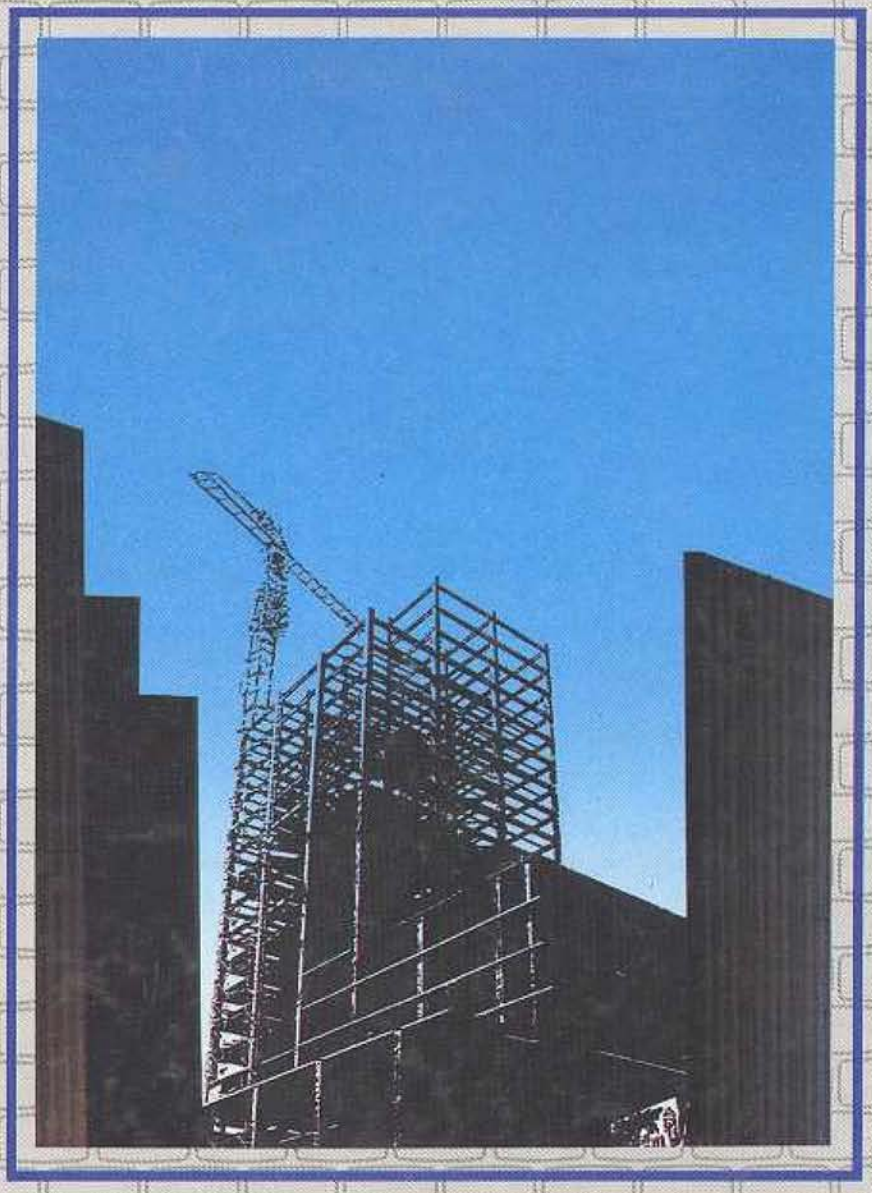
CURSO SOBRE SEGURIDAD SISMICA DE LAS CONSTRUCCIONES PARA DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA



APRED

Secretaría de Gobernación
Sistema Nacional de Protección Civil

JICA
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY

865
01-544

SISTEMA NACIONAL DE PROTECCION CIVIL

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

CURSO
SEGURIDAD SISMICA
DE LAS CONSTRUCCIONES PARA
DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA

COORDINACIONES DE CAPACITACION E INVESTIGACION

CLASIF.: CENAPRED/H109.5/C87/1995
ADQUIS.: 001586
FECHA: 26-V-2004
PROCED.: Donación
ej. 2

Secretario de Gobernación
Lic. Esteban Moctezuma Barragán

Subsecretario de Protección Civil, Prevención y Readaptación Social
Lic. Humberto Lira Mora

C E N A P R E D

Director General
Dr. Roberto Meli

Jefe de Expertos del Programa Conjunto JICA - CENAPRED
Dr. Tatsuo Murota

Coordinador de Investigación
Dr. Mario Ordaz

Coordinadora de Capacitación
Lic. Gloria Luz Ortiz

Coordinador de Difusión
Lic. Ricardo Cícero

Coordinación técnica del curso y edición a cargo de: Ing. Tomás A. Sánchez

Febrero - 1995

PUBLICADO POR EL CENTRO NACIONAL DE PREVENCION
DE DESASTRES DE LA SECRETARIA DE GOBERNACION

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

AV. DELFIN MADRIGAL No 665, COL. PEDREGAL SANTO DOMINGO.
DELEGACION COYOACAN, MEXICO, D.F.,C.P. 04360

TELEFONOS: 606 98 37 , 606 97 39 , 606 99 82
FAX: 606 16 08

CONTENIDO

Prólogo a la Segunda Edición vii

Presentación ix

TEMA "A". SISMOLOGIA Y PELIGRO SISMICO

Conocimientos Básicos de los Sismos 3
Centro Nacional de Prevención de Desastres

Sismicidad y Movimientos Fuertes en México: Una Visión Actual 19
Shri Krishna Singh

Características Sísmicas de la Ciudad de México 53
Eduardo Reinoso

TEMA "B". CONOCIMIENTOS BASICOS DEL DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

Respuesta de Edificios al Movimiento Sísmico 85
Eduardo Miranda

Lecciones de Sismos Recientes y Efectos de los Sismos en las Construcciones 121
Enrique del Valle

Diseño Sísmico de Acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 137
Roberto Meli

Ductilidad y Diseño Estructural de Edificios de Concreto Reforzado 154
Yoshiaki Nakano

Comportamiento Sísmico de las Construcciones de Acero 177
Toshibumi Fukuta

TEMA "C". CONOCIMIENTOS ESPECIFICOS DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMORRESISTENTE

Acerca de la Normatividad para el Diseño y Construcción de Cimentaciones en la Ciudad de México 215
Manuel J. Mendoza

Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado (I) 241
Oscar López

Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado (II) 272
Sergio M. Alcocer

Tecnología del Concreto 337
Juan Luis Cottier

Diseño y Construcción de Estructuras de Acero 351
Enrique Martínez

Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería 381
Tomás A. Sánchez

Evaluación y Reparación Estructural de Edificios 401
Oscar de la Torre

TEMA "D". LA PRACTICA DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMORRESISTENTE Y EL CONTROL DE CALIDAD EN OTROS PAISES

Sistema de Evaluación de Daños en Casos de Emergencia 437
Masamichi Ohkubo

Concepto de la Regulación del Diseño Sísmico de Construcciones en Japón 464
Tatsuo Murota

