. y Ike(la, A. "Evaluation & Strengthening ot a Existing Reinforced Concrete School Building" Procc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.

16. Kawahata, S. et al. "A Case Study of Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Shizuka Prefecture, Japan", Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco E.U.A. 1984.

17. Endo,T. et al. "Practice of Seismic Retrofit of Existing Concrete Structures in Japan" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.

18. Higashi, Y. et al. "experimental Studies on Retrofiting of Reinforced Concrete Buildings Frames" Proc. 8WCEE, Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.

19. Yuziigullu, O. "Bolted Connections for Precast R:C: Panels Used for Repair and/or Strengthening" Proc. 8WCEE, Vol. 1 San Francisco, E.U.A., 1984.

20. Van Gemert, D:A: "Reapair and Strengthening of Reinforced Concrete Plates by Epoxy-Bonded Steel Plates" Proc. 8WCEE Vol. 1, San Francisco, E.U.A. 1984.

21. Alcocer, S.M., & J:O. Jirsa 1991. Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. PMFSEL Report No. 91-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin.

22. Jirsa, J.O. 1987. Repair of damaged buildings - México City. Proc. Pacific Conference on Earthquake Engineering: 1, 25-34, New Zealand.

23. Rosenblueth, E., & R. Meli 1986. The 1985 earthquake: Causes and effects in Mexico City. Concrete Tnternational: 8(5), 23-34

24. Altin, S. 1990. Strengthening of R/C frames with R/C infills. Ph. D. thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

25. Ersoy, U. and Tankut, T. l991. Jacketed columns subjected to combined axial load and reversed cyclic bending. 6. Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada: 631-638.

26. Tankut. T. and Ersoy, U. 1991. Behavior of repaired/strengthened R/C structural memhers. American Concrete Institute Special Puhlication SP-128, Detroit, Michigan: 1257.1276.

27. Badoux, M. 1987. Seismic retrofiting of reinforced concrete structures with steel bracing systems. Ph. D. Dissertation. The University of Texas at Austin. Austin, Texas, USA.

28. Bass. R., Carrasquillo, R. and Jirsa, J.O. 1989. Shear transter across new and existing concrete interfaces. ACl Structural Journal Vol. 86. No. 4, July-August: 383.393.

29. Bush, T., Jones, E. & Jirsa, J:O. l991. Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing: ASCE Structural Journal Vol. 117, No. 4:1117.1128.

30. Gaynor, P. 1988. The effect of openings on the cyclic behavior of reinforced concrete infilledshear walls. M.Sc. Thesis. The University of Texas at Austin. Austin, Texas, USA.

31. Tomazevic. M., Sheppard, P. (1982) The strengthening of stone-masonry buildings for revitalization in seismic regions, 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, Athens, pp. 275-282.

32. Tomazevic, M., Weiss, P., Velechovsky, T. and Apih, V. (199l) The strengthening of stone masonry walls with grouting. Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings II, Vol. 2: Dynamics, Stabilisation and Restoration, Computational Mechanics Publication, Southampton, Boston, pp. 215-225.

DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES

José Carlos Arce R.[1]

1. INTRODUCCIÓN

Es a partir del sismo de Loma Prieta en Octubre de 1989, dieciocho años después del de San Fernando, que se nos recordó de la vulnerabilidad de los puentes ante sismos de cierta consideración. Pocos años después los sismos de Northridge en Enero de 1994 y el Hyogoken Nanbu en Kobe en Enero de 1995 despertó la alerta mundial sobre el diseño sísmico de puentes. En éstos pocos años mucho se ha investigado y se ha llevado a reglamentos y a la práctica general del diseño de puentes, junto con la evolución de la Ingeniería Sismica, sin embargo, como se discutirá más adelante los daños en la mayoría de los casos nunca han sido nuevos y se les atribuye a la filosofía de diseño adoptada y a la falta de atención a los detalles de diseño.

Los puentes son construcciones muy particulares, formados generalmente por un sistema estructural simple. Esto tiene ventajas y desventajas. En comparación con otro tipo de estructuras como las edificaciones, los puentes carecen de altos grados de redundancia lo que la falla de un elemento estructural podría resultar en un colapso de la estructura, mientras que por otro lado la simplicidad debe de dar una mayor confianza en la predicción de la respuesta sísmica sin olvidar que ésta misma simplicidad puede conllevar a una mayor sensibilidad a errores de diseño. La misma simplicidad los hace más susceptibles a efectos como el P-Δ y la influencia de la inercia rotacional (momento de cabeceo).

Los puentes son estructuras diferentes a otras. En los puentes es una práctica no deseable la formación de articulaciones plásticas en la superestructura, así que en los puentes se elige como sitio para que ocurran deformaciones inelásticas las columnas, contrario a lo que debe de suceder en edificaciones. Para asegurar que una respuesta a flexión inelástica dúctil se alcance, es esencial que los modos de deformación no dúctil se inhiban. Por ejemplo, si la resistencia a cortante se agota antes que la de flexión puede resultar en una falla frágil. La localización de las articulaciones plásticas se identifican desde la fase de diseño conceptual del puente. Desde que se examinan las características de deflexiones, la relación entre la resistencia a flexión y la rotación del lugar donde ocurren las acciones a flexión inelásticas (articulación plástica) se establecen antes de determinar el acero de refuerzo requerido en éstas.

Los puentes de pequeños y medianos claros son estructuras de períodos cortos. Para estructuras de períodos cortos el amortiguamiento histerético alto es importante, ya que los desplazamientos máximos de respuesta son muy sensitivos al amortiguamiento. Para estructuras de períodos largos, mayores a 3.0 segundos, las características de disipación de energía son menos importantes, y su diseño en los reglamentos cambia un poco.

Los puentes son típicamente más susceptibles a los efectos de la interacción suelo-estructura que otro tipo de estructuras. Las respuestas dinámicas al movimiento del terreno pueden ser difíciles de predecir sobre todo en puentes de claros muy largos o puentes largos, como consecuencia de movimientos no sincrónicos en los diferentes apoyos debidos a los efectos de viaje de las ondas. Esto se acentúa si consideramos que muchos de los puentes son construidos en condiciones de terreno difíciles: barrancas, alrededores de ríos o estuarios, cercanos a otras estructuras o inclusive pegados a fallas. En los puentes los aspectos de fatiga son importantes, no sólo en la superestructura por el paso de la carga viva, sino por sismo haciéndose crítico en casos como en los cables de puentes atirantados aún por sismo o viento.

Todo lo anterior invita a la necesidad de tener un especial cuidado en el diseño sísmico de puentes.

2. FILOSOFÍA DE DISEÑO

En el caso de los puentes se está empezando a usar el diseño por resistencia como reserva apoyando el diseño elástico principalmente por las siguientes razones: las deflexiones sísmicas han sido subestimadas tanto por el uso de la rigidez del total de la sección sobre el de la rigidez de la sección agrietada como en el cálculo de las fuerzas y sus combinaciones

[1] Gerente de Investigación y desarrollo del grupo Rioboo. Miembro del subcomité para la Elaboración de Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos en el Distrito Federal.

(nivel de respuesta esperado) comparado con el nivel de respuesta real (los diagramas de momentos resultantes de la combinación de fuerzas sísmicas reducidas y las acciones gravitacionales totales pueden estar distorsionadas de los esperados a desarrollarse en resistencia completa); y por último el hecho de que se olviden o ignoren los aspectos asociados con la ductilidad, el comportamiento inelástico, y las provisiones de una jerarquía racional de resistencias. Ultimamente ha cobrado auge el diseño por el método basado en desplazamientos, pero todavía no se cuentan con herramientas lo suficientemente integradas.

Actualmente los reglamentos obligan para puentes importantes y componentes críticos acciones consistentes en limitar la ductilidad. Este tipo de acciones estructurales intentan limitar la respuesta inelástica a niveles consistentes con daños estructurales reducidos y sólo en articulaciones plásticas definidas que se diseñan con detallado correspondiente a elemento dúctil. Las estructuras elásticas cargan elásticamente las cargas inducidas y no tienen daño si se toma en consideración los aspectos anteriormente mencionados y que se deben de reflejar, y reflejan en las últimas recomendaciones, en factores de modificación de respuesta, en los espectros de diseño, etc.. El ATC-32, por ejemplo, proporciona un método para ajustar los desplazamientos resultados de un análisis dinámico elástico para reflejar mejor los desplazamientos máximos inelásticos que ocurrirán durante un sismo mediante un factor que se calcula con una fórmula muy sencilla.

3. DISEÑO CONCEPTUAL

3.1 Superestructura

En la elección de la superestructura tienen poco, por no decir nada, que ver los aspectos sísmicos y éstas se eligen por aspectos constructivos y geométricos del puente principalmente. En el caso de losas se debe de asegurar su comportamiento como diafragma rígido horizontal con capacidad de transmitir en su plano las fuerzas inerciales sísmicas transversales sin deformaciones importantes. Las losas prefabricadas aligeradas algunas veces carecen de armado de refuerzo en el sentido perpendicular al eje de la pieza que podría ocasionar agrietamiento y falla potencial en acciones cíclicas, pero éste refuerzo generalmente se provee en un firme superior. En el caso de superestructuras a base de trabes I, AASHTO, T o doble T (TT) estas necesitan de diafragmas extremos y probablemente dependiendo de la longitud del claro de algunos intermedios espaciados regularmente. Se conectan entre ellas mediante anclajes sencillos mecánicos (varillas soldadas) además de contar con conectores a cortante para su liga con los firmes y losas estructurales. Las trabes de sección cajón huecas además de tener una rigidez a torsión alta, asisten mejor en la distribución de las fuerzas laterales y son particularmente apropiadas para diseño sísmico de detalles en conexiones monolíticas, en apoyos, uso de disipadores y para puentes curvos en el plano horizontal. Generalmente las trabes cajón que pueden tener formas distintas, desde cajones cerrados, cajones con alas o tipo trapezoidal de seis lados como las utilizadas en puentes atirantados o colgantes de claros largos y anchos importantes, no necesitan de diafragmas intermedios. De hecho los diafragmas intermedios pueden ocasionar efectos detrimentales debido al incremento en carga muerta y restricciones de movimiento por acortamiento de la losa en el sentido transversal que puede resultar en agrietamiento de la losa.

3.2 Subestructura

Antes de determinar una forma o un sistema estructural definido se debe de tomar en consideración las restricciones impuestas por la sismicidad del sitio y las condiciones del subsuelo, para tener una idea de los criterios de desempeño sísmico requeridos. Se deben de identificar problemas potenciales de licuación, deslaves y taludes, dislocaciones por presencia de fallas, posible amplificación del movimiento del terreno, etc. que conllevarán a solidificar el diseño mediante provisiones en mejoramiento de terrenos, anclajes, protecciones a columnas y taludes, etc. Se debe de buscar como ideal que el puente tenga un alineamiento recto con claros uniformes, simétricos y columnas de la misma altura. Lo anterior suena casi imposible por las mismas restricciones fisicas, geográficas, topográficas, urbanas, los claros, las alturas, los métodos constructivos y las propias funcionales (no. de carriles, elevaciones, densidad de tránsito, dirección de tráfico, velocidad de diseño, etc. que obligan a bifurcaciones, curvas, esviajes etc.). Las consecuencias de las irregularidades deben de estudiarse a fondo. La mayoría de los puentes cuentan con columnas aisladas o marcos de concreto que deberán de diseñarse y detallarse tomando en cuenta todos los aspectos relevantes, como por ejemplo en el caso de columnas aisladas se deben de analizar la influencia de la inercía rotacional del sistema y calcular y diseñar para tomar en cuenta los momentos de cabeceo. Las columnas en muchos casos, e inclusive por razones estéticas se eligen circulares que resultan en características sismoresistentes independientes de la dirección del sismo. Las cimentaciones dependen del tipo de suelo y de los elementos mecánicos a transmitir, sin embargo en puentes de considerable longitud pueden presentarse distintos casos y tipos de cimentación con su efecto en la interacción suelo-estructura de los diferentes y particulares ejes transversales, efecto que debe de estudiarse.

Columnas de diferente altura

El hecho de tener columnas o pilas de distintas alturas causa demandas distintas en cada pila o columna individual, las columnas más cortas resisten desproporcionalmente un nivel mayor de fuerzas inerciales que las altas. Si las columnas cortas además se sobrerefuerzan (porcentajes de acero mayores), se incrementa su rigidez y atraen una proporción mayor de las fuerzas sísmicas. Es casi imposible de tener un sistema estructural sismoresistentes que satisfaga el hecho de tener todas las columnas de la misma rigidez o que alcancen su resistencia de diseño al mismo nivel de excitación. Si las pilas de distinta altura tienen la misma sección transversal y el mismo refuerzo, las columnas cortas se van a ver sujetas a una mayor demanda de ductilidad. La solución estructura óptima de reducir la sección de las columnas cortas no es aceptada normalmente por cuestiones estéticas. Hay casos sin embargo, como en cañadas, donde las columnas se pueden construir todas de la misma altura y sección excavando y dejando protección en las columnas cortas.

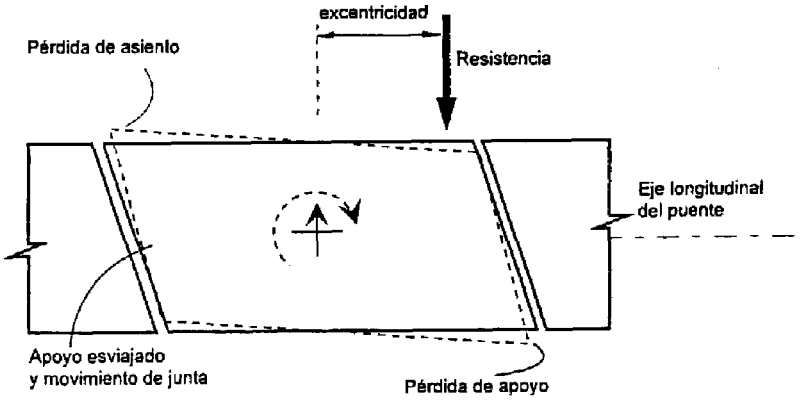


Figura 1. Pérdida de apoyo por esviaje de puente

Puentes Esviajados

Los puentes esviajados se usan para lograr claros más cortos en cruces con ángulos distintos a 90 grados. Pueden ajustarse muy bien a la topografía resultando en los claros óptimos y generalmente en apoyos más extensos o largos y más complicados y caros. Las líneas de apoyo son esviajadas en comparación con el eje del puente. Se ha observado que debido a la combinación de la respuesta longitudinal con la transversal los claros esviajados desarrollan mayores desplazamientos que los claros rectos, como consecuencia de una tendencia del claro esviajado a rotar en la dirección en que el esviaje disminuye, recargándose en el rincón obtuso y tendiendo a perder los apoyos en los ángulos agudos. Esta rotación tiende a acumularse bajo respuesta transversal cíclica. La aparente causa de ésta respuesta torsional que es asociada a la geometría del esviaje no ha sido hasta ahora capaz de ser captada por los métodos tradicionales de diseño, por lo que queda el evitar el esviaje en lo que se pueda, eliminar las juntas en los claros libres y aumentar la longitud de los apoyos.

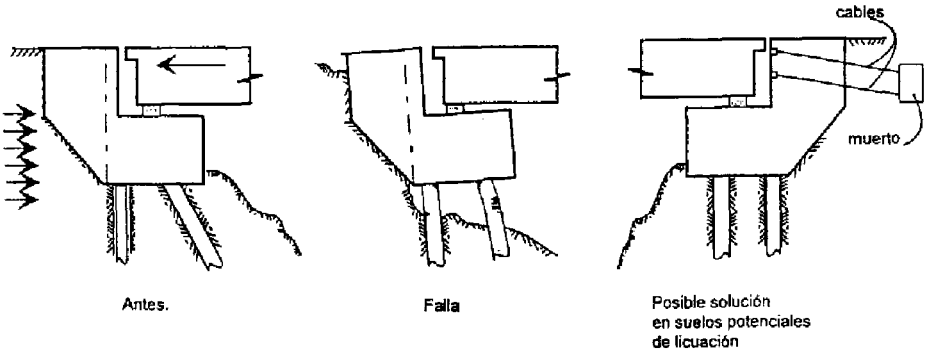


Figura 2. Rotación, desplome y derrumbe de estribo

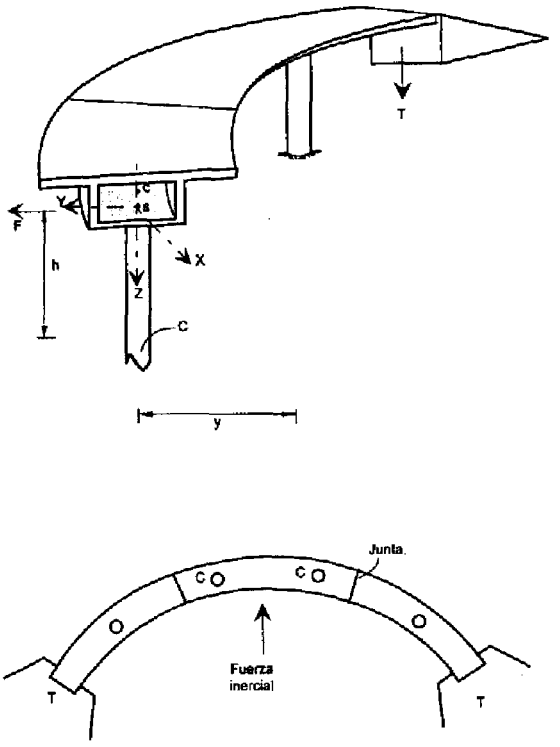


Figura 3. Puentes curvos

Puentes Curvos

La construcción moderna de puentes frecuentemente requiere de puentes localizados en alineamientos curvos, y aunque se pueden diseñar sobreponiendo una losa curva en trabes rectas, una superestructura curva agrega valor a la estética del puente aunque a precios altos. En puentes curvos la carga vertical por si sola induce torsiones incluyendo las vivas actuantes que son simétricas al eje longitudinal del puente. Además la curvatura de los cables de presfuerzo en trabes postensadas generan fuerzas desviacionales normales al eje longitudinal del puente, induciendo momento transversal en la sección. Los extremos de trabes curvas deben de ser restringidos contra el giro por lo menos dividido en dos apoyos y abriendo el brazo de palanca inclusive fuera de las almas de la trabe mediante el uso de diafragmas de extremo o mediante detalles de continuidad con la subestructura.

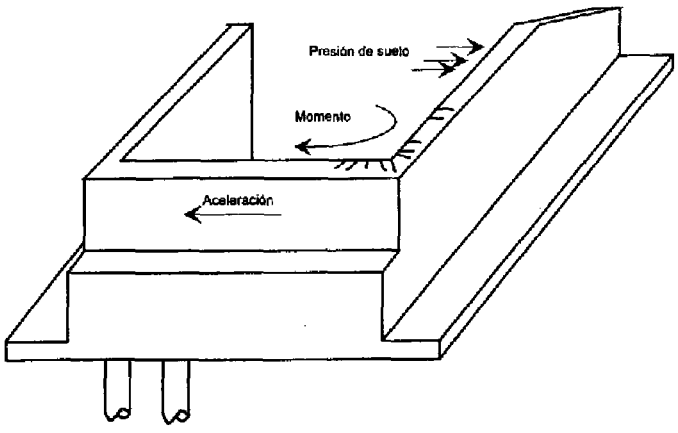


Figura 4. Resistencia de un estribo a movimiento transversal

La geometría de los puentes curvos tiene una gran influencia en la respuesta sísmica de los mismos. Ante fuerzas inerciales transversales el plano curvo resulta en fuerzas axiales sísmicas que se transmiten a las columnas. A pesar de que las fuerzas axiales incrementan la resistencia lateral de la columna, éstas pueden crear un problema en los movimientos internos de las juntas que deben de ser resistidas por torsión de la superestructura, que adicional a la antes mencionada induce momentos en el extremo superior de la columna que pueden ser de signo contrario o sumarse a los de la base de la columna.

Puentes Multiniveles

En el caso de puentes multiniveles son mayores las restricciones físicas y funcionales, además de la diferencia de edades en puentes y reglamentos y prácticas de diseño. Generalmente hay poco margen para actuar. Se pueden presentar grandes irregularidades en donde la más común es la de soportar tanto las cargas gravitacionales como las laterales mediante soportes excéntricos, es decir, los ejes de la superestructura alejados de los de la subestructura ; columnas laterales con excentricidad permanente por carga vertical, marcos abiertos donde en los pasos inferiores corre una vialidad u otro puente, etc. Se debe de tener especial cuidado en revisar primero la separación entre estructuras para evitar efectos de volteo y después evadir el usar apoyos distintos para soportar distintos niveles o apoyos diferentes en el mismo eje transversal y también distintos en diferentes ejes longitudinales, puesto que las columnas de mayor rigidez lateral atraerán fuerzas sísmicas extras y crearán demandas de ductilidad mayores.

Juntas

Las juntas de calzada, juntas de expansión o de movimiento o como se les quiera llamar, merecen una atención especial en regiones consideradas como sísmicas. Es común que por carga vertical en suelos difíciles (blandos) presenten problemas, por incapacidad de tomar hundimientos diferenciales, que generan incomodidad en su paso por ellas y que los propios daños a las juntas y el impacto de la carga viva sobre ellas ocasionan un deterioro mayor y acelerado. Adicional a esto las juntas carecen de mantenimiento apropiado por lo que tienen tendencia a convertirse en lugares donde se presentan desprendimientos, corrosión, penetración de agua y hasta crecimiento de plantas. La función principal de las juntas, independiente de su localización (dentro de los claros o en los extremos con los estribos), es la de acomodar los movimientos horizontales de la superestructura generados por los efectos de cambios volumétricos debido a la diferencia de temperaturas, acortamiento, flujo plástico, etc.. Las juntas de calzada algunas veces deben de ser capaces también de transmitir cortante transversal entre secciones adyacentes de la superestructura (que pueden ir acompañadas de fuerzas de fricción, y fuerzas longitudinales adicionales) e impacto durante un sismo. Además dos tramos de superestructura pueden responder en desfase por lo que los movimientos relativos originados por los sismos deben de ser restringidos mediante mecanismos restrictores que van desde llaves de cortante, barras verticales de alta resistencia, hasta anclajes mecánicos entre trabes o diafragmas y detalles con cables presforzados o en sentido contrario, hay choque en las propias juntas. Lo que siempre hay que recordar es que éstas juntas deben de permitir movimientos libres de cierta magnitud (debidas a los efectos de temperatura, acortamiento, flujo plástico, etc.) pero evitar que durante un sismo las piezas pierdan apoyo. Los distintos reglamentos actuales proveen de fórmulas que calculan la distancia mínima permisible de asiento o de apoyo de superestructuras. Por las complejidades arriba mencionadas hay tendencia a diseñar reduciendo las juntas llegando a lo que se ha llamado puentes integrales o puentes sin juntas. Mientras más se alejen las juntas más movimientos deben de acomodar las juntas de los extremos por lo que su diseño debe de ser más cuidadoso utilizar juntas comerciales de las llamadas "pesadas" que son excesivamente costosas. De no utilizar juntas se deberá de calcular las fuerzas inducidas por los efectos de temperatura, acortamiento, flujo, etc. lo que puede trasladarse a secciones de subestructura y porcentajes de acero grandes e incurrir en costos importantes.

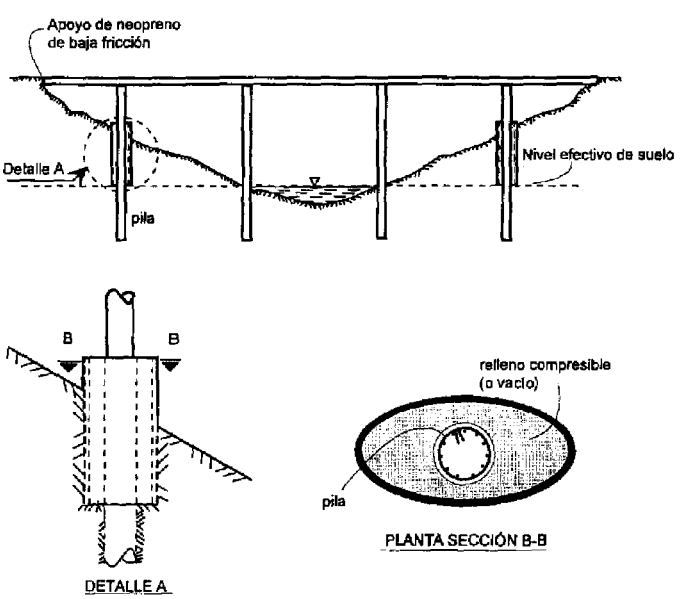


Figura 5. Columnas de diferente altura

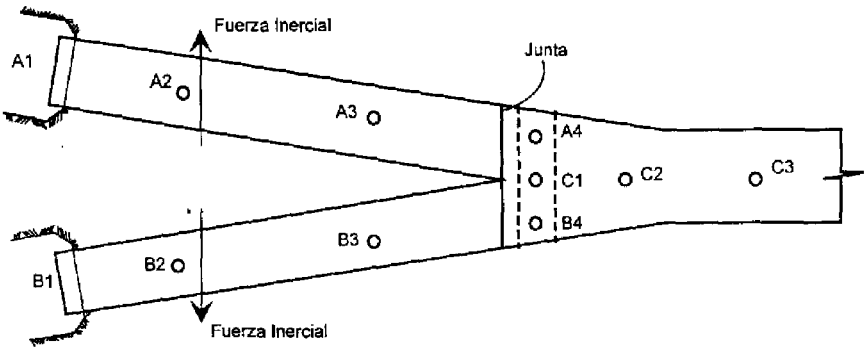


Figura 6. Bifurcación en la superestructura

Apoyos Elastométricos

Se utilizan apoyos de dos tipos: planos (elastómero puro) y reforzado (capas de elastómero restringido en sus interfases con acero inoxidable integral adherido) y de tres materiales : polisopreno (hule natural), policloropreno y politetrofluoroethileno, los hay libres y los hay encapsulados. Pueden permitir desplazamientos, rotación y en alguna dirección traslación de la superestructura. Se utilizan tanto en juntas trabe-trabe entre los claros, como para asentar trabes en cabezales, caballetes, marcos o columnas aisladas.

Las fuerzas laterales que se transmiten por los apoyos dependen del diseño, del tipo de apoyo y fabricante y del mecanismo de transferencia y restricciones de la junta. Los apoyos elastoméricos proveen una fuerza resistente que es proporcional a los desplazamientos y la rigidez de éstos se puede ajustar en un rango amplio de espesores y dimensiones. Si la superestructura no tiene ningún detalle de conexión tipo continuo (momento resistente) con la subestructura y está sobre apoyos, ésta es más sensible a los desplazamientos sísmicos y la respuesta máxima es mucho mayor comparada con las de conexión superestructura-subestructura. Es práctica común el de restringir los movimientos de los apoyos mediante restrictores y combinando un apoyo fijo con uno móvil. Se deberán de diseñar con el estado del arte del momento el cuál está apoyado por normas, y literatura de ingeniería sísmica de conferencias internacionales específicas y de sociedades y asociaciones técnicas.

Estribos

Los estribos son una parte delicada del diseño sísmico de puentes. Su comportamiento estructural es más difícil de predecir y hasta de modelar. La rigidez de los estribos es altamente no-lineal. Afortunadamente los daños en estribos rara vez desembocan en colapsos, si se cuida el tipo de apoyo con la superestructura y los daños que han presentado suelen ser fáciles de reparar. Dependiendo de la estructuración del estribo lo normal es que sean muy efectivos en compresión y lo promedio es que tenga mucha mayor rigidez en el sentido longitudinal que en la transversal. Esto es fácil de solucionar mediante contrafuertes en las paredes laterales del estribo. Lo usual es que haya una losa de aproximación entre el estribo y la superestructura con una junta de calzada.

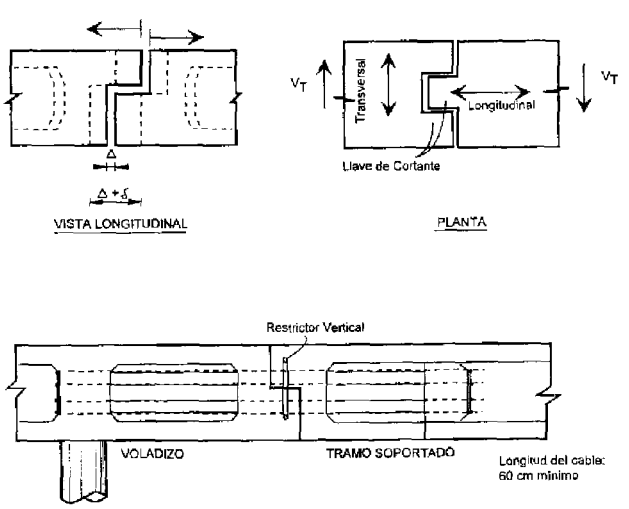


Figura 7. Restricciones de movimiento para sismo

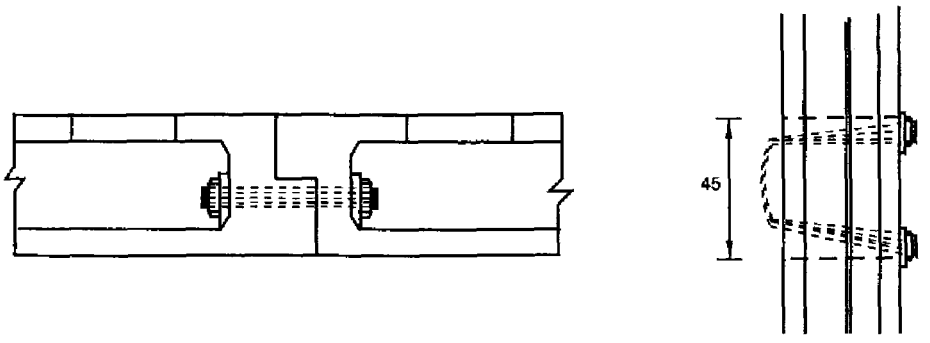


Figura 8. Restrictores para puentes existentes

Claros Largos

Los puentes con claros largos pueden desarrollar momentos transversales significativos en la superestructura como resultado de la respuesta inercial en el plano. Adicional a esto, la respuesta a aceleraciones verticales puede también resultar importante, particularmente en superestructuras presforzadas. El presfuerzo actúa en contra de las cargas verticales, la componente vertical del sismo puede ocasionar problemas en dicha dirección que pueden corresponder a reducciones gravitacionales acentuando el efecto del presfuerzo sobre la pieza de la superestructura. Esto puede ocasionar agrietamientos que pueden causar insuficiencia de resistencia en la sección ante la combinación total de fuerzas unos segundos después, sobre todo, cerca de los apoyos donde los cables localizados en el lecho superior después del agrietamiento pueden no ser capaces de resistir el momento total. Resultaría difícil llegar a un tipo de falla como ésta, debido entre otras cosas a la gran capacidad a ductilidad de la superestructura, sin embargo, es prudente anticipar éste efecto revisando el diseño, bajando los cables en los apoyos, reduciendo o aumentando la fuerza de presfuerzo y o incorporando acero de refuerzo dulce adicional.

3.3 Modelo y Análisis

El modelo estructural debe de incluir las cargas y combinación de cargas de los reglamentos locales y los efectos de agrietamiento y la no linealidad geométrica y de la rigidez de los materiales de los miembros del puente y de las condiciones del suelo deben de tomarse en cuenta ya sea superponiendo análisis sencillos con factores que tomen en cuenta los aspectos antes mencionados.

Las herramientas de ayuda como los programas de computadora de análisis por distintos métodos como el elemento finito (donde se discretiza el dominio geométrico de la estructura en elementos pequeños con desempeño y características derivadas directamente de la constitución estructural de los materiales y que ahora incluyen hasta aspectos no lineales) dependen cada vez más de la experiencia, especialidad y sensibilidad del diseñador y en que grado quiere el detalle de los resultados. En muchas ocasiones éstos programas son cajas negras y se desconoce como trabajan y lo que es peor como presentan los resultados. Es delicado su uso y debe de respaldarse mediante revisiones sencillas basadas en conocimiento del comportamiento del tipo de estructura. En el diseño es normal modelar de manera discreta partes separadas o aisladas del puente. En el caso de puentes largos o complicados vale la pena un modelo global que pueda capturar los efectos de geometrías complicadas como curvas, cambios de elevación, esviajes, contribución de rampas de acceso y la intersección entre los miembros de la subestructura del puente; además en los casos que lo amerite hasta las variaciones espaciales del movimiento del terreno y no considerarlo como uniforme.

Hay libros completos sobre modelado y tipos de análisis que se pueden consultar y lo único que vale la pena comentar es el hecho de que deben de ser compatibles entre ellos y con plena conciencia de sus bases y de sus productos y proporcional al tipo de puente. La selección del tipo de análisis está generalmente reglamentado para cada tipo de puente, permitiéndose análisis estático equivalentes para puentes cortos y regulares aplicado en carga lateral uniforme en proporción a la masa o del producto del desplazamiento tiempo de la masa. El reglamento TCA, Transportation Corridor Agencies, utilizado en carreteras concesionadas en California, sólo lo permite para puentes de un solo claro. El AASHTO tiene como método de análisis primordial el elástico dinámico, siendo más común el de espectro multi-modal a 3 dimensiones con variaciones en la utilización de secciones brutas o agrietadas. Sólo el ATC-32 requiere de análisis estático inelástico "push-over" aunque el Eurocode 8 requiere diseño por capacidad para estructuras dúctiles. La mitad de éstos reglamentos recomiendan análisis dinámicos inelasticos para puentes inusuales o críticos, acompañados de un estudio a detalle de las condiciones del sitio.

Comportamiento No lineal

Los miembros de un puente cambian su rigidez durante los sismos. La rigidez de una columna, por ejemplo, se reduce cuando aparece agrietamiento a tensión en el concreto y se va reduciendo más cuando el acero de refuerzo empieza a fluir y sé forman articulaciones plásticas. La rigidez axial de un puente cambia en tensión y compresión mientras las juntas de expansión se abren o cierran. El suelo detrás de los estribos fluye bajo fuerzas a compresión grandes. Lo ideal sería considerar todos los cambios de rigidez con exactitud para obtener las verdaderas fuerzas actuantes y los valores de los desplazamientos reales del puente durante el evento de diseño o los eventos de servicio a los que el puente se verá afectado durante su vida útil. Actualmente las políticas son las de calcular una rigidez de sección agrietada para las columnas de los puentes, tomar provisiones para distancias de empotramiento y afectarlas para que tomen en cuenta el comportamiento real del puente.

3.4 Criterios de Diseño Sísmico

En cuanto a diseño sísmico de puentes los reglamentos que más se utilizan son el AASHTO versión estándar, el AASHTO LRFD, Caltrans, las provisiones del ATC- 32, el Eurocode 8, el de Nueva Zelanda y el de Japón, los cuales incorporan dentro de sus propias filosofías lo más avanzado en investigación y práctica. Como criterio de desempeño, implícito o no, en la mayoría de los puentes se debe de mantener la integridad estructural y prevenir el colapso durante movimientos fuertes y diseñar para proveer ductilidad adecuada para prevenir la falla de elementos no dúctiles, evadir fallas abruptas y frágiles, aunque algunos reglamentos piden desempeño elástico durante sismos funcionales y detallar para mitigar daños inaceptables a ciertos componentes (generalmente difíciles de inspeccionar).

La mayoría de los reglamentos aceptan un nivel sencillo de primer grado o nivel excepto ATC-32 que pide de dos niveles para puentes muy importantes. Con excepción del reglamento de Nueva Zelanda que utiliza espectros inelasticos normalizados los otros reglamentos utilizan espectros de diseño elásticos, aunque como el ATC-32 algunos son para diferentes magnitudes de eventos. El periodo de retorno del sismo de diseño varía según el reglamento siendo el mínimo de 475 años para AASHTO y de 1 000 para sismo de evaluación en el ATC-32. Los reglamentos categorizan según importancia entre uno, dos o tres niveles, y cada reglamento maneja su zonificación y sus factores por tipo de suelo. Todos coinciden dando un amortiguamiento crítico del 5% a espectros y ninguno tienen consideraciones específicas de duración.