La Práctica de la Construcción Sismorresistente y la Verificación de la Calidad en Japón 479
Kimihide Takimura

Sistemas de Calidad del Diseño y Construcción Sismorresistente en E.U.A. y en la Ciudad de México 509
Ricardo Guzmán

MESA REDONDA

El Papel del Director Responsable de Obra en la Seguridad Estructural 535
Roberto Ruiz Vilá

PROLOGO A LA SEGUNDA EDICION

La propuesta para realizar un Curso de Seguridad Sísmica de las Construcciones 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 en México. Específicamente, los aspectos de seguridad estructural deben ser considerados como temas prioritarios en la actualización y capacitación de quienes tienen la responsabilidad de hacer cumplir y aplicar correctamente un reglamento de construcciones. El presente curso se dirige al Director Responsable de Obra (D.R.O.) ya que su participación es determinante en las diferentes etapas de un proyecto. Aunque originalmente la figura del D.R.O. se crea en el Distrito Federal, algunos estados del interior del país se han esforzado por unificar criterios para que sus peritos de construcción se desempeñen como D.R.O. cumpliendo con requisitos, obligaciones y funciones similares a las exigidas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Cabe mencionar que el CENAPRED incluye en sus grupos de participantes al curso, a peritos de obra, principalmente de los estados que tienen un riesgo sísmico importante.

La organización y realización del curso, resultó de un esfuerzo común; por una parte de los instructores, y por la otra del comité organizador. 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, personal técnico del CENAPRED evaluó los contenidos de las ponencias escritas del 1er. Curso de Seguridad Sísmica de las Construcciones, las cuales fueron integradas en un texto que dio lugar a la primer edición de las memorias. Por otra parte, las propuestas y sugerencias que hicieran los participantes al 1er. curso con respecto a los contenidos temáticos fueron de gran utilidad para poder identificar aspectos adicionales que complemetaron el alcance del curso; mismos que se han incorporado en esta segunda edición, que sin duda supera en calidad, cobertura y estructura de los temas a la primera.

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 sismorresistente de edificios, 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 más amplio avalado por un mejor conocimiento de la ingeniería sismorresistente, el CENAPRED desea el mejor de los éxitos a quienes participen en este curso de Seguridad Sísmica de las Construcciones.

PRESENTACION

En el marco del programa de cooperación técnica México-Japón, se realizó en el Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED, un estudio diagnóstico sobre la difusión de conocimientos relativos a la ingeniería sísmica y sus implicaciones en la práctica actual del diseño y construcción de edificios. Como resultado, se identificó al Director Responsable de Obra (D.R.O.) como el personaje idóneo para difundir estos temas dada su importante participación en los aspectos de seguridad estructural, dirección y supervisión de las construcciones. A saber, en el D.R.O. recae la responsabilidad legal de la observancia del reglamento de construcciones en las obras para las que otorga su responsiva.

En este contexto, el CENAPRED con el apoyo de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, JICA, organizó un concurso de Seguridad Sísmica de las Construcciones para Directores Responsables de Obra. El objetivo consistió en intercambiar experiencias sobre los aspectos básicos que se deben cuidar en el proyecto arquitectónico y estructural, así como en la ejecución de las obras para lograr una seguridad adecuada ante sismos. Además, se buscó actualizar a los participantes en los diferentes temas de la ingeniería sísmica y proporcionarles información sobre las técnicas de seguridad estructural empleadas en los Estados Unidos de América y en el Japón.

El curso se estructuró con cuatro temas básicos y una mesa redonda de la manera siguiente: I. Sismología y Peligro Sísmico; II. Conocimientos Básicos del Diseño Sísmico de Edificios; III. Conocimientos Específicos del Diseño y Construcción Sismorresistentes; IV. La Práctica del Diseño y Construcción Sismorresistente y el Control de Calidad en otros Países. La mesa redonda, con la que concluye prácticamente el curso, versa sobre El Papel del Director Responsable de Obra en la Seguridad Estructural. En las presentes memorias se integran las 19 ponencias presentadas por especialistas de alta calificación técnica, tanto nacionales como internacionales. Las notas, que fueron preparadas por cada uno de los ponentes, constituyen por lo tanto un texto básico para la continua impartición del curso.

Finalmente cabe mencionar que el curso de Seguridad Sísmica de las Construcciones para D.R.O. constituye un esfuerzo por impulsar y mejorar la práctica profesional de una figura aunque relativamente nueva de gran importancia en el proyecto y la construcción de edificaciones: el Director Responsable de Obra, personalidad legal creada a partir de la aprobación del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en 1987.

TEMA "A"

SISMOLOGIA Y PELIGRO SISMICO

Conocimientos Básicos de los Sismos

Centro Nacional de Prevención de Desastres

Sismicidad y Movimientos Fuertes en México: Una Visión Actual

Dr. Shri Krishna Singh

Características Sísmicas de la Ciudad de México

Dr. Eduardo Reinoso

CONOCIMIENTOS BASICOS DE LOS SISMOS

Centro Nacional de Prevención de Desastres[1]

INTRODUCCION

Por su ubicación geográfica México se encuentra sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden derivar en una situación de desastre; entre las calamidades a las que mayormente está expuesto el territorio nacional resaltan los sismos, que tienen un lugar especial a lo largo de la historia, tanto por su frecuencia, como por los desastres a que han dado origen, particularmente el 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 la naturaleza de nuestro país. En la ciudad capital, a esos elementos se suman las características del subsuelo y la gran densidad poblacional, originando una situación de riesgo sísmico.

Frente a ese panorama la acción gubernamental se orienta a informar y capacitar a la ciudadanía para enfrentar con eficacia los fenómenos telúricos con base en conocimientos objetivos, de ahí que el propósito particular de incluir en estas memorias el Fascículo "Sismos" editado por el CENAPRED, sea generalizar la información sísmica más reciente y contribuir a la consolidación de la Cultura de Protección Civil, sobre la que habrán de sustentarse las acciones en pro de la Prevención de Desastres.

Cada uno de los temas del fascículo "Sismos" abordan aspectos distintos y complementarios sobre la dinámica de nuestro planeta, en la búsqueda de una visión de conjunto que, estamos seguros, redundará en el desarrollo de la Protección Civil en México.

CONSTITUCION 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:

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.**

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**.

---

[1]Tomado de fascículo "Sismos". Editado por el CENAPRED.

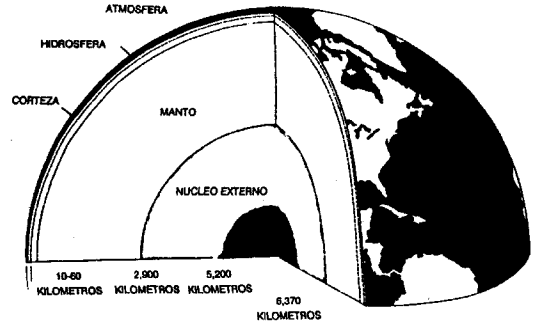
NUCLEO EXTERNO

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.

NUCLEO 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.

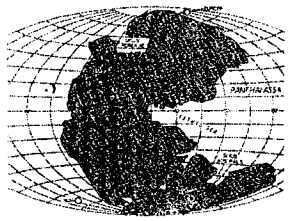


DERIVA DE LOS CONTINENTES

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, observe la figura derecha.

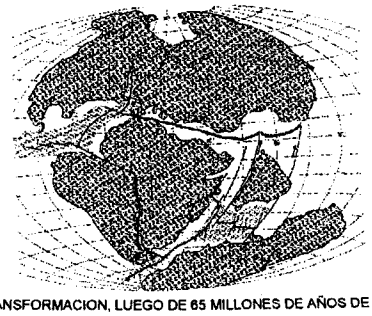
Tomando como base lo anterior, Alfred Wegener desarrolló, en 1912, la **Teoría de la Deriva Continental**, que afirma que los actuales continentes se hallaban agrupados, hace 200 millones de años, formando un super continente llamado **PANGEA.** Dichos continentes al moverse constantemente sobre un supuesto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

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.

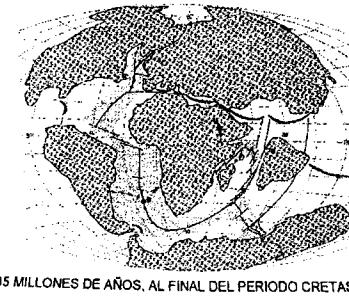


PANGEA, 200 MILLONES DE AÑOS

TRANSFORMACION, LUEGO DE 65 MILLONES DE AÑOS DE DERI



TRANSFORMACION, LUEGO DE 65 MILLONES DE AÑOS DE DERI



135 MILLONES DE AÑOS, AL FINAL DEL PERIODO CRETASICO

Para entender el mecanismo que impulsa las placas observe la figura inferior 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.

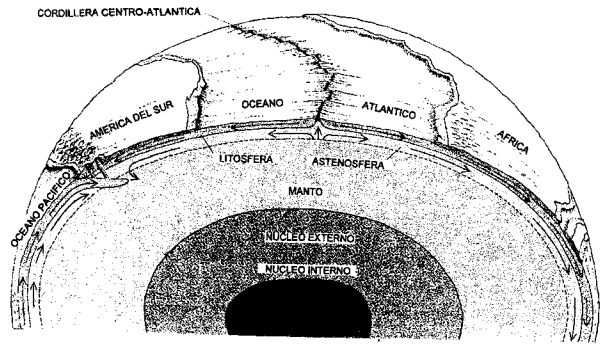
Los límites de las placas NO coinciden con los límites de los continentes; una sola placa puede contener porciones de continentes y porciones de océanos.

Los límites o márgenes entre las placas pueden ser de tres tipos:

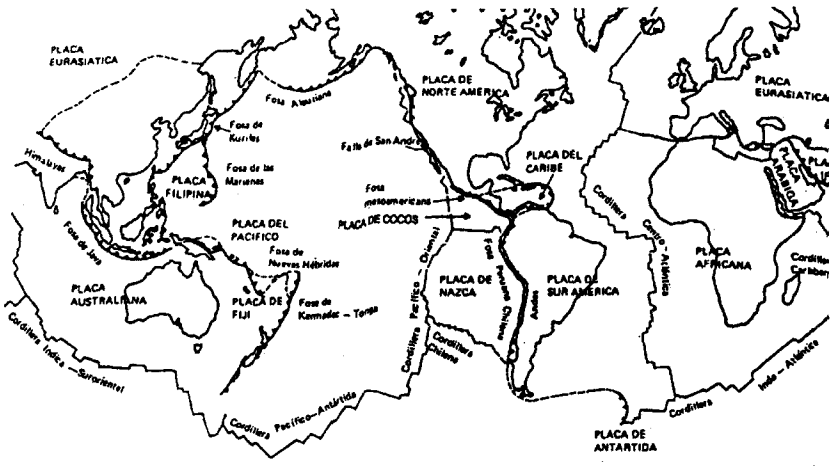
A) DIVERGENTES: en donde las placas se están separando; un ejemplo son las cordilleras oceánicas.

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.

C) TRANSFORMACION 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.



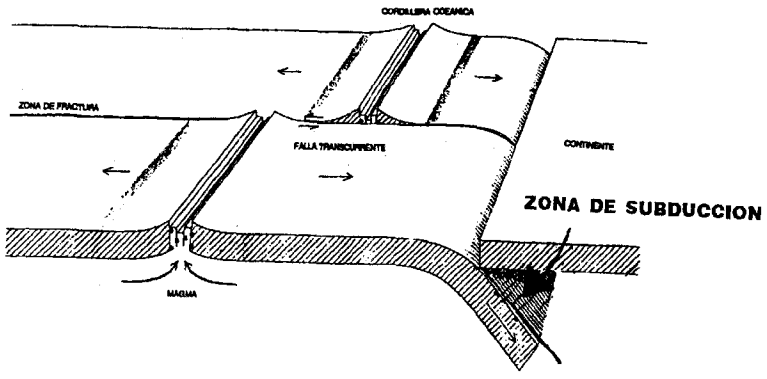
RELACION ENTRE LA TECTONICA DE PLACAS Y LA SISMICIDAD MUNDIAL



Contientes y placas litosféricas.- El mapa muestra las cordilleras centro - oceánicas, las fosas marinas y las principales placas en que se divide la corteza terrestre (Adaptado de J. F. Dewey, 1972, Ref. 2.4)

La litosfera está dividida, como ya se mencionó, en varias placas (como se muestra en la figura superior), 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 inferior). 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.**

Esquema de los diferentes límites entre placas



ONDAS SISMICAS

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. 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.

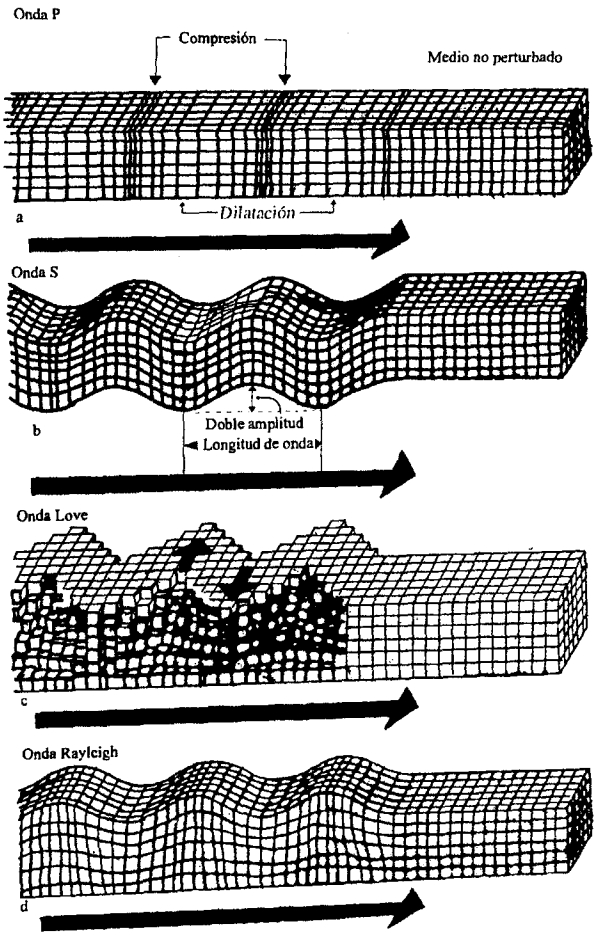


Diagrama ilustrando la forma del movimiento de los cuatro tipos de ondas sísmicas (De Bruce A. Bolt. Nuclear Explosions and Earthquakes. W. H. Freeman and Company, 1976)

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:

1. 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.