Con excepción del ATC-32, todos los reglamentos piden combinación de efectos como usualmente se hace, los efectos de una dirección más el 30% de las fuerzas en la dirección ortogonal, siendo el Eurocode 8 el que suma el 30% de los efectos verticales. El ATC-32 usa el 100% de la dirección a estudiar con el 40% de la dirección ortogonal y también el 40% del sismo vertical.

La combinación de cargas para incluir sismo está basada en cargas primarias que incluyen carga muerta, empuje de tierras factorizada, presión del flujo de agua y fuerzas ascendentes de flotación; basados en la combinación del Grupo VII del AASHTO. Llama la atención el que no se tome en cuenta la carga viva sobre todo para puentes urbanos donde la fluidez del tránsito no es ligera por lo que se ha tomado en la práctica un porcentaje de hasta el 40% de la carga viva para el diseño de puentes urbanos.

Para el diseño de las fuerzas se considera la ductilidad y el riesgo, aunque AASHTO sigue a base de componentes. Su calculo depende de fuerzas elásticas dividiéndolas entre factores de reducción que depende del tipo de puente y en el caso del ATC-32 del período del sitio y de la estructura. Los desplazamientos son determinados por análisis elásticos unos con sección bruta otros con agrietada. Todos los reglamentos especifican un mínimo de longitud de asiento en apoyos, la fórmula más común a una distancia mínima de entre 20 y 30 cm a la que se le suma un porcentaje del 0.25 de la longitud de la superestructura a la siguiente junta de expansión y un 0.1 % de la altura promedio de las columnas todo multiplicado por un factor $(1+S^2/800)$ donde S es el esviaje del apoyo en grados.

$$N_A = (0.3 + 0.0025\,L + 0.0\,1\,H)\,(1+S^2/800)$$

donde N_A es la longitud de asiento del apoyo en metros, L la longitud del claro entre apoyos en metros, H la altura de las columnas entre el apoyo, también en metros y S es el esviaje en grados.

3.5 Dimensionamiento y Detallado

En general los reglamentos dividen la parte de dimensionamiento en capítulos por material que siguen las líneas de asociaciones y sociedades técnicas y los avances de las investigaciones de institutos, centros y universidades. La mayoría

de los puentes en el mundo que se apoyan sobre columnas o torres, lo hacen sobre columnas o torres de concreto reforzado. Su diseño a flexión se hace a la resistencia última usando factores apropiados de reducción de fuerza y capacidad entre 0.5 y 0.9 dependiendo del radio de carga axial, aunque Caltrans usa un factor de entre ϕ = 1.0 y 1.2 dependiendo del esfuerzo axial y otro ρs entre 0.01 y 0.08. El ATC-32 tiene ϕ=1.0 (Me) y ρs entre 0.007 y 0.4. En los reglamentos americanos la demanda a cortante está basada en diseño a capacidad con $M_p = 1.3\ M_N$ para AASHTO y Caltrans y $M_p = 1.4\ M_E$ para ATC-32. La capacidad a cortante está basada en la contribución del concreto y del acero de refuerzo. Para el Eurocode 8 se debe de verificar la capacidad a compresión diagonal, refuerzo a cortante y cortante de deslizamiento.

La contribución del concreto a cortante en zonas de articulación plástica se reduce a cero mientras el esfuerzo axial decrece de 0.10 f'c a cero. La fórmula para acero espiral y refuerzo transversal varía según se diseñe dentro de la zona de articulación plástica o fuera de ella y debe de ser extendida a conexiones. La longitud de anclaje del acero es similar a la del ACI.

La más común de las fórmulas para porcentaje de acero radial o espiral en zona de articulación plástica es:

$$\rho s = 0.\ 1\ 6\ (f'_{ce} f_{ye})[\ 0.5 + 1.25P / (f_{ce}Ag)] + 0.\ 13\ (\rho l - 0.0\ l)$$

donde ρs es el porcentaje de acero de refuerzo volumétrico espiral en columnas reforzadas, f'_{ce} el esfuerzo esperado del concreto, f_{ye} el esfuerzo de fluencia esperado del acero transversal, P la carga axial de la columna, Ag el área bruta de la columna y ρl el porcentaje de acero longitudinal. En zonas fuera de la articulación plástica el porcentaje se reduce a la mitad.

Para estribos en columnas rectangulares o cuadradas en zona de articulación plástica se utiliza la del AASHTO LRFD que puede excluir el último término como en el AASHTO versión estándar:

$$A_{sh} = 0.\ 12\ s_t\ h_c\ (f_c / f_y)\ [\ 0.5 + 1.25\ P/\ (f_c\ Ag\ )] + 0.\ 13\ s_t\ h_c\ (\rho l - 0.0\ l)$$

donde A_{sh} es el área del acero transversal, St la separación y h_c la dimensión de la columna en la dirección deseada.

En zonas fuera de la articulación plástica la fórmula se simplifica a:

$$A_{sh} = 0.3\ s_t\ h_c\ (\ f'c / fy\ )[Ag / Ac - 1]$$

Para la contribución del concreto al cortante las fórmulas que ahora se utilizan si son poco diferentes a las usuales, siendo para zona de articulación plástica:

$$Vc = 0.53\ [\ 1.0 + Pu / 28{,}241\ Ag]\ \sqrt{f'c}\ Ae$$

donde Ae es el área efectiva de cortante Ae = 0.8 Ag
y la resistencia a cortante proporcionada por la columna fuera de la articulación plástica será:

$$Vc = 0.53\ [\ 0.5 + Pu / 28{,}241\ Ag]\ \sqrt{f'c}\ Ae$$

En conjunto con el acero longitudinal, el refuerzo transversal cerrado actúa para restringir la expansión latera del concreto que acompaña el inicio del agrietamiento, manteniendo la integridad del núcleo de concreto, permitiendo esfuerzos a compresión mayores y deformaciones a compresión a sostener por la zona antes d ocurrir la falla. Por las características de los puentes el acero longitudinal es pesado y el transversal muy cerrado. Su detallado es importante por lo que se debe de proporcionar ligas cruzadas, espirales intersectada con acero longitudinal de unión y con cuidados especiales de detallado. Se prefiere por facilidad e inclusive estética el uso de columnas circulares u oblongas que permiten mejor distribución del acero y mejor confinamiento. En el caso de columnas huecas circulares hay presencia de tensión en el zuncho interior por la componente radial del efecto de confinamiento que debe de resistirse por acero radial transversal. Hay que asegurar también que el tubo sea lo suficientemente espeso para asegurar los esfuerzos y deformaciones en la superficie interior (capa de adentro) se mantengan en niveles aceptables (menores a 0.004) aún después de desprenderse el concreto de la capa exterior. Las secciones rectangulares huecas son menos susceptibles a éste efecto por el mayor ancho de la zona efectiva a compresión pero también requiere de un gran número de uniones o estribos transversales que además son lentos y difíciles de habilitar en obra.

3.6 Puentes Atirantados y Suspendidos

Antes que nada los puentes atirantados y suspendidos son estructuras impresionantes y puentes de muy grandes claros, en rangos ya de más de 1 000 metros para atirantados y más de 2000 m para suspendidos, con problemas inherentes naturales de sus sistemas como el anclaje mismo de las grandes fuerzas en los extremo de los puentes.

En los puentes atirantados dos sistemas participan en resistir las cargas. El sistema primario consistente en cables, torres y la cubierta como miembro a compresión. El secundario consiste en la cubierta como u miembro a flexión con ningún soporte de los cables. Como el sistema primario tiene un brazo de palanca interno mayor que el secundario, el concepto estructural debe de elegirse de tal manera que las cargas sean resistidas lo más posible por el sistema primario. Los puentes atirantados son esencialmente sistemas en cantiliver con un gran brazo de palanca interna. Los cables forman las cuerdas a tensión y la superestructura la cuerda a compresión. El cortante es tomado por la componente vertical de los cables.

Las torres son estructuras rígidas que por sí solas toman todo el sismo. Hay que asegurarse que la superestructura no sea tan flexible y se deforme junto con el sistema de los cables de manera que pueda ocasionar una fatalidad, aún sin que allá daños o colapso en la estructura. Su respuesta sismica es altamente dependiente de la manera en que la superestructura se conecta a las torres. Si se columpia libremente, la fuerza sísmica inducida se mantendrá en sus valores mínimos, pero el puente podrá ser demasiado flexible bajo condiciones normales de servicio. Por otro lado, si la conexión es rígida, los movimientos en estado de servicio serán mínimos pero atraerá mayores fuerzas sísmicas. Por carga vertical ya tienen modos de vibrar y se complica ante sismos por la no-linealidad geométrica y de los materiales que lo conforman.

Es muy importante proveer de apoyos especiales en la zona de conexión torre-cubierta para absorber las grandes energías sísmicas y reducir las amplitudes de respuesta. Se les debe de poner gran atención, cuidado y detalle al análisis y diseño de éstos puentes y existen herramientas en el mercado para solventar el pesado y complejo proceso de diseño de los mismos.

3.7 Puentes sobre Aisladores o Disipadores Sísmicos

De las bases de la ingeniería sísmica se han descubierto áreas potenciales para incrementar o reducir el período de vibración y alejarlo de la del terreno como de mejorar la capacidad de disipación de energía sísmica y amortiguamiento de manera artificial aislando parte de la estructura de la intensidad de la fuerza sísmica y disipando grandes cantidades de energía. Los conceptos de aislamiento y disipación son interesantes desde el punto de vista de la ingeniería de puentes por sus ventajas potenciales x : cambio de periodo, amortiguamiento viscoso favorable, disipación de energía.. El simple hecho de ser estructuras sencillas y simples permiten concebir correcciones apropiadas a la distribución de rigideces que con otras estructuras. La adición de dispositivos y mecanismos aisladores o disipadores pueden tener influencia en los desplazamientos asegurando un nivel de protección a los elementos estructurales seleccionados. Hay de varios tipos y marcas : de neopreno, de péndulo friccionante, amortiguadores hidráulicos, de fluencia de materiales etc. y depende del fabricante y dueño de la patente. Su modelado necesita de un número de elementos conectores y de aspectos no lineales. En el caso de puentes aislados la interacción suelo-estructura puede no considerarse para suelos duros y puentes de períodos cortos. Las herramientas comunes no reflejan el comportamiento real por lo que hay que usar herramientas más sofisticadas (software) además de que su normatividad no es muy completa todavía.

3.8 Daños a Puentes en Sismos Recientes

En la mayoría de los sismos se presenta el atenuante de que muchos de los puentes dañados se habían identificado como potenciales a daños o colapsos, algunos de ellos se encontraban en lista aguardando recursos para su refuerzo o rehabilitación. Otros fueron diseñados por reglamentos caducos y otros presentaban problemas adicionales. Por ejemplo en el caso de la vía Hanshin en Kobe el colapso se puede haber debido a una conjunción de factores que van no sólo desde la falla del traslape de fusión o soldadura en el armado longitudinal sino a problemas de microagrietamiento por fallas de control de calidad en el colado de columnas tan masivas a finales de la década de los sesentas y deterioro por reacciones alcalinas en el concreto mal reparadas, a su rigidez, a su porcentaje tan bajo de armado, a la insuficiencia de refuerzo transversal, etc. aunque la verdadera razón por la que sufrió tantos daños es porque fue construido antes del desarrollo de reglamentos y detalles sismoresistentes. En Northdridge los daños fueron bien identificados y como conclusiones los efectos no fueron sorpresivos a la luz del conocimiento de la época en que sucedió el sismo. En éste sismo, muchos de los colapsos de los puentes fueron asociados con el bajo o mal desempeño de columnas críticas a cortante, apoyos de asientos cortos, problemas identificados en sismos previos. Este sismo demostró la vulnerabilidad potencial de la infraestructura diseñada y construida en la década de los setenta pero reforzó el progreso evidente en la práctica del diseño

en puentes modernos o reforzados. Se descubrió que los reglamentos pasados y actuales no representaban una distribución adecuada de las fuerzas sísmicas en puentes largos o de multimarcos, que el choque en juntas articuladas pueden incrementar significativamente las fuerzas y las demandas inelásticas en, marcos muy rigidos que no se consideraban en los métodos de análisis de esos años. Como en otros tipos de construcción, se dieron casos en que los cambios estructurales ocurridos durante la construcción y el mantenimiento invalidaban supuestos de diseño que no se revisaron. Es importante verificar las condiciones de la construcción final con los supuestos de diseño y no sólo en planos. El daño mayor en puentes multicólumnas indicaron que la fiabilidad asociada con la redundancia no es suficiente para evitar el colapso. Hubo daños a estribos y accesos de acercamiento, a puentes esviajados y a puentes curvos. Los daños más aparatosos ocurrieron en articulaciones plásticas en columnas que fallaron a cortante antes y después de haber desarrollado demandas inelásticas significativas, la mayoría por un inadecuado uso del refuerzo transversal, aunque algunas fallas en las partes superiores de las columnas bien armadas pueden atribuirse a una rigidez relativamente mayor, a una reducción de la calidad del concreto en la parte de arriba, a las deformaciones y rotaciones ocasionadas por falla de otras columnas o por degradación a cortante de la sección. Durante el sismo de Kobe otras estructuras sufrieron daños, por ejemplo, en la vía de Harbor donde se presentaron problemas por licuación, movimiento excesivos de la subestructura, de pilas y columnas y en juntas de expansión.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO "Standard Specifications for Highway Bridges" and Interim Specifications 16th edición. American Association of State Highway and Transportation Officials

2. AASHTO "LRFD Bridge Design Specifications" First edition. American Association of State Highway and Transportation Officiais.

3. ATC, 1996 "improved Seismic Design Criteria for California Bridges : Provisional Recommendations" ATC-32, Applied Technology Council, California.

4. Caltrans "Bridge Design Specifications Manual" California Department of Transportation, Division of Structures.

5. Caltrans "Bridge Design Practice Manual" Califomia Department of Transportation, Division of Structures.

6. Earthquake Spectra Supplement C to Volume 11, April 1995 "Northdridge Earthquake Reconaissance Report Vol. 1" Earthquake Engineering Research Institute.

7. Menn "Prestressed Concrete Bridges" Birkhaüser Veriag.

8. Priestley, M.J.N., Seible, F.,Calvi G.M. "Seismic Design and Retrofit of Bridges"Wiley, Interscience.

9. Rojhan, Mayes, Anderson, Clark, Hom, Nutt y O'Rourke "Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures" Appli'ed Technology Council, Abril 1997.

10. Yashinsky, Mark "Performance of Brideges During the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu (Kobe) Earthquake" Caltrans Office of Earthquake Engineering.

CAPÍTULO 4

INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

Temas

1. **Edificios instrumentados**
   David Murià Vila, Leonardo Alcántara, Luis E. Pérez, Roberto Durán, Arturo Tena, Marco A. Macías, Reyna Vázquez y Samuel Maldonado

2. **Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México**
   David Murià Vila y Ricardo González

EDIFICIOS INSTRUMENTADOS

Coordinador: David Murià V.[1],
Colaboradores: Leonardo Alcántara N.[1],
Luis Eduardo Pérez R.[2], Roberto Durán H.[3],
Arturo Tena C.[2], Marco A. Macías C.[1],
Reyna Vázquez A.[4] y Samuel Maldonado C.[4]

1. INTRODUCCIÓN

La instrumentación sísmica de edificios en México se inicia en 1950 con la instalación en la Torre Latino Americana de transductores de desplazamiento en una primera etapa y con la incorporación posterior de algunos acelerógrafos (Zeevaert, 1960 y 1963). El resultado de los análisis de los registros obtenidos fue una referencia para establecer los coeficientes sísmicos propuestos en las normas de construcción de la ciudad de México de aquel entonces. Desafortunadamente, esto no motivó el interés para instrumentar otros edificios, a pesar de la promoción que hicieron tanto Leonardo Zeevaert, como el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) a través de Jorge Prince. Así pues, al ocurrir los sismos de septiembre de 1985 no había ningún edificio instrumentado en el país.

Conviene señalar que la instrumentación sísmica de edificios en el mundo es limitada, con excepción de Japón y Estados Unidos que cuentan con cientos de ellos. La información que se ha registrado en dichos países ha sido fundamental para la evaluación de los criterios de diseño sísmico de las edificaciones y ha contribuido a una mejor comprensión de su comportamiento estructural. Los resultados se reflejan en las recientes modificaciones de sus normas de diseño.

No obstante el provecho de estos estudios para la comunidad internacional, es necesario instrumentar los edificios más representativos de nuestras poblaciones, para evaluar el comportamiento de sistemas estructurales propios y de efectos de sitio peculiares.

El II-UNAM, el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) y el Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE) en 1987 lograron contar con apoyos financieros para retomar el estudio de la respuesta sísmica de edificios instrumentados (Alcántara *et al*, 1991; CIRES, 1991; Mendoza *et al*, 1991; Mena y Quaas, 1989; Meli *et al*, 1994; Murià Vila *et al*, 1992, 1993a y 1994; Rodríguez, 1992; Rodríguez y Quaas, 1990); después se sumaron el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), la Fundación ICA y el Centro de Investigación Sísmica (CIS) (CIRES, 1994; Quaas *et al*, 1991; Tena *et al*, 1994) entre otras. Sin embargo, dado los elevados costos que implica este tipo de estudios, el número de edificios instrumentados se reduce a menos de 30 en todo el país, que en general se localizan en la ciudad de México.

Así pues, en las poblaciones afectadas con mayor intensidad por el sismo de Manzanillo no había edificios instrumentados, perdiéndose la oportunidad de hacer evaluaciones estructurales cuantitativas de las construcciones regionales ante un sismo de gran intensidad y magnitud. Este trabajo se limita a presentar un estudio general de los registros obtenidos en siete edificios de la ciudad de México, donde las intensidades fueron pequeñas. Se comparan los resultados con las respuestas estructurales de sismos anteriores.

[1] Investigador, Instituto de Ingeniería UNAM.
[2] Investigador, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra.
[3] Investigador, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
[4] Investigador, CIRES, Fundación Javier Barros Sierra.

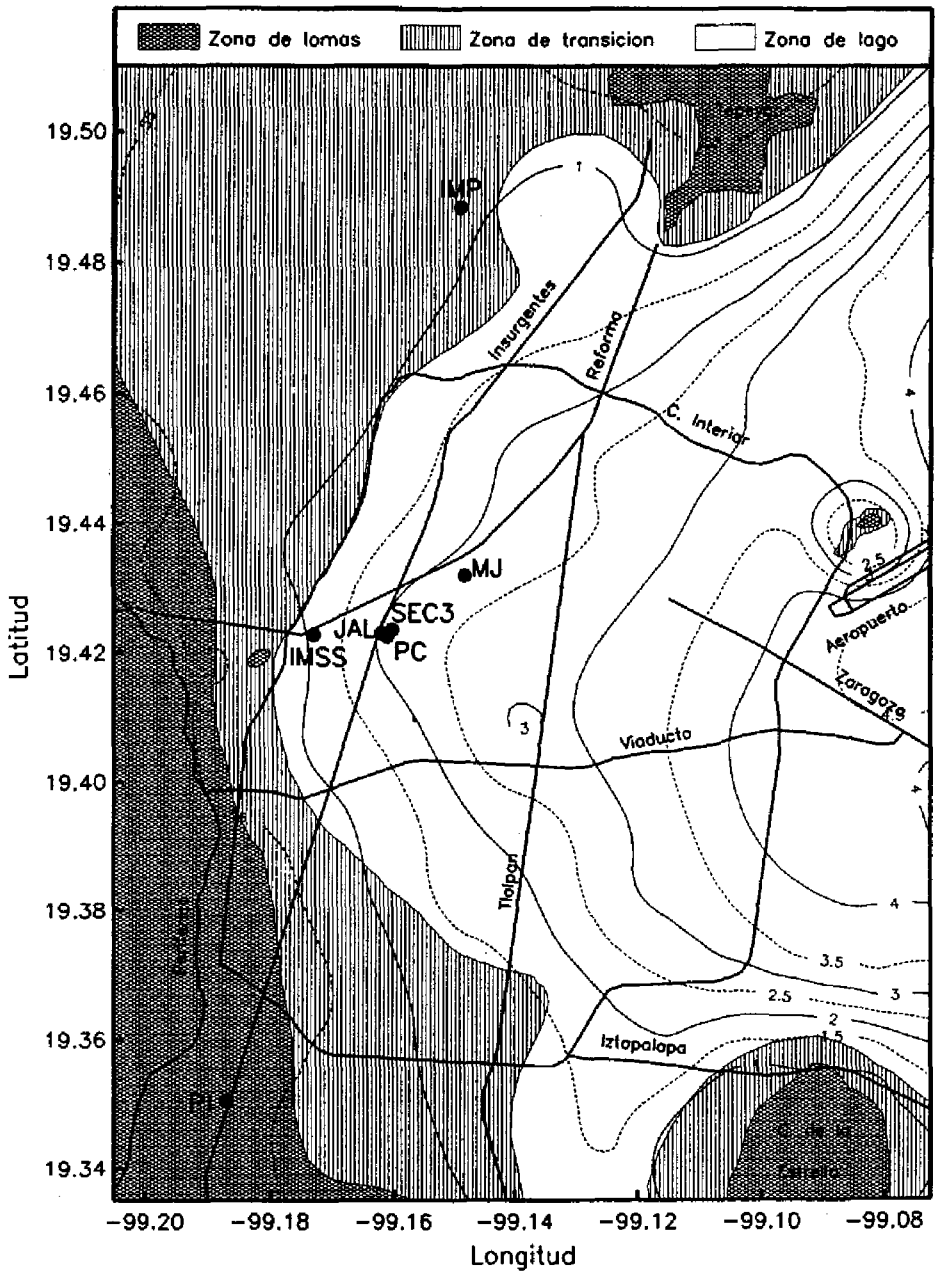


Figura 1. Localización de los edificios estudiados en un plano de isoperiodos

2. EDIFICIOS ESTUDIADOS

La localización de los siete edificios en la ciudad de México se indica en la Figura 1. Los estudios de los edificios MJ, PC y JAL están bajo responsabilidad del II-UNAM; los edificios PI y SEC3 del CIRES; el edificio IMS del CIS y el CIRES, y el edificio IMP del CENAPRED.

Los instrumentos empleados en estos edificios son acelerógrafos digitales triaxiales con dos componentes horizontales y un vertical. Los equipos de un mismo edificio están interconectados, para fines de disparo, mediante una configuración maestro-esclavo y cuenta con una señal codificada común de tiempo. Al rebasar el movimiento el umbral prestablecido en el aparato maestro, éste envía una señal a todos los demás, configurados como esclavos, para que inicien la grabación del registro. Además, cada acelerógrafo puede funcionar en forma independiente y autónoma con su propio sistema de registro y disparo.

2.1 Edificio PI

La estructura es de concreto reforzado y se localiza en suelo firme, e integra un conjunto de cuatro torres que superan los 63 m de altura, unidas en los seis niveles inferiores, tres de los cuales corresponden a sótanos (Figura 2). En estos niveles, el conjunto de edificios cuenta con un área común en planta de aproximadamente 18500 m^2, presentando en los tres primeros niveles, un hueco de 600 m^2 cubierto por una estructura metálica. En esa zona no existe junta constructiva y los sótanos están limitados por muros de concreto de 25 cm de espesor. La estructuración es a base de columnas de concreto reforzado y losas reticulares de 40 cm de peralte. Las columnas de estos niveles tienen dimensiones que varían desde 120 por 120 cm en las zonas de las torres, hasta 50 por 50 cm en el resto de la planta.

Respecto a las torres, cada una ocupa un área en planta de aproximadamente 1130 m^2. Las torres I y II, construidas en 1982, están estructuradas con marcos a base de tableros de losa reticular de 40 cm de peralte además de trabes en algunas zonas con dimensiones que varían de 30 por 80 cm, hasta 30 por 100 cm. Las torres III y IV, construidas en 1992, están estructuradas también a base de concreto reforzado con trabes de 80 cm de peralte y columnas cuadradas con dimensiones que varían de 80 a 120 cm de ladoy rectangulares de 40 por 250 cm, 85 por 200 cm y 100 por 210 cm. Las losas son aligeradas y están perimetralmente apoyadas sobre las trabes, con un peralte de 25 cm.

La cimentación del conjunto está resuelta con pilas de concreto armado acopladas entre sí en su parte superior por contratrabes de liga ortogonales.

Instrumentación. En 1991 se instaló el sistema de instrumentación integrado por una red local de seis acelerógrafos digitales, identificados como I1, I2, I3, I4, I5 e I6; instalados en dos de las cuatro torres que componen el conjunto de edificios. Los instrumentos están distribuidos de la siguiente manera: dos equipos en la torre I, tres equipos en la torre IV, así como un equipo en el terreno (Figura 2).

El registro de datos se inicia simultáneamente en todos los aparatos cuando el equipo I3, localizado en el sótano de la torre IV detecta un sismo, o bien, cuando se recibe la señal del Sistema de Alerta Sísmica enviada desde las instalaciones del CIRES. Esta señal activa anticipadamente al sistema, el cual depende de la localización del epicentro, teniendo como zona telecontrolada únicamente las costas del estado de Guerrero (Espinosa Aranda *et al,* 1995).

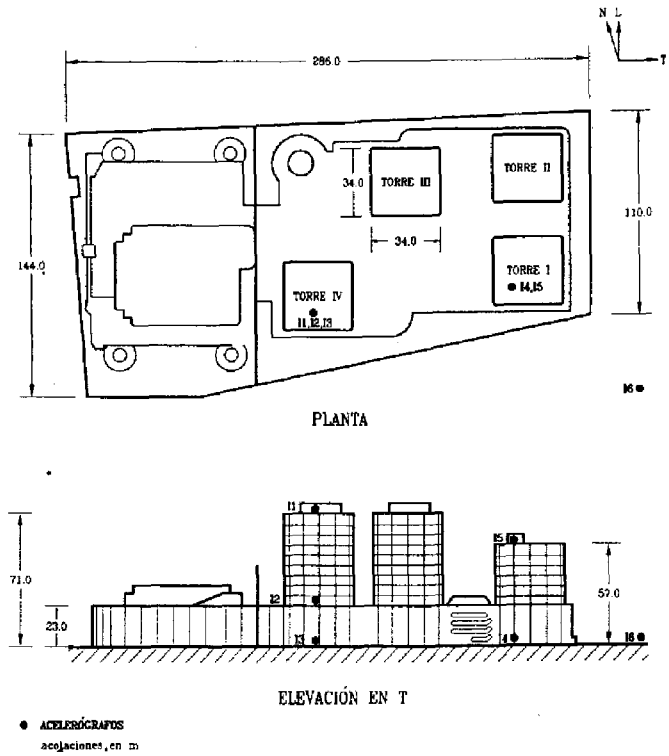


Figura 2. Edificio PI y su instrumentación

2.2 Edificio IMP

La estructura se encuentra desplantada en la parte norte de la ciudad en terreno clasificado como tipo II (zona de transición) de acuerdo con la microzonificación del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-93) (Figura 1).

La estructuración que presenta el edificio es a base de columnas y vigas de concreto presforzado y tiene cinco niveles. En la dirección longitudinal, el edificio tiene 20 crujías de 3.3 m cada una y en la dirección transversal sólo tiene una crujía de 14.7 m, siendo su relación largo a ancho de 4.5. La altura de entrepiso es de 4.05 m en el primero y de 3.85 para los entrepisos restantes (Figura 3).

Las columnas del edificio son de una sola pieza, es decir, son continuas desde el primer nivel hasta el nivel cinco, y su forma es la conocida como "árbol de navidad", con elementos de soporte horizontales (paralelos a la dirección larga del edificio) con longitud igual a la mitad del claro en esta dirección. Por lo que respeta a las vigas en la dirección transversal, son en forma de "T" con un peralte de 70 cm y descansan sobre ménsulas que son parte de las columnas.

La cimentación está resuelta por un cajón de cimentación con contratrabes en ambas direcciones desplantado a 2.5 m de profundidad.

Instrumentación. Este edificio fue instrumentado en el año de 1990 y hasta mayo de 1996 contaba con tres acelerógrafos. Los instrumentos están localizados, uno en la parte central de azotea, otro en la base de la cimentación y un tercero en campo libre localizado aproximadamente a 20 m del edificio (Figura 3). En junio de 1996 se incorporaron cinco aceleró-grafos más; de esta forma la nueva configuración es la siguiente: tres en azotea y tres en la base en forma dianal, uno en la superficie del terreno y otro de pozo a una profundidad de 80 m.

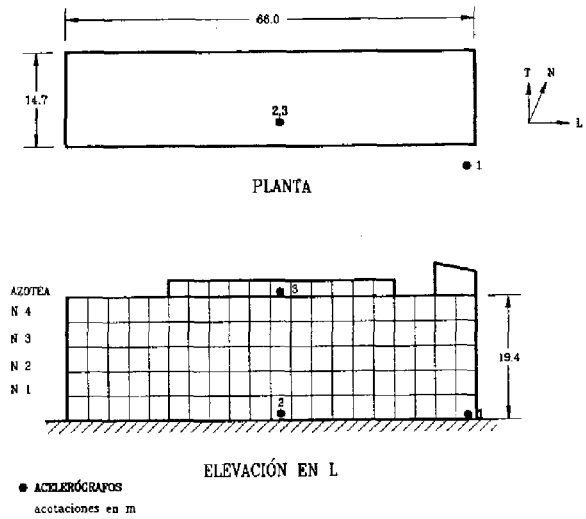


Figura 3. Edificio IMP y su instrumentación

2.3 Edificio IMS

Es un edificio compuesto por tres cuerpos de doce pisos (Figura 4), se encuentra ubicado al noroeste de la ciudad (Figura 1).

El cuerpo central está constituido por 14 marcos de concreto reforzado en la dirección transversal y seis en la dirección longitudinal. El edificio es de planta regular. En el nivel tipo, sus dimensiones son de 60 m en la dirección longitudinal por 20 m en la dirección transversal. En elevación consta de 11 niveles, dos apéndices y un pequeño volado en la fachada. Las columnas son de sección rectangular y cuadrada que varían de 40 por 115 cm y de 85 por 85 cm en planta baja a 40 por 40 cm en el último piso, y de sección circular que varían en diámetros de 110 y 85 cm en planta baja a 45 cm en el último piso, cambiando de sección cada dos pisos en promedio. El sistema de piso lo constituyen losas macizas de 10 cm de peralte, apoyadas sobre vigas de concreto reforzado de sección rectangular cuyas secciones varían de 25 por 115 cm y 50 por 90 cm en el sótano, a 25 por 70 cm en el último piso, cambiando secciones cada dos o tres pisos.

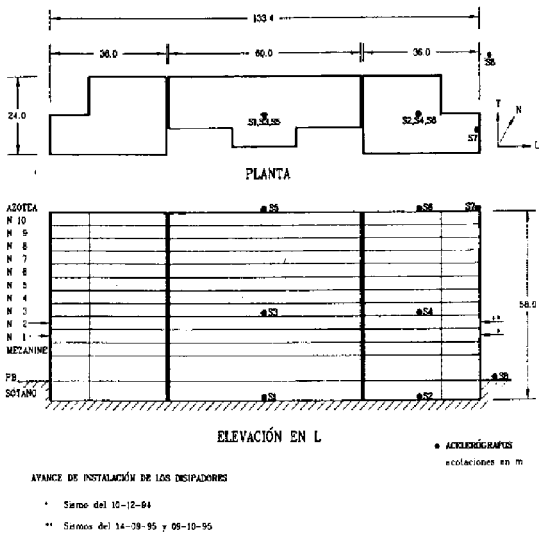


Figura 4. Edificio IMS y su instrumentación

Los cuerpos laterales oriente y poniente son de planta irregular, constan de 10 marcos en la dirección transversal y siete en la dirección longitudinal. Los primeros cuatro niveles (sótano a primer piso) cuentan con una planta más amplia, de aproximadamente 870 m^2 de superficie, y los pisos restantes tienen 720 m^2. Se tienen dos apéndices que funcionan como casa de máquinas de los elevadores. Las secciones de columnas son muy similares a las del cuerpo central. El sistema de piso es también a base de losas macizas de 10 cm de peralte apoyadas sobre vigas de concreto reforzado de sección rectangular, cuyas secciones varían de 25 por 125 cm y 40 por 90 cm en el sótano, a 25 por 70 cm en el último piso, cambiando secciones cada dos o tres pisos.

Los edificios tienen muros divisorios en la parte central de la zona de elevadores. Las fachadas son de cancelería y franjas de cantera. Los edificios se encuentran cimentados sobre pilotes de punta, con controles de hundimiento en sus cabezales.

La estructuración original de los edificios es a base de marcos de concreto reforzado y data de los años cuarenta. De acuerdo con el reglamento de construcciones en vigor (RCDF-93), los inmuebles son estructuras tipo B1, por lo que tienen que satisfacer requisitos de seguridad estructural adicionales que garanticen su estabilidad ante la acción de sismos intensos. Es por ello que los propietarios decidieron realizar una evaluación de los edificios originales y, posteriormente, un proyecto de restructuración del inmueble que satisfaga las exigencias del reglamento. El conjunto está siendo actualmente reforzado con este propósito y se proyecta que los trabajos se terminen a finales de 1997 (Tena *et al,* 1994; Pérez Rocha *et al*, 1995).

El proyecto de restructuración de los tres cuerpos incluye dispositivos disipadores de energía tipo ADAS. Los disipadores son conectados a la estructura original por medio de contraventeos metálicos en forma de V invertida. Los dispositivos se colocan entre el vértice del contraventeo y la viga del marco. También se incluyó en el proyecto de refuerzo la modificación de algunas columnas y la adición de muros de concreto reforzado de 20 y 30 cm de espesor en el nivel del sótano, refuerzo local de algunas vigas y nudos adyacentes al sistema de contraventeo, así como refuerzo local y mantenimiento de la cimentación, especialmente la rehabilitación de los cabezales de los pilotes de control.

El avance que se tenía en la instalación de los disipadores al momento de la ocurrencia de los cuatro eventos sísmicos considerados en este estudio era el siguiente: el primero (23-05-94) aún no se iniciaba la restructuración, el segundo (10-12-94) cuando se había avanzado hasta un 50 por ciento del nivel 1 y los dos restantes (14-09-95 y 9-10-95) cuando se había avanzado hasta el 60 por ciento del nivel 2. En la Figura 4 se indican dichos avances.

Instrumentación. En el cuerpo central y en el lateral oriente se han instalado siete acelerómetros digitales distribuidos a lo largo de una sección longitudinal en las azoteas (S5, S6 y S7), los niveles intermedios (S3 y S4) y los sótanos (S1 y S2). La instrumentación se complementa con un acelerógrafo (S8), ubicado en la vecindad del edificio sobre la superficie del terreno (Figura 4). La red acelerográfica opera desde enero de 1994.

2.4 Edificio MJ

Es un edificio de concreto reforzado de ocho niveles, incluyendo dos sótanos, el cual está localizado en la zona de suelo blando de la ciudad de México (Figura 1). La estructura del edificio está formada por cinco marcos en sentido transversal (T) y cuatro en sentido longitudinal (L), unidos por una losa monolítica de 8 cm de espesor. En las dos fachadas laterales existen muros de mampostería confinada, desligados de la estructura, y en el cubo de elevadores y de escaleras, están unidos a los marcos que los confinan (Figura 5).

Las plantas del tercero al último nivel son idénticas, mientras que las plantas de cimentación y de acceso presentan una mayor área debido a un ensanchamiento en su parte posterior.

El edificio fue restructurado en 1992 con el fin de darle mayor rigidez y resistencia. Los trabajos consistieron en el algunas columnas de las plantas de acceso y planta baja, colocación de contraventeos de acero a partir del primer nivel, los cuales se anclaron a la estructura en las crujías extremas de las fachadas principal y posterior; se construyeron muros de concreto reforzado de 15 cm de espesor en las crujías extremas de las fachadas laterales y se anclaron al cajón de cimentación.

En la azotea del edificio se encuentra un apéndice que constituye el cuarto de máquinas, ubicado sobre el cubo de elevadores y escaleras, cuyas dimensiones en planta son de 6.00 por 6.30 m.

La estructura se apoya sobre un cajón de cimentación desplantado a 9 m de profundidad.