2. 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.

3. 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.

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.

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).

ESCALA DE INTENSIDAD MERCALLI MODIFICADA ABREVIADA

Valor de la intensidad y la descripción

I. No tiene 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)

VIII. 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)

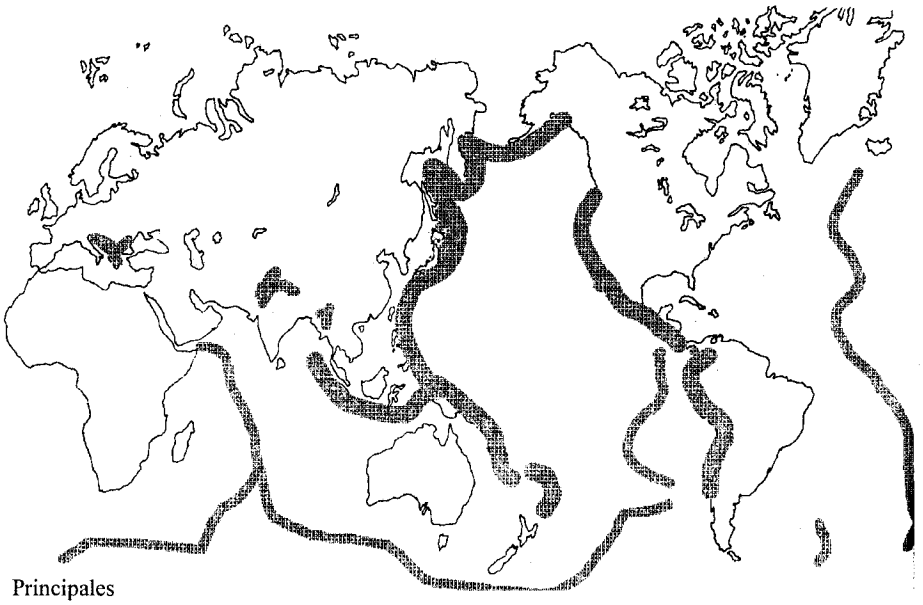
IX. Daño considerable en estructuras de diseño especial; estructuras con armaduras bien diseñadas pierden la vertical; grande en edificios sólidos con colapso parcial. Los edificios se desplazan de los cimientos. Grietas visibles en el suelo. Tuberías subterráneas rotas. (IX + de la escala Rossi-Forel)

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.

ZONAS SISMICAS EN EL MUNDO



Principales
zonas sísmicas

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.
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".

RIESGO SISMICO EN MEXICO

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:

CATALOGO DE TEMBLORES DE GRAN MAGNITUD EN MEXICO [SIGLO XIX]

FECHA	REGION	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.

CATALOGO DE TEMBLORES DE GRAN MAGNITUD EN MEXICO
[1900 - 1985]

FECHA	REGION	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.

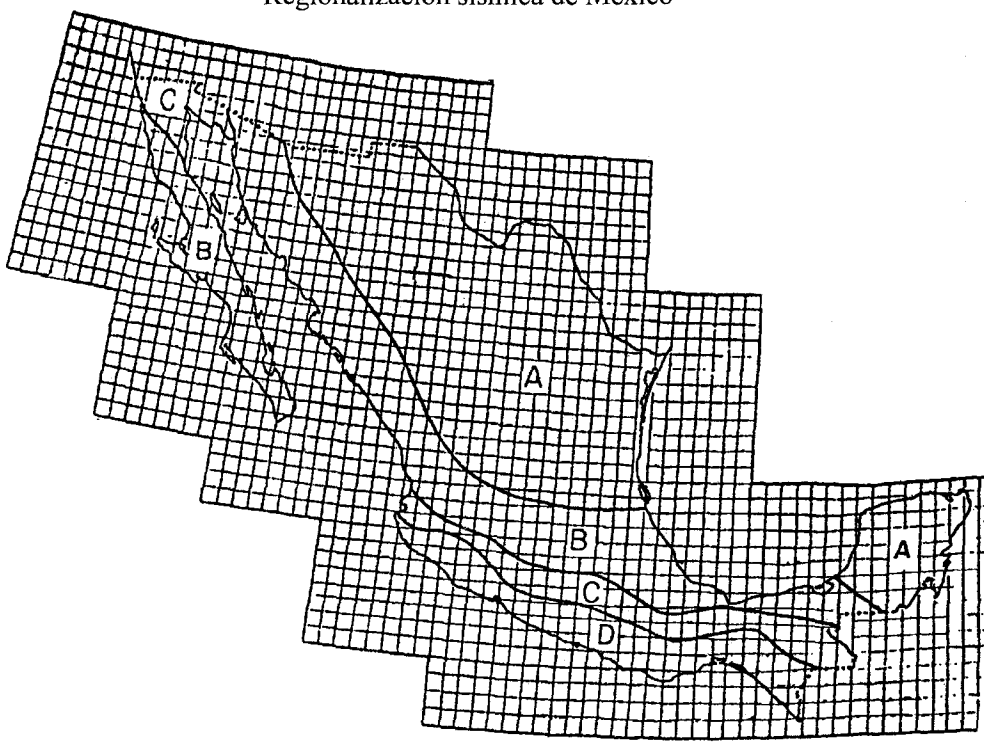
REGIONALIZACION SISMICA

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.

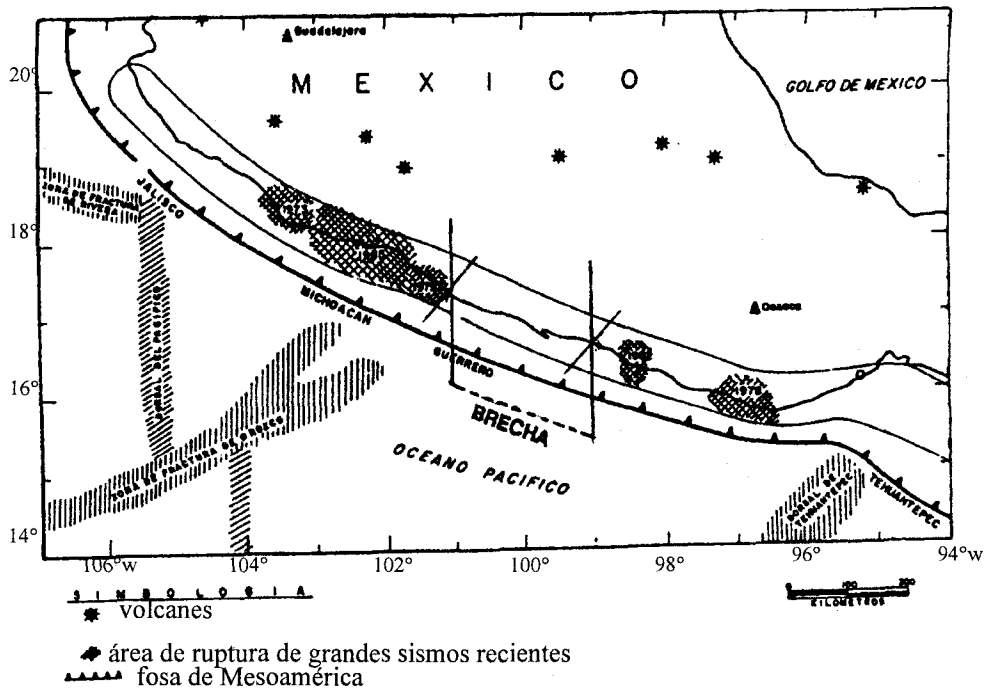
A esta clasificación se le conoce como regionalización sísmica y tiene como principal objetivo, junto con manuales de obras civiles proporcionar la información necesaria a los constructores para el cálculo de los valores con que se debe diseñar cualquier obra, de tal manera que ésta resulte suficientemente 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.

Regionalización sísmica de México



LA BRECHA SISMICA DE GUERRERO

Estudios sobre sismicidad en el Valle de México



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.

INSTRUMENTACION SISMICA

1. *Instrumentos de registro*

Para conocer las características de las ondas sísmicas es necesario registrarlas de tal forma que puedan ser estudiadas posteriormente y determinar así la duración del movimiento, sus direcciones principales, etc., para ello se emplean principalmente **sismográfos y acelerógrafos.** El sismográfo 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 sismográfo 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 sismográfos, 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.

2. *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; tres en Ciudad Universitaria, dos en la Central de Abastos, dos en Tláhuac, uno en el sismológico de Tacubaya, otro cerca de Viveros de Coyoacán y el último en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

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 (más adelante se amplía la información sobre la Red de Observación Sísmica del CENAPRED), lo que hace que en la actualidad la Ciudad de México cuente con 108 aparatos de medición de temblores fuertes, considerando 2 más instalados por el Instituto de Ingeniería. Gracias a esta red, desde el mes de febrero de 1988, se empezó a tener información suficiente para analizar 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.

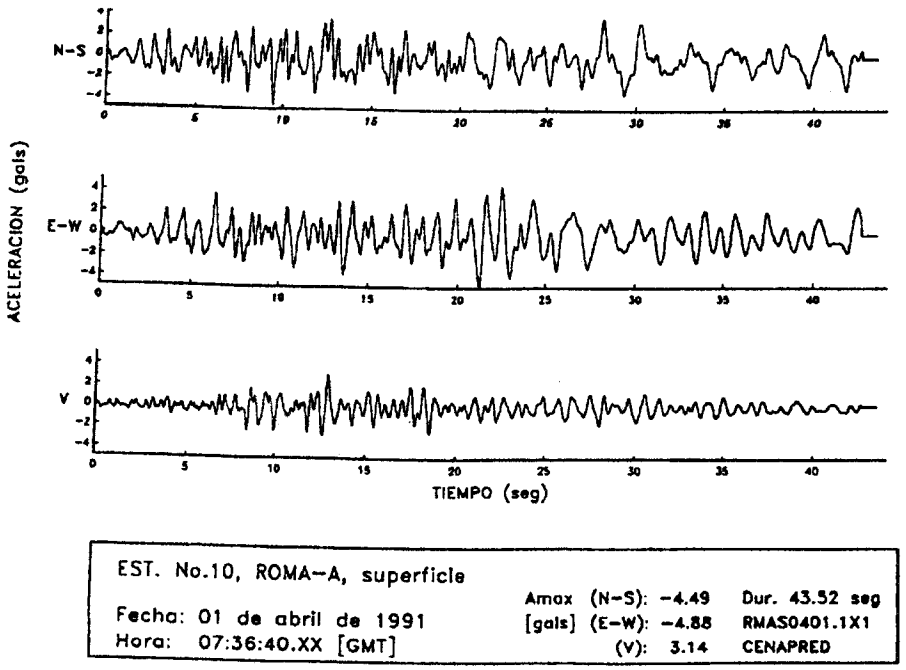
Posteriormente ha sido posible registrar otros temblores pequeños, como los del 9 de marzo, 2 de mayo y 12 de agosto de 1989, así como el 11 y 31 de mayo de 1990 y un temblor moderado el 25 de abril de 1989. Desde luego no han sido los únicos temblores en el valle de México, sino que han ocurrido muchos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

Red de Observación Sísmica del CENAPRED.

La red de observación sísmica del CENAPRED está compuesta por un total de 15 estaciones autónomas de registro y un puesto centralizado de recepción y procesamiento de la información ubicados en las instalaciones del CENAPRED. La Red a su vez está dividida en dos subredes.



La primera esta subdividida en 5 estaciones acelerográficas uniformemente distribuidas entre Acapulco-México. El propósito fundamental de este sistema es el registro de los temblores en la zona epicentral y el estudio de las características de propagación de las ondas sísmicas en su trayectoria hacia la ciudad de México. Las 5 quedaron instaladas sobre roca firme. Los instrumentos de medición son acelerógrafos digitales trixiales de alta resolución con registro local e interconectados vía telefónica con el puesto central de registro en el CENAPRED. Los equipos están instalados dentro de una caseta metálica y operan con celdas solares y baterías.

La segunda parte de la red de observación sísmica está formada por una subred de 10 estaciones instaladas, como ya se mencionó en distintos puntos de la Ciudad de México. La distribución de estaciones de esta subred, se hizo con base en la zonificación de la Ciudad y de acuerdo al tipo de suelo a estudiar.

Los objetivos principales de este sistema son el estudio de las características de las ondas sísmicas incidentes en el valle de México provenientes de la costa y el comportamiento de distintos suelos bajo exitación sísmica. Por esta razón se instalaron en la mayor de las estaciones no sólo acelerómetros en la superficie, sino también sensores triaxiales en pozos profundos a diferentes profundidades. Los sensores de pozo menos profundo se localizaron a la mitad del primer estrato blando de arcilla y los sensores más profundos a la mitad del estrato duro. En dos estaciones, la No. 9 y No. 15 se instalaron también instrumentos en un edificio cercano a la estación con objeto a estudiar su respuesta dinámica e interacción con el suelo durante un movimiento fuerte. Las estaciones quedaron comunicadas al puesto central de registro mediante enlaces de telemetría por radio. El suministro de energía eléctrica es de la red comercial.

SISMICIDAD Y MOVIMIENTOS FUERTES EN MEXICO: UNA VISION ACTUAL

Shri K. Singh[1] y Mario Ordaz[2]

RESUMEN

Se hace una reseña de algunos estudios que se han realizado en los últimos cinco años sobre características de los temblores mexicanos y la estimación de los movimientos fuertes producidos por ellos. Se hace hincapié en aquellos resultados que han tenido, o probablemente tendrán, mayor impacto en los nuevos reglamentos de construcciones en nuestro país.