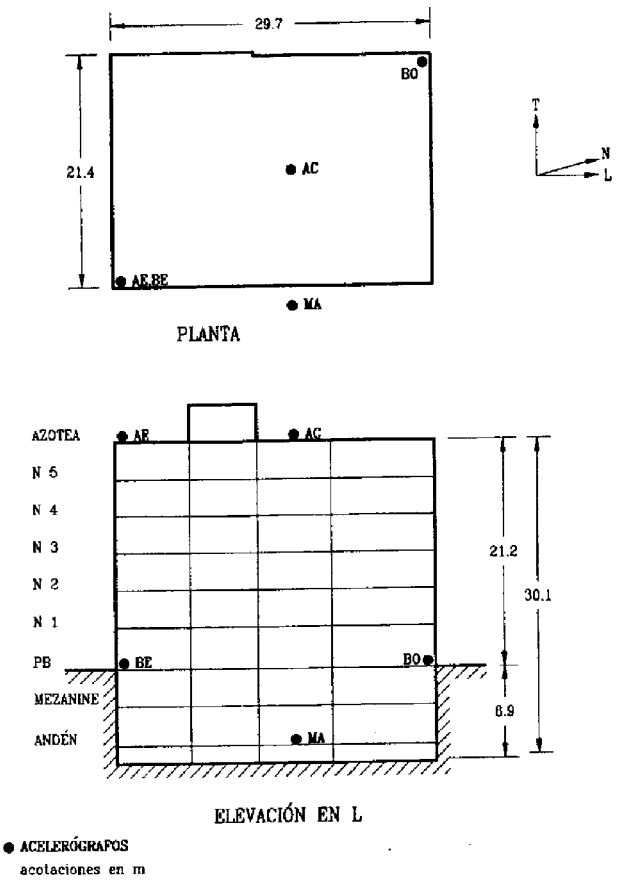


Figura 5. Edificio MJ y su instrumentación

Las dimensiones de la estructura en planta en los niveles de sótano son de 28.60 por 22.40 m y las dimensiones de la planta tipo y de azotea son de 28.60 por 18.00 m. Las alturas de entrepiso en los niveles superiores son de 3.45 m, en la planta de acceso es de 3.95 m, mientras que en la planta de sótano del mezzanine es de 3.55 m y en la correspondiente al andén de la estación es de 3.60 m, sobresaliendo así la estructura una altura de 21.20 m sobre el nivel de terreno.

En los niveles de sótano la estructura cuenta con un muro "Milán" de espesores de 60 cm y de 80 cm, ubicados perimetralmente, excepto en una cara que comparte con el cajón de una estación del Metro. El muro es estructural, ya que se liga a la estructura con el acero de refuerzo de las contratrabes y trabes de esos niveles perpendiculares a ellos.

Instrumentación. En junio de 1990 se inició la operación de una red de cinco acelerógrafos instalada en el edificio. En la Figura 5 se muestra la ubicación de los aparatos: uno se localiza en el sótano de la estructura a nivel del Metro andén (MA), dos en planta baja a nivel de acceso (BE, BO) y dos en azotea (AE, AC).

2.5 Edificio SEC3

El edificio consta de tres niveles a base de marcos formados por columnas y trabes de acero, con las primeras embebidas en concreto reforzado. Se distingue la presencia de muros de concreto de 15 cm de espesor. El sistema de piso está constituido por trabes de acero sobre las cuales se apoya una losa de concreto de 10 cm de espesor.

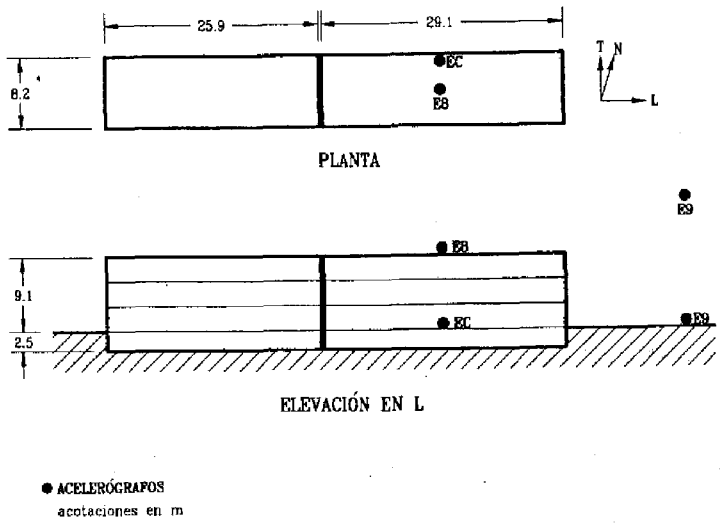


Figura 6. Edificio SEC3 y su instrumentación

El edificio está compuesto por dos estructuras, identificadas como cuerpo A y cuerpo B, que se encuentran separados por una junta constructiva de 10 cm de espesor (Figura 6). Existen en dirección longitudinal a ambos lados de la estructura unos pasillos de concreto, que unen a los dos cuerpos.

Las dimensiones en planta del cuerpo A son 8.2 por 25.9 m y las del cuerpo B, 8.2 por 29.1 m, con una altura de entrepiso de 3.05 m en ambos cuerpos. Cada uno de los cuerpos se apoya sobre un cajón de cimentación desplantado a una profundidad de 2.50 m.

El subsuelo contiene arcillas altamente deformables del Valle de México. La frecuencia fundamental del sitio donde se encuentra desplantada la estructura es de aproximadamente 0.45 Hz.

Instrumentación. Originalmente estuvo constituida por cuatro acelerógrafos (1987) distribuidos de la siguiente manera: un equipo al centro de azotea del cuerpo A, un equipo al centro de la azotea del cuerpo B, otro instalado en la planta baja, al centro de ambos cuerpos del edificio, y otro más sobre el terreno, localizado a una distancia de aproximadamente 10 m con relación al edificio.

Actualmente el edificio cuenta con tres acelerógrafos, dos de ellos dispuestos en la azotea y la base del cuerpo B, así como el equipo de terreno que sigue colocado en su sitio original (Figura 6). En diciembre de 1996, estos equipos fueron renovados con tecnología desarrollada en el CIRES por lo que algunas de sus características técnicas han variado (CIRES, 1996).

2.6 Edificio PC

Se encuentra ubicado en la colonia Roma, en una zona donde normalmente se presentan altos niveles de aceleración durante sismos.

El edificio (Figura 7), es una estructura de concreto reforzado de 17 niveles cimentado sobre un cajón de cimentación desplantado a 3.28 m de profundidad y se apoya sobre 266 pilotes de fricción de sección triangular de 27 m de longitud. Consta de un sótano con muros perimetrales de concreto reforzado, planta baja de 38 por 54 m, mezzanine, ocho niveles escalonados de estacionamiento unidos con rampas y una torre de 12 niveles cuya dimensión en planta disminuye a 23.9 por 39 m y con alturas de entrepiso de 3.15 m. La altura total del inmueble es de 51.4 m.

Sufrió ligeros daños durante los sismos de septiembre de 1985, los cuales fueron reparados, además de realizarse un refuerzo mediante la colocación de muros de rigidez de concreto en toda su altura y la sustitución de muros de mampostería por muros de concreto.

Instrumentación. A partir de 1990 quedan instalados 11 acelerógrafos: tres en el sótano, dos de ellos en las columnas extremas y el otro en la parte central del sótano; cuatro en el entrepiso del nivel 7 y 8 de estacionamiento, dos en el cuerpo de la torre en el nivel 6 de oficinas y dos más en el nivel de azotea. De este modo los instrumentos se encuentran en una línea vertical sobre una columna al sureste del edificio que inicia en el sótano y termina en la azotea; lo mismo ocurre en los aparatos colocados en la parte central del edificio en la esquina noroeste del cubo de elevadores (Figura 7).

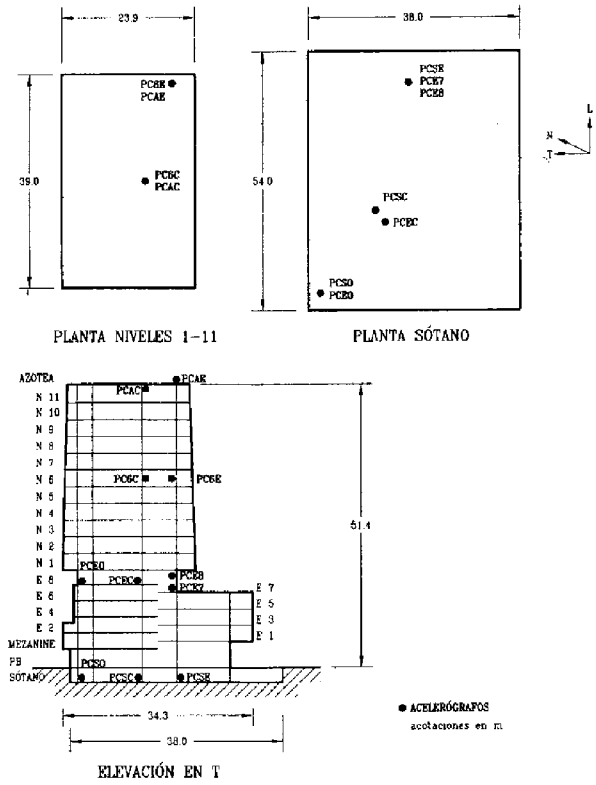


Figura 7. Edificio PC y su instrumentación

2.7 Edificio JAL

El edificio está compuesto de una estructura principal de 14 niveles con un apéndice y otra anexa de tres niveles (Figura 8), la cual está unida en la planta del sótano y separada, en los restantes niveles, por una junta constructiva de 15 cm de espesor. Los tres primeros niveles están destinados a estacionamiento y los demás a oficinas. El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México, el espesor del suelo arcilloso es de 30 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad (Figura 1).

Su estructura es de concreto reforzado a base de columnas y losa reticular como sistema de piso, además cuenta con muros de concreto y mampostería. El peralte de la losa reticular es de 45 cm, de los cuales 5 cm corresponden a la capa de compresión.

La planta tipo del cuarto al décimocuarto nivel tiene forma rectangular de 20 m de ancho (dirección T) por 32.45 m de largo (dirección L) y las alturas de entrepiso son constantes de 3.15 m. Las plantas de estacionamiento abarcan el cuerpo anexo y sus dimensiones son 20 por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y comunicados entre sí con rampas y las alturas de entrepiso varían entre 2.5 a 4.45 m.

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado consti-tuido de una losa reticular de 80 cm de peralte y desplantado a una profun-didad de 3.30 m, la cual se apoya sobre 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud. Además hay diez pilotes, de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, intercalados con los anteriores y de tal manera que no están en contacto con el cajón de cimen-tación; el extremo superior se encuen-tra a una profundidad de 9 m.

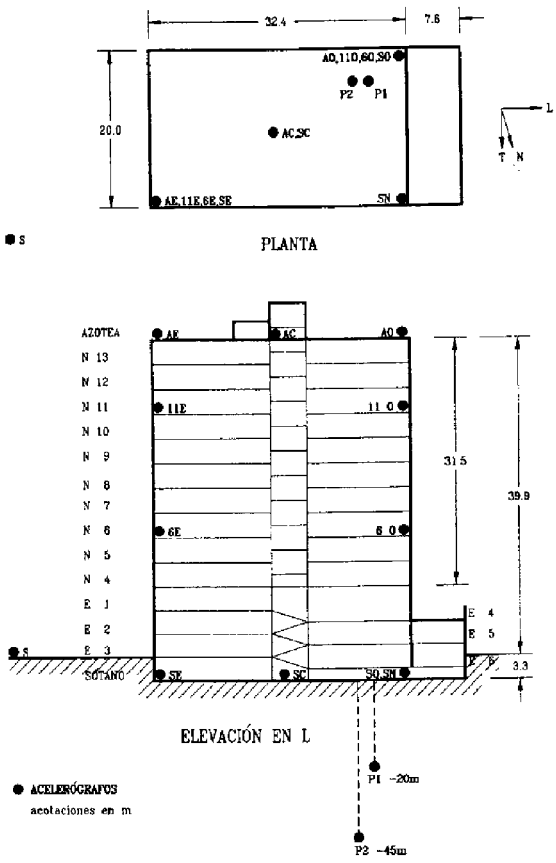


Figura 8. Edificio JAL y su instrumentación

Durante los sismos de septiembre de 1985 el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales. La mayor parte de los muros de mampostería se agrietaron, hubo fisuras menores de 1 mm de anchura en prácticamente todas las columnas internas. La restructuración consistió en reforzar las columnas interiores con un encamisado de concreto reforzado de 10 cm de espesor y la construcción de muros de concreto reforzado en la dirección L, ubicados en las crujías extremas de las fachadas laterales.

Instrumentación. Durante octubre y noviembre de 1992, se instaló la instrumentación sísmica del edificio. Se seleccionaron un total de 14 puntos de observación: dos en pozos profundos a 20 y 45 m, uno en el terreno, cuatro en sótano, dos en el nivel 5, dos en el nivel 10 y tres en azotea (Meli *et al*, 1995). En la Figura 8 se especifican la localización de los instrumentos y su orientación.

3. REGISTROS SÍSMICOS

Los movimientos producidos por el sismo de Manzanillo fueron percibidos por gran parte de la población de la ciudad de México e incluso en ciertos sectores causó inquietud y alarma. Las amplitudes de aceleración rebasaron los umbrales de disparo de los sitios donde están ubicados los edificios en estudio y se lograron registros de todos los aparatos de las siete redes acelerográficas, y sólo en un aparato se presentó una falla momentánea que impidió obtener un registro completo.

En la Figura 9 aparecen para cada edificio los acelerogramas de los componentes horizontales de azotea en el punto donde se registró la máxima aceleración, así como los del terreno, o en ausencia de éste, el de la base. Las máximas amplitudes del movimiento en la superficie del terreno se presentaron en los edificios desplantados en suelos blandos (IMS, MJ, SEC3, PC y JAL), y las aceleraciones máximas en las estructuras se registraron en los edificios altos desplantados en suelos blandos (PC y JAL). Nótese que la escala vertical es diferente para terreno/base y azotea.

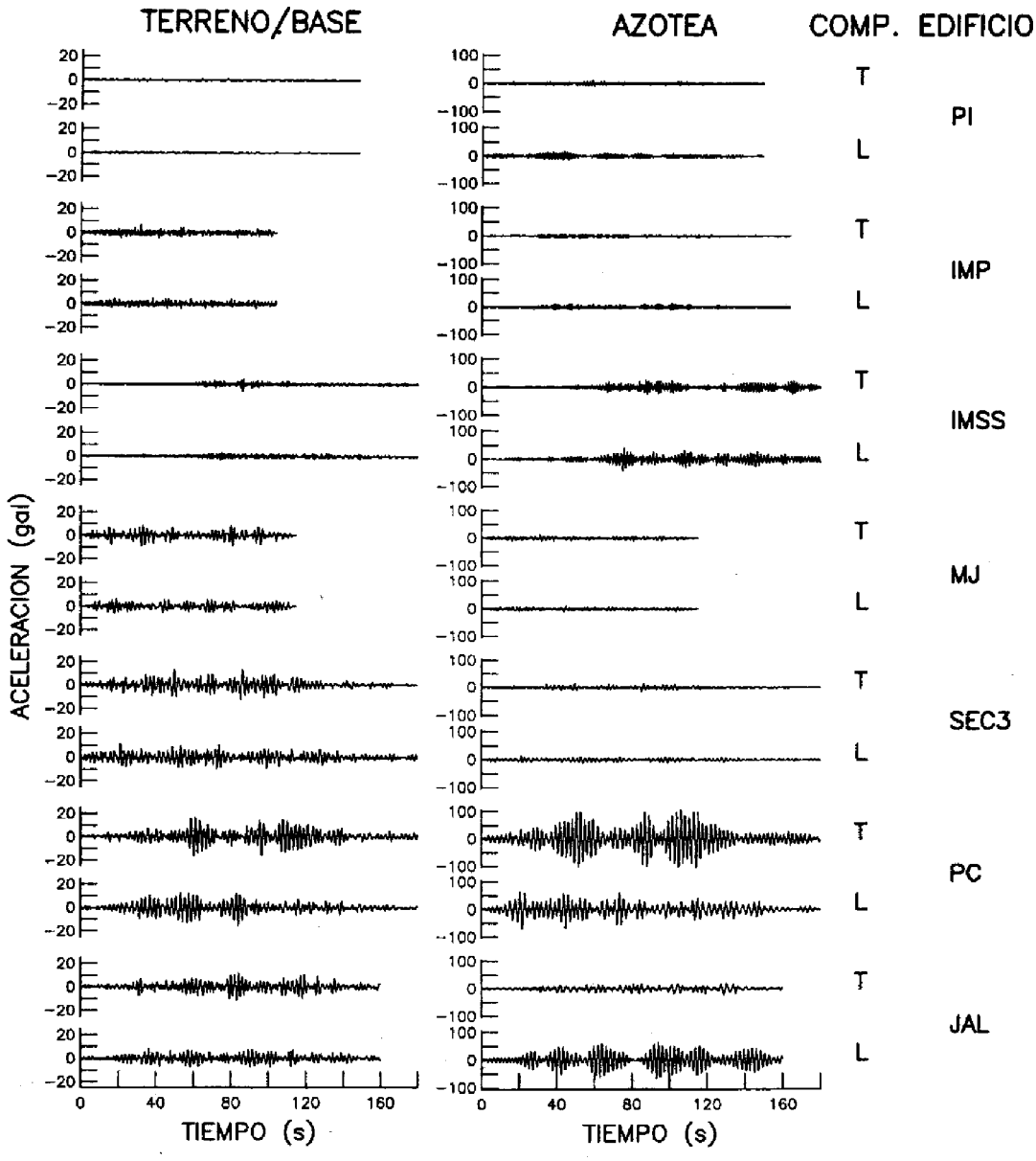


Figura 9. Historias de aceleración registradas durante el sismo de Manzanillo en siete edificios instrumentados.

En los acelerogramas de azotea de los edificios IMS, PC y JAL se aprecian unas modulaciones en las señales debidas a efectos de pulsación. Esto sucede cuando hay cercanía entre dos a más frecuencias de vibración del sistema estructura-suelo y en estos casos una de ellas corresponde a la frecuencia dominante del suelo, como se puede constatar de los datos de la tabla 1.

A fin de comparar la respuestas del sismo de Manzanillo, se seleccionaron para cada caso tres sismos de entre los registrados previamente (tabla 1). El criterio de selección de éstos fue tal que al menos uno de ellos fuera de los primeros eventos y que no hubiera provocado ningún daño en el edificio, y el otro fuera el de mayor intensidad.

Las características principales de los sismos considerados se muestran en la tabla 2. A pesar de la gran magnitud del sismo de Manzanillo, la intensidad con que afectó a la ciudad de México fue pequeña, y por tanto, no produjo daños en los edificios. Esto se explica por la gran distancia a que se encuentra la ciudad con respecto a la zona de ruptura del evento, la cual fue superior a los 500 km.

Tabla 1. Parametros experimentales identificados de los registros sísmicos obtenidos de los edificios

Edificio	Fecha Sismo D-M-A	Frecuencia (Hz) Terreno	Frecuencia (Hz) Edificio L	Frecuencia (Hz) Edificio T	Frecuencia (Hz) Edificio R	Aceleracion maxima (gal) Terreno L	Aceleracion maxima (gal) Terreno T	Aceleracion maxima (gal) Edificio Base L	Aceleracion maxima (gal) Edificio Base T	Aceleracion maxima (gal) Edificio Azotea L	Aceleracion maxima (gal) Edificio Azotea T	ER (gal)
PI (Torre IV)	15-05-93	2.00-5.00	0.62-0.67	0.61	---	---	---	2	3	15	15	5
	10-12-94		0.72	0.71	---	---	---	5	4	23	21	16
	14-09-95		---	---	---	11	14	8	11	---	---	39
	9-10-95		0.65-0.71	0.61-0.68	---	3	3	2	2	10	16	8
PI (Torre I)	15-05-93	2.00-5.00	0.60	0.50	---	---	---	3	2	8	14	5
	10-12-94		0.62	0.60	---	---	---	5	5	15	22	16
	14-09-95		---	---	---	11	14	---	---	---	---	39
	9-10-95		0.55-0.60	0.48-0.56	---	3	3	3	2	14	12	9
IMP	31-05-90	1.43	0.95	1.72	---	11	10	8	7	23	17	38
	15-05-93		0.97	1.74	---	8	7	7	5	28	10	31
	24-10-93		1.02	1.87	---	12	15	7	9	45	19	54
	9-10-95		1.07	1.74	---	5	7	4	6	13	9	19
SEC3	8-02-88	0.45	4.25-4.45	3.40-3.44	---	4	5	4	5	6	7	20
	10-10-94		4.60-4.65	2.81-3.52	---	15	13	17	13	19	16	91
	14-09-95		4.47-4.69	1.95-2.20	---	40	30	42	33	45	36	152
	9-10-95		4.16-4.25	2.11-3.50	---	12	13	13	14	14	14	77
MJ	15-05-93	0.50	1.59-1.70	1.80-2.08	3.10-3.29	---	---	3	2	11	6	15
	10-12-94		1.60-1.79	1.73-1.76	2.95-3.20	---	---	9	14	21	35	91
	1409-95		1.53-1.58	1.38-1.69	---	---	---	26	20	75	62	160
	9-10-95		1.60-1.78	1.70-1.82	2.93-3.10	---	---	7	10	12	13	48
IMS (Cuerpo central	23-05-94	0.83	0.57	0.74	---	12	9	10	5	26	18	56
	10-12-94		0.60	0.71	---	13	10	9	6	35	35	42
	14-09-95		0.56	0.68	---	---	---	24	19	---	---	106
	9-10-95		0.58	0.73	---	4	6	3	4	28	24	26
IMS (Cuerpo lateral)	23-05-94	0.83	0.60	0.74	---	12	9	10	5	27	20	56
	10-12-94		0.60	0.71	---	13	10	9	6	44	37	42
	14-09-95		0.56	0.68	---	---	---	24	19	84	94	106
	9-10-95		0.58	0.73	---	4	6	3	4	36	25	26
PC	31-05-90	0.45	0.40	0.38-0.40	0.47-0.57	---	---	6	7	35	39	25
	10-12-94		0.34-0.38	0.34-0.36	0.45-0.52	---	---	9	15	90	170	99
	14-09-95		0.36	0.36	0.41-0.43	---	---	32	30	151	195	139
	9-10-95		0.35	0.34-.036	0.39-0.42	---	---	15	16	72	106	98
JAL	15-05-93	0.50	0.65	0.37	0.57-0.67	5	4	4	3	10	11	15
	10-12-94		0.42-0.53	0.29-0.31	0.43-0.51	17	13	18	12	124	49	107
	14-09-95		0.45	0.28	0.43	38	35	27	29	130	116	127
	9-10-95		0.45	0.30	0.42-0.46	8	12	8	10	72	32	71

Los espectros de respuesta ante los sismos seleccionados se comparan en la Figura 10. En los edificios MJ y PC se calcularon con los registros de la base de la estructura, y en los demás edificios con los de la superficie del terreno, salvo que se indique lo contrario. Destacan las respuestas de los sismos del 10-12-94 y 14-10-95 que corresponden a los sismos registrados que produjeron las mayores intensidades, y se pueden considerar moderadas en la zona de suelos blandos, ya que sus efectos en ciertas edificaciones manifestaron daños moderados en elementos no estructurales y leves en elementos estructurales. Las intensidades de los demás sismos fueron pequeñas, incluyendo el sismo de Manzanillo.

En el edificio IMP no se contó con registros de los eventos del 10-12-94 y 14-10-95. Para el caso de las dos torres I y VI del edificio PI, sólo se contó con el registro del terreno del evento del 14-10-95.

Tabla 2. Eventos sísmicos estudiados

Fecha Local D-M-A	Localización	Hora (GMT)	Magnitud		Coordenadas		Dl (km)
			Ms	Mw	Latitud Norte	Latitud Oeste	
8-02-88	GUERRERO	07:34:28	5.8	---	17.737	100.965	267
31-05-90	GUERRERO	07:35:27	6.0	---	17.260	100.707	290
15-05-93	GUERRERO	03:11:11	---	6.0	16.673	98.417	318
15-05-93	GUERRERO	03:13:59	---	6.1	16.698	98.395	315
24-10-93	GUERRERO	07:53:15	---	6.7	16.755	98.717	303
23-05-94	GUERRERO	01:42:38	---	6.3	18.165	100.527	206
10-12-94	GUERRERO	10:17:41	---	6.5	18.136	101.384	280
14-09-95	GUERRERO	19:14:34	---	7.5	16.808	98.648	298
9-10-95	COLIMA	20:35:55	---	7.9	19.245	104.188	532

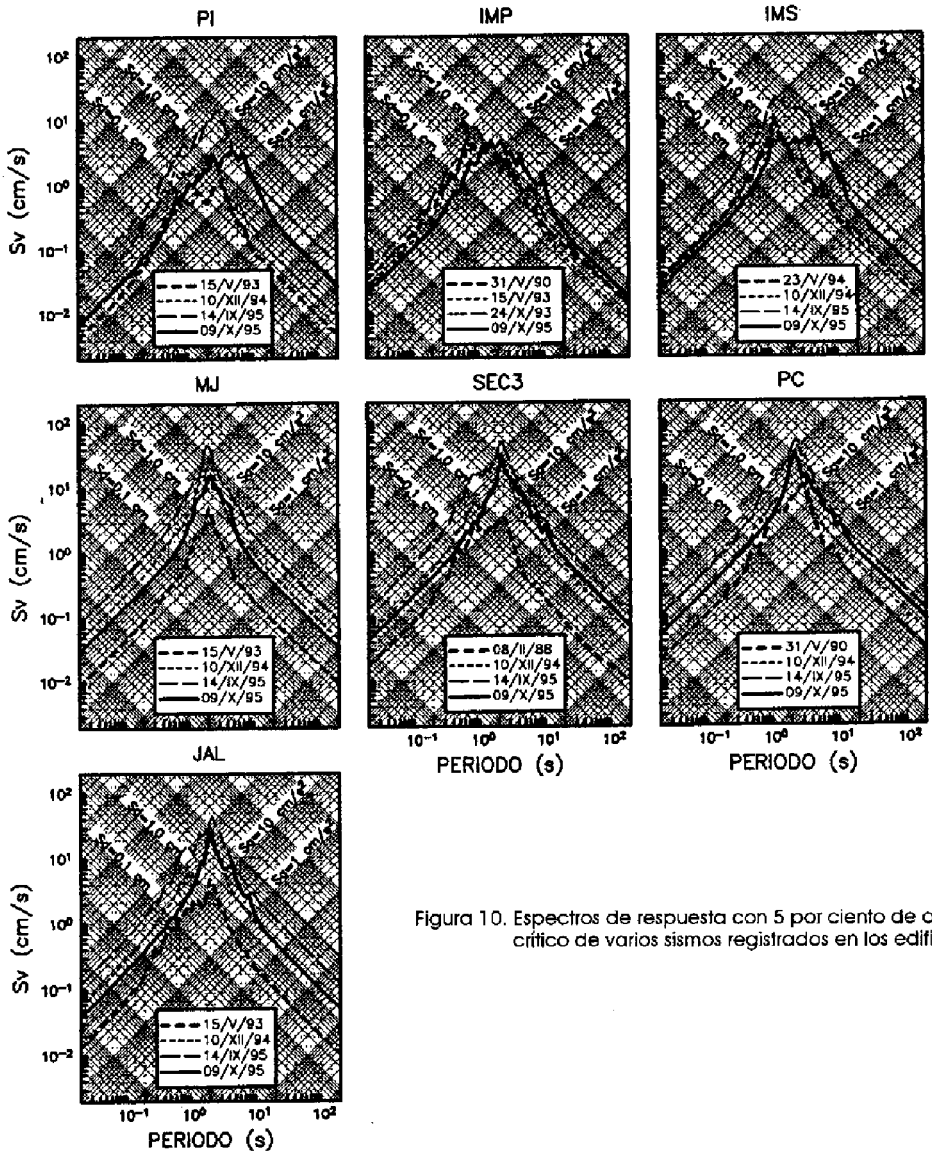


Figura 10. Espectros de respuesta con 5 por ciento de amortiguamiento crítico de varios sismos registrados en los edificios estudiados

4. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS REGISTROS

4.1 Identificación de las propiedades dinámicas de los edificios

Para estudiar el comportamiento sísmico de los edificios instrumentados se analizaron los datos en los dominios del tiempo y la frecuencia, para determinar diversas características estructurales como son las frecuencias de los modos naturales de vibración, amortiguamientos modales, distorsiones de entrepiso, así como efectos de torsión y de interacción suelo-estructura. Algunas de estas características dependen de la cantidad y de la disposición de los instrumentos.

En el análisis de los registros sísmicos se aplican en general dos técnicas de identificación:

- Técnicas no paramétricas que consisten en determinar las características del sistema estructural con base en análisis espectrales convencionales (Ewins, 1986).

- Técnicas paramétricas donde se establece un modelo matemático simplificado y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una óptima correlación entre la respuesta medida y la calculada (Beck y Jenning, 1980; Ljung, 1987).

En el presente estudio se aplicó un análisis no paramétrico simplificado a todos los edificios, el cual consistió en calcular los espectros de Fourier y varios cocientes espectrales con los registros, y así obtener las frecuencias fundamentales de vibración asociadas a los componentes L, T y torsión (R) del sistema estructura-suelo.

Los cocientes espectrales de los edificios PI (torre IV), IMP, IMS (cuerpo lateral oriente) y SEC3, calculados entre los registros obtenidos en azotea y terreno (o base) para los componentes L y T, para los sismos seleccionados, se presentan en la Figura 11. Los cocientes espectrales de los edificios MJ, PC y JAL calculados entre los registros obtenidos en azotea centro y terreno o base para los componentes L y T, así como el cociente espectral de los registros del componente T entre azotea esquina y azotea centro para estimar la frecuencia fundamental de torsión se muestran en las figuras 12 a 14.

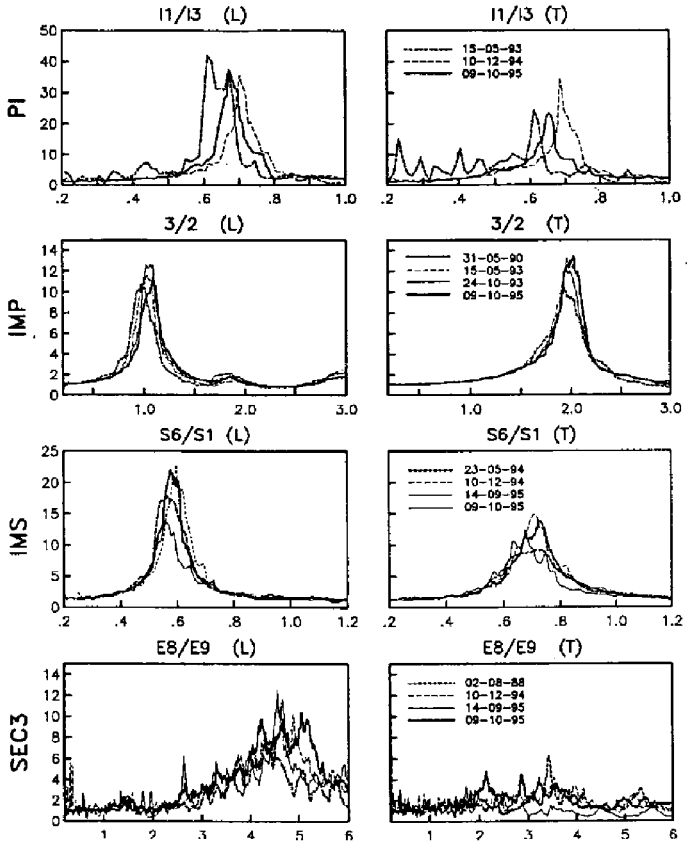


Figura 11. Funciones de transferencia entre los puntos de azotea y terreno o base obtenidas de registros de varios eventos sísmicos de los edificios PI, IMP, IMS y SEC3

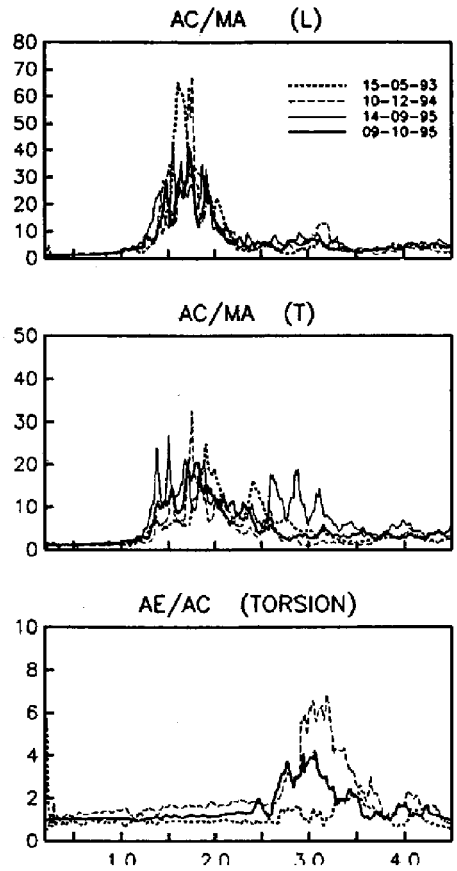


Figura 12. Comparación de las funciones de transferencia entre los puntos de azotea y base, y entre azotea esquina y azotea centro, estimadas de los registros de varios sismos del edificio MJ

En estas figuras se observan una o varias ordenadas significativas asociadas a un pequeño intervalo de frecuencias, las cuales corresponden a las frecuencias características del sistema estructura-suelo. Conviene recordar que si el sistema fuera lineal y desacoplado sólo aparecería una ordenada en dicho intervalo, y cuya amplitud y ancho de banda dependería del valor del amortiguamiento. Las gráficas de las figs. 11 a 14 revelan que el sistema tiene un comportamiento no lineal, el cual es apreciable en los edificios MJ, PC y JAL.

Durante el sismo de Manzanillo las frecuencias son iguales o ligeramente superiores a las obtenidas del evento más intenso. También se aprecia que después de los eventos del 10-12-94 y 14-09-95 las frecuencias disminuyeron en los edificios PC y JAL. No ocurrió así en el edificio MJ; es evidente su comportamiento no lineal, pero este se atribuye principalmente al acoplamiento que se da a través de la junta de construcción entre el cajón de cimentación y la estación del Metro.

En la tabla 1 se comparan las frecuencias identificadas en todos los edificios para cada sismo.

Lo que indican los resultados es que las frecuencias naturales de vibración son sensibles al nivel de amplitud de la excitación. Fenómenos similares han sido reportados en la literatura (Anderson *et al*, 1991; Durrani *et al*, 1994; Meli *et al*, 1997; Murià Vila y González, 1996), donde edificios instrumentados presentan cambios en sus frecuencias naturales de vibrar aún sin exhibir daño estructural. Más aún, en pruebas de vibración forzada, se ha detectado un decremento en la frecuencia natural de vibración del edificio a medida que se incrementa el nivel de la amplitud de la excitación (Foutch, 1978).

El amortiguamiento equivalente de cada sistema se calculó por medio del factor de amplificación dinámico entre azotea y campo. Los valores tienen una gran dispersión, pues varían entre 2 y 12 por ciento del amortiguamiento crítico.