1. INTRODUCCION

Los temblores de Michoacán del 19 y 21 de septiembre de 1985 dieron un gran ímpetu a la sismología y a la ingeniería sísmica en México. La importancia de entender los fenómenos de generación de los grandes temblores, la propagación de las ondas sísmicas y el efecto de sitio en el movimiento del terreno quedó manifiesta a causa de los daños producidos por el terremoto del 19 de septiembre de 1985 (Ms 8.1) especialmente en el Distrito Federal (DF). Gracias a la disponibilidad de sismogramas de muy alta calidad obtenidos a distancias telesísmicas, así como acelerogramas digitales registrados en la zona epicentral, a lo largo de la costa del Pacífico y en el DF, las características del terremoto del 19 de septiembre de 1985 han sido estudiadas en detalle por diversos grupos de investigadores. Aunque la metodología y los datos usados por los grupos difieren, los resultados obtenidos son muy consistentes.

Aparte de los estudios relacionados con el terremoto de Michoacán, se han hecho avances significativos para entender: (a) el proceso de ruptura de los grandes temblores mexicanos (Ms > 7) que han ocurrido desde 1907; (b) los sismos históricos de México; (c) la extensión y potencial sísmico de la brecha de Guerrero; (d) las características especiales de los grandes temblores mexicanos; (e) el espectro sísmico en la fuente y su atenuación con la distancia; (f) la predicción de la aceleración máxima esperada en la zona epicentral; (g) la propagación de las ondas sísmicas hacia el DF; (h) la estimación del movimiento del terreno en el DF (aceleración máxima, espectro de Fourier, espectro de respuesta, duración) debido a sismos de la costa del Pacífico; e (i) la amplificación espectral de las ondas sísmicas en la zona dura del valle de México. En el presente artículo se hace un breve resumen de los trabajos que sobre estos temas se han realizado a partir de septiembre de 1985.

---

[1] Investigador, Instituto de Geofísica, UNAM, Asesor; Instituto de Ingeniería, UNAM y Centro Nacional de Prevención de Desastres.

[2] Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM. Jefe del Area de Riesgos Geológicos, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

2. TECTONICA DE MEXICO Y LOS GRANDES TEMBLORES

Los grandes temblores (Ms $\geq$ 7.0) en México a lo largo de la costa del Pacífico, son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica (fig 2.1). La placa de Rivera, que es relativamente pequeña, se desplaza bajo el estado de Jalisco con velocidad relativa de unos 2.5 cm/año. La frontera entre las placas de Rivera y de Norteamérica es algo incierta , pero se estima que intersecta la costa de México cerca de Manzanillo (19.1°N, 104.3° W). Por otra parte, la velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto al continente varía desde unos 5 cm/año cerca de Manzanillo hasta 8 cm/año en Tehuantepec. El terremoto de Jalisco del 3 de junio de 1932 (Ms 8.2), el cual ocurrió sobre la interfase de la placa de Rivera y la de Norteamérica (Singh et al, 1985a), muestra que una placa pequeña, joven y con una velocidad relativamente baja de subducción es capaz de generar grandes temblores. Este terremoto es el más grande que ha ocurrido en México en el presente siglo.

Los grandes temblores también ocurren en el continente con profundidades de unos 60 km. En este caso los temblores presentan un mecanismo de fallamiento normal que refleja el rompimiento de litosfera oceánica subducida (Singh et al, 1985b). Si bien este tipo de eventos es relativamente poco frecuente, se sabe que pueden causar grandes daños. Algunos ejemplos de este tipo de sismos son el de Oaxaca del 15 de enero de 1931 (Ms 7.8), el de Orizaba del 23 de agosto de 1973 (ms 7.3) y el de Huajuapan de León del 24 de octubre de 1980 (m_B 7.0).

Aún menos frecuentes son los temblores que ocurren dentro de la placa continental (Ms $\leq$ 7). Dependiendo de su ubicación, tales eventos pueden generar daños considerables en diversos asentamientos humanos. Dos ejemplos son: el temblor de Jalapa del 3 de enero de 1920 (Ms 6.4) y el de Acambay del 19 de noviembre de 1912 (Ms 7.0).

Existe también lo que podría llamarse sismicidad de fondo, consistente en temblores con M $\leq$ 5.5, cuyo origen no puede asociarse a ninguna estructura geológica en particular.

El Eje Neovolcánico en México no es paralelo a la trinchera, lo cual es algo anormal. Es muy probable que esto se deba a la morfología de la placa subducida; como posteriormente se demuestra, el contorno de los 80 a 100 km de profundidad de la zona de Benioff aproximadamente coincide con la línea de los volcanes.

2.1 Catálogo de grandes temblores ocurridos en México

Los catálogos basados en sismogramas cubren los temblores que han ocurrido en este siglo. Aún para estos temblores, la asignación de magnitud ha sido problemática debido a cambios en la definición de la magnitud (ver, por ejemplo, Singh et al, 1984a) y en las características de los sismógrafos. Algunos catálogos de grandes temblores mexicanos de este siglo están dados por Singh et al (1981), Singh et al (1984a) y Anderson et al (1989); las magnitudes y los momentos sísmicos reportados en Anderson et al son tal vez los más confiables.

Tradicionalmente se ha considerado que el estudio de la sismicidad proporciona respuestas a dos cuestiones cruciales para la ingeniería sísmica: qué tan frecuentemente pueden presentarse en una región determinada temblores de cierta magnitud y cuál es la máxima magnitud que puede generarse en una estructura geológica dada. En virtud de la naturaleza del fenómeno, su descripción en términos probabilistas es, hasta el momento, la única posibilidad racional. Para alcanzar este objetivo, además de la información geológica pertinente, se requiere contar con un catálogo de temblores confiable que cubra un lapso suficientemente grande. Un catálogo es confiable cuando incluye todos los sismos con magnitud superior a cierta magnitud de interés; es requisito además que otros datos relevantes como magnitud y localización, sean suficientemente precisos; en particular, la escala de magnitudes debe ser uniforme y no sufrir del problema de saturación. En vista de que la sismicidad instrumental se inicia a principios de siglo, la magnitud y localización de los eventos ocurridos en los siglos anteriores están necesariamente basadas en la interpretación de las descripciones de daños. Esto implica, por una parte, que los catálogos históricos pueden incluir sólo eventos de magnitudes moderadas y grandes, y por otra parte, que las estimaciones de magnitud y

localización pueden ser sumamente inciertas. El problema de catálogos históricos en México es especialmente agudo en vista de la escasa población a lo largo de la costa del Pacífico en los siglos pasados. Por ejemplo, para el siglo pasado, se ha identificado la ocurrencia de cerca de 23 temblores con $M \geq 7$ (Singh et al, 1981), mientras que en lo que va de este siglo ya han ocurrido alrededor de 35 eventos de esta magnitud sin que haya razón que justifique tal diferencia en la sismicidad En otras palabras, es muy probable que el catálogo del siglo pasado esté incompleto. De estas consideraciones se desprende la necesidad de dedicar esfuerzos importantes al estudio de los temblores históricos como los que han realizado García et al (1988) y Rojas et al (1988) para documentar y dar interpretación sismológica a todos los temblores históricos para los que se dispone de testimonios. Aún cuando estos esfuerzos no permitieran completar el catálogo histórico, los resultados, correctamente usados, serán de gran importancia en la estimación del riesgo sísmico en México.