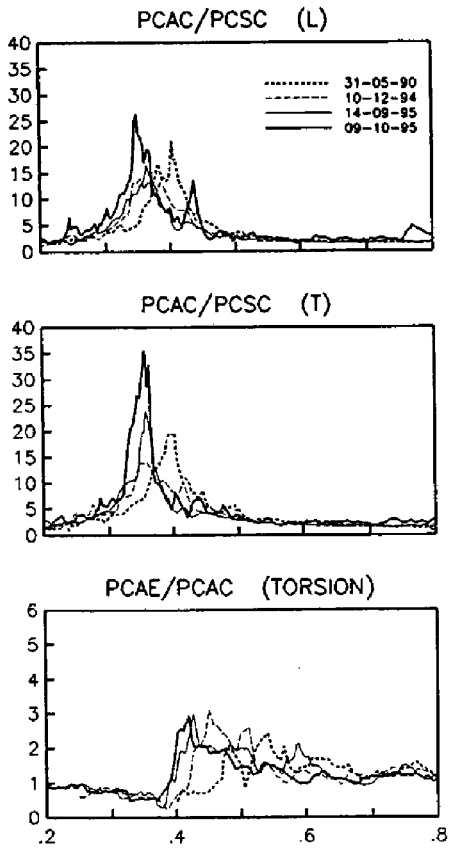


Figura 13. Comparación de las funciones de transferencia entre los puntos de azotea y base, y entre azotea esquina y azotea centro, estimadas de los registros de varios sismos del edificio PC

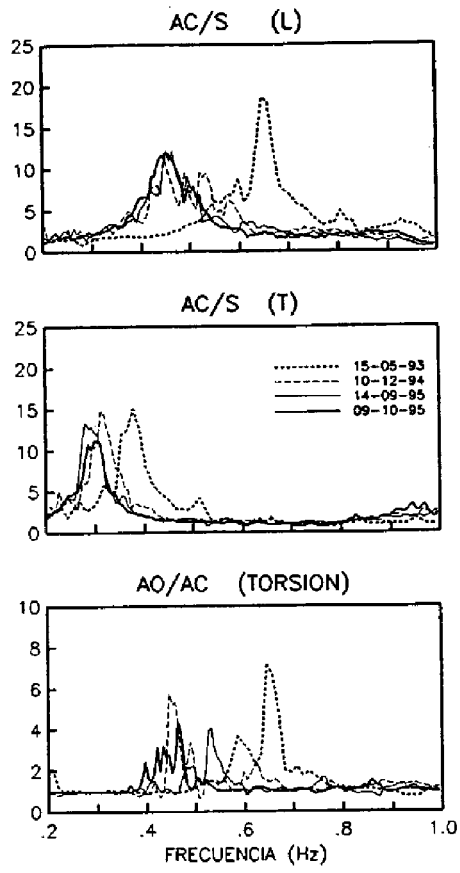


Figura 14. Comparación de las funciones de transferencia entre los puntos de azotea y terreno, y entre azotea esquina y azotea centro, estimadas de los registros de varios sismos del edificio JAL

4.2 Variaciones de las frecuencias naturales de vibración

Los resultados anteriores sugieren que durante un evento sísmico las frecuencias naturales de vibración de una estructura varían en función de las amplitudes de excitación que le afectan. Para estimar estos datos se analizan los registros de los edificios IMP, MJ y JAL por tramos con la aplicación, en el primer caso, de técnicas no paramétricas (Ewins, 1986) y en los otros dos casos, de dos técnicas paramétricas diferentes una donde se hace un planteamiento de estado de las ecuaciones de equilibrio dinámico para analizar los acelerogramas del edificio MJ (Ljung, 1987), y otra con un planteamiento modal para analizar el edificio JAL (Yi y Mau, 1990).

4.2.1 Planteamiento de estado

Una alternativa para describir sistemas lineales es mediante un planteamiento de estado de las ecuaciones de equilibrio dinámico (Ljung, 1987). Las relaciones entre las señales de entrada y salida se definen como un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden.

Este planteamiento utiliza el método de mínimos cuadrados en la identificación para minimizar la función criterio con respecto a los parámetros estructurales a identificar. La función criterio es una función integral que evalúa el error cuadrático de la diferencia de las respuestas del modelo matemático con las del sistema real e indica como es el ajuste entre dichas respuestas.

4.2.2 Planteamiento modal

Para estimar los parámetros se utilizó un programa de cómputo (Yi y Mau, 1990) especializado en la identificación de sistemas con múltiples señales (registros sísmicos) de entrada y salida de edificios instrumentados. El programa se basa en el método de superposición modal propuesto por Beck y Jennings (1980) donde un sistema estructural representado como un sistema de ecuaciones diferenciales de segundo orden acopladas, de N grados de libertad, se transforma en un sistema de ecuaciones diferenciales desacopladas, con una variable dependiente del tiempo cada una. Los parámetros del sistema se determinan con el método de mínimos cuadrados dentro de la ventana de tiempo considerada para el análisis paramétrico en el cual el sistema se supone lineal. Los parámetros que se pueden identificar con este planteamiento son: frecuencia, fracción de amortiguamiento crítico, factores de participación modal, forma modal, velocidad inicial y desplazamiento inicial para cada modo.

4.2.3 Edificio IMP

En la identificación de sistemas, una técnica que comúnmente se emplea es la obtención de los cocientes espectrales (de espectros de amplitud de Fourier) entre los diferentes registros disponibles, tales como azotea entre cimentación y/o azotea entre superficie. Con estos cocientes, también llamados funciones de transferencia, es posible determinar, en la mayoría de los casos, las frecuencias que corresponden a los diferentes modos de vibrar de la estructura.

En el caso de este edificio, se hizo un proceso de funciones de transferencia evolutivas, es decir, para cada aparato (azotea y cimentación) y ambas direcciones del edificio, se tomó una ventana de 20 s, recorriéndola hasta el final del registro.

Con este procedimiento fue posible observar el comportamiento de las frecuencias fundamentales de vibrar de la estructura durante el tiempo en que ésta se encontraba sometida al movimiento sísmico. En la Figura 15 se observa como la dirección L es la que presenta un corrimiento de la frecuencia fundamental a lo largo del evento, pero no es mayor de 10 por ciento (Durán, 1996).

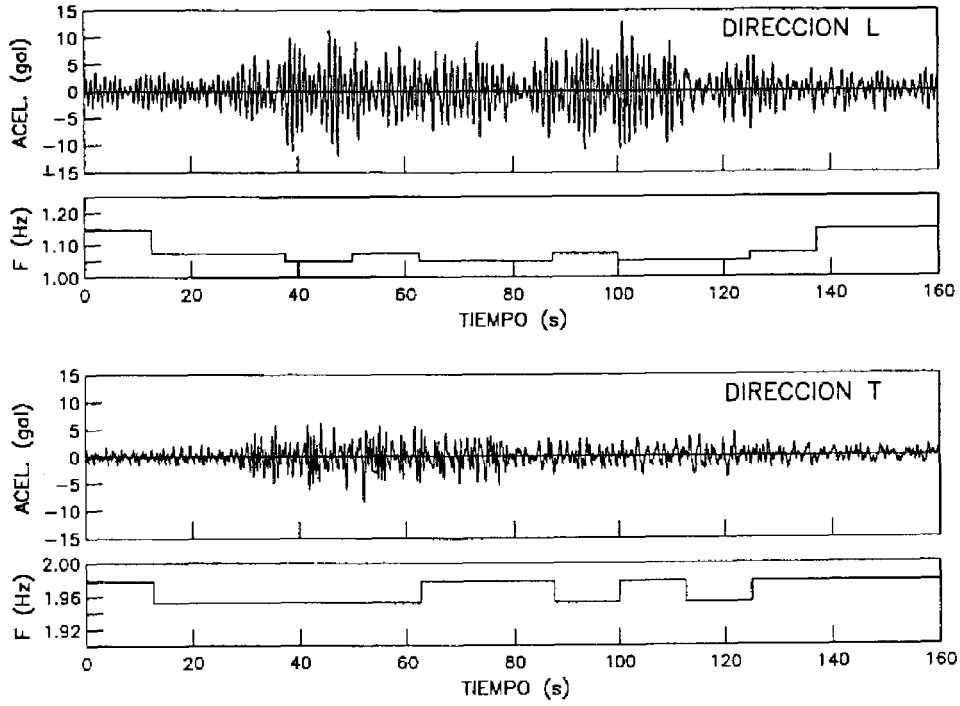


Figura 15. Variación de las frecuencias fundamentales de vibración durante sismo de Manzanillo del edificio IMP

4.2.4 Edificio MJ

La estructura se idealizó como un modelo de un grado de libertad, donde se obtienen rigidez y amortiguamiento equivalentes del sistema (González, 1996). En este modelo se da por conocido el valor de las masas.

La estimación de los parámetros del sistema se realizó utilizando los registros de desplazamiento y velocidad de la azotea como respuesta del sistema y, a falta de un registro de campo libre próximo al sitio del edificio, se consideró al andén como la señal de excitación del mismo.

Con el planteamiento de estado se estimaron satisfactoriamente los parámetros y las características dinámicas del sistema estructural (Murià Vila *et al*, 1997). En la Figura 16 aparecen los valores de los parámetros identificados. Se aprecia que la reducción máxima que tienen las frecuencias fundamentales del sistema es de 30 por ciento con respecto a la frecuencia que se presenta en los primeros 10 s de la respuesta.

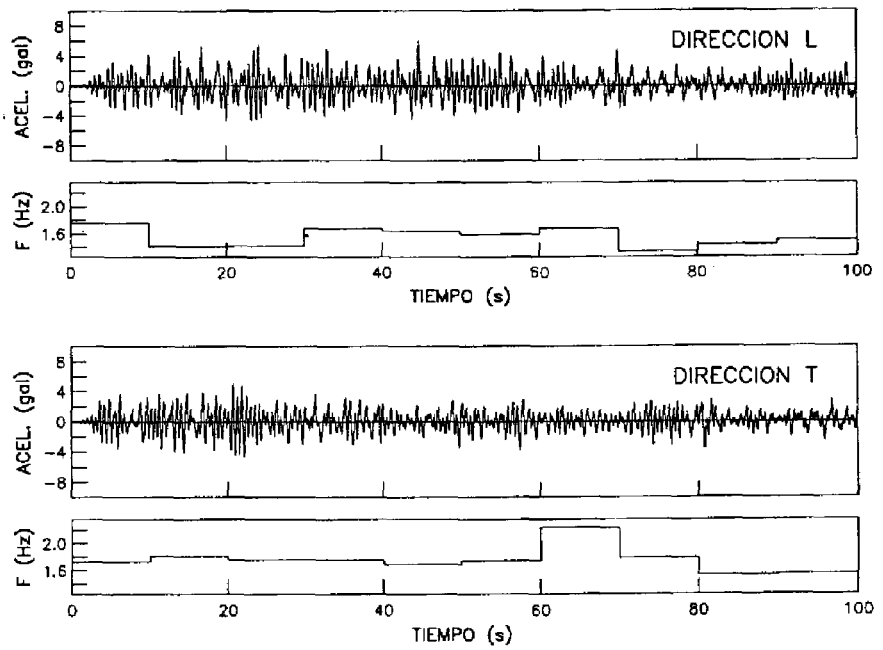


Figura 16. Variación de las frecuencias fundamentales de vibración durante sismo de Manzanillo del edificio MJ

4.2.5 Edificio JAL

Para realizar la estimación de los parámetros estructurales del edificio con los registros sísmicos se empleó un modelo simplificado propuesto por Pérez *et al* (1995) donde la estructura está representada por tres niveles y dos grados de libertad por nivel. En cuanto a las señales de salida, se utilizaron las historias de aceleración de respuesta de traslación y torsión registradas en los tres niveles superiores de la estructura, y como señal de entrada la historia de aceleraciones de traslación del terreno.

Las señales se analizaron por segmentos de 10 s para estimar las posibles variaciones de los parámetros durante cada evento. Como valores iniciales para estimar los parámetros del primer segmento se propusieron los derivados del análisis espectral y para los segmentos siguientes se tomaron los estimados del tramo inmediato anterior.

Con el modelo propuesto se pueden estimar tridimensionalmente las propiedades dinámicas de la estructura.

En la Figura 17 se presentan las frecuencias naturales identificadas de cada componente y se aprecia que durante el evento las variaciones de las frecuencias son menores en comparación con las que se identificaron para los eventos más intensos (Murià-Vila y González, 1996). Las mayores disminuciones de las frecuencias fueron 23, 17 y 18 por ciento para los componentes L, T y torsión, respectivamente.

Los parámetros estimados correspondientes a los componentes L y torsión muestran que los movimientos presentan un acoplamiento significativo.

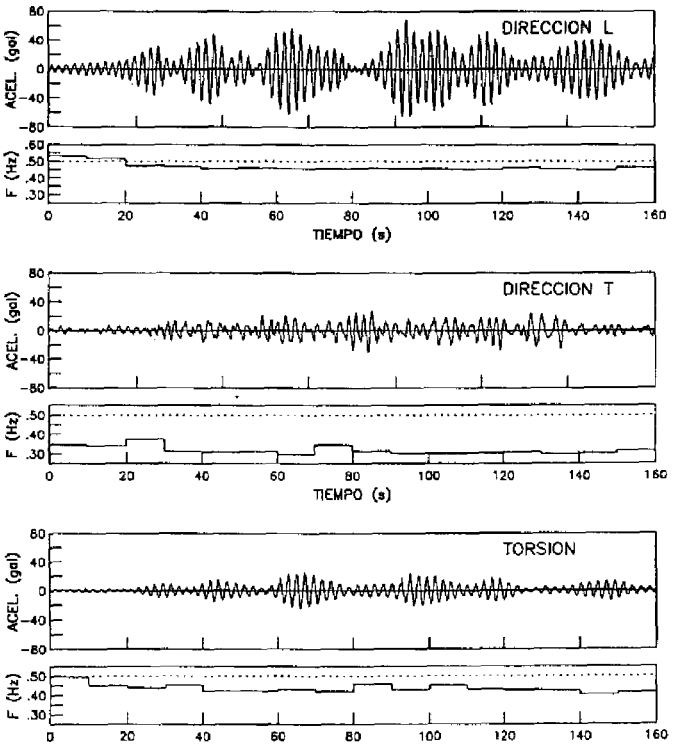


Figura 17. Variación de las frecuencias fundamentales de vibración durante sismo de Manzanillo del edificio JAL

4.3 Efectos de interacción suelo-estructura (ISE)

Los cocientes espectrales entre las estaciones de la base de los edificios y del terreno circundante que se muestran en la Figura 18 permiten detectar algunos aspectos de los efectos ISE.

En general se observa que en la base del edificio disminuyen las amplitudes del movimiento, las cuales son mayores a medida que la frecuencia aumenta.

La interacción dinámica suelo-estructura produce un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante solicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura, así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación. Las variaciones en la frecuencia fundamental de vibración y el amortiguamiento estructural con respecto a la condición de apoyo indeformable son producto de la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema acoplado. Los parámetros dinámicos modificados se conocen como la frecuencia y amortiguamiento efectivos. Se sabe que la frecuencia fundamental de un sistema acoplado siempre se incrementa, ya que la flexibilidad del sistema es mayor que la de la estructura con base rígida. Además, el amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa puesto que existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos geométricos e internos del material del suelo. Por su parte, la interacción cinemática reduce los movimientos de traslación e induce torsión y cabeceo en la cimentación, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación. En general, el movimiento efectivo en la subrasante de la cimentación que se obtiene de un análisis de interacción cinemática resulta ser menos desfavorable que el movimiento de campo libre en la superficie del terreno.

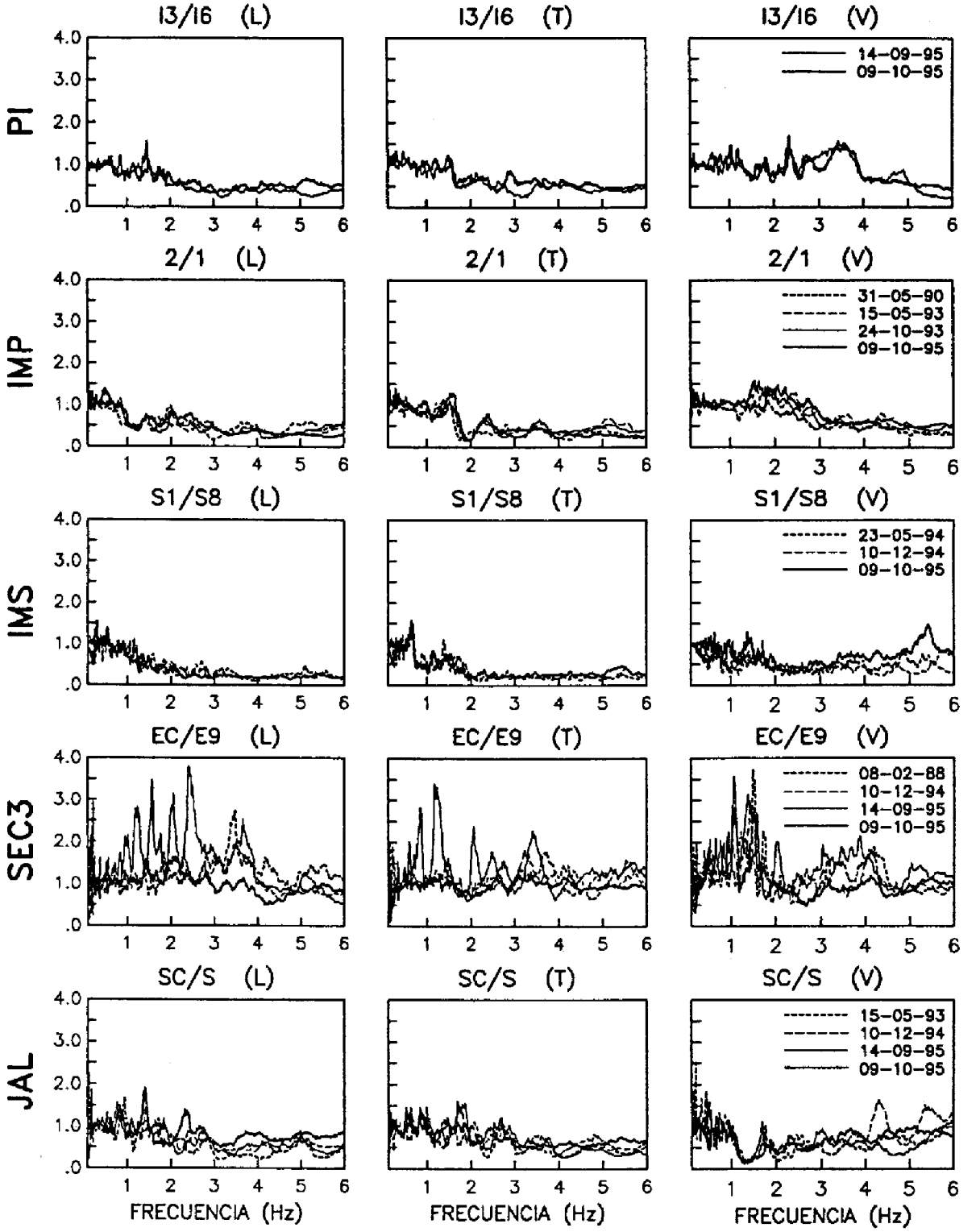


Figura 18. Comparación de las funciones de transferencia entre los puntos de la base y el terreno calculadas para varios sismos registrados en los edificios indicados

5. MODELOS MATEMÁTICOS

Con el fin de estar en posibilidades de calcular la respuesta estructural de los edificios instrumentados, se desarrollaron modelos teóricos tridimensionales lineales de cuatro de ellos. Todos fueron elaborados con un mismo programa de cómputo (Habibullah, 1992).

5.1 Edificio IMS

En este edificio los modelos se elaboraron con base en los resultados de los estudios de vibración ambiental, previos a la instalación de la instrumentación sísmica. Por tanto, las consideraciones y los resultados aquí presentados son de gran valía, ya que se trata de modelos iniciales representativos de los modelos que se utilizan en la práctica de diseño estructural, los cuales se basan principalmente en la experiencia profesional, la intuición y las recomendaciones del reglamento vigente (RCDF-93).

Para considerar el efecto ISE se emplearon las expresiones sugeridas en RCDF-93. Los resultados de los análisis para determinar las frecuencias y modos de vibración de las estructuras originales aparecen en la tabla 3, donde se comparan con las experimentales. Los modelos representan razonablemente las frecuencias deducidas de las pruebas de vibración ambiental. La mayor discrepancia se tiene en la frecuencia natural de vibración del cuerpo central en dirección T.

Asimismo, se determinaron las características dinámicas de las estructuras reforzadas incorporando los nuevos elementos estructurales en los análisis. Para la modelación de los disipadores ADAS y los contraventeos se utilizaron elementos diagonales equivalentes. La rigidez de los dispositivos ADAS se determinó de acuerdo con el procedimiento presentado por Tena (1997). Se elaboraron dos modelos, uno con la condición de los edificios parcialmente reparados hasta aproximadamente el segundo piso, como se encontraban en el año de 1994, y la otra, para el proyecto de refuerzo estructural completo. Las frecuencias naturales de vibración obtenidas con los modelos así definidos se presentan en la tabla 3.

Tabla 3. Frecuencias naturales de vibración (Hz) de los cuerpos del edificio IMS

Edificio original						
Cuerpo	*Vibracion ambiental*			*Calculado*		
	L	*T*	*R*	*L*	*T*	*R*
CENTRAL	0.64	0.80	0.88	0.60	0.64	0.82
LATERAL ORIENTE	0.80	0.68	0.88	0.79	0.70	1.02
Edificio reforzado con dispositivos adas						
Cuerpo	*Calculado con refuerzo parcial*			*Calculado con refuerzo calculado*		
	L	*T*	*R*	*L*	*T*	*R*
CENTRAL	0.67	0.64	0.83	0.69	0.65	0.85
LATERAL ORIENTE	0.72	0.80	1.03	0.76	0.82	1.05

De estudios anteriores (Tena *et al*, 1994) se determinó que el incremento teórico en la rigidez lateral del edificio central debido a la adición de los dispositivos ADAS, de los contraventeos y de los muros sísmicos del sótano es de aproximadamente 7 por ciento en las direcciones L y T, lo cual se explica debido a que son muy pocas las crujías en las cuales se colocaron los elementos rigidizantes en ambas direcciones. Para el edificio lateral oriente, los incrementos son 7 por ciento en la dirección L y 19 en la dirección T. En general, los incrementos en la rigidez lateral de los edificios son menores a los que se tendrían si únicamente actuaran los contravientos, ya que la rigidez a cortante de los ADAS osciló entre el 50 y 70 por ciento de la rigidez axial de los contravientos, por lo que controlaron la rigidez de los elementos diagonales equivalentes.

Se aprecia que las frecuencias identificadas de los registros sísmicos (tabla 1) resultan generalmente menores a las obtenidas a partir de los modelos analíticos, salvo para la dirección T del edificio central. Existe una mejor aproximación para el modelo del edificio central parcialmente reforzado que para el modelo del cuerpo lateral oriente.

El grado de aproximación entre los modelos analíticos y los cálculos experimentales en el dominio de la frecuencia resulta muy razonable tomando en cuenta que se trata de modelos no calibrados todavía.

Dado que la rehabilitación de la estructura se encuentra en proceso, las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura están en continuo cambio, lo que hace particularmente difícil calibrar modelos estructurales razonables para cada evento registrado.

Actualmente, se calibran los modelos analíticos con base en la información proveniente de los registros sísmicos. Entre los aspectos que se atienden destaca la determinación de los parámetros que permitan modelar con mayor certidumbre los efectos ISE observados. Estos estudios permitirán, no únicamente desarrollar modelos más confiables para predecir la respuesta de la estructura reforzada ante sismos más intensos, sino también aprender más acerca de la mejor manera de modelar estructuras con elementos disipadores de energía y estructuras con distintos avances de obra en su proceso de refuerzo.

5.2 Edificio SEC3

Como primera aproximación se idealizó el cuerpo B del edificio suponiendo base empotrada. Las consideraciones de análisis de este modelo, que podrían diferir de un análisis convencional, son las siguientes: los pretiles de mampostería forman parte de los elementos estructurales (vigas) que los sustentan; se incluyeron las escaleras como elementos de contraventeo con una rigidez lateral y axial equivalente, y el cajón de cimentación se consideró como un nivel adicional de la estructura.

Las frecuencias naturales de vibración para el cuerpo B obtenidas analíticamente se presentan en la tabla 4, donde se aprecia que éstas son mayores respecto a las encontradas experimentalmente; se atribuye a la flexibilidad del terreno la causa de dicha diferencia.

Al comparar las frecuencias de vibrar del modelo tridimensional con las obtenidas mediante un análisis del edificio pero modelado con base en marcos planos acoplados se aprecian diferencias hasta de un 30 por ciento, que se asocian

Tabla 4. Frecuencias fundamentales de vibrar (Hz) del edificio SEC 3

Modelo	*Componentes*		
	L	*T*	*R*
Sin efectos ISE	5.95	13.01	15.47
Con efectos ISE (Dobry y Gazetas)	4.40	3.20	5.88
Con efectos ISE (RCDF)	4.09	2.88	*
EXPERIMENTALES (Sismo de Manzanillo)	4.3-4.5	2.9-3.0	5.8-5.9

** La propuesta RCDF no considera la torsión*

principalmente a que en el modelo tridimensional se consideró acoplado todo el cajón de cimentación, incluyendo muros perimetrales, pretiles de mampostería, volados y contratrabes.

En este trabajo se estudió un sistema suelo-estructura tridimensional, consistente en una estructura de cuatro niveles, de comportamiento lineal y viscosamente amortiguada. Se suponen tres grados de libertad por nivel (que corresponden a la traslación en dos sentidos ortogonales y a la rotación de los niveles alrededor de un eje vertical), que la estructura está desplantada sobre un suelo homogéneo e isótropo, en el que la rigidez y el amortiguamiento equivalentes son dependientes de las características del suelo y de su frecuencia dominante de vibración. La base de la estructura se asume como una placa rígida y en la que no existe deslizamiento en el contacto de ésta con el suelo circundante.

Para involucrar los efectos ISE se idealizó el sistema en el cual se incorporan cinco grados de libertad adicionales en la estructura. Los dos primeros corresponden a la traslación y al cabeceo de la masa de la base en dirección L, los dos siguientes en forma análoga a la traslación y cabeceo en dirección T y el último a la rotación de la masa de la base.

Las rigideces y amortiguamientos equivalentes correspondientes a los grados de libertad asociados a los efectos ISE se evalúan con dos criterios: uno se presenta en la referencia de Gazetas (1983) y otro se propone en el RCDF-93 que es una simplificación del anterior.

Debido a que las caras transversales del cajón de cimentación se encuentran en contacto con la banqueta, se asumió que existe un efecto de puntal que restringe los movimientos de traslación y de cabeceo de la estructura en la dirección L. Estas rigideces se adicionan a las correspondientes de los efectos ISE de esa dirección. Los valores obtenidos de las expresiones indicadas en el reglamento tienen en general diferencias en menos de 10 por ciento con respecto a los calculados con el criterio propuesto por Gazetas (1983).

Las frecuencias naturales de vibrar con estas dos alternativas fueron similares. Se observa que las normas técnicas del RCDF-93 (tabla 4) estiman aceptablemente las frecuencias fundamentales medidas siempre y cuando se consideren las restricciones de giro y de traslación horizontal debidas a la banqueta y al suelo en la dirección L.

Para el análisis de la respuesta se desarrolló un programa con base en el método de análisis β de Newmark, el cual hace el análisis paso a paso para calcular la respuesta de la estructura ante excitaciones en su base (Murià Vila *et al*, 1994).

El estudio evidenció la necesidad de considerar, además de la deformabilidad, la capacidad de disipación de energía del suelo para lograr una buena correlación entre las respuestas experimental y analítica. Las respuestas teóricas de los modelos en azotea se compararon con varios sismos que se han registrado.

Se encontró que la banqueta y el suelo en contacto con el cajón de cimentación en dirección L, restringen tanto los desplazamientos traslacionales de la base como los giros que pudiera tener. Al incluir estos efectos en el análisis se corroboró que el comportamiento calculado concuerda con el obtenido experimentalmente.

Los detalles de este estudio se encuentran en el informe de Murià Vila *et al* (1993). En otros análisis que aparecen en dicha referencia se detecta que los dos cuerpos que conforman el edificio presentan un acoplamiento, a pesar de la aparente junta constructiva existente entre ellos. Esto muestra que la respuesta dinámica de una estructura se modifica por construcciones vecinas. Además, con base en los resultados obtenidos de los modelos matemáticos, se identificó un aspecto interesante que muestra que si esta estructura estuviera desplantada en suelo rígido, la junta constructiva funcionaría como tal, presentaría un comportamiento independiente de los dos cuerpos; en cambio, cuando se consideran los efectos ISE se acopla el movimiento de ambos haciendo que las frecuencias fundamentales sean comunes para los dos cuerpos.

Finalmente, se advierte que estos resultados no son extrapolables ya que pueden tener variaciones notables con la severidad del sismo, así como con el tipo y tamaño de la estructura. Por esta razón, es necesario realizar estudios paramétricos para evaluar la respuesta estructural de edificios de diferentes características.

5.3 Edificio MJ

En la primera parte del análisis se desarrollaron modelos del edificio suponiendo la base empotrada. Con base en la información experimental se analizaron varios modelos de la estructura (Murià Vila *et al*, 1997). En uno de ellos (el primero de la tabla 5) las consideraciones de análisis concuerdan con las que se toman comúnmente en un despacho de cálculo. Con los otros modelos se juzgó la aproximación de los modelos variando los aspectos estructurales siguientes: porcentaje de la zona rígida, módulo de elasticidad, muros de mampostería y sección agrietada en vigas. Las contribuciones de los muros de mampostería, la sección agrietada y el porcentaje de la zona rígida en las frecuencias de vibrar fueron inferiores a 5 por ciento.

Para involucrar los efectos ISE se incorporaron cinco grados de libertad adicionales en la base del edificio: cuatro corresponden a la traslación y el cabeceo de la base en las direcciones L y T, el restante a la rotación de la base alrededor de un eje vertical. Las rigideces asociadas a cada grado de libertad fueron calculadas con dos alternativas: una según las expresiones propuestas en RCDF-93 y otra según la propuesta del modelo simplificado de Luco (Luco, 1980). Las frecuencias naturales del modelo con los efectos ISE de Luco son las que mejor se aproximan a las experimentales (tabla 5). Los valores obtenidos de los modelos teóricos con efectos ISE que consideran las expresiones del reglamento difieren significativamente con respecto a los demás valores, pero es preciso aclarar que dichas expresiones se dedujeron suponiendo que la estructura está desplantada en el suelo, sin la presencia de estructuras vecinas.

Tabla 5. Frecuencias fundamentales de vibrar (Hz) del edificio MJ

Modelo	*Componentes*		
	L	*T*	*R*
Sin efectos ISE	2.11	2.55	3.85
Con efectos ISE (Lucos)	1.60	1.83	3.02
Con efectos ISE (RCDF)	1.05	1.15	*
EXPERIMENTALES (Sismo de Manzanillo)	1.60-1.78	1.70-1.82	2.93-3.10

** La propuesta RCDF no considera la torsión*

Para el cálculo de la respuesta sísmica se emplearon los dos programas de cómputo ya mencionados: uno para obtener la matriz de rigidez de la estructura y otro para el cálculo de la respuesta sísmica paso a paso con el método ß de Newmark tomando en cuenta los efectos ISE. Como excitaciones de la base se emplearon los acelerogramas de andén (MA) asociados a los componentes horizontales. Para la estructura se adoptó una matriz de amortiguamiento de tipo proporcional suponiendo las fracciones de amortiguamiento equivalentes del sistema suelo-estructura de 0.05.

En la Figura 19 aparecen las respuestas analíticas y experimentales en azotea centro. Las respuestas estimadas reproducen aceptablemente el movimiento del sistema en la dirección T; sin embargo, se aprecian diferencias en la amplitud de la respuesta en la dirección L.

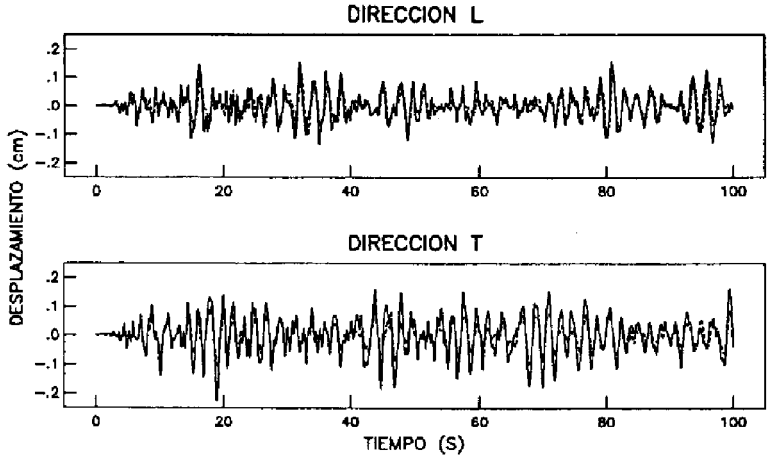


Figura 19. Comparación de las respuestas calculada (línea discontinua) y experimental (línea continua) en la azotea del edificio MJ

5.4 Edificio JAL

Para el análisis de la respuesta sísmica se utilizaron los mismos programas del caso anterior. Las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE se estimaron a partir de la estratigrafía del suelo y las características estructurales (Paolucci, 1993).

Las consideraciones de análisis de los modelos lineales son básicamente las mismas que las presentadas en trabajos previos (Murià Vila *et al*, 1995). Pero con dichos modelos no se logra reproducir la respuesta de los eventos sísmicos registrados a partir del 10-12-1994. Por tanto, para lograr un modelo de la estructura más congruente ante dichos sismos se realizó un análisis de sensibilidad de parámetros estructurales (Gamboa y Murià Vila, 1996).

De este análisis se encontró que los aspectos estructurales más relevantes para lograr modelos representativos para reproducir las respuestas de los sismos del 10-12-94, 14-09-1995 y 9-10-1995 son: anchos equivalentes de las vigas, muros de concreto desligados en sus tres caras y secciones agrietadas en los elementos estructurales. Se realizaron cálculos específicos para definir anchos equivalentes de vigas agrietadas con base en datos experimentales y también para determinar las diagonales equivalentes de los muros de concreto debido a las condiciones de borde que tienen dichos muros en el edificio.

En la tabla 6 aparecen tres de los modelos de dicho análisis: los dos primeros corresponden al modelo calibrado con y sin los efectos ISE, y el restante es para mostrar la influencia que tiene, en las frecuencias naturales de vibración, el deterioro que ha sufrido la estructura.

Tabla 6. Frecuencias naturales de vibrar (Hz) del edificio JAL

Modelo	*Componentes*		
	L	*T*	*R*
Sin efectos ISE y con deterioro	0.54	0.36	0.58
Con efectos ISE y con deterioro	0.50	0.33	0.57
Con efectos ISE y sin deterioro	0.66	0.43	0.76
EXPERIMENTALES (Sismo de Manzanillo)	0.45	0.29	0.45

Las respuestas estructurales en azotea ante el sismo de Manzanillo se reprodujeron aceptablemente con los modelos lineales (Figura 20). Para ello se tuvo que asumir un deterioro inicial de la rigidez debido a los efectos de sismos anteriores, lo cual se logró al considerar secciones trasversales agrietadas en los elementos estructurales y descartar los muros de mampostería. Además, hubo de realizar consideraciones especiales para determinar diagonales equivalentes de los muros de concreto y establecer un criterio para definir anchos de vigas equivalentes para las losas planas reticulares. Estas consideraciones generalmente difieren de las que se asumen en un análisis convencional.

Para validar los modelos analíticos con los resultados experimentales es necesario tomar en cuenta las propiedades dinámicas y los desplazamientos relativos de la estructura (Murià Vila *et al*, 1995).

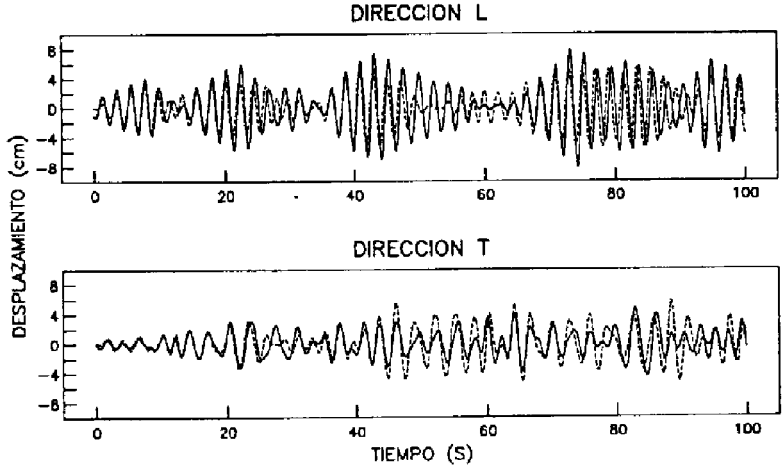


Figura 20. Comparación de las respuestas calculada (línea discontinua) y experimental (línea continua) en la azotea del edificio JAL

6. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Los efectos de los sismos de Manzanillo en los edificios instrumentados en la ciudad de México fueron pequeños, con aceleraciones máximas en la superficie del terreno de 13 gal y en la azotea de los edificios de 106 gal. Estas contrastan con los valores de 40 y 195 gal, respectivamente, obtenidos durante el sismo de mayor intensidad (14-09-95) que se ha registrado en edificios en México, y aún más si se comparan con los 160 gal registrados en el terreno y los 1000 gal como valor máximo estructural que se obtiene al calcular el espectro de respuesta del sismo del 19 de septiembre de 1985.