2.2 Periodos de recurrencia de grandes temblores a lo largo de la zona de subducción.

Los catálogos de grandes temblores de este siglo y del siglo anterior, junto con sus áreas de réplicas (medidas o inferidas), han permitido estimar periodos de recurrencia para algunos segmentos de la zona de subducción. Los resultados se resumen en la tabla 2.1 (modificada a partir de Singh et al, 1981). Los periodos de recurrencia observados, T_R, varían de 30 a 75 años. Sean V la velocidad relativa de la placa y D el deslizamiento durante un gran sismo. Resulta entonces que

$$D = \eta V T_R \qquad (2.1)$$

donde η toma en cuenta deslizamientos asísmicos. Como D es aproximadamente proporcional a $Mo^{1/3}$ (Mo = momento sísmico) es posible reescribir la ec 2.1 como

$$T_R \propto Mo^{1/3}/\eta V \qquad (2.2)$$

Astiz y Kanamori (1984) ajustaron la ec 2.2 a datos de temblores mexicanos de subducción (tabla 2 1, excepto por los dos últimos eventos) y encontraron que

$$\log T_R = 1/3 \log Mo - 7.5 \qquad (2.3)$$

(Mo en dina-cm, TR en años). Si se toma el temblor de 1911 como el último evento en Michoacán (tabla 2.1), la ec 2. 3 predice $Mo = 1.3x\ 10^{28}$ dina-cm para un temblor en 1985. Este valor para el momento sísmico coincide razonablemente con los valores reportados por varios autores para el temblor del 19 de septiembre de 1985. Nótese que la ec 2.3 predice el momento sísmico acumulado, es decir el momento que podría liberarse en un gran evento o en varios, más pequeños, distribuidos en un lapso relativamente breve.

2.3 Tramos de quietud o brechas sísmicas

Los tiempos entre grandes eventos de subducción muestran claramente que el proceso que les da origen no puede ser modelado como uno de Poisson. El proceso se puede visualizar como constituido por periodos de acumulación de energía de deformación -por efecto de la subducción de la placa- y su repentina liberación durante un temblor. Después del temblor, es necesario un nuevo periodo de acumulación de energía hasta que se sobrepase la resistencia de las rocas dando lugar a un nuevo temblor. Surge entonces la noción de brecha sísmica para designar a un segmento del área de contacto entre las placas en el cual no se ha producido un temblor de importancia en un lapso relativamente grande (en el caso de México, más de 30 años). Se antoja intuitivamente aceptable asignar altas probabilidades de ocurrencia de un gran temblor en un lapso relativamente breve a las brechas sísmicas. Con base en estas consideraciones se identificaron diversas brechas sísmicas en México (e g Kelleher et al, 1973; Singh et al, 1981). Los grandes temblores recientes (Colima, 1973; Oaxaca, 1978; Petatlán, 1979; Playa Azul, 1981; doblete de Ometepec, 1982; Michoacán, 1985) han ocurrido en sitios considerados brechas sísmicas. Destaca la de

Guerrero, en cuya zona noroeste (desde Petatlán hasta cerca de Acapulco) no se han producido grandes temblores en los últimos 80 años y cuya porción sureste (desde Acapulco hasta cerca de Ometepec) no ha dado lugar a eventos de importancia después de los terremotos de 1957 y 1962. Más adelante se discute con detalle el potencial sísmico de esta brecha.

Cabe mencionar que se han hecho esfuerzos para modelar procesos de ocurrencia como el descrito recurriendo tanto a modelos simplificados del proceso físico (Hong y Rosenblueth, 1988; Ordaz y Rosenblueth, 1989; E Reinoso, comunicación personal, 1990) como a modelos basados en la estadística bayesiana que hacen uso óptimo de la información disponible (Jara y Rosenblueth, 1988). La noción de brecha sísmica y la naturaleza no poissoniana de la ocurrencia de temblores hace que, en general, el riesgo sísmico crezca con el tiempo que ha transcurrido sin temblar. El estudio de las implicaciones de este hecho en la reglamentación sísmica es actualmente tema de investigación (Cornell y Winterstein, 1988; Rosenblueth y Jara, 1990).

2.4 Los temblores de septiembre de 1985

2.4.1. Acelerogramas en las zonas epicentrales

El gran temblor del 19 de septiembre de 1985 (Ms 8.1) rompió la brecha de Michoacán. A este temblor siguió otro el día siguiente (21 de septiembre, tiempo de Greenwich) con Ms 7.6. Estos eventos fueron registrados por una red de acelerógrafos instalada en la zona epicentral por un equipo conjunto del Instituto de Ingeniería de la UNAM y de la Universidad de California en San Diego. Es la primera vez que temblores de gran magnitud en una zona de subducción se observan instrumentalmente con equipo digital y buena cobertura. Para el temblor del 19 de septiembre la información de esta red y de los acelerogramas en el valle de México presenta peculiaridades sorprendentes En la zona epicentral se registraron aceleraciones del terreno que pueden considerarse pequeñas (0.15g) para un temblor de gran magnitud. Por otra parte, las aceleraciones observadas en y cerca del valle de México varían entre 0.03 y 0.20 g. Esto también es sorprendente si se considera que la Ciudad de México se encuentra a casi 350 km de la zona epicentral.

Inmediatamente después del primer sismo se instaló una red de sismógrafos en la zona epicentral y con ello se obtuvieron las áreas de réplicas de los dos grandes eventos. Estas se muestran en la fig 2.2. Las profundidades se estimaron en 16 y 20 km, respectivamente, con base en modelado sintético de ondas P de período largo (LP) (UNAM Seismology Group, 1986). Los mecanismos focales de ambos eventos son prácticamente iguales: buzamiento = 9° , azimut = 288° y dislocación = 72° (Astiz et al, 1987).

El análisis de ondas P telesísmicas, LP, claramente muestra que el temblor del 19 de septiembre estuvo compuesto de dos subeventos, separados 27 s y que el segundo ocurrió unos 95 km al SE del primero (UNAM Seismology Group, 1986; Astiz et al 1987). Esto está confirmado por los datos de los acelerógrafos en la zona epicentral (Anderson et al, 1986; Singh et al, 1989a). Las ondas P telesísmicas del temblor del 21 de septiembre pueden modelarse con una sola fuente. Los parámetros de la fuente de los dos temblores se presentan en la tabla 2.2. En esta tabla los momentos sísmicos son el promedio de los valores reportados por varios autores.