En los registros obtenidos del sismo de Manzanillo se evidenció en varios de los edificios, un efecto de pulsación como consecuencia de la cercanía de la frecuencia dominante del suelo con las frecuencias fundamentales de vibración, es decir en condiciones muy cercanas a la resonancia. La interpretación de dichos registros revela variaciones de las frecuencias naturales de vibración, las cuales son similares a las que se han encontrado en edificios instrumentados en otros países, y se atribuyen a diversas fuentes no asociadas a daños permanentes en elementos estructurales.

La comparación de las frecuencias naturales de vibrar de cada edificio estimadas del análisis de los registros muestra que éstas son prácticamente iguales a las identificadas en el evento previo al del sismo de Manzanillo. Sin embargo, con respecto a los primeros eventos registrados, las frecuencias de algunos de los edificios muestran un claro deterioro del sistema estructura-suelo, debido a la acumulación de los efectos de varios sismos durante el lapso de observación instrumental.

En los edificios que cuentan con aparatos en la base y en la superficie del terreno circundante, se detectaron efectos de interacción suelo-estructura, incluso en los edificios desplantados en suelos poco compresibles. Se aprecia que las amplitudes de los movimientos de la base de los edificios estudiados fueron menores a las registradas en el terreno, salvo en un caso.

La información derivada de los registros sísmicos ha sido fundamental para que en el proceso de calibración se lograran modelos analíticos representativos de los edificios y capaces de reproducir sus respuestas experimentales. El proceso de calibración evidenció que las consideraciones normalmente asumidas en un análisis convencional no son suficientes; fue necesario plantear y evaluar otras, entre las que destacan dos de carácter general: la degradación de la rigidez de los elementos estructurales por daños acumulados por sismos que han afectado a las estructuras y los efectos de interacción suelo-estructura.

Dada la importancia de la instrumentación sísmica para la mejor comprensión del comportamiento dinámico de las estructuras, el reducido número de edificios instrumentados en la ciudad de México y la prácticamente inexistencia en el resto del país, así como las limitaciones en recursos económicos, se hace necesario promover, planificar y uniformar criterios de instrumentación de edificios, además de evaluar y mantener en óptimas condiciones las actuales redes instrumentales de estas estructuras.

Como recomendaciones mínimas en los proyectos de instrumentación de edificios deben considerarse aquellos que están localizados en las zonas de alto peligro sísmico del país y abarcar los sistemas estructurales más representativos. Hay que dar preferencia a los que cuenten con una estructura lo más uniforme y simétrica posible, y que dispongan de una documentación técnica completa.

RECONOCIMIENTOS

Se agradecen a Javier Avilés López, Juan N. Dyer de León, Ricardo González Alcorta, Jorge H. Pérez Roldán y Mario Ordaz Schroeder por varios de los programas de cómputo desarrollados y de algunas estrategias de análisis empleados en el presente estudio.

Se reconoce la entusiasta colaboración de José Luis Hernández Díaz, Maricarmen Sánchez Pedroza, Ana M. Toro Jaramillo, Jaime Torres López, y María Zárate Vázquez en los diversos análisis de los registros sísmicos y a Luis Fuentes Olivares, Victor Gamboa Ravell, Consuelo Gómez Soberón y Efraín Vargas Ortega por su participación en la calibración de los modelos analíticos para el cálculo de la respuesta estructural. A Eduardo Ibarrola Álvarez por parte del material gráfico. Se aprecian los valiosos comentarios al escrito de Sergio M. Alcocer Martínez, Javier Avilés López, Enrique Del Valle Calderón, José Alberto Escobar Sánchez, Juan Manuel Espinosa Aranda, Roberto Meli Piralla y Eduardo Reinoso.

Se reconoce a la Secretaría de Obras del Departamento del Distrito Federal, al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, a la Comunidad Económica Europea, a la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, al Instituto Mexicano del Seguro Social y a Nacional Financiera el apoyo económico brindado para la instrumentación de edificios. A los propietarios anónimos de algunos de los edificios instrumentados, al Sistema de Transporte Colectivo Metro y al Instituto Mexicano del Petróleo por todas las facilidades otorgadas para la operación y mantenimiento de los instrumentos.

Se agradece la valiosa participación de los investigadores, técnicos y estudiantes que han contribuido en la promoción, análisis y/o interpretación del comportamiento estructural de los edificios estudiados, que en orden alfabético son: Javier Avilés López (CIS), Phen Bolio Albuerne (IdeI), Juan N. Dyer de León (IdeI), Juan Manuel Espinosa Aranda (CIRES), Enzo Faccioli (Politécnico de Milán), Luis Fuentes Olivares (IdeI), Víctor Gamboa Ravell (IdeI), Consuelo Gómez Soberón (CIS), Ricardo González Alcorta (IdeI y CIS), José Luis Hernández Díaz (IdeI), Luis R. Hernández Cruz (IdeI), Roberto Meli Piralla (IdeI) y CENAPRED), Enrique Martínez Romero, Enrique Mena Sandoval (IdeI), Eduardo Miranda

Mijares (CENAPRED), Sergio Moreno Rubín de Celis (IdeI), Francisco Noguéz López (IdeI), Mario Ordaz Schroeder (IdeI, CENAPRED y CIS), Roberto Paolucci (Politécnico de Milán), Iván Peña Pedroza (IdeI), Jorge H. Pérez Roldán (IdeI), Roberto Quaas Weppen (IdeI y CENAPRED), Raymundo Ramírez Ledezma (IdeI), Eduardo Reinoso Angulo (CIS), Neftalí Rodríguez Cuevas (IdeI), Ana G. Romero Castillo (CIS), Ana M. Toro Jaramillo(IdeI), Jaime Torres López (IdeI), Efraín Vargas Ortega (CIS), Luis Vieitez Utesa (CIS) y María Zárate Vázquez (CIS).

Se hace patente la eficiente labor desempeñada por los ingenieros, técnicos y estudiantes encargados de la instalación, operación y/o mantenimiento de las redes de instrumentación en los edificios estudiados, así como del procesamiento preliminar de los registros, y que en orden alfabético son: David Almora Mata (IdeI), Lucio Camarillo Barranco (CIRES), Gerardo Castro Parra (IdeI), Oscar Contreras González (CIRES), Enrique Guevara Ortiz (CENAPRED), Eduardo Ibarrola Álvarez (CIRES), Martha Legorreta Díaz (CENAPRED), Bertha López Nájera (CENAPRED), Arturo Montalvo García (CENAPRED), Marco Moreno Vázquez (CIRES), Mauricio Ortega Ruiz (CENAPRED), Arturo Ramírez Arias (CIRES), Ramón Ruiz Quintana (CENAPRED), Maricarmen Sánchez Pedroza (CIRES), Roberto Silva López (CIRES), Antonio Tello Loredo (CIRES), Miguel Torres Noguéz .

REFERENCIAS

Alcántara, L., Almora, D., Quaas, R. y Macías M. (1991), "Instrumentación sísmica de dos edificios en la ciudad de México", *Memorias IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, Colima, noviembre, p 2-139 a 2-148.

Anderson, J. C., Miranda, E. y Bertero V. (1991), "Evaluation of the seismic performance of a thirty-story RC building", Informe No. UBC/EERC-91/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, julio.

Beck, J. L. y Jennings P. C. (1980), "Structural identification using lineal models and earthquake records", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 8, p 145-160.

CIRES, A.C. (1991), "Informe de instalación del sistema de instrumentación acelerográfica del Conjunto PI en Insurgentes, San Angel ", agosto.

CIRES, A.C. (1994), "Informe de instalación del sistema acelerográfico de las oficinas centrales del edificio IMS".

CIRES, A.C. (1996), "Actualización, operación y conservación de la red básica de acelerogramas digitales del Distrito Federal", Informe CIR-RA-DDF-018-F, diciembre.

Durán, R. (1996), "Nonstationary seismic response of an instrumented five-story precast reinforced concrete building", *XI World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, México, junio 23-28.

Durrani, A. J., Mau, S. T., Abou Hashish, A. A. y Li Y. (1994), "Earthquake response of flat-slab buildings", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 120, n 3, marzo.

Espinosa- Aranda, J. M., Jiménez, A., Ibarrola, G., Alcantara, F., Aguilar, A., Inoztroza, M. y Maldonado, S. (1995), "Mexico City Seismic Alert System", *Seismological Research Letters*, vol 66, n 6, nov-dic, p 42-53.

Ewins, D.J. (1986), Modal Testing: Theory and Practice, Research Studies Press Ltd., J. Wiley & Sons Inc.

Foutch, D. A. (1978), "The vibrational characteristics of a twelve-story steel frame building", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 6, p 265-294.

Gamboa, V. y Murià Vila, D., (1996), "Cálculo de la respuesta estructural del edificio Jal ante el sismo de Copala", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán, noviembre, p 277-286.

Gazetas, G. (1983), "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of Art", *Int. J. of Soil Dynamics and Earth. Eng.*, vol 2, n 1, enero.

González, R. (1996), "Análisis y predicción del comportamiento dinámico de estructuras usando técnicas de identificación de sistemas y linealización equivalente", Tesis Doctoral, DEPFI UNAM.

Habibullah A. (1992), ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems.

Li, Yi y Mau S. T. (1990), "A computer program for multiple input-multiple output system identification using building seismic records", Research report UHCEE 90-07, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, agosto.

Ljung L. (1987), System Identification - Theory for the User, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Luco, J. E. (1980), "Soil-structure interaction and identification of structural models", *Proc. 2nd ASCE Speciality Conference in Civil Engineering and Nuclear Power*, Knoxville, Tennesse, vol II, paper n 10-1, p 10.1.1-10.1.31.

Mendoza, L., Reyes, A. y Luco, E. (1991), "Ambient vibration test of the Mexicali general hospital", *Earthquake Spectra*, vol 7, n 2.

Meli R., Murià-Vila D., Quaas R., Faccioli R. y Paolucci R. (1994), "Study of site effects and building response in Mexico city during earthquakes", Final Report, Institute of Engineering, UNAM, Mexico, diciembre.

Meli, R., Faccioli, E., Murià Vila, D.,Quaas, R. y Paolucci, R. (1997), "Study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City", *Journal of Earthquake Engineering* (aceptado para publicarse).

Mena, E. y Quaas, R. (1989), "Instrumentación para registro de sismos en edificios del Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, patrocinado por CONACYT, octubre.

Murià Vila D., González Alcorta R., Espinosa Aranda J. M. y León A. (1992), "Análisis de la respuesta de un edificio instrumentado", *Serie azul, Instituto de Ingeniería, UNAM*, n 541, agosto.

Murià Vila D., González Alcorta R. y Espinosa Aranda J. M. (1993a), "Efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta de un edificio instrumentado", *Serie azul, Instituto de Ingeniería, UNAM*, n 555, enero.

Murià Vila D., Bolio, P., González, R. y Contreras, O. (1993b), "Respuesta sísmica de una estructura rígida desplantada en suelo blando", Instituto de Ingeniería, UNAM, patrocinado por DDF, proy 2510, junio.

Murià Vila D., González R., Dyer de León J., Torres J., Davila J. y Rios H. (1994), "Respuesta sísmica del edificio Metro Juárez", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 4515, patrocinado por DDF, septiembre.

Murià Vila, D., Gamboa, V. y Toro Jaramillo A. (1995), "Respuesta sísmica de un edificio alto de la ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, proy. 5517, patrocinado por DDF y CEE, diciembre.

Murià Vila, D. y González, R. (1996), "Seismic response of a tall building in México city", *Proceedings of 11 World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, junio.

Murià Vila, D., González, R., Torre, J. y Fuentes, L. (1997), "Incertidumbres en la estimación de las frecuencias naturales de vibración en edificios", Instituto de Ingeniería, UNAM, proy. 7517, patrocinado por DDF, octubre.

Nigam, N. C. y Jennings P. C. (1969), "Calculation of response spectra from strong-motion earthquake records", *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol 59, n 2, p 909-922, abril.

Paolucci R. (1993), "Soil-structure interaction effects on an instrumented building in Mexico City", *European Earthquake Engineering*, VII, 3, p 33-44.

Pérez Rocha, L. E., Avilés, J. y Ordaz, M. (1995), "Incorporación de los registros de los sismos del 14 de septiembre y 9 de octubre de 1995 en la determinación de funciones de transferencia empíricas y revisión de los criterios para construir los espectros de diseño", Reporte FJBS/CIS-95/18, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra.

Pérez Roldán, J. H, Murià Vila, D. y González Alcorta R. (1995), "Desarrollo y evaluación de modelos aplicando técnicas de identificación de sistemas", Proy. 5517, Instituto de Ingeniería, UNAM, noviembre.

Quaas, R., Guevara, E. y González, R. (1991), "La red de observación sísmica del CENAPRED", *Memorias del Primer Simposio Nacional sobre Instrumentación de Temblores Fuertes*, CENAPRED, septiembre.

RCDF (1996), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 25 de marzo.

RCDF (1993), "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 2 de agosto.

Rodríguez, N. y Quaas, R. (1990), "Respuesta estructural de un edificio instrumentado en la ciudad de México, durante sismos recientes", *Memorias del Seminario Internacional sobre Instrumentación Sísmica y uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, D.F., octubre.

Rodríguez, N. (1992), "Response measurements of a tall building under seismic excitation", *Proc. X World Conference of Earthquake Engineering*, Madrid, España, 19-24 julio.

Tena Colunga, A., Gómez Soberón, C., Vargas Ortega, E. y González Alcorta, R. (1994), "Evaluación sísmica de la reestructuración del complejo de oficinas centrales del IMS con disipadores de energía tipo ADAS", Reporte FJBS/CIS-94/03, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, febrero.

Tena-Colunga, A. (1997), "Mathematical modeling of the ADAS energy dissipation device", *Engineering Structures*, vol 17.

Zeevaert, L. (1960), "Base shear in tall buildings during earthquake july 28, 1957 in Mexico City", *Proc. II World Conference in Earthquake Engineering*, Tokio, Japón, julio.

Zeevaert, L. (1963), "Mediciones y cálculos sísmicos durante los temblores registrados en la ciudad de México en mayo de 1962", *Boletín de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*.Figura 9.15 Variación de las frecuencias fundamentales de vibración durante sismo de Manzanillo del edificio IMP

PROPIEDADES DINÁMICAS DE EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

David Muriá Vila[1] y Ricardo González A.[1]

RESUMEN

En este trabajo se establecen las recomendaciones básicas para identificar las propiedades dinámicas de los edificios a partir de mediciones de vibración ambiental y registros sísmicos, y se comentan las ventajas y limitaciones de estas pruebas. Se presentan las propiedades dinámicas de 60 edificios de la ciudad de México medidas entre 1986 y 1994. Los resultados muestran que los periodos naturales de vibración son sensibles a las características de los suelos y de los sistemas estructurales. Se discuten, para diferentes sistemas estructurales, las relaciones obtenidas del periodo fundamental de vibrar en función del número de niveles, altura del edificio y densidad de muros, y se destaca la gran dispersión de los datos. Finalmente, se señalan las consideraciones de análisis generales que deben asumirse para lograr una modelación matemática representativa de las estructuras.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de edificios requiere el uso de modelos matemáticos para predecir el comportamiento dinámico que pueden experimentar durante su vida útil; comúnmente, en ellos se consideran ciertas hipótesis en algunos aspectos estructurales en los cuales existen grandes incertidumbres de su comportamiento real ante excitaciones dinámicas, entre los que destacan los efectos de interacción suelo-estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas y la participación de los elementos no estructurales. El considerar en forma errónea la participación de estos aspectos estructurales puede conducir a estimaciones poco confiables de los periodos de vibración y amortiguamientos naturales de los edificios, parámetros importantes que gobiernan la respuesta dinámica de los mismos.

Ante la necesidad de llevar a cabo estudios experimentales enfocados a determinar las características dinámicas reales de las estructuras y con estos analizar los criterios usados en el modelaje matemático de edificios, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (I de 1) emprendió en 1986 una campaña de pruebas de vibración ambiental en edificios típicos ubicados en la ciudad de México. Dado que la determinación ambiental de las características dinámicas de edificios proporciona información del comportamiento estructural asociado a muy bajas amplitudes de excitación y ante la evidencia de que pueden sufrir variaciones significativas durante sismos intensos debido a un comportamiento no lineal y al deterioro de la rigidez de los sistemas estructurales, se llevaron a cabo instrumentaciones de edificios con aparatos de tipo permanente para el registro de movimientos sísmicos. En la actualidad el I de I cuenta con un catálogo de 60 edificios con mediciones de carácter ambiental y ó edificios con registros sísmicos, de los cuales 3 de ellos están a cargo de Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) .

El objetivo de este artículo es el presentar la metodología desarrollada y los principales resultados encontrados en el estudio mencionado. Se discuten las relaciones obtenidas de los periodos fundamentales de vibración de los edificios con respecto a características geométricas de los mismos (número de niveles, altura del edificio, altura-densidad de muros), y la variación que éstas presentan en función del tipo de estructuración y tipo de suelo sobre el cual se desplantan. Además, se plantean las consideraciones de análisis más importantes para lograr una buena correlación entre las características dinámicas obtenidas teórica y experimentalmente.

1 Instituto de Ingeniería, UNAM.

2. EDIFICIOS ESTUDIADOS

Para la selección de los edificios en los cuales se realizarían las pruebas se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

- Que fueran edificios de concreto reforzado y de preferencia que tuvieran entre 5 y 15 niveles, por ser estos más susceptibles a los efectos dinámicos y, por tanto, los que han sufrido mayores daños durante movimientos sísmicos intensos.
- Que tuvieran una estructuración simple, regular y simétrica, y preferentemente no presentarán daño estructural.
- Que estuvieran desplantados en los diferentes suelos característicos de la ciudad de México.
- Que hubiera una documentación completa del proyecto estructural.
- Que existieran facilidades de acceso a las construcciones por parte de los propietarios.

Del total de edificios estudiados se seleccionaron 60 de ellos, de los cuales 15 están desplantados sobre suelo firme y 45 sobre suelo blando. Además 8 de ellos cuentan con una instrumentación para registrar movimientos sísmicos. De los edificios ubicados sobre suelo blando, 8 tienen diferentes niveles de daño estructural. En la tabla I se presenta una descripción de las principales características geométricas y estructurales de los edificios seleccionados.

3. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Este método experimental consiste en medir las vibraciones en las estructuras producidas por excitaciones de carácter ambiental, como lo son las producidas por el tránsito de vehículos y el viento, por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos, con la ventaja de no interferir en las actividades normales que se realizan en los inmuebles.

3.1 Equipo utilizado

Se diseñó y construyó un sistema de adquisición de datos que permite capturar simultáneamente las vibraciones en ocho puntos de la estructura (Muriá Vila y Moreno, 1994). En cada punto de medición elegido se coloca un servo-acelerómetro de alta resolución para detectar y adquirir las señales de ruido ambiental, cuyas amplitudes son entre 10-4 y 10-5 g. Estas señales son trasmitidas, a través de cables blindados, a unos acondicionadores donde se amplifican; se filtran las frecuencias mayores de 30 Hz. Las señales acondicionadas se envian a una microcomputadora tipo PC-486 en donde se almacena toda la información. Se cuenta con un analizador de espectros de dos canales, con el cual se monitorea la evolución de los espectros durante la prueba. En la figura I se muestra un diagrama de bloques del dispositivo empleado.

3.2 Selección de puntos

Para la obtención de las frecuencias y configuraciones modales en traslación, se colocan los acelerómetros cerca de los centros geométricos de la estructura, manteniendo el de referencia en la azotea, en tanto que los otros se localizan en los niveles intermedios. Los modos torsionales de vibración se determinan a partir de registros obtenidos de acelerómetros colocados en los extremos de cada nivel elegido.

En los edificios que pueden tener diafragmas de piso flexibles, el número de puntos de observación en planta debe incrementarse, colocando en la azotea dos sensores en los extremos y un número de puntos intermedios en función de los modos de vibración que se pretendan identificar. En los casos estudiados, que presentaron esta característica, el número de puntos intermedios fue igual o menor de tres.

En edificios donde se pretenden evaluar los efectos de interacción suelo-estructura es necesario incrementar el número de puntos de medición, ubicándose estos de tal manera que se detecte con claridad la influencia de la flexibilidad del terreno en las características dinámicas del sistema estructural. Se recomienda colocar sensores en el terreno adyacente a la estructura y en la base de su cimentación.

Tabla 1. Características estructurales y propiedades dinámicas de los edificios estudiados

EDIF.	N	ESTRUCTURACIÓN		AÑO DE CONST.	DIMENSIONES (m)			D		CIMEN-TACION	PERIODOS (s) Y AMORTIGUAMIENTO (%)					
		T	L		H	T	L	T	L		T_T	ξ_T	T_L	ξ_L	T_R	T_{suelo}
EDIFICIOS EN SUELOS FIRMES																
1	3	C,+MM, LR	C, LR	1980	8.70	9.70	27.00	0.015	---	LC	0.24	1 - 2	0.25	1 - 2	0.16	<0.5
2	3	C+MC, LR	C, LR	1975	9.45	12.00	54.00	---	---	Z	0.25	---	0.36	---	0.21	<0.5
3	4	C+MC, LMT	C + MC, LMT	1977	12.60	14.40	48.60	---	---	Z	0.26	2.1 - 2.6	0.33	1.8 - 2.3	0.22	<0.5
4	5	MM,LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	---	---	LC	0.19	1.3 - 1.4	0.18	1.1 - 1.3	0.14	<0.5
5	5	MM,LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	0.049	0.034	LC	0.20	1.3 - 1.4	0.19	1.1 - 1.3	0.14	<0.5
6	5	MM,LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	0.049	0.034	LC	0.19	1.3 - 1.4	0.18	1.1 - 1.3	0.14	<0.5
7	5	MM,LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	0.049	0.034	Z	0.22	1.3 - 2.3	0.20	2 - 2.5	0.14	<0.5
8	5	MM,LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	0.049	0.034	Z	0.22	1.3 - 2.3	0.19	2 - 2.5	0.14	<0.5
9	7	C, LR	C, LR	1977	26.23	153.72	153.72	---	---	Z	0.74	---	0.74	---	0.46	<0.8
10	8	C, LPR	C+M, LPR	1980	27.87	25.42	26.95	---	0.016	Z+P	0.54	2 - 3	0.31	2 - 3	0.25	<0.5
11	17	C, LR	C, LR	1950	44.48	13.50	40.50	---	---	CC	1.25	2	0.83	2	0.74	<0.5
12	16	C+LR+MM	C+LR+MM	1982	37.00	34.00	34.00	---	---	P	1.37	1.0	1.16	1.0	1.59	<0.5
13	16	C+LR+MM	C+LR+MM	1982	37.00	34.00	34.00	---	---	P	1.37	1.0	1.28	1.0	1.72	<0.5
14	18	C+LR+MM	C+LR+MM	1991	50.00	34.00	34.00	---	---	P	1.16	1.0	1.16	1.0	---	<0.5
15	18	C+LR+MM	C+LR+MM	1991	50.00	34.00	34.00	---	---	P	1.28	1.0	1.16	1.0	0.96	<0.5
EDIFICIOS EN SUELOS BLANDOS																
16	1	C, LP	C, LP	1986	3.20	12.00	39.00	---	---	LC	0.12	---	0.13	---	---	4.0
17	2	C, LP	C, LP	1986	6.38	12.00	39.00	---	---	LC	0.27	---	0.24	---	---	3.5
18	2	C+MC	C+MC	1986	5.80	11.90	36.40	0.004	0.011	CC	0.14	---	0.14	---	---	2.0
19	3	C, LP	C, LP	1986	9.60	12.00	39.00	---	---	CT+PF	0.31	---	0.43	---	---	4.0
20	3	C+MC	C+MC	1986	8.95	12.00	39.00	0.004	0.011	CC	0.21	---	0.22	---	---	2.0
21	3	CA+MC, LMT	CA+MC,LMT	1987	11.65	8.00	29.16	0.023	0.009	CC	0.34	18 - 31	0.24	6 - 13	0.17	2.1
22	4	MM, LP	MM, LP	1964	10.08	7.60	96.60	0.051	0.043	LC	0.49	---	0.19	---	---	3.1
23	4	C+MM, LMT	C+MM, LMT	1985	21.76	16.80	36.00	0.009	0.017	C+PP	0.72	---	0.43	---	0.35	>1.8
24	4	CM+MC+MM, LMT	CM+MC+MM+ LMT	1985	21.76	16.80	36.00	0.010	0.014	C+PF	1.38	---	1.92	---	2.80	>1.8
25	4	C+MM, LMT	C+MM, LMT	1985	21.76	16.80	36.00	0.009	0.017	CC+PF	1.70	---	---	---	3.48	>1.8
26	4	C+MM, LMT	C+MM, LMT	1985	21.76	16.80	45.00	0.007	0.018	CC+PF	1.44	---	2.20	---	2.80	>1.8
27	5	C, LPR	C, LPR	1986	19.65	14.70	71.03	---	---	LC	0.43	2 - 3	0.78	2 - 3	0.52	1.0
28	5	MM, LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	0.049	0.034	CC	0.40	---	0.33	---	0.15	3.1
29	5	MM, LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	0.049	0.034	CC	0.40	---	0.33	---	0.12	3.1
30	5	MM, LV	MM, LV	1986	12.17	7.10	16.10	---	---	CC	---	---	---	---	0.12	>2.0

Δ EDIFICIO REPARADO O RESTRUCTURADO DESPUÉS DE 1985
* EDIFICIOS DAÑADOS
T - TRASVERSAL (menor dimensión)
L - LONGITUDINAL (mayor dimensión)
R - TORSIÓN
D - DENSIDAD DE MUROS
N - NÚMERO DE NIVELES
H - ALTURA DE EDIFICIO
Z - ZAPATAS

C - MARCOS DE CONCRETO
CM - MARCOS DE CONCRETO CON CONTRA
CA - MARCOS DE ACERO EMBEBIDO EN CONCRETO
LMT - LOSA MACIZA CON TRABES
LP - LOSA PLANA
LR - LOSA RETICULAR
LV - LOSA DE VIGUETA Y BOVEDILLA
LPR - LOSA PREFABRICADA
MC - MUROS DE CONCRETO

CC - CAJÓN DE CIMENTACIÓN
CT - CONTRA TRABES
LC - LOSA DE CIMENTACIÓN
PF - PILOTES DE FRICCIÓN
PP - PILOTES DE PUNTA
P - PILAS
MM - MUROS DE MAMPOSTERÍA
PR - TRABES PRETENSADAS

Tabla 1. Continuación

EDIF.	N	ESTRUCTURACIÓN		AÑO DE CONST.	DIMENSIONES (m)			D		CIMEN-TACION	PERIODOS (s) Y AMORTIGUAMIENTO (%)					
		T	L		H	T	L	T	L		T_T	ξ_T	T_L	ξ_L	T_R	T_{suelo}
31	5	MM, LV	MM, LV	1985	12.17	7.10	16.10	---	---	CC	---	---	---	---	0.15	>2.0
32	5	MM, LV	MM, LV	1985	12.17	7.10	16.10	---	---	CC	---	---	---	---	0.14	>2.0
33	6	C+MM, LMT	C+MM, LMT	1954	24.20	14.80	56.50	0.005	0.005	CC	0.56	---	0.33	---	0.28	2.0
34	6	C+MM, LMT	C+MM, LMT	1954	24.20	14.80	56.50	0.005	0.005	CC	0.53	---	0.36	---	0.34	2.0
35	6	C+MM, LMT	C+MM, LMT	1954	24.20	15.00	24.80	0.005	0.011	CC	0.37	---	0.38	---	0.16	2.0
36	6	C+MM, LMT	C+MM, LMT	1954	24.20	17.00	69.00	0.008	0.005	CC	0.47	---	0.37	---	0.37	2.0
37*	7	C+MM, LR	C+MM, LR	<1980	23.10	26.80	34.66	0.008	---	CC+PF	2.10	---	1.30	---	---	---
38	8	C, LR	C, LR	<1980	24.00	13.81	36.35	---	---	CC+PF	1.14	---	0.78	---	0.63	---
39	8	C+MM, LPR	C+MM, LPR	1970	24.00	10.00	25.00	---	0.310	CC+PF	0.74	3	0.45	3	0.30	1.0
40	8	C, LMT	C, LMT	1969	29.75	22.20	29.50	0.010	0.006	CC	0.89	---	1.00	---	0.63	2.0
40	8	MC, LMT	CM, LMT	1969	29.75	22.20	29.50	0.010	0.006	CC	0.44	---	0.53	---	0.28	2.0
41	9	C+MM, LR	C, LR	<1980	24.05	9.70	14.60	---	0.028	LC+PP	1.14	---	0.81	---	0.60	1.2
42	9	C+MM, LV	C+MM, LV	1977	24.50	9.40	23.20	0.012	0.030	LC+PF	1.56	---	0.89	---	0.54	1.4
43	10	C+MM, LR	C+MM, LR	<1980	30.00	36.26	53.48	---	---	CC	1.55	---	1.53	---	---	1.0
44	11	C, LR	C+MM, LR	1968	30.05	13.60	27.85	---	0.020	CC+PF	1.14	---	0.93	---	0.66	1.9
45*	11	C, LV	C, LV	<1980	37.40	14.20	67.70	---	---	LC+PF	2.08	---	1.56	---	0.54	1.5
46	11	C+PR, LR	C+PR, LR	1973	33.55	13.60	28.80	---	0.021	LC+PF	1.39	4 - 5	0.83	4 - 5	0.78	2.1
47*	12	C+MC, LR	C+MC, LR	<1980	39.60	14.70	30.00	0.005	0.009	CC+PF	2.30	---	1.70	---	---	---
48*	13	C, LR	C,LR	<1980	45.00	31.60	38.35	---	---	CC+PF	2.50	---	2.50	---	0.63	2.4
49	14	C+PR, LR	C+PR+MC, LR	1981	42.20	19.60	32.00	---	0.015	CC+PF	2.27	5 - 7	1.37	5 - 7	1.25	2.0
50	14	C, LMT	C+MC, LMT	<1980	43.80	12.30	20.30	---	0.023	CC+PF	1.67	---	1.14	---	0.70	2.3
51*	14	C, LV	C, LV	<1980	51.00	19.60	31.00	---	---	CC+PF	2.50	---	1.47	---	0.66	2.2
52*	14	C, LMT	C+MC, LMT	<1980	65.20	22.73	35.94	---	---	CC+PF	2.08	---	2.08	---	0.52	1.4
53	15	C, LR, LP	C, LR, LP	1969	45.00	9.60	19.00	---	---	CC+PF	1.43	---	1.19	---	0.76	1.5
54	15	M+MC, LMT	M+MC, LMT	1968	44.00	62.62	72.30	0.005	0.005	CC+PF	1.92	---	2.00	---	1.47	1.5
55*	16	C+MC, LR	C+MC, LR	<1980	52.60	37.85	45.60	---	---	CC+PF	2.60	---	2.10	---	---	---
56	16	C, LR	C, LR	<1980	64.00	30.10	53.55	---	---	CC+PF	2.08	---	1.78	---	0.45	1.2
57	18	C+MC, LR	C+MC, LR	<1982	46.80	18.65	39.00	0.006	0.005	CC+PF	1.79	---	1.79	---	1.25	2.4
58	19	C+MC, LMT	C+MC, LMT	<1980	78.80	30.00	42.75	0.007	0.010	CC+PF	2.50	---	1.79	---	0.48	2.4
59	20	C, LV	C+MC, LV	1979	57.60	17.80	37.50	---	0.022	CC+PF	2.50	---	1.78	---	1.39	2.0
60	20	C, LR	C, LR	1966	51.34	19.60	14.64	---	---	CC+PF	3.13	---	2.50	---	1.92	2.0

Δ EDIFICIO REPARADO O RESTRUCTURADO DESPUÉS DE 1985
* EDIFICIOS DAÑADOS
T - TRASVERSAL (menor dimensión)
L - LONGITUDINAL (mayor dimensión)
R - TORSIÓN
D - DENSIDAD DE MUROS
N - NÚMERO DE NIVELES
H - ALTURA DE EDIFICIO
Z - ZAPATAS

C - MARCOS DE CONCRETO
CM - MARCOS DE CONCRETO CON CONTRA
CA - MARCOS DE ACERO EMBEBIDO EN CONCRETO
LMT - LOSA MACIZA CON TRABES
LP - LOSA PLANA
LR - LOSA RETICULAR
LV - LOSA DE VIGUETA Y BOVEDILLA
LPR - LOSA PREFABRICADA
MC - MUROS DE CONCRETO

CC - CAJÓN DE CIMENTACIÓN
CT - CONTRA TRABES
LC - LOSA DE CIMENTACIÓN
PF - PILOTES DE FRICCIÓN
PP - PILOTES DE PUNTA
P - PILAS
MM - MUROS DE MAMPOSTERÍA
PR - TRABES PRETENSADAS

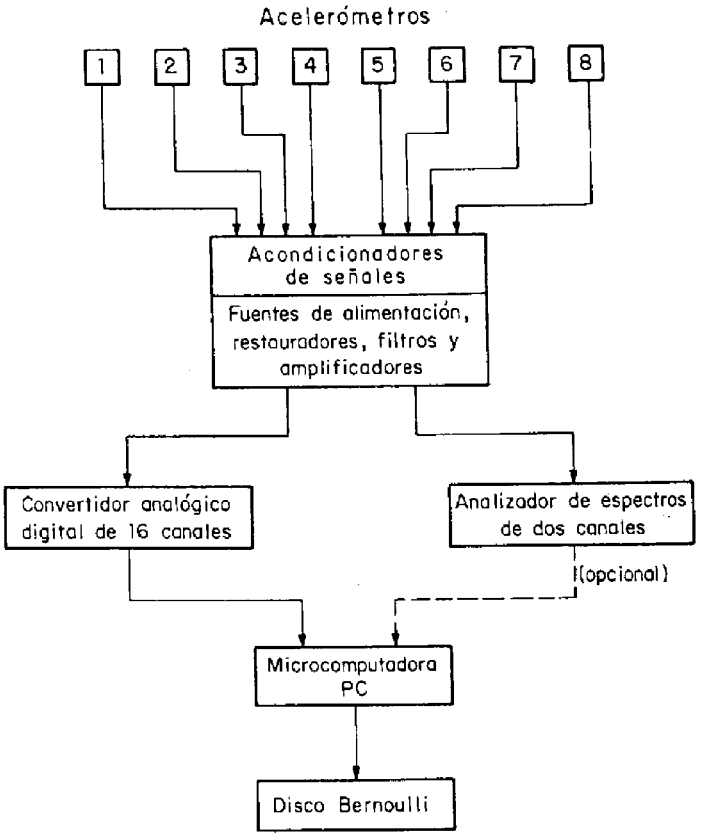


Figura 1. Diagrama de bloques del dispositivo experimental

3.3 Interpretación de resultados

El procesamiento de la información consistió en un análisis de señales aleatorias estacionarias (Bendat y Piersol, 1989) para obtener los espectros de potencia promedio, así como las correspondientes funciones de trasferencia (en fase y amplitud) y de coherencia entre pares de señales. El programa de captura y procesamiento se explica con detalle en el informe de Guzmán *et al* (1992).

Para identificar las frecuencias naturales de vibrar es importante utilizar las funciones de trasferencia y coherencia, de lo contrario podrían cometerse errores si se analizan exclusivamente los espectros de Fourier debido a la presencia de otras ordenadas espectrales que pueden ser significativas pero ajenas a las frecuencias naturales del edificio, como son por ejemplo las ordenadas asociadas a vibraciones de estructuras vecinas y de equipo electromecánico.

En ciertas ocasiones es posible obtener fracciones de amortiguamiento crítico de los modos fundamentales aplicando el procedimiento propuesto por Kawasumi y Shima (1965) o el calculado a partir del factor de amplificación dinámico, siempre y cuando se cumplan las condiciones señaladas por Bendat y Piersol (1980). Es importante recordar que la estimación de este valor es sensible a las características del movimiento, el suelo y la estructura, así como de la calidad de los registros y el procesamiento de la información.

3.4 Resumen de resultados

En estructuras altas, flexibles y con sistemas de piso prácticamente indeformables en su plano se obtuvieron espectros bien definidos por medio de los cuales fue posible detectar, al menos, las tres primeras frecuencias de vibración en cada dirección. En estructuras regulares, la experiencia mostró que es suficiente analizar dos niveles intermedios ubicados aproximadamente a un tercio y dos tercios de la altura total del edificio, adicionalmente a los de la azotea y de la base, con el fin de determinar los tres primeros modos de vibrar en sus direcciones principales. En caso de estructuras irregulares en elevación, el número de niveles intermedios a considerar para lograr trazar las formas modales, depende fundamentalmente de cambios notables de rigidez y de masa.

En la figura 2 se presentan los puntos elegidos en dos edificios estudiados: uno de 14 niveles desplantado en suelo blando, donde los efectos de interacción suelo-estructura se manifiestan por traslaciones y giros en su base, además de detectarse deformaciones relativas en el cajón de cimentación (Murià Vila y Moreno, 1994), y otro de 5 niveles cuyos diafragmas de piso manifestaron flexibilidad en su plano (Murià Vila y González, 1990). Se realizaron varias pruebas con diferentes arreglos de los sensores, cambiándolos de dirección y posición, manteniendo en todas las pruebas uno o dos puntos como referencia, con el fin de obtener las formas modales de la estructura. En las figuras 3 a 5 se muestran los modos identificados en los edificios.

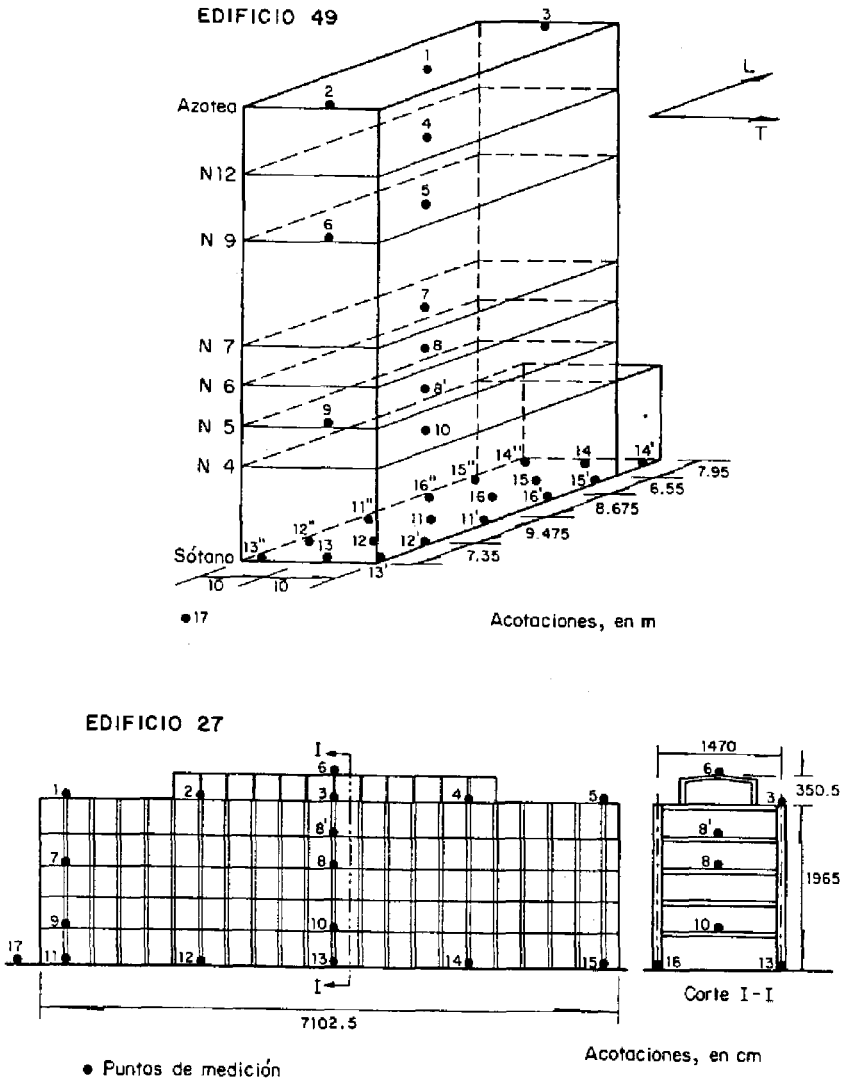


Figura 2. Localización de puntos de mediación para pruebas de vibración ambiental en dos edificios

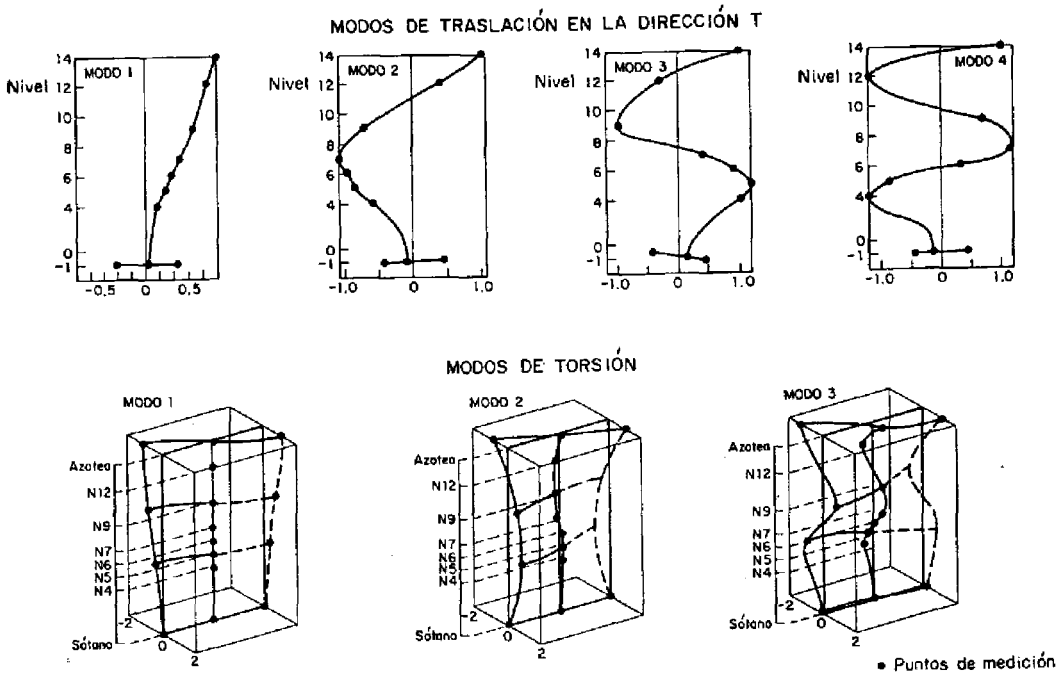


Figura 3. Formas modales obtenidas en el edificio 49

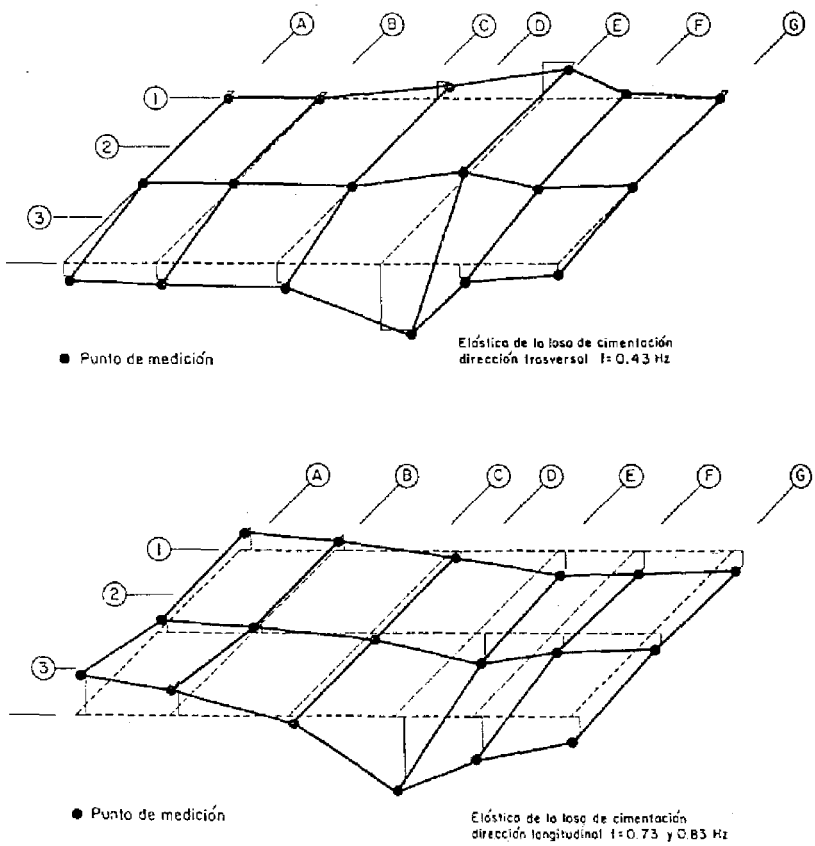


Figura 4. Elásticas tridimensionales de la losa de cimentación correspondiente a los modos fundamentales del edificio 49

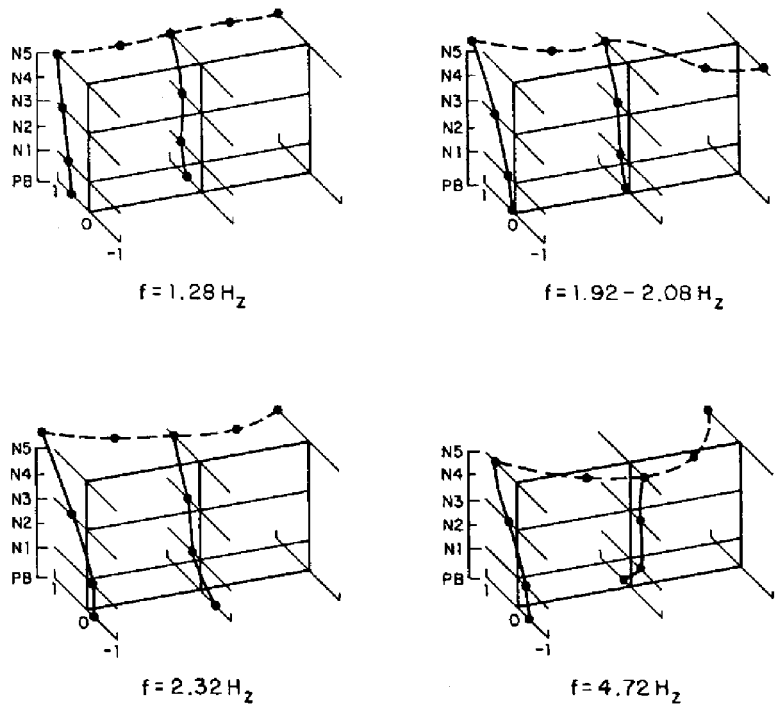


Figura 5. Formas modales obtenidas en el edificio 27

La aplicación de pruebas de vibración resulta ser útil para evaluar los cambios en las características dinámicas de edificios rehabilitados o restructurados. En la figura 6 se comparan las funciones de trasferencia entre azotea y sótano obtenidas antes y después de la restructuración del edificio 40 (Murià Vila *et al,* 1994). En ellas se aprecia claramente que en las frecuencias asociadas las ordenadas máximas del edificio restructurado aumentaron significativamente.

En general, el análisis mostró ser adecuado para determinar las frecuencias y los modos de vibrar de edificios, cuando se realizaron promedios de 12 a 40 eventos, con una duración de evento superior a 20 veces el mayor periodo fundamental de vibrar de la estructura y con una resolución en frecuencia (Δf) congruente con la menor frecuencia de interés (f), es decir $f/\Delta f_v$ 10.

Las frecuencias y formas modales que se obtienen del análisis por vibración ambiental son en general similares a las obtenidas en estos edificios al aplicar pruebas de impulsos (Muria Vila, 1991; Muria Vila *et al,* 1993) y pruebas de tracción (Muria Vila *et al,* 1993).

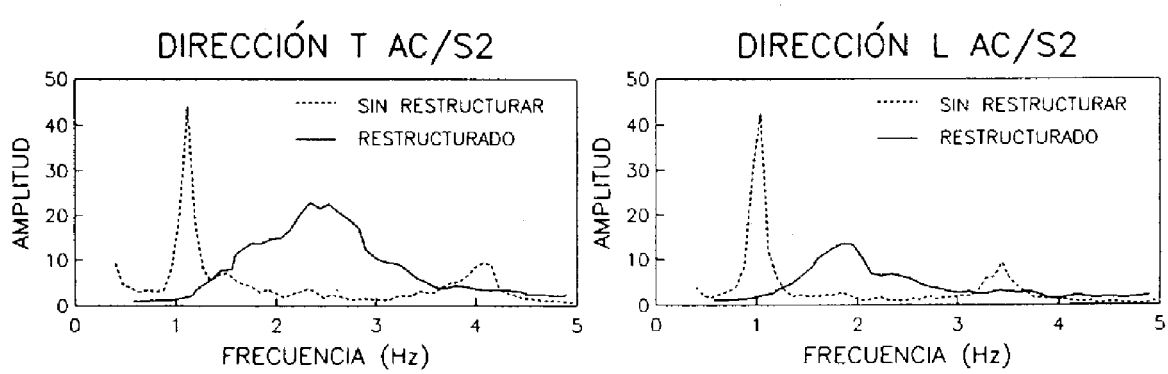


Figura 6. Comparación de las funciones de transferencia obtenidas de las pruebas de vibración ambiental, antes y después de la restructuración (AC-azotea centro, S2-sótano nivel andén)

La identificación de las propiedades dinámicas de edificios muy rígidos desplantados en suelos arcillosos se dificulta dada la gran deformabilidad del suelo sobre el cual se desplantan, en contraste con la pequeña deformabilidad de la estructura. Estas condiciones hacen que la estructura se mueva prácticamente como un cuerpo rígido y en consecuencia se reflejen esencialmente las vibraciones del suelo, producidas por el tránsito de vehículos, por lo que ni al recurrir a la función de trasferencia se logra detectar claramente las frecuencias naturales de vibrar del sistema sueloestructura. Para estos casos se deben realizar pruebas de campo como son las de impulsos (Murià Vila, 1991; Murià Vila *et al,* 1993), de tracción (Del Valle y Prince, 1965; Murià Vila *et al,* 1993) o vibración forzada (Del Valle y Prince, 1965; Foutch *et al,* 1993).

4. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS

Este método experimental consiste en registrar los movimientos provocados por los sismos, por lo que tiene la ventaja de poder estudiar el comportamiento dinámico de edificios cuando estos se someten a amplitudes de excitación mucho mayores que las que se presentan con ruido ambiental. La realización de este tipo de pruebas experimentales requieren una inversión mayor en tiempo y costo de equipo, por lo que su aplicación es sensiblemente más restringida que las pruebas ambientales.

4.1 Equipo utilizado

Uno de los principales instrumentos utilizados para el registro sísmico es el acelerógrafo, el cual es diseñado para registrar la aceleración del sitio en donde está colocado, en tres direcciones ortogonales.

4.2 Selección de puntos

El criterio para elegir los puntos de medición es similar al seguido en las pruebas de vibración ambiental, pero surge una limitante económica que impide cubrir todos los puntos de interés. Como mínimo se debe contar con acelerógrafos en campo cercano al edificio y en la azotea del mismo, a fin de analizar el comportamiento global del sistema estructural. Además, si se pretende obtener información de modos superiores es necesario instrumentar niveles intermedios del edificio.

En edificios desplantados en suelos blandos se sugiere instrumentar la base de su estructura de tal forma que sea posible evaluar los efectos de interacción suelo-estructura. En el caso de edificios de planta rectangular se requiere de al menos tres aparatos ubicados en sendas esquinas y así poder estimar los movimientos de cabeceo alrededor de los ejes longitudinal y trasversal. En la Figura 7 se presenta esquemáticamente una distribución de instrumentos diseñada para cumplir dichos objetivos.

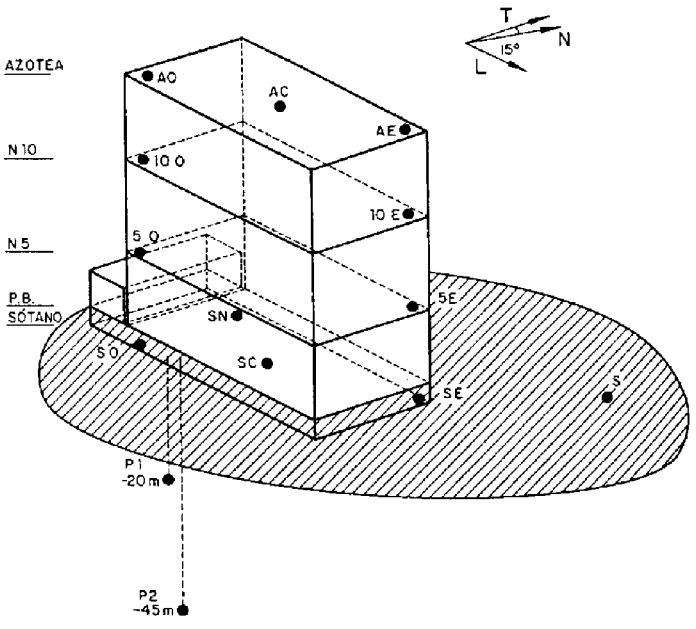


Figura 7. Croquis de la estructura del edificio mostrando la localización de la instrumentación

Uno de los edificios que cuenta con una de las instrumentaciones más ambiciosas logradas en el país es el descrito por Murià Vila y Meli (1994), la cual se concibió para que registre las vibraciones de movimientos de traslación horizontal y vertical en diferentes puntos del edificio, de tal forma que en el análisis se puedan determinar los modos de vibración más significativos, incluyendo los correspondientes a torsión, así como evaluar los efectos de interacción suelo-estructura y los de amplificación de las ondas sísmicas desde los depósitos firmes profundos hacia la superficie.

Antes de instrumentar un edificio es recomendable determinar mediante pruebas de vibración ambiental las características dinámicas de la estructura, para contar con información *a priori* de las características dinámicas del edificio, ya que serán las referencias para monitorear dichas características, y además podrán servir de base para la elección de los niveles en donde se colocarán los instrumentos.

4.3 Interpretación de resultados

Los acelerogramas que se graban en cada aparato son recuperados para editarlos y así asignar las características de cada estación (clave, nombre y lugar) y de cada instrumento (tipo de equipo, sensor, orientación y sensibilidad).

El procesamiento de los datos consiste en los pasos siguientes:

- Examinar los acelerogramas de un mismo evento para evaluar la calidad de los registros y para sincronizarlos con base en la señal común del tiempo.

- Efectuar la conrección de línea base para determinar el eje de aceleración cero, y eliminar los componentes frecuenciales que no son de interés al aplicar un filtro pasa banda entre 0.10 y 30 Hz.

- Integrar los acelerogramas corregidos para obtener las historias de velocidades y desplazamientos. En el cálculo se supone que las amplitudes varían linealmente entre dos puntos consecutivos.

Para estudiar el comportamiento sísmico de los edificios instrumentados se analizan los datos en los dominios del tiempo y la frecuencia, para determinar diversas características estructurales, entre las que destacan las frecuencias y modos naturales de vibración, amortiguamientos modales, acortamiento de columnas, distorsiones de entrepiso, así como los efectos de torsión y de interacción suelo-estructura. En el análisis de los registros sísmicos se aplican dos técnicas de identificación:

- Técnicas no paramétricas en las cuales no se emplea explícitamente un modelo matemático, sino que se determinan características dinámicas del sistema estructural a partir de un análisis espectral (Bendat y Piersol, 1989; Murià Vila y Moreno, 1994) y el uso de métodos simplificados para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura (Luco, 1980).

- Técnicas paramétricas donde se establece un modelo matemático del edificio y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una óptima correlación entre la respuesta medida y la calculada analíticamente (González, 1993).

4.4 Resumen de resultados

El análisis de los registros sísmicos obtenidos en los edificios instrumentados (Contreras y Murià Vila, 1993; Murià Vila *et al,* 1992; Murià Vila *et al,* 1993; Murià Vila *et al,* 1994; Murià Vila y Meli, 1994) revelan que las amplitudes de aceleración son más de 100 veces superiores a las medidas en vibración ambiental, y las frecuencias naturales de vibración obtenidas durante los eventos sísmicos pueden, en ciertos casos, diferir significativamente de las determinadas con los registros de vibración ambiental como se aprecia en la tabla 2. Se evidenció que dichas variaciones dependen sensiblemente de la intensidad sísmica (Murià Vila y Meli, 1994). Las formas modales obtenidas de los registros sísmicos y de vibración ambiental en dichos edificios resultaron ser similares para los eventos mencionados (Figura 8; Murià Vila y Meli, 1994).

Tabla 2. Parámetros identificados experimentalmente del edificio 49

Tipo de evento	*Fecha*	*Frecuencias (Hz)*		$A_{máx}$ (cm/s^2)	γ máx $(x10^{-3})$
		L	*T*		
Vibración ambiental	23/sep/92	0.73	0.44	<0.1	---
Sismo	15/may/93	0.65	0.37	11	0.46
Sismo	15/may/93	0.61	0.35	28	0.94
Sismo	24/oct/93	0.57	0.35	56	1.42
Vibración ambiental	25/nov/93	0.70	0.44	<0.1	---

L -LONGITUDINAL
T - TRANSVERSAL
$A_{máx}$ - ACELERACIÓN MÁXIMA EN EL EDIFICIO
γ máx - DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENERGÍA

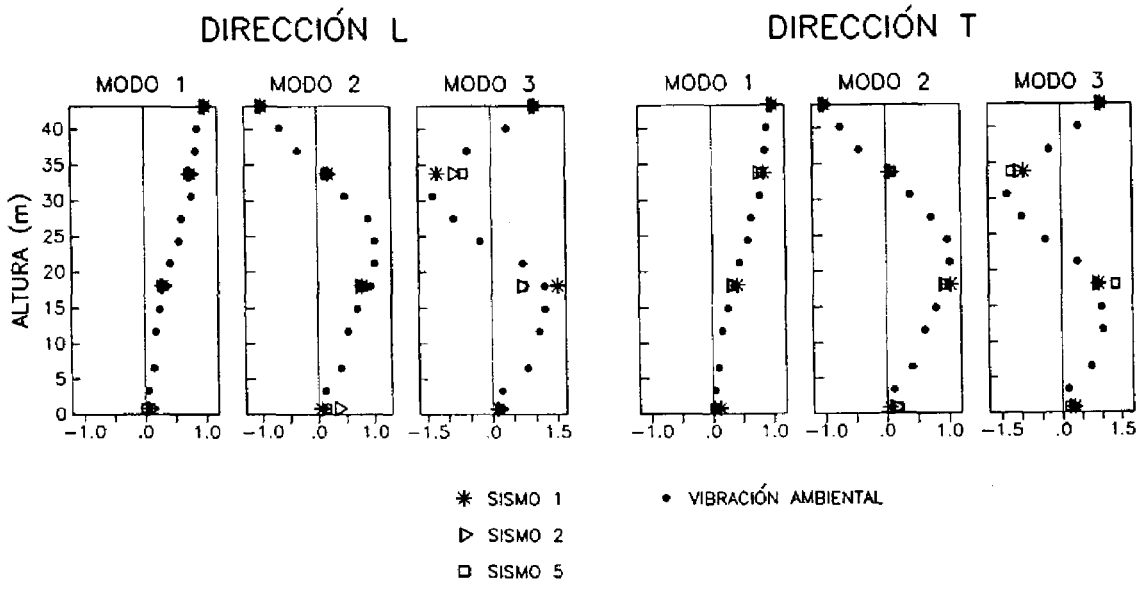


Figura 8. Compración de las formas modales obtenidas de los registros sísmicos del edificio 49

La inspección de los edificios después de la ocurrencia de los sismos registrados hasta la fecha indica que no se presenta un daño aparente en los mismos, por tanto estas fluctuaciones de las frecuencias naturales de vibración se atribuyen probablemente a diversas fuentes de no linealidad en el edificio y a la interacción suelo-estructura, en caso de estar cimentados en suelos blandos. Para las primeras se destacan: el módulo de elasticidad de los materiales, que en general es dependiente del nivel de esfuerzo, el grado de acoplamiento entre elementos estructurales, el agrietamiento de los elementos estructurales y el grado de participación de elementos no estructurales. Para las segundas se distingue la discontinuidad en la interfaz cimentación-suelo.

En general, los resultados obtenidos del análisis de los registros sísmicos de los edificios estudiados concuerdan con los observados en edificios instrumentados en otros países (Anderson *et al,* 1991; Tanaka *et al,* 1969).

5. RELACIONES PARA ESTIMACIÓN DEL PERIODO DE VIBRAR

Con el fin de estimar las relaciones de los periodos fundamentales de vibración (T) de los edificios y las características estructurales de número de niveles (N), altura total (H) y densidad de muros* (D), se realizaron análisis de regresión para minimizar el error cuadrático de la estimación. Las relaciones utilizadas fueron donde a, b y d son coeficientes a evaluar en la regresión. Las variables H y D se escogieron con base en las recomendaciones de Arias y Husid (1962). En algunos reglamentos (ATC-03-06, 1978; *Uniform Building Code, 1994)* proponen expresiones con base en estos parámetros.

$$T = a\,N$$
$$T = a\,H^{b}$$
$$T = a\,H^{b}\,D^{d}$$

Para los análisis de regresión los edificios se agruparon como sigue:

Grupo I	Edificios de marcos en suelos firmes.
Grupo II	Edificios de marcos en suelos blandos.
Grupo III	Edificios de marcos y muros en suelos firmes.
Grupo IV	Edificios de marcos y muros en suelos blandos.
Grupo V	Edificios de mampostería en suelos firmes.
Grupo VI	Edificios de mampostería en suelos blandos.
Grupo VII	Edificios con daño estructural en suelos blandos.

La densidad de muros es un término adimensional igual a la suma de las áreas trasversales de los muros en la dirección considerada dividida entre el área de la planta tipo.

Para la estimación de los periodos fundamentales de vibración de edificios ha sido común recurrir a la relación de T=N/10. Al comparar las relaciones del periodo entre el número de niveles obtenidos con los seis primeros grupos (tabla 3), sólo en dos casos concuerda la relación citada.

Tabla 3. Relaciones entre el periodo fundamental de vibración y un número de niveles

Grupo de edificios	*Suelo firme*	*Suelo blando*
Marcos	0.100	0.126
Marcos y Muros	0.063	0.102
Mampostería	0.040	0.073

En las figuras 9 y 10 se muestran las expresiones que se obtuvieron de las regresiones calculadas de los grupos I a IV. Los puntos en las gráficas representan a los valores experimentales. En las figuras aparece el índice de correlación (R^2) obtenido en cada una de las regresiones.

Al analizar las relaciones empíricas obtenidas en suelos firmes se aprecia una dispersión alta de los resultados, de hasta 80 por ciento en valores extremos, con índices de correlación muy parecidos para todas las regresiones y con valores que fluctúan alrededor de 0.80.

Las relaciones empíricas obtenidas en suelos blandos, al compararlas con las correspondientes a suelos firmes muestran cómo la flexibilidad del suelo sobre el cual se desplantan los edificios modifica apreciablemente el periodo de vibrar de una estructura. Los valores extremos difieren de los estimados hasta en un 100 por ciento y los índices de correlación obtenidos en las regresiones son un poco mayores que los obtenidos en suelos firmes, con valores entre 0.80 y 0.92.

* La densidad de muros es un término adimensional igual a la suma de las áreas transversales de los muros en la dirección considerada dividida entre el área de la planta tipo.

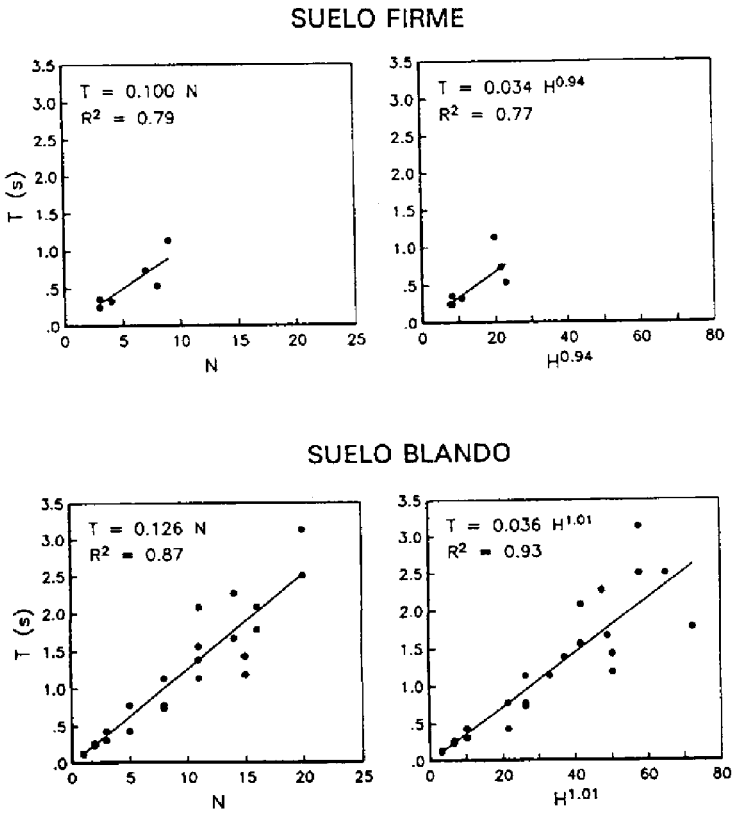


Figura 9. Relaciones empíricas entre el periodo fundamental de viración y las características estructurales de los edificios de marcos

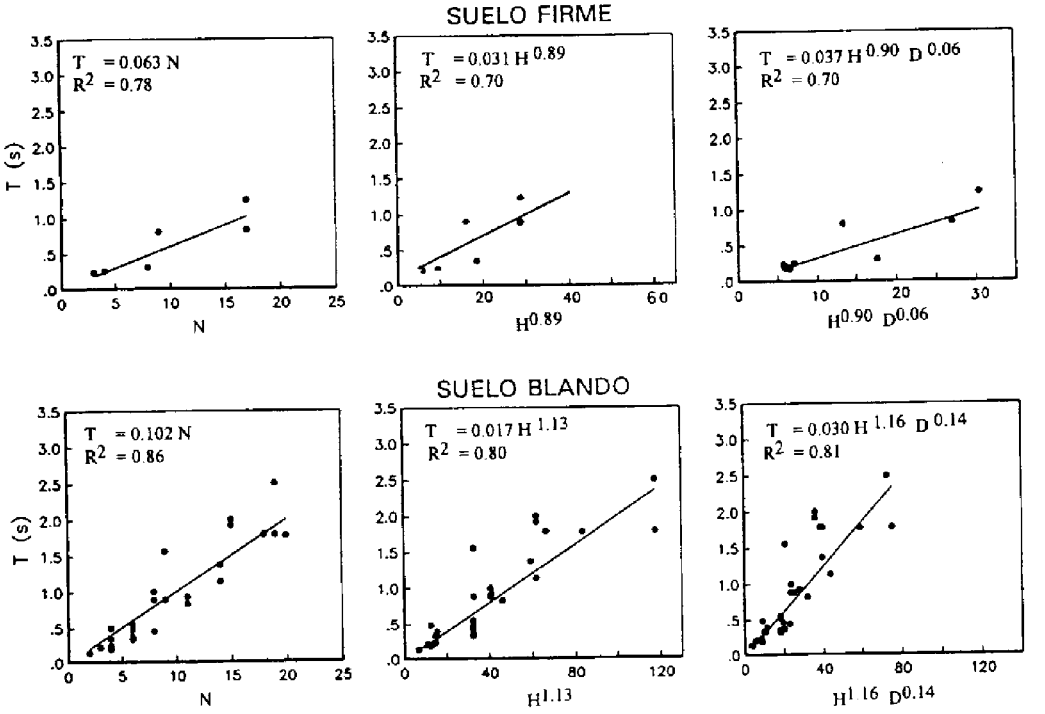


Figura 10. Relaciones empíricas entre el periodo fundamental de vibración y las características estructurales de los edificios de marcos y muros

Las relaciones obtenidas en el grupo de edificios que presentan daño estructural tienen grandes dispersiones, dado que el nivel de daño y el tipo de estructuración no es el mismo en todos los edificios.

Las estructuras 12 a 15 conforman un edificio (Contreras y Murià Vila, 1993) con un cuerpo común de cinco niveles sobre el cual hay cuatro torres, dos de ellas de 11 niveles construidas en 1982 y las otras dos construidas en 1992. Estas torres no se incluyeron en ningún grupo dadas sus características especiales. Como el sistema estructural de las torres es el mismo pero diseñados con reglamentos diferentes resulta de interés comparar los periodos fundamentales de vibración en función del número de niveles. Con el actual reglamento de construcciones del Distrito Federal se obtienen periodos más cortos y, en este caso, se refleja sobre todo en el periodo de torsión.

La estimación de los periodos fundamentales de un edificio con base en las relaciones empíricas calculadas puede conducir diferencias de hasta 100 por ciento respecto de los reales. Resultados similares se obtienen empleando las expresiones propuestas en los reglamentos ATC-3-06 (1978) y *Uniform Building Code* (1994). Otros autores han planteado relaciones que involucran un mayor número de parámetros y las dispersiones que ellos obtienen de sus datos es significativa (Blume y Honda, 1978; Wallace y Moehle, 1992).

6. MODELOS MATEMÁTICOS CALIBRADOS

La obtención de características dinámicas de edificios reales permite evaluar los modelos teóricos existentes y calibrar modelos para que sean capaces de reproducir la respuesta lineal ante acciones dinámicas. En este trabajo se desarrollaron los modelos de 13 edificios medidos, a fin de comparar las características dinámicas calculadas y experimentales.

Para la modelación matemática de las estructuras se emplearon programas de análisis lineal comerciales con los cuales se puede idealizar la estructura en dos o tres dimensiones. Los modelos tridimensionales se justificaron en los casos en que existieron efectos torsionales significativos o sistemas de piso flexible, de lo contrario los resultados de modelos planos fueron adecuados.

Las consideraciones de análisis para una idealización representativa del comportamiento lineal son:

- La existencia de zonas rígidas en la unión viga-columna.
- La presencia de pretiles y dinteles.
- El acoplamiento de la losa con las vigas.
- Escaleras y rampas de estacionamiento.
- Las propiedades geométricas de los elementos estructurales con materiales compuestos se calculan a partir de secciones trasformadas.
- Las concentraciones significativas de carga muerta en una planta deben considerarse en el cálculo de los momentos de inercia de masa.
- Sección agrietada en vigas para edificios en que se observen agrietamientos en trabes y losas.
- Los muros de mampostería que no estén adecuadamente desligados.
- En el caso de estructuras de concreto, los módulos de elasticidad deben establecerse de acuerdo con los niveles de esfuerzos.
- En edificios desplantados en suelos blandos es necesario tomar en cuenta la flexibilidad del suelo. Además, para estructuras muy rígidas hay que considerar la capacidad de disipación de energía del suelo, debido principalmente al amortiguamiento por radiación.

Se estableció la estrategia de analizar las estructuras con base en la información obtenida y juzgar la aproximación de los modelos conforme se incluían en el mismo los diferentes elementos estructurales descritos. En la tabla 4 se comparan los periodos fundamentales calculados con los modelos matemáticos y los identificados experimentalmente, las diferencias entre ellos son inferiores al 17 por ciento. En cuatro de los edificios instrumentados se han elaborado modelos matemáticos que logran reproducir la respuesta sísmica observada durante tres sismos de moderada intensidad (Murià Vila *et al,* 1992; Murià Vila *et al,* 1993; Murià Vila *et al,* 1994; Murià Vila y Meli, 1994).

En los edificios 23 y 41, desplantados en suelo blando y con pilotes de punta, no fue necesario considerar los efectos de interacción suelo-estructura dado que su influencia no es significativa.

Tabla 4. Comporación de los periodos (s) experimentales y calculados de los edificios analizados. Los valores entre paréntesis se obtienen al considerar el efecto de interacción suelo-estructura

Edificio	*Experimental*			*Calculado*						*Calculado / Experimental*					
	T	*L*	*R*	*T*		*L*		*R*		*T*		*L*		*R*	
1+	0.24	0.25	0.16	0.23	---	0.24	---	0.18	---	0.96	---	0.96	---	1.13	---
2	0.25	0.36	0.21	0.25	---	0.38	---	0.19	---	1.00	---	1.06	---	0.90	---
4	0.19	0.18	0.14	0.18	---	0.19	---	0.15	---	0.95	---	1.06	---	1.07	---
7	0.22	0.20	0.14	0.20	---	0.20	---	0.15	---	0.91	---	1.00	---	1.07	---
11	1.25	0.83	0.74	1.23	---	0.93	---	---	---	0.98	---	1.12	---	---	---
21+	0.34	0.24	0.17	0.10	(0.31)	0.18	(0.23)	0.07	(0.17)	0.29	(0.91)	0.75	(0.90)	0.41	(1.00)
23	0.72	0.43	0.35	0.78	---	0.50	---	0.35	---	1.08	---	1.16	---	1.00	---
40+	0.89	1.00	0.63	0.87	---	0.86	---	0.74	---	0.98	---	0.86	---	1.17	---
40+Δ	0.44	0.53	0.28	0.38	(0.41)	0.53	(0.56)	0.26	(0.27)	0.86	(0.93)	1.00	(1.06)	0.93	(0.96)
41	1.14	0.81	0.60	1.18	---	0.82	---	0.68	---	1.04	---	1.01	---	1.13	---
49+Δ	2.27	1.37	1.25	1.48	(2.18)	0.67	(1.40)	0.75	---	0.65	(0.96)	0.49	(1.02)	0.60	---
54	1.92	2.00	1.47	1.15	(1.62)	1.27	(1.68)	1.10	(1.26)	0.60	(0.84)	0.64	(0.84)	0.75	---
59	2.50	1.78	1.39	1.08	(2.63)	0.72	(1.72)	---	---	0.43	(1.05)	0.40	(0.97)	---	---
60	3.13	2.50	1.92	---	(3.34)	---	(2.33)	---	(2.11)	---	(1.07)	---	(0.93)	---	(1.10)

T - TRANSVERSAL L - LONGITUDINAL R - TORSIÓN
\+ - INSTRUMENTADO Δ - REPARADO DESPUÉS DE 1985

7. COMENTARIOS FINALES

El análisis espectral estadístico de los datos obtenidos de las pruebas de vibración ambiental permitió determinar las frecuencias naturales de vibrar y las correspondientes formas modales de la mayor parte de los edificios. Para ello fue necesario obtener las funciones de trasferencia y coherencia, y no limitarse a las densidades espectrales. El régimen forzado a que se ven sometidas las estructuras hace que las crestas máximas de las densidades espectrales no correspondan necesariamente a modos propios de la estructura.

Las pruebas de vibración ambiental en edificios rígidos desplantados en suelos blandos evidenció la dificultad para identificar las frecuencias de vibrar, con la necesidad de recurrir a otros tipos de pruebas experimentales.

Debe hacerse énfasis en que la aplicabilidad de este método queda limitada al comportamiento de estructuras para desplazamientos de pequeña magnitud. A pesar de lo anterior, esta metodología puede proporcionar información valiosa para edificios en donde existan mediciones antes y después de un sismo severo o de una restructuración, para calibrar los modelos matemáticos, así como para analizar la influencia de la interacción suelo-estructura en las propiedades dinámicas de un edificio.

Las variaciones que puedan presentar las frecuencias naturales de vibrar de un edificio en un sismo dependen sensiblemente del tipo de estructuración, por lo que para establecer un criterio entre daño estructural y porcentaje de reducción de las frecuencias de vibración, éste debe hacerse en función de las características estructurales, por tanto es necesario disponer de más información experimental la cual abarque diferentes sistemas estructurales.

Las relaciones para estimar los periodos fundamentales de vibrar son sensibles a las características de los suelos donde están desplantados, así como las características de las estructuras en cuanto a número de niveles, densidad de muros y altura del edificio.

Los periodos fundamentales de vibración que se han identificado en los edificios medidos de este trabajo son representativos de las estructuras disenadas con las normas de construcción de 1976, y aunque algunos de ellos han sido reparados con los criterios de las normas de emergencia de 1985, con la cual se ha recuperado e incluso ha aumentado su rigidez y resistencia estructural, estas no alcanzan los niveles que se obtienen con la concepción estructural exigida por las normas de construcción de 1987, sobre todo para estructuras de edificios altos desplantados en suelos blandos. Los reducidos casos estudiados, en suelos firmes, indican cambios significativos.

Los periodos fundamentales de un edificio estimados con las relaciones semi-empíricas tienen grandes dispersiones. Así pues, emplearlas para definir las acciones sísmicas puede conducir a análisis y diseños estructurales inadecuados. Además, la tendencia actual es establecer en las normas de construcción espectros de diseño de acuerdo con los efectos de sitio y las características estructurales, lo cual exige una mejor estimación de las propiedades dinámicas. Por tanto, las relaciones deben emplearse solamente para tener un indicio del periodo, no para un diseño definitivo, pues existen programas de análisis para establecer modelos representativos de la respuesta dinámica que actualmente están al alcance de prácticamente cualquier despacho de cálculo.

Las correlaciones logradas entre las propiedades dinámicas obtenidas de los modelos matemáticos elásticos y los valores experimentales muestran que se puede lograr una adecuada concordancia, siempre y cuando se consideren todos los elementos estructurales y los llamados no estructurales que contribuyen significativamente en la rigidez y masa de la estructura, así como los efectos de la interacción suelo-estructura en aquellos edificios desplantados en suelos blandos; de lo contrario se pueden presentar diferencias significativas entre dichas características. Esta información ha servido para evaluar las consideraciones de análisis que se deben hacer en la práctica profesional para la idealización matemática de las estructuras.

8. RECONOCIMIENTO

Se agradece al DDF, CONACYT, CENAPRED, FERRONALES, ANIPPAC y NAFINSA por el apoyo económico brindado, al CIRES, de la Fundación Javier Barros Sierra, por la información proporcionada de los edificios instrumentados, así como a los propietarios de los inmuebles por las facilidades otorgadas. Se hace patente la eficiente labor desempeñada por los grupos de instrumentación encabezados por J.M. Espinosa, R. Peters y R. Quaas, así como a todos los estudiantes que participaron y en especial a S. Moreno, E. Cruz, A. Miranda, A. León, J.H. Pérez, A.M. Toro, V. Gamboa, P. Bolio y E. Carmona. Se agradece a Arturo Tena la revisión del escrito.

REFERENCIAS

Anderson, J.C., Miranda, E. y Bertero, V. "Evaluation of the seismic performance of a thirty-story RC building", Report No. UCB/ EERC-91/16, University of California at Berkeley, julio 1991.

Arias, A. y Husid, R. "Fórmula empírica para el cálculo del periodo propio de vibración de edificios de hormigón armado con muros de rigidez", Revista del IDIEM, Vol 1, No. 1, marzo 1962, p 1-11.

ATC-3-06: Tentative provisions for the development of seismic regulations for building, 1978. Applied Technology Council.

Bendat, J.S. y Piersol, A.G. "Engineering applications of correlation and spectral analysis", Wiley Interscience, New York, 1980.

Bendat, J.S. y Piersol, A.G. "Random data: analysis and measurement procedure", Wiley Interscience, New York, 1989.

Blume, J.A. y Honda, K.K. "Dynamic characteri sti c s o f re in forced con crete buildings", ACI, SP 60-5, Symp. on Vibration in Concrete Structures, New Orleans, 1978.

Carydis, P. y Mouzakis, H.P. "Small amplitude vibration measurements of buildings undamaged, damaged, and repaired after earthquake", Earthquake Spectra, vol 2, n 3, 1986.

Contreras, O. y Muria Vila, D. "Resultados obtenidos de un sistema de instrumentación sísmica instalado en una estructura", 9th, International Seminar on Earthquake Prognostics, San José, Costa Rica, 19-23 de septiembre, 1993.

Del Valle E. y Prince J. "Analytical and experimental studies of vibration in two buildings", 111 WCEE, vol 2, Nueva Zelanda 1965, p 11 648-11 658.

Foutch, D.A., Hjelmstad, K.D., **Del ValleM**. Calderón, E., Figueroa, E. y Downs, R.E. "The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Case studies od seismic strengthening for two buildings in Mexico City", Earthquake Spectra, vol 5, n 1, febrero 1989, p. 153-176.

González R., Esteva, L., Muria-Vila, D., Noguez, F. y Hernández, L. "Identificación de parámetros estructurales en edificios instrumentados", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 3524, patrocinado DDF, diciembre 1993.

Guzmán, S., Guzmán, I., Muria Vila, D. y Fernández, F. "Diseño e implementación de un sistema de captura y procesamiento de senales", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proy. 0707, octubre 1992.

Kawasumi, H. y Shima, E. "Some applications of a correlator to engineering problems", III WCEE, vol. 2, Nueva Zelandia, p II 298 a II-320, 1965.

Luco, J.E. "Soil-structure interaction and identification of structural models", Proc. 2nd ASCE Speciality Conference in Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville, Tennesse, Vol 11, paper No. 10- 1, 1980, p 10.1.1- 10.1.31.

Muria Vila, D. "Efectos de interacción suelo estructura en edificios de mampostería", Simposium Internacional, Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, JICA CENAPRED, México, 25 al 28 de febrero de 1991.

Muria Vila, D. y González Alcorta, R. "Propiedades dinámicas del edificio instrumentado con acelerógrafos del Instituto Mexicano del Petroleo" Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 0718, patrocinado por el CENAPRED, noviembre 1990.

Muria Vila, D., González Alcorta, R., Espinosa Aranda, J.M. y **León Romo, A.** "Análisis de la respuesta en un edificio instrumentado", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 541, agosto 1992.

Muria Vila, D., González Alcorta, R y Espinosa Aranda, J.M. "Efectos de interacción sueloestructura en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. *555,* mayo 1993.

Muria Vila, D., González Alcorta, R., Dyer de León, J.N., Torres, J., Dávila, H. y Ríos, H. "Respuesta sísmica del edificio Metro Juárez" Instituto de Ingeniería, UNAM, patrocinado por el DDF, proyecto 4515, septiembre 1994.

Muria Vila, D. y Meli, R. "Respuesta sísmica de un edificio alto instrumentados en la ciudad de México", memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural,vol 1, p 415-425, Zacatecas, Zac., octubre 29 a noviembre I de 1994.

Muria Vila, D. y Moreno Rubín de Celis, S.M. "Monitoreo de propiedades dinámicas de un edificio de 14 niveles", Patrocinado por CEE y CONACYT, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proy 4521, octubre 1994.

Tanaka, T., Yoshizawa, S. y Osawa, Y. "Period and damping of vibration in actual buildigs during earthquakes", Bull. of the Earth. Research Institute, vol 47, 1969, p 1073-1092.

Uniform Building Code 1994, International Conference of Building Officials, Whittier, California, vol 2, 1994.

Wallace, J.W y Moehle, J.P. "Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol 118, n. 6, junio 1992.

CAPÍTULO 5

LA PRÁCTICA DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE Y EL CONTROL DE CALIDAD EN OTROS PAÍSES

Temas

1. **Concepto de la regulación del diseño sísmico de construcciones en Japón**
   Tatsuo Murota

2. **Sistemas de calidad del diseño y construcción sismorresistente en E.U.A. y en la Ciudad de México**
   Ricardo Guzmán

CONCEPTO DE LA REGULACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO DE CONSTRUCCIONES EN JAPÓN

TATSUO MUROTA[1]

I. INTRODUCCIÓN

Historia de desastres sísmicos y regulación de construcciones en Japón.

(l) El primer código de construcción en Japón es el Código de Construcción Urbana, que se emitió en l919. Este código era aplicable únicamente a las construcciones en las ciudades grandes, y no incluía ningún reglamento de carácter técnico sobre el diseño sísmico.

(2) En l923, el gran sismo de Kanto devastó la ciudad de Tokyo, lo cual motivó que se introdujera en el Código de Construcción un reglamento que estableció el diseño sísmico con esfuerzos permisibles y el coeficiente basal al cortante de 0.2.

(3) Sin embargo, en aquel momento muy pocos ingenieros eran capaces de hacer un cálculo estructural en Japón. Por esta situación, los profesores del Instituto de Arquitectura de Japón editaron el Lineamiento de Cálculo Estructural y lo publicaron en l933. El libro contribuyó mucho a la difusión de los métodos del cálculo estructural de diseño y con él se formaron muchos ingenieros expertos en estructura después de los años 30. A pesar de estos esfuerzos, los grandes sismos continuaron causando graves daños, tanto materiales como personales hasta alrededor de l950.

(4) Esta situación se debía, principalmente, al hecho de que el Código de Construcción Urbana no se aplicaba a las construcciones que se encontraban fuera de las grandes ciudades. Al promulgarse la Ley de Normas de Construcción en l950, en sustitución del Código de Construcción Urbana, la nueva ley dispuso que cualquier construcción que se ejecute en cualquier parte del territorio japonés debe ser diseñada por ingenieros de construcción con licencia, adoptando el método de diseño sísmico de esfuerzos permisibles con un coeficiente basal al cortante de un 0.2. Además, el diseño debe pasar por la aprobación de *los funcionarios inspectores de construcción.*

(5) Después de la entrada en vigor de esta ley, se redujo grandemente el número de víctimas y de edificios destruidos por un sismo. Su número disminuyó a una décima parte en comparación con las décadas anteriores.

(6) Sin embargo, aun después del '50, se registraron daños significativos con los sismos grandes, que ascendieron a varios cientos o más de 1,000 edificios dañados en algunos casos (el sismo de Niigata, en l962, y el sismo del mar de Tokachi, l968.)

(7) Informes de investigación sobre los daños registrados indicaron lo siguiente:

a. Cuando el esfuerzo generado en el armazón de la estructura está dentro del límite de elasticidad, no se producen grandes daños, pero cuando el esfuerzo rebasa este límite en algunas partes, los daños se hacen muy severos en algunos casos.

b. Los modos de falla observados con frecuencia en los edificios seriamente dañados eran los siguientes:

i. Fallas por cortante en las columnas de concreto reforzado en los edificios de tipo marco rígido.

ii. Fracturas y pandeos locales en las junturas de los miembros de las estructuras de acero.

---

[1] Investigador en el Centro de Investigación de Edificios Ministerio de la Construcción de Japón.

(8) Entre 1972 y 1976, el Ministerio de Construcción realizó investigaciones exhaustivas sobre las fallas por cortante en las columnas de concreto reforzado y sobre el comportamiento plástico de las junturas en las estructuras de acero. Con base en los resultados de la investigación, se revisaron amplia y drásticamente las regulaciones del diseño sísmico contenidas en la Ley de Normas de Construcción, en 1981.

(9) El concepto esencial de estas revisiones es el siguiente: "aunque se haga el diseño de esfuerzos permisibles, siempre existen posibilidades de que una construcción reciba, en algunos lugares de sus miembros estructurales, una fuerza mayor a la supuesta en un terremoto severo. El exceso puede ocasionar una falla súbita de los miembros estructurales, originando así un serio daño en el edificio. Por lo tanto, es necesario comprobar el comportamiento pos-plástico de los marcos estructurales para evitar este fenómeno, además de la aplicación del diseño de esfuerzo permisible.

(10) Sin embargo, es extremadamente difícil estimar teóricamente el comportamiento sísmico plástico de una estructura con precisión. Por lo tanto, en los reglamentos de diseño sísmico actuales se adopta un método aproximado de estimación, tomando en consideración los datos experimentales obtenidos en el proyecto de investigación mencionado anteriormente.

Veamos ahora cómo se realiza el diseño relacionado con el comportamiento plástico de la estructura en las normas actuales de diseño sísmico.

2. NORMAS ACTUALES DE DISEÑO SÍSMICO

(1) Requerimientos de las normas.

Las normas actuales suponen dos niveles de terremoto, y establecen los siguientes requerimientos para cada uno de ellos:

Frente a los movimientos terrestres de un sismo del nivel 1:
i) El armazón estructural de los edificios debe resistir elásticamente, y
ii) Los elementos no estructurales no deben desprenderse. (Ver la nota al calce)*
Frente a los movimientos terrestres de un sismo del nivel 2:
i) Las construcciones no deben colapsarse o poner en peligro vidas humanas.

(2) Movimientos telúricos sísmicos esperados.

La definición de los terremotos esperados no está explícitamente explicada en la Ley. Su definición es indirecta y se hace por medio del coeficiente basal al cortante de respuesta establecido para cada una de las zonas. Por ejemplo, en Tokyo,

i) El nivel 1 corresponde a los terremotos que generen una fuerza de corte de respuesta correspondiente al coeficiente basal al cortante de 0.2.

ii) El nivel 2 corresponde a los terremotos que generen una fuerza de corte de respuesta correspondiente al coeficiente basal al cortante de 1.0.

El Ministerio de Construcción interpreta que un edificio puede ser expuesto durante su vida útil a varios terremotos del nivel 1 - terremotos de mediana intensidad (o terremotos moderados)- y menos de un terremoto de nivel 2, que son grandes sismos (o terremotos severos). En esta plática, se utilizarán los términos "moderado" y "severo" para significar los terremotos de nivel 1 y 2, respectivamente.

(3) Carga lateral cortante en la estructura superior al nivel de la tierra.

* Para prevenir que los elementos no estructurales se desprendan, el desplazamiento lateral por piso de cada piso en los terremotos moderados debe ser menor o igual a 1/200 y 1/50 de la altura del piso, para estructuras de concreto reforzado y de acero, respectivamente.

La carga lateral cortante (Ql) del piso i por arriba del nivel de la tierra debe ser determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Qi = Ci \times Wi \quad [1]$$

Donde:

Ci = coeficiente de la carga lateral cortante del piso i determinado de acuerdo con la ecuación [2].
Wi = el peso del edificio en los niveles superiores al piso i.

El coeficiente de carga lateral cortante del piso i, Ci, debe ser determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Ci = Z \times Rt \times Ai \times Co \quad [2]$$

Donde:

Z = coeficiente zonal de peligrosidad sísmica.
Rt = coeficiente espectral de diseño, que debe ser determinado por el tipo de perfil de suelo y el periodo natural fundamental del edificio.
Ai = factor de distribución de la carga lateral cortante, que debe ser determinado por el periodo natural fundamental y la distribución del peso del edificio, y
Co = el coeficiente estándar de carga lateral cortante, que debe ser no menor a 0.2 para terremotos moderados y a 1.0 para terremotos severos.

(4) Carga última lateral cortante.

La carga última lateral cortante en cada piso no debe ser menor al cortante lateral últim necesario (Qun) determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Qun = Ds \times Fes \times Qud \quad [3]$$

Donde:

Qud = cortante lateral sísmico para los movimientos terrestres de terremotos severos.
Ds = coeficiente estructural relacionado con la ductilidad de los marcos estructurales, y
Fes = factor de la forma determinado de la siguiente manera:

$$Fes = Fe \times Fs \quad [4]$$

Donde:

Fe es el factor de la excentricidad de la rigidez y Fs es un factor definido como una función de la variación de la rigidez lateral a lo largo de la altura del edificio. Los valores correspondientes al Fe y al Fs son de 1.0 a 1.5.

3. PUNTOS PRINCIPALES DEL DISEÑO SÍSMICO BAJO LAS NORMAS ACTUALES

(1) Diseño preliminar.

En comparación con el método de diseño de esfuerzos permisibles, el diseño preliminar es complejo y difícil, ya que muchos factores intervienen en la decisión sobre el tamaño y la disposición de los miembros estructurales. Los factores principales que deben ser tomados en cuenta al realizar el diseño preliminar son: el modo de falla de la armazón estructural, la ductilidad de los miembros estructurales y el coeficiente estructural Ds, la asimetricidad de la estructura, el desplazamiento interespacial en el momento de un terremoto moderado, etc.

La selección del modo de falla, o en otras palabras, el grado de ductilidad de los miembros estructurales afecta seriamente la economía de la construcción y también el proyecto de arquitectura. Si los diseñadores erigen el valor de 0.55, el valor máximo, como el de Ds, ya no se les exige considerar con base en el comportamiento plástico de los edificios, pero las estructuras resultantes serán muy costosas, porque tendrán que hacer el diseño con el esfuerzo permisible suponiendo un coeficiente basal al cortante de 0.55. Adoptar valores muy pequeños para el Ds también aumentará el costo, ya que se tendrán que diseñar y construir detalles muy especiales.

(2) Consideración sobre la irregularidad.

Cuando la distribución del peso y de la rigidez lateral de cada uno de los pisos no sea homogénea en la dirección de la altura, o en el caso de que exista un alto grado de excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de gravedad en algunos niveles, la fuerza lateral cortante debe ser incrementada grandemente, y a los diseñadores de estructura se les.exige dar una atención especial al comportamiento plástico del edificio.

(3) Resistencia final al cortante lateral.

La resistencia final al cortante lateral se calcula suponiendo que la distribución en la dirección de la altura de la fuerza solicitante es igual a Ai de la ecuación [2]. Cuando existan, en los marcos estructurales, componentes que fallen frágilmente, sus influencias deberán ser consideradas en forma apropiada en el cálculo de la resistencia final al cortante lateral de los marcos.

(4) Coeficiente estructural, Ds.

El valor de Ds se calcula por nivel y por la dirección de acción de la carga sísmica. La forma de cálculo se detalla en la Notificación del Ministerio de Construcción, y es la siguiente a grandes rasgos:

Para estructura de concreto reforzado:

(i) Se identifican y se clasifican las columnas y las vigas en cuatro categorías por su ductilidad, a, b, c y d; el método de identificación es el siguiente:

Cuando una columna o una viga satisface las siguientes condiciones, la clasificación de su ductilidad se debe hacer según la tabla que aparece abajo. Las columnas o vigas que no las satisfagan se agrupan en la categoría d.

Condición: que no se produzca la falla por cortante hasta llegar al máximo de la deformación prevista en el diseño.

Se calcula la suma de la resistencia a la carga cortante de las columnas (y de las vigas) por categoría, cQa, cQb, cQc y cQd, y la suma total de la resistencia, cQu = cQa + cQb + cQc + cQd.

Tabla 1. Clasificación de la ductilidad de las columnas

Categoría de ductilidad	*Condiciones que deben satisfacer*			
	ho/d	*σo/Fc*	*pt*	*τu/Fc*
a	≥2.5	≤0.35	≤0.8%	≤0.1
b	≥2.0	≤0.45	≤1.0%	≤0.125
c	----	≤0.55	----	≤0.15
d	----	----	----	----

En esta tabla, ho = altura de la columna, D = profundidad de la columna, so = esfuerzo axial de compresión en la columna cuando el piso llega al mecanismo de colapso, Fc = resistencia del concreto, pt = relación de refuerzo longitudinal a la tensión, tu = esfuerzo cortante promedio cuando el piso llega al mecanismo de colapso.

Tabla 2. Clasificación de la ductilidad de las vigas.

Clasificación por ductilidad	*Condiciones que debe satisfacer u/Fc*
a	≤ 0.15
b	≤ 0.20
c	>0.20

(ii) Se identifican y se clasifican los muros de corte en cuatro categorías, a, b, c, y d. El método de clasificación es el siguiente:

Cuando el muro de corte no se hace sujeto a la falla por cortante hasta la deformación lateral final prevista en el diseño, la ductilidad de los muros debe ser identificada según la tabla que aparece abajo. Los otros muros de corte serán clasificados como de categoría d.

Tabla 3. Clasificación de la ductilidad de los muros de corte.

Clasificación por ductilidad	*Condiciones que deben satisfacer u/Fc*
a	â0.20
b	â0.25
c	>0.25

Se calcula la suma de la resistencia al cortante de los muros por categoría, wQa, wQb, wQc y wQd, y la suma total de la resistencia, wQu = wQa + wQb + wQc + wQd.

(iii) Cuando exista una gran cantidad de columnas, vigas y muros de carga que se clasifican en la categoría d, y que éstos lleguen a ocupar una parte considerable del total de la resistencia final al cortante lateral del piso, el coficiente estructural del piso debe ser determinado de la siguiente manera:

Ds = 0.45 para ßu≤0.3
Ds = 0.5 para 0.3<ßu≤0.7
Ds = 0.55 para 0.7<ßu

donde ßu = wQu/(wQu + cQu)

(iv) Cuando el marco estructural no incluye ningún miembro estructural de la categoría d, o el comportamiento de los miembros estructurales de la categoría d es ignorable, el Ds se calcula de la siguiente forma:

(v) Se determinan los rangos de ductilidad de los marcos de columna-viga de la siguiente manera:

Tabla 4. Rangos de ductilidad de los marcos de columna-viga.

FA	cQa/cQu ≥ 0.5 & cQc/cQu ≤ 0.2
FB	cQc/cQu < 0.5
FC	cQc/cQu ≥ 0.5

(vi) Se determinan los rangos de ductilidad de los sistemas de muro cortante según la tabla 5:

Tabla 5. Rangos de ductilidad de los sistemas de muro cortante

WA	$wQa/wQu \geq 0.5$ &	$wQc/wQu \leq 0.2$
WB	$wQc/wQu < 0.5$	
WC	$wQc/wQu \geq 0.5$	

Tabla 6. Coeficiente estructural Ds, cuando ßu 0.3

Rango de ductilidad	*WA*	*WB*	*WC*	*WD*
FA	0.3	0.5	0.35	0.4
FB	0.35	0.35	0.35	0.4
FC	0.4	0.4	0.4	0.45
FD	0.45	0.45	0.45	0.45

Tabla 7. Coeficiente estructural Ds, cuando $0.3 < ßu \leq 0.7$

Rango de ductilidad	*WA*	*WB*	*WC*	*WD*
FA	0.35	0.4	0.4	0.45
FB	0.4	0.4	0.45	0.5
FC	0.45	0.45	0.45	0.5
FD	0.5	0.5	0.5	0.5

Tabla 8. Coeficiente estructural Ds, cuando $ßu > 0.7$

Rango de ductilidad	*WA*	*WB*	*WC*	*WD*
FA	0.4	0.45	0.5	0.55
FB	0.45	0.45	0.5	0.55
FC	0.45	0.5	0.5	0.55
FC	0.55	0.55	0.55	0.55

(vii) Basándose en los rangos de ductilidad obtenidos arriba, se determina Ds por el valor resultante en la siguiente tabla, donde $ßu = wQu/(cQu + wQu)$.

Para Estructura de Acero.

(i) Se identifican y se clasifican las columnas y vigas en cuatro categorías, por su ductilidad, a, b, c,y d. El método de identificación es el siguiente:

Cuando una columna o una viga satisface las siguientes condiciones, su categoría de ductilidad se determina según la tabla que aparece abajo. Las columnas y vigas que no satisfagan estas condiciones se agrupan en la categoría d.

Condición: Las columnas no deben pandearse lateralmente, y las conecciones viga-columna no deben fallar hasta que las vigas y las columnas se sujeten a la máxima deformación plástica prevista en el diseño.

Se calcula la suma de la resistencia al cortante de las columnas por categoría, cQa, cQb, cQc y cQd, y la suma total, $cQu = cQa + cQb + cQc + cQd$.

Tabla 9. Clasificación de la ductilidad de las *columnas H*, con la resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm^2. En esta tabla, bf/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las bridas, y bw/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las almas.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm^2)	*Clasificación por ductilidad*	*Condiciones que hay que satisfacer*	
		bf/t	*b_w/w*
41	a	≤ 9.5	≤ 43
	b	≤ 12	≤ 45
	c	≤ 15.5	≤ 48
	d	> 15.5	> 48
50	a	≤ 8	≤ 37
	b	≤ 10	≤ 39
	c	≤ 13.2	≤ 41
	d	> 13.2	> 41

Tabla 10. Clasificación por ductilidad de *columnas de tubo cuadrado*, con la resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm^2. En esta tabla, b/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de los tubos.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm^2)	*Clasificación por ductilidad*	*Condiciones que hay que satisfacer b/t*
41	a	≤ 33
	b	≤ 37
	c	≤ 48
	d	> 48
50	a	≤ 27
	b	≤ 32
	c	≤ 41
	d	> 41

Tabla 11. Clasificación por ductilidad de columnas cilíndricas con una resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm^2. En esta tabla, b/t es la relación circunferencia-grosor de la placa del cilindro.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm^2)	*Clasificación por ductilidad*	*Condiciones que hay que satisfacer*
41	a	≤ 50
	b	≤ 70
	c	≤ 100
	d	> 100
50	a	≤ 36
	b	≤ 50
	c	≤ 73
	d	> 73

Tabla I2. Clasificación por ductilidad de las vigas de sección H, con una resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm^2. En esta tabla, bf/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las bridas, y bw/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las almas.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm^2)	*Clasificación por ductilidad*	*Condiciones que hay que satisfacer*	
		bf/t	*bw/t*
41	a	≤ 9	â 60
	b	≤ 11	â 65
	c	≤ 15.5	â 71
	d	> 15.5	> 71
50	a	≤ 7.5	≤ 5.1
	b	≤ 9.5	≤ 55
	c	≤ 13.2	≤ 61
	d	> 13.2	> 61

(ii) Se identifican y se clasifican las dalas diagonales en 3 categorías por su ductilidad, BA, BB y BC. El método de clasificación es el siguiente:

La clasificación se realiza con la condición mencionada más adelante, y las dalas que no las satisfagan se agrupan en la categoría BD.

Condición: ninguna parte de la dala, incluyendo las junturas, debe fallar mientras que la fuerza tensional que actue sobre la dala no llegue a la fuerza de fluencia de la dala.

Tabla 13. Clasificación por ductilidad de las dalas. En esta tabla, λe y F son la relación efectiva de esbeltez y la resistencia a la tensión de las dalas (kg/cm^2), respectivamente.

Clasificación por ductilidad	*Condiciones que hay que satisfacer*
BA	$\lambda e \leq 50/\sqrt{F}$
BB	$50/\sqrt{F} < \lambda e \leq 90/\sqrt{F}$
BC	$90/\sqrt{F} < \lambda e \leq 200/\sqrt{F}$

Se calcula la suma de la resistencia a la carga cortante de las dalas diagonales por categoría, bQa, bQb, bQc y bQd, y la suma total, bQu = bQa + bQb + bQc + bQd

(iii) Cuando existe una gran cantidad de columnas, vigas y dalas diagonales que se agrupan en la categoría d, y que la resistencia final al cortante lateral de éstas ocupa una parte considerable del total de la resistencia final al cortante lateral del piso, el coeficiente estructural del piso se calcula de la siguiente manera:

Ds = 0.40 para ßu ≤ 0.3
Ds = 0.45 para 0.3 < ßu ≤ 0.7
Ds = 0.5 para 0.7 < ßu

donde ßu = bQu/(bQu + cQu)

(iv) Cuando el marco estructural no incluye ningún miembro estructural de la categoría d, o cuando el comportamiento de los miembros estructurales de la categoría d es ignorable, se calcula el Ds de la siguiente manera:

(v) Se calculan las dos ecuaciones siguientes:

$cQu = cQa + cQb + cQc$ y $bQu = bQa + bQb + cQc$

(vi) Se determina la categoría de ductilidad del marco columna-viga según la tabla 14.

Tabla 14. Categorías de ductilidad de los marcos de viga-columna.

Categoría de ductilidad	*Condiciones que hay que satisfacer*
FA	$cQa/cQu \geq 0.5$ y $cQc/cQu \leq 0.2$
FB	$cQc/cQu < 0.5$
FC	$cQc/cQu \geq 0.5$

(vii) Se determinan las categorías por ductilidad de los sistemas con dalas diagonales según la tabla 15.

Tabla 15. Categorías de ductilidad de los sistemas con dalas diagonales.

Categorías por ductilidad	*Condiciones que hay que satisfacer*
WA	$wQa/wQu \leq 0.5$ y $wQc/wQu \leq 0.2$
WB	$wQc/wQu < 0.5$
WC	$wQc/wQu \geq 0.5$.

(viii) Basándose en los rangos de ductilidad obtenidos por los procedimientos arriba mencionados, el Ds debe ser determinado de acuerdo con las siguientes tablas, donde $\beta u = bQu/(bQu + cQu)$.

Tabla 16. Coeficiente estructural Ds en el caso de $\beta u \leq 0.3$

Categoría de ductilidad	*BA*	*BB*	*BC*
FA	0.25	0.25	0.3
FB	0.	0.3	0.3
FC	0.35	0.35	0.35
FD	0.4	0.4	0.4

Tabla 17. Coeficiente estructural Ds en el caso de $0.3 < \beta u \leq 0.7$

Categoría de ductilidad	*BA*	*BB*	*BC*
FA	0.25	0.35	0.4
FB	0.3	0.35	0.4
FC	0.35	0.4	0.45
FD	0.4	0.5	0.5

Tabla 18. Coeficiente estructural Ds en el caso de $Bu > 0.7$

Categoría de ductilidad	*BA*	*BB*	*BC*
FA	0.25	0.35	0.4
FB	0.3	0.35	0.4
FC	0.35	0.4	0.45
FD	0.4	0.5	0.5

4. CONCLUSIONES

El sismo de Kushiro, ocurrido el 15 de enero de 1993, cerca de la isla de Hokkaido, con 7.8 de magnitud, fue el primer terremoto del nivel 2 que azotó Japón en los 12 años transcurridos después de la entrada en vigor de las normas revisadas del diseño sísmico de la Ley de Estándares de Construcción. En este terremoto, se registró una aceleración terrestre de 711 cm/seg^2 en la ciudad de Kushiro, a unos 110 kilómetros del epicentro sísmico. Sin embargo, los daños en los edificios en esta ciudad, diseñados de acuerdo con la regulación revisada, fueron muy leves.

El siguiente terremoto del nivel 2 fue el Terremoto del Mar del Este de Hokkaido, acaecido el 4 de octubre de 1994, que tuvo una magnitud de 8.1.

Tampoco en este caso, los edificios ubicados en las ciudades de Kushiro y Nemuro, localizadas a 150 km del epicentro, no presentaron ningún daño considerable.

Estos hechos sugieren que la regulación actual del diseño sísmico es suficientemente eficaz para prevenir daños serios en las construcciones en los grandes terremotos. Además, esto sugiere también que el nivel de la seguridad sísmica requerido por los edificios bajo el reglamento actual es excesivo.

Como ya lo hemos visto, las normas de diseño sísmico vigentes en Japón exigen que los edificios no deben colapsarse ni poner en peligro vidas humanas cuando ocurra un terremoto del nivel 2. Este requerimiento en sí suena razonable y no excesivo. El elemento más importante causante del comportamiento sísmico excesivo de las construcciones es la insuficiencia del método adoptado en las normas para satisfacer este requerimiento. Es decir, cada una de las cláusulas técnicas incluidas en las normas contiene un juicio evidentemente conservador, que origina un comportamiento sísmico excesivo del edificio como conjunto. Muchos de estos juicios conservadores vienen de los conocimientos insuficientes sobre la relación entre "el colapso de las estructuras del edificio por los efectos dinámicos del terremoto" en términos generales y el "colapso" definido en mecánica.

Las normas de diseño sísmico vigentes en Japón en este momento constituyen un desafío para construir edificios de alta ductilidad que hagan frente a los movimientos terrestres severos. Hasta ahora, las normas no han podido tener éxitos aceptables en este aspecto.

SISTEMAS DE CALIDAD DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE EN E.U.A. Y EN LA CIUDAD DE MEXICO

Ricardo Guzmán[1]

1. INTRODUCCIÓN

La seguridad estructural y sísmica de edificios en los Estados Unidos de América (E.U.A.) es asegurada, en general, por un sistema compuesto por Leyes y Reglamentos, profesionales calificados y Oficinas Gubernamentales Reguladoras (figura 1). Dicho sistema es descrito en términos generales en el Capítulo 2.

Dada la experiencia específica del autor, en los Capítulos 3, 4 y 5 se describe en detalle el sistema para la seguridad estructural y sísmica de escuelas públicas, hospitales y edificios de servicios esenciales en California, E.U.A. Este sistema se puede considerar como el más estricto y sofisticado en uso en los E.U.A. actualmente para edificaciones estandard. En este sentido es un caso extremo.

En el capítulo 6 se discute la situación en la Ciudad de México y se hace una propuesta para mejorar la calidad del diseño y construcción de edificios muy importantes.

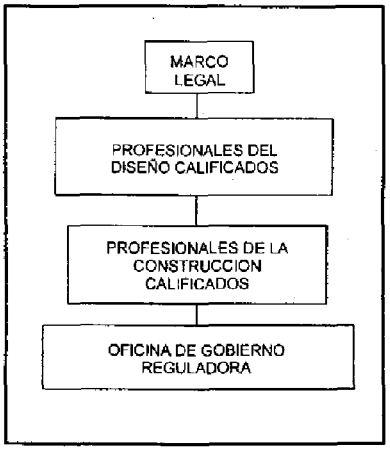


Figura 1. Componentes del sistema de seguridad estructural

2. SISTEMA BÁSICO EN E.U.A.

El sistema básico para obtener seguridad estructural de las edificaciones se puede resumir de la siguiente manera:

a. El propietario contrata un Arquitecto con licencia para ejercer para que elabore documentos de construcción (planos, especificaciones y documentos de concurso). Usualmente el Arquitecto subcontrata a Ingenieros Estructurales, Mecánicos y Electricistas los diseños de su especialidad. Dichos Ingenieros cuentan con licencias

estatales para ejercer su profesión. Las licencias se otorgan después de cumplir con requisitos de educación y experiencia y pasar uno o varios exámenes.

[1] Gerente de Ingeniería Civil Estructural, Grupo Profesional Planeación y Proyectos, S.A. de C.V.
Blvd. M. Avila Camacho No. 40-9o. piso, Naucalpan, Estado de México.

b. El diseño debe de cumplir con las Leyes, Reglamentos y Especificaciones aplicables. La figura 2 describe la aplicabilidad del marco legal.

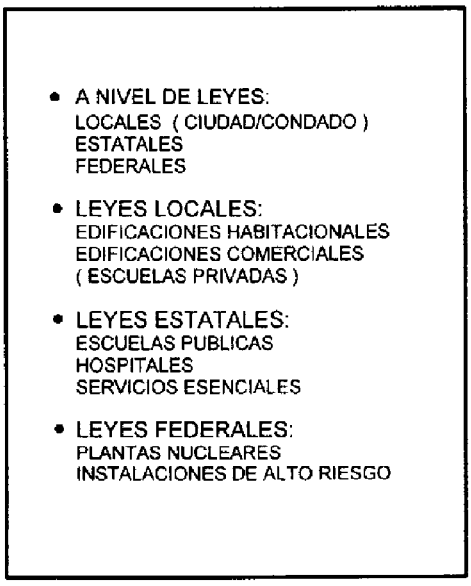


Figura 2. Marco legal

c. La construcción del edificio se hace por uno o varios Contratistas que a su vez usan Subcontratistas. El o los Contratistas primarios tiene experiencia en el tipo de edificio por construir y los Subcontratistas se especializan y son certificados en algún tipo de material o trabajo (concreto, mampostería, soldadura, etc.). La construcción tiene que ser supervisada por inspectores y laboratorios de prueba calificados y certificados. Véase la figura 3.

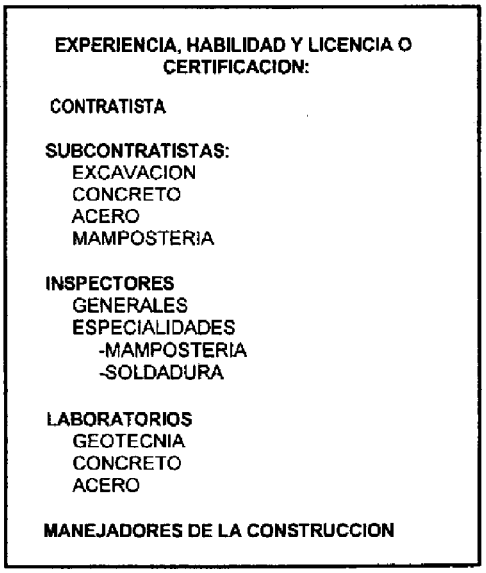


Figura 3. Profesionales de la construcción calificados

d. Una oficina de Gobierno con jurisdicción verifica que los documentos de construcción cumplen con las Leyes y los Reglamentos y que la construcción se haga con apego a documentos aprobados (figura 4).
Lo anterior se resume en la figura 1.

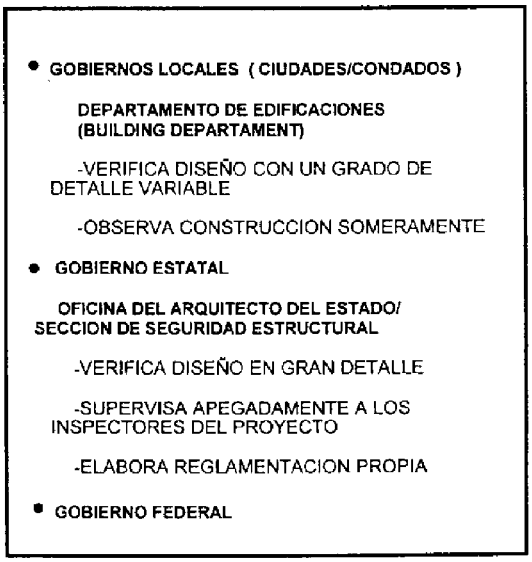


Figura 4. Oficinas de gobierno reguladoras

3. LA SEGURIDAD SÍSMICA DE ESCUELAS Y HOSPITALES EN CALIFORNIA, E.U.A.

La seguridad estructural y sísmica de escuelas públicas, hospitales y edificios de servicios esenciales en California, E.U.A. es supervisada por la Sección de Seguridad Estructural de la Oficina del Arquitecto del Estado (OSA/SSS son sus siglas en inglés) y por la Oficina de Planeación y Desarrollo de la Salud (OSHPD). OSA/SSS y OSHPD pertenecen al Gobierno Estatal. Las estaciones de bomberos y de policía, las prisiones y los centros de operaciones de emergencia son definidos como servicios esenciales (figura 5).

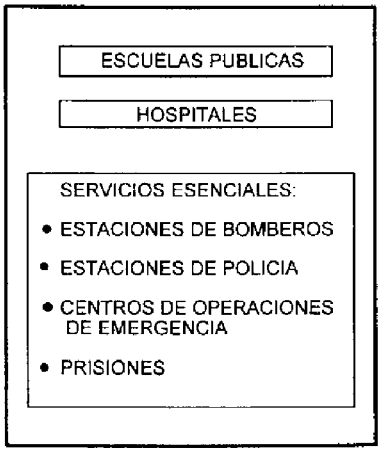


Figura 5. Sistema para la seguridad estructural (sísmica) en California

El trabajo de la OSA/SSS y OSHPD es revisar que los planos, cálculos y especificaciones cumplan estrictamente con el reglamento vigente y supervisar que los edificios sean construidos con apego a los documentos aprobados. Esta es una tarea enorme ya que se construyen anualmente edificios bajo la jurisdicción de la OSA/SSS y OSHPD con valor de 2500 millones de dólares aproximadamente. También es una labor que requiere considerable tacto, métodos bien desarrollados, competencia profesional y dedicación.

En lo que sigue se hará referencia solamente a OSA/SSS ya que OSHPD obtuvo la responsabilidad de los hospitales a partir de 1992 y ha sido la OSA/SSS la que desarrolló los procedimientos descritos en lo que sigue.

ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Escuelas

El 10 de abril de 1933 se aprobó en California la Ley "Field Act" como una acción de emergencia. Esta ley tuvo como objetivo asegurar que las escuelas públicas fueran diseñadas y construidas para resistir adecuadamente sismos intensos. La emergencia se debió a que durante el sismo de Long Beach del 10 de marzo de 1933, aproximadamente el 75% de los edificios de escuelas públicas fueron dañadas seriamente y hubo varios colapsos (Jephcott, 1984). Fue fácil concluir que si el sismo (Ml=6.3) hubiera ocurrido 3 o 4 horas más temprano, cuando las escuelas funcionaban, muchos estudiantes y maestros habría muerto o resultado heridos gravemente.

Posteriormente, la ley "Garrison Act" fue aprobada en 1939 para requerir que todos los edificios escolares construidos antes de 1933 fuesen examinados para determinar si eran inseguros. Aquellos encontrados inseguros tuvieron que ser rehabilitados o reemplazados.

Hospitales

Durante el sismo del 9 de febrero de 1971 en San Fernando, el daño a hospitales de reciente construcción fue muy extenso y severo. El Hospital Olive View fue dañado a tal grado que tuvo que ser demolido y reemplazado. Otros hospitales sufrieron daños de diferente grado en sus estructuras y elementos no-estructurales (plafones, equipo, fachadas, etc.). La mayor parte de los daños pudo haber sido evitada si los hospitales hubieran sido diseñados y construidos con estándares mejores y si los elementos no estructurales hubieran sido anclados para resistir movimientos sísmicos.

Debidos al éxito con que las escuelas resistieron el mismo sismo en 1971 y otros sismos importantes en 1940 y 1952, se emitió la Ley "Hospital Seismic Safety Act" en 1973. Esta Ley establece que los edificios de hospitales se diseñen y construyan bajo la supervisión de la OSA/SSS con estándares similares a los de las escuelas, pero con un mayor Factor de Importancia.

Edificios de Servicios Esenciales

La ley "Essential Services Buildings Act" fue emitida en 1986 con la intención de que las estaciones de bomberos, de policía, centros de operación de emergencia y de patrullas de caminos sean utilizables después de sismos intensos. Establece que la OSA/SSS supervisará su diseño y construcción bajo el código aplicable a escuelas y hospitales.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN

El diseño y construcción de escuelas públicas, hospitales y edificios de servicios esenciales en California son reglamentados por las partes 1a., 2a. y 7a. del Título 24 "State Building Code" del Código de Reglamentos de California. (figura 6)



Figura 6. Reglamento de construcción para escuelas, hospitales y servicios esenciales en California

En la Parte 1a. del Título 24 se establece el Reglamento administrativo que define:

-La manera de solicitar revisiones
-El requisito de nombrar a los Arquitectos e Ingenieros Estructuristas responsables
-Los tipos de aprobaciones que se efectúan (completas, temporales, para adiciones y alteraciones, menores, rehabilitaciones, etc.)
-Los documentos que se requieren tales como planos, cálculos, especificaciones, estudio de cimentación, estudio geosísmico, etc.
-Aprobación de inspectores de construcción y laboratorios de pruebas
-Responsabilidades y facultades de los Ingenieros Estructuristas de campo de la OSA/SSS
-Los reportes de construcción verificados que deben presentar los profesionistas responsables, los inspectores y los laboratorios de pruebas
-La certificación de edificios una vez que se cumple con todos los requisitos

La 2a. parte del Título 24 es el Reglamento Técnico de Construcción. Es una modificación del Uniform Building Code (UBC) que incluye los requisitos en cuanto a cargas de diseño, materiales de construcción (mampostería, madera, concreto, acero y aluminio) y elementos especiales en edificios (cimentaciones, recubrimientos, techos, fachadas, plafones, etc.). El diseño de elevadores se reglamenta en la 7a. Parte del Título 24.

La 2a. Parte del Título 24 se diferencia del UBC en que algunos de sus requisitos son más severos, en que algunos tipos de estructura no son permitidos y en que se requieren pruebas e inspecciones más estrictas y extensivas. Por ejemplo, cualquier tipo de irregularidad estructural que excede los criterios implica que se tenga que efectuar análisis dinámico, mientras que en el UBC sólo tres tipos de irregularidad estructural conducen a la necesidad de efectuarlos.

ORGANIZACIÓN Y FUNCIONAMIENTO DE LA OSA/SSS

El organigrama de la OSA/SSS se muestra en la figura 7. En el se ve que el Jefe de la Sección de Seguridad Estructural (Chief, Structural Safety) le reporta al Arquitecto del Estado. Arquitecto del Estado es un título y puesto que el Gobernador de California otorga a un Arquitecto con licencia destacado. Para seleccionarlo se hacen consideraciones de tipo político.

El jefe de la Sección de Seguridad Estructural es un servidor público de carrera con licencia de Ingeniero Estructurista. El dirige a nivel estatal las funciones de la OSA/SSS. Sus responsabilidades y autoridad están definidas en la 1a. Parte del Título 24.

En la actualidad la OSA/SSS divide a California en cuatro áreas según se indica en el organigrama de la figura 7. Las áreas son supervisadas desde oficinas en:

- Area I: San Francisco
- Area II: Sacramento
- Area III: Los Angeles
- Area IV: San Diego

Cada oficina es responsable de aproximadamente una cuarta parte del territorio y de la carga total de trabajo.

Cada oficina de área es dirigida por un Ingeniero Estructurista Principal y se compone de tres unidades de:

-Revisión de planos
-Ingeniería de campo
-Servicios de oficina

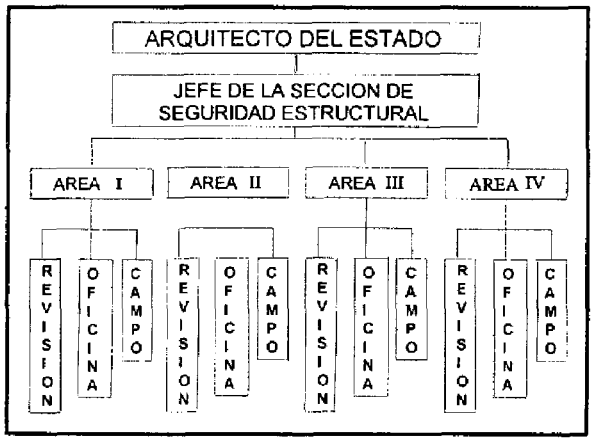


Figura 7. Organización de la Oficina del Arquitecto del Estado

Unidad de Revisión de Planos

Esta unidad revisa y aprueba los planos y especificaciones de nueva construcción, adiciones, alteraciones y rehabilitaciones de edificios. Los cálculos son revisados muy cuidadosamente.

La seguridad de las personas es el objetivo principal de la OSA/SSS, sin embargo, también se toma en cuenta la protección del valor y la durabilidad de los edificios. La estética, selección de materiales y funcionamiento del edificio no están sujetos a la revisión de la OSA/SSS.

Las actividades de la unidad son:

a. Revisión Preliminar. Al recibirse los planos, cálculos y especificaciones, un Ingeniero Supervisor revisa que estén completos y suficientemente desarrollados. Si se considera que están incompletos o son de tipo preliminar se rechazan.

b. Chequeo. Esta actividad representa la mayor parte del trabajo. Los planos, cálculos y demás documentos de un proyecto son asignados a un Ingeniero Revisor (plan checker) para que verifique en un alto grado de detalle que cumplen con las Partes 1a., 2a.y 7a. del Título 24 y con los principios, métodos y prácticas aceptables a la tradición profesional. Todo aquello que represente un peligro para la seguridad de las personas tiene, por reglamento, que ser detallado en planos y sus cálculos revisados. Esto implica que se revisen:

-Los planos arquitectónicos, estructurales, mecánicos y eléctricos para verificar la estabilidad de todos los elementos del edificio.
-Los cálculos por cargas verticales y laterales.
-Los cálculos de todos los elementos estructurales tales como vigas, losas, columnas, diafragmas y muros de cortante.
-Los cálculos y detalles de todas las conexiones estructurales. Especial cuidado se pone en lo denominado "la trayectoria de cortantes" desde las fuerzas de inercia hasta la cimentación pasando por diafragmas, conexión de diafragmas a muros de cortante y/o marcos y transmisión de fuerzas a la cimentación.
-Las separaciones entre edificios
-Los cálculos, detalles y funcionamiento de fachadas y ventanales para verificar que pueden resistir las fuerzas y acomodar las deflexiones laterales producidas por sismos reales.
-Las conexiones y estabilidad de muros interiores
-Los plafones y elementos de alumbrado
-Las cúpulas translúcidas
-Las guías y cuartos de máquinas de elevadores
-El anclaje a elementos estructurales de muebles empotrados, de equipo mecánico y eléctrico y de recubrimientos pesados (cantera, mármol, etc.)
-Coordinación entre planos arquitectónicos y estructurales y con las especificaciones.
-Las inspecciones y pruebas de laboratorio requeridas
-Que no haya conflictos de interés en las especificaciones

Para efectuar el chequeo se sigue el método tradicional de marcar en amarillo lo satisfactorio y de hacer en rojo las correcciones que se deben efectuar.

c. Supervisión del Chequeo. Antes de regresar la copia de los planos y especificaciones corregida a los profesionistas responsables, un supervisor revisa que el chequeo se haya hecho de acuerdo a los estándares de la oficina. Pone especial cuidado en los requisitos administrativos y en la "trayectoria de cortantes". Se evalúa la calidad del chequeo, el entendimiento de la estructura y los detalles por parte del Ingeniero revisor.

d. Verificación Final (Back Check). Una vez que el equipo de diseño ha incorporado las correcciones a los documentos de construcción, el Arquitecto y/o Ingeniero Estructurista responsables se reúnen con el Ingeniero revisor para verificar dicha incorporación. Finalmente, los planos y las especificaciones son sellados y la Oficina Central en Sacramento emite la Carta de Aprobación.

Para facilitar el trabajo de la Unidad de Revisión de Planos se hace uso de los siguientes documentos y ayudas de trabajo:

-Manual de Interpretaciones (Interpretive Manual). Es un Manual con una serie de procedimientos, criterios y métodos que la OSA/SSS considera satisfacen el reglamento. El Indice se reproduce en la figura 9.
-Plan Review Reminder List. Es una lista de todo lo más importante que se debe checar y los párrafos del código correspondientes. Sirve como guía detallada para los Ingenieros revisores.
-Plan Check Guidelines. Define el alcance y criterios para una revisión apropiada. Se dan ejemplos de correcciones bien y mal escritas y las prioridades del trabajo de revisión.
-Correcciones Estandard. Son una serie de comentarios y detalles estandard que se pueden usar al efectuar el chequeo.

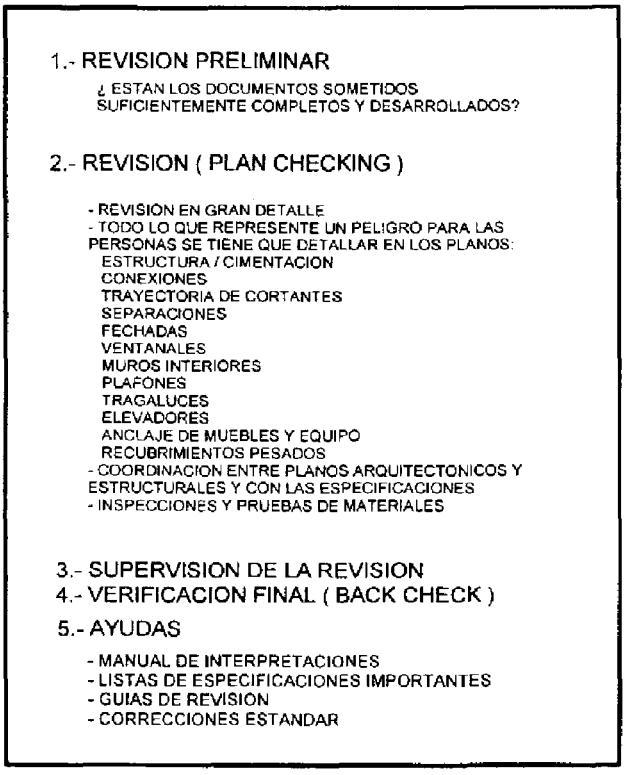


Figura 8. Unidad de revisión de planos

Unidad de Ingeniería de Campo

Esta unidad supervisa los trabajos de construcción para asegurar que cumplen con el reglamento y con los documentos aprobados. Sus funciones son (figura 10):

-Identificar errores u omisiones de diseño
-Aprobación de los inspectores de construcción
-Supervisa la calidad del trabajo de los inspectores de construcción mediante visitas periódicas al sitio, revisa sus reportes y los entrena.
-Evalúa el trabajo de los Arquitectos, Ingenieros, Laboratorios y Contratistas.
-Examina edificios existentes para determinar si son seguros para ocuparse cuando se requiere.
-Aprueba órdenes de cambio.
-Verifica que todos los requisitos se han cumplido y recomienda la certificación de edificios terminados.

INDEX TO INTERPRETATIONS OF REGULATIONS
September, 1990

IR No.	Title	
1-1	Qualification of Testing Agencies	(8/90)
2-1	Reconstruction of Buildings for School Use	(3/90)
2-2	Architect/Engineers Certification of School Buildings	(3/90)
4-1	Selection, Qualification and Rating of Project Inspectors	(3/90)
4-3	Certificate of Compliance without Receipt of all Documents	(10/97)
6-1	Duties of In-Plant Inspector for Factory Fabricated Buildings	(3/90)
4-4	Over-the-Counter Review of Relocatable Buildings	(12/97)
8-1	Grounding of Metal Buildings	(9/89)
10-1	Requirements for Glass Fiber Reinforced Concrete (GFRC) Panels	(9/89)
11-1	Construction Management Procedures for Public School Projects	(9/89)
12-1	Certification of Nonconforming Relocatable Buildings	(9/89)
13-1	School Site Improvements for School Building Projects	(9/89)
14-1	OSA Acceptance of ICBO Evaluation Reports	(4/90)
15-1	In-Plant Fabrication Inspection of Manufacturer's Stockpiled Relocatable Buildings	(9/89)

GENERAL DESIGN

23-4	Elevator Installations in Hospitals and Public Schools	(3/90)
16-3	Conditional Certification for Relocatable School Buildings	(12/97)
23-8	Computer Access Floors	(9/89)
23-9	Discontinuous Offset Vertical Lateral Load Resisting Elements	(3/90)
23-10	Positive Restraint of Beam Clamps	(9/89)
16-8	Computer Analysis and Design Calculations	(12/97)
23-13	Portable Partitions and Partition Work Station Systems	(4/90)
23-14	Dynamic Analysis	(4/90)
23-15	Earth Retaining Systems	(3/90)
23-16	Wind Load Design for One Story Relocatable School Buildings	(1/90)

MASONRY

24-1	Masonry Regulations	(3/90)
24-2	Admixtures	(3/90)
24-3	Keydeck Sub-purlins with Gypsum Roof Decks	(3/90)
24-4	Filled Cell Concrete Masonry High-Lift Grouting Method	(3/90)
24-5	Clay Brick Masonry High-Lift Grouting Method	(3/90)

Figura 9. Sección de seguridad estructural de la oficina de el arquitecto del estado

WOOD

25-1	Differential Shrinkage of Wood Members	(9/89)
25-3	Timber Connectors	(4/90)
25-4	Plywood Diaphragms	(3/90)
25-5	Concrete Curbs In Wood Frame Buildings	(3/90)
25-6	Light Metal Plate Connected Wood Trusses	(9/89)

CONCRETE

26-1	Concrete	(3/90)
26-2	Aggregates for Concrete, Grout and Mortar	(3/90)
26-3	Prestressed Concrete	(3/90)
26-4	Concrete Slabs	(3/90)
26-6	Expansion Anchors in Hardened Concrete	(3/90)

STEEL

27-1	Roof Decking w/Lightweight Insulating Concrete	(9/90)
27-2	Load Tests and Inspection of Steel Joists	(3/90)
22-9	Two Story Steel Moment Frame Relocatable Structures	(5/96)
27-4	Design Procedure for Steel Deck Diaphragms With Structural Concrete Fill	(3/90)
27-5	Partial Penetration Welds for Column Splices in Steel Ductile Moment Resisting Frames	(9/89)
27-6	Steel (SMRF) Girder to Column Connection	(3/90)
27-8	DSA Emergency Code Change For Steel Moment Frame Girder-To-Column Connection	(10/95)

MISCELLANEOUS

30-1	Veneer	(4/90)
32-1	Attachment of Clay or Concrete "S" Roof Tile	(9/89)
32-2	Clay or Concrete Tile Testing	(9/89)
33-1	Design and Construction of Bleachers 20 Feet or Less in Height	(9/90)
47-3	Maximum Allowable Load for 10 Gage and 12 Gage Wire	(3/90)
47-4	Metal Suspension Systems for Lay-In Panel Ceilings	(3/90)
47-5	Drywall Ceiling Suspension -Conventional Construction - One Layer	(3/90)
54-1	Glass Panel Railing	(9/89)
100-1	Geological Hazard Studies for Schools	(3/90)
100-2	Epoxy Repair of Concrete and Masonry Walls and Concrete Slabs	(7/90)

Figura 9. Sección de seguridad estructural de la oficina de el arquitecto del estado (continuación)

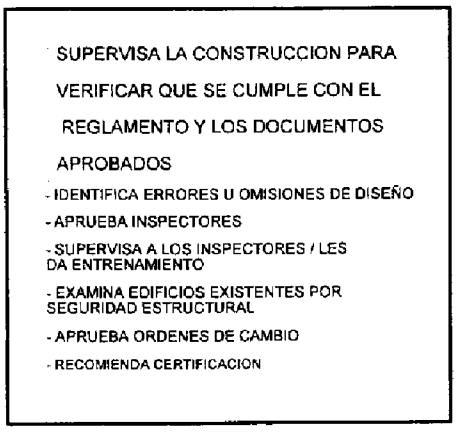


Figura 10. Unidad de ingeniería de campo

COMPORTAMIENTO DURANTE SISMOS PASADOS

El comportamiento de edificios de escuelas durante sismos en California en 1940, 1952, 1971, 1980 y 1983 con magnitudes entre 6.1 y 7.7 ha sido documentado por Jephcott (1984). El encontró que durante estos sismos ningún edificio certificado después de 1933 sufrió daños estructurales serios y que el costo de los daños fue entre cero y 3% del costo de reemplazo. Jephcott también documenta que los daños en la población de edificios no supervisados por la OSA/SSS fue considerablemente mayor. Indicativo de la confianza y calidad de los edificios certificados por la OSA/SSS es que consistentemente en todos los sismos destructivos en California después de 1933, las escuelas son usadas como refugio de las personas desplazadas porque sus edificios han sido dañados.

4. PRINCIPIOS DE OPERACIÓN

Los principios en que se basan los trabajos de la OSA/SSS se pueden resumir de la siguiente manera (figura 11):

1o. Todos los que diseñan, aún los mejores, son susceptibles de cometer errores o de interpretar mal el Reglamento.

2o. Para obtener un alto grado de seguridad durante sismos intensos es necesario tener mucho cuidado tanto con los aspectos más generales del análisis como con los detalles más pequeños.

3o. Los conflictos de interés siempre llevan a resultados de inferior calidad:

-El que diseña no debe de pagar el sueldo del que lo revisa.

-El Contratista de construcción no debe de pagar el sueldo del que diseña, de los inspectores de construcción o de los laboratorios de pruebas.

4o. El personal de la OSA/SSS que revisa el diseño y supervisa la construcción debe de tener un alto grado de preparación:

-Solo se emplean Ingenieros con Licencia de Ingeniero Estructurista. Esta licencia se obtiene mediante un examen de 16 horas (dos días) al que se tiene derecho tres años después de obtener la licencia de Ingeniero Civil. En California hay aproximadamente 60,000 Ingenieros Civiles y solamente 3000 Ingenieros Estructuristas con Licencia.

-La clasificación más baja en la OSA/SSS es Senior Structural Engineer que requiere licencia y un mínimo de 5 años de experiencia en diseño estructural.

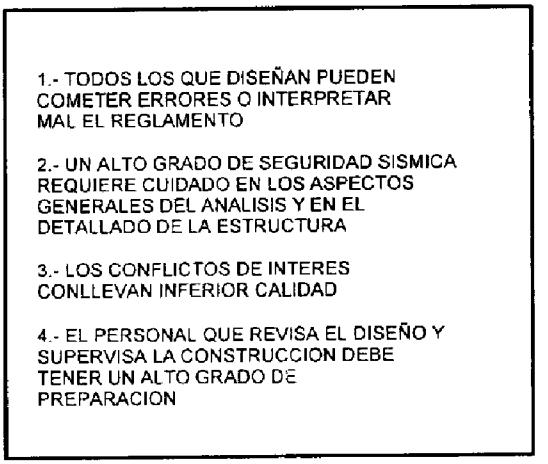


Figura 11. Principios de operación

5. ASPECTOS GENERALES

El sistema para la seguridad sismoresistente en general de edificios en E.U.A. y en particular para escuelas, hospitales y servicios esenciales en California tiene aspectos comunes y no comunes con la filosofía, conceptos y procedimientos del control total de la calidad (CTC).

ASPECTOS NO COMUNES CON EL CTC

Algunos de ellos son (figuras. 12 y 13):

-Se usan sistemas de No-confianza, o sea, de calidad por inspección.

-Los mayores incentivos son de tipo negativo. Si los dueños y profesionistas responsables no cumplen con los requerimientos de las Leyes y los Reglamentos, ello conlleva:

- Responsabilidad legal *personal*
- Amenaza de demandas civiles o penales
- Pérdida de reputación
- Mayor costo de aseguramiento o pérdida del seguro de responsabilidad profesional (en la mayoría de los proyectos se requiere poseer este tipo de seguro).

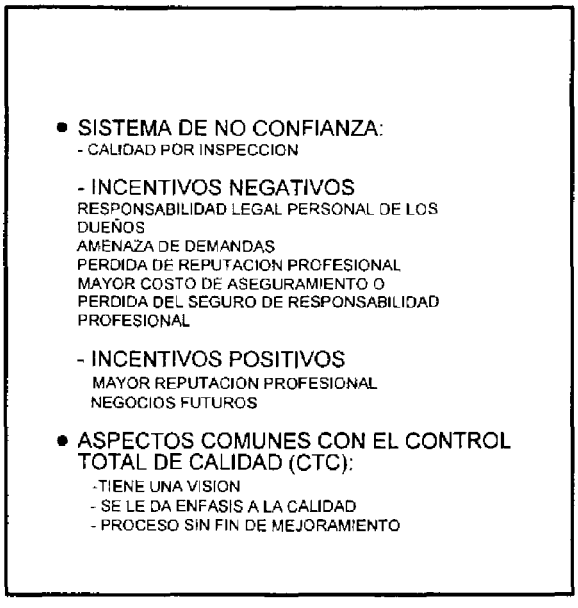


Figura 12. Aspectos generales

ASPECTOS COMUNES CON EL CTC

Entre ellos se incluyen:

-Incentivos positivos tales como:

Mayor reputación profesional
Negocios futuros

-El sistema tiene una VISION que podría más o menos expresarse de la siguiente manera: "Proteger con un alto grado de confiabilidad la vida y el bienestar de los estudiantes y habitantes de California mediante Ingeniería Estructural de la más alta calidad"

-Se le da énfasis a la calidad del diseño y la construcción

-Es un proceso que ha sido y continúa siendo objeto de mejoramiento y refinación continuados.

PROBLEMAS Y BENEFICIOS

Ellos se enlistan en la figura 13.

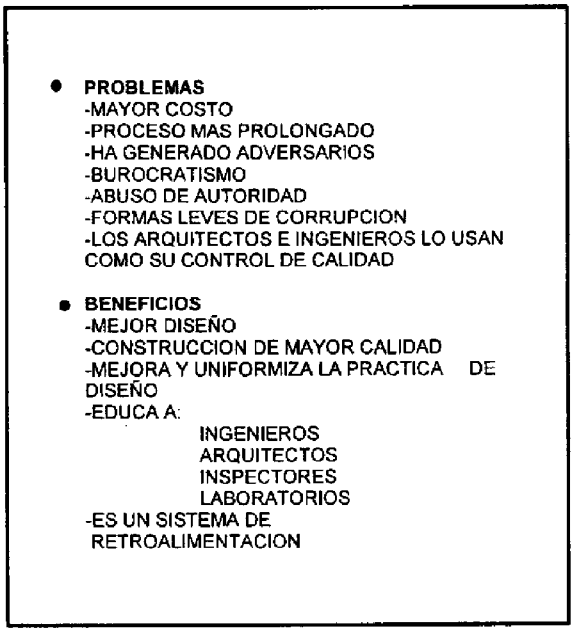


Figura 13. Aspectos generales

6. SISTEMA EN LA CIUDAD DE MEXICO

De antemano, el autor reconoce no ser experto en el sistema de seguridad sismoresistente de edificaciones implícito a la Legislación Mexicana y al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

Los daños devastadores del sismo de 1985 en la Ciudad de México tuvieron dos consecuencias principales en cuanto a reglamentación sismoresistente:

-Se mejoró los aspectos técnicos del RCDF en base a los nuevos conocimientos que se generaron de esa experiencia.
-Se crearon los Corresponsables de Seguridad Estructural (CSE) para edificaciones importantes.

Sin duda los CSE representan una importante mejora en la seguridad sismoresistente ya que somete a los proyectos y al proceso de construcción a la participación de un Ingeniero o Arquitecto que ha demostrado experiencia en seguridad estructural sísmica.

Sin embargo, basado en la lectura del RCDF, en conversaciones con varios Ingenieros y Arquitectos que practican en el D.F. y en una comparación con el sistema en E.U.A. se pueden identificar algunas deficiencias:

-Si el CSE es quien hace el diseño estructural, caso que se considera deseable, no hay requisito de revisión independiente.
-Dados los honorarios que usualmente se cobra, el CSE no tiene un presupuesto adecuado para efectuar una revisión detallada del diseño ni supervisar suficientemente la construcción.
-El RCDF es ciego con respecto a conflictos de interés del tipo de los mencionados en el inciso 3o. del Capítulo 4.
-El sistema no implica un proceso de mejoramiento y retroalimentación continuo.
-No existe una Institución como la OSA/SSS o el Japan Building Center que por el hecho de revisar a todos los profesionales que diseñan edificios importantes uniformizan y elevan el nivel de la práctica y recopila y difunde las experiencias de la profesión. En otras palabras no proporciona un sistema que en la práctica profesional y al nivel de detalle mejore la educación de Ingenieros, Arquitectos, Inspectores y Laboratorios.

PROPUESTA

Dadas las experiencias relativas en cuanto a daños ocurridos durante sismos mayores en California y en México, parece razonable sugerir que se hagan todos los esfuerzos necesarios para instituir un sistema con alguna similitud al de OSA/SSS aplicable a edificaciones **muy importantes** en lugares de alto riesgo sísmico. Se entenderían por edificaciones muy importantes los grandes hospitales, lugares donde trabaja personal clave de los Gobiernos Federal y Estatales, grandes estadios, grandes auditorios, edificios muy grandes y otros que se identifiquen mediante un estudio ad-hoc.

Como mínimo tal Institución debe proporcionar los siguientes servicios:

-Revisión verdaderamente independiente del diseño.
-Supervisión independiente de la construcción.

Es esencial que lo anterior se haga por personal altamente calificado (determinado mediante examen riguroso y con experiencia considerable). El financiamiento podría provenir de un honorario que sea función del costo total de la obra y del orden de 0.5 por ciento.

Quizás el proceso podría ser iniciado por un Estudio/Seminario patrocinado por el CENAPRED.

CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS

Se terminó de imprimir
en el mes de marzo de 1999
en los talleres de
impretei, s.a. de c.v.
Almería No. 17, Col. Postal,
C.P. 03410 México, D.F.
Tel.: 5-696 25 03

Se imprimieron 300 ejemplares
más sobrantes para reposición


Secretaría de
Gobernación
Sistema Nacional
de Protección Civil