La fig 2.3 muestra las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en la zona epicentral del terremoto del 19 de septiembre (Anderson et al, 1986). Es la primera vez que se ha obtenido el desplazamiento permanente para un gran temblor a partir de registros de movimientos fuertes. Los estudios de la mortalidad de organismos marinos fósiles, también muestran un desplazamiento vertical permanente de la costa cerca de la zona epicentral de casi 1 m.

Las réplicas del temblor del 21 de septiembre se superponen parcialmente con el área estimada de ruptura del temblor de Petatlán en 1979 (fig 2.2). Se ha mostrado que el evento del 21 de septiembre rompió una parte de la interfase entre las placas más cercana a la costa que el evento de 1979 (UNAM Seismology Group, 1986). Esto implica que una brecha sísmica al ser ocupada por un gran temblor no puede considerarse necesariamente liberada de potencial sísmico en un futuro inmediato. Sin embargo, no se sabe qué tan frecuentemente ocurren tales casos.

2.4.2 Evidencias de irradiación anómala durante el temblor del 19 de septiembre

Debido a los daños sin precedentes que ocasionó el temblor del 19 de septiembre en la Ciudad de México se sugirió que la irradiación de este sismo pudo haber sido anómalamente energética en esa dirección, por los menos en periodos cercanos a los de resonancia de los sitios con suelos de origen lacustre (1.4 a 4.8 s). Esto fue confirmado por Singh et al (1988b) quienes estudiaron los cocientes de los espectros de Fourier de las aceleraciones registradas el 19 y 21 de septiembre en varios sitios de terreno firme en y cerca de la Ciudad de México.

Un trabajo reciente (Singh et al, 1990b) muestra que el origen de esta anomalía proviene de la fuente del terremoto. Los sismogramas digitales de los grandes temblores mexicanos recientes, registrados en Gräfenberg (GRF, $\Delta \simeq$ 91°), se muestran en la fig 2.4. Nótese la oscilación con periodo de 2.5 seg, aproximadamente 7 seg. después del comienzo de la onda P para el terremoto del 19 de septiembre. No existe tal oscilación en el registro de los otros temblores. Del sismograma de GRF, así como de los de muchos otros observatorios, se puede concluir que el terremoto generó ondas de cuerpo anómalamente energéticas cerca de 2.5 seg. de periodo. En la fig 2.5 se hace una comparación del cociente de los espectros de Fourier de aceleraciones registradas el 19 y 21 de septiembre en y cerca del D F (terreno firme) con el cociente obtenido a partir de las ondas P registradas a distancias telesísmicas en el cuadrante noreste. Los dos cocientes son similares en la banda de frecuencias cercanas a las de resonancia en la zona del lago (0.7 a 0.25 Hz). Estos cocientes, sin embargo, son de 2 a 3 veces más grandes que el cociente esperado para un modelo teórico de ω^2.

Otras evidencias de la anomalía proviene del registro de aceleraciones en la zona epicentral (oscilaciones de 2.5 seg en las trazas de velocidades, fig 2.3) y la comparación del espectro de Fourier de aceleración registrado en C U durante el terremoto del 19 de septiembre con lo predicho a partir de registros de otros temblores (Castro et al, 1988).

2.4.3 Algunas otras características de la fuente del terremoto del 19 de septiembre

Los desplazamientos obtenidos en la zona epicentral (fig 2.3) han sido modelados por Yomogida (1987) y Campillo et al (1989), entre otros. Los resultados sugieren que el modelo más adecuado para explicar las observaciones es el de una grieta propagándose suavemente. Según estos autores el modelo cinemático de dislocación no estaría de acuerdo con los datos.

Por otro lado, algunos autores (por ejemplo .Mendoza y Hartzell, 1988) han invertido las ondas P registradas a distancias telesísmicas para estimar la distribución del desplazamiento sobre el plano de falla. Los resultados obtenidos son similares a grandes rasgos pero difieren en detalles.

2.5. El proceso de ruptura de grandes temblores mexicanos

El proceso de ruptura de grandes temblores (Ms $\geq$ 7) 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, 1990), se ha hecho análisis de las ondas P de los temblores mexicanos (1928-1986) usando los registros de sismógrafo Galitzin (periodo de sismómetro = periodo de galvanómetro $\simeq$ 10 seg; ganancia máxima $\simeq$ 740) situado en DeBilt (DBN), Holanda. El método de análisis consiste en determinar la función de tiempo en la fuente ($M_o(t)$, donde $M_o(t)$ es el momento sísmico como función de tiempo y $M_o(t\rightarrow\infty)=M_o$) y la profundidad a partir de la comparación entre el sismograma observado y el calculado teóricamente. Los sismogramas complejos necesitan más de una fuente para su modelación. La fig 2.1 muestra la funciones de tiempo de los grandes temblores (Ms $\geq$ 7 ,1928-1986) de la zona de subducción de México. Las profundidades (no incluidas en la figura) varían entre 16 y 20 km. Los temblores de Oaxaca, en su mayoría, se pueden modelar con una sola fuente y, por lo tanto, son relativamente simples en períodos de $\simeq$ 8 seg (fig 2.1). Se necesita más de una fuente para modelar los temblores de las otras regiones.

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

En la fig 2.6 se presenta el cociente Mos/Mop como función de la longitud, donde Mos = momento sísmico a partir de las ondas superficiales (periodo $\geq$ 40 seg) y Mop = momento sísmico a partir de las ondas P registradas en De Bilt (periodo $\simeq$ 8 seg). El cociente Mos/Mop, que es una medida de la excitación de las ondas de periodo largo en comparación con las de periodo de 8 seg, muestra un claro cambio alrededor de longitud 99° W; los valores al este de 99° W son más bajos que los valores al oeste. Para el evento 10 (28 de julio de 1957, Ms 7.5) el valor de Mos/MoP =8 es anómalamente grande. Discutiremos este temblor posteriormente. La fig 2.6 sugiere que el desplazamiento sobre el plano de la falla al oeste de 99° W ocurre más lentamente que al este. De las figs 2.1 y 2.6 se puede especular que la interfase entre las placas en la región de Oaxaca consiste en unas cuantas asperezas, cada una con una dimensión $\simeq$ 80 km. Durante el temblor rompe una aspereza pero sin causar desplazamiento lento sobre el área alrededor, tal vez porque las asperezas están separadas por barreras. La situación en otras regiones es la contraria: al romperse la aspereza ocurre un desplazamiento relativamente lento sobre el área de ruptura y el área alrededor.

¿Por qué los 99° W delimitan las dos regiones de diferentes características de ruptura?. En la fig 2.7 se presentan contornos de profundidad de la zona de Benioff basados en la distribución de hipocentros. Al oeste de Tehuantepec ocurren pocos temblores con profundidad mayor a los 100 km. Mientras que en Oaxaca el contorno de 80 km se extiende casi 350 km dentro del continente, este contorno está más cercano a la costa en las otras regiones. Se puede postular una segmentación de la placa de Cocos cerca de los 99° W y otra cerca de los 96° W (fig 2.7). La razón del cambio de la morfología de la zona de Benioff alrededor de los 99 W aún no está clara. Nótese que los volcanes recientes están situados cerca del contorno de los 80 km (fig 2.7). En resumen, existen evidencias de una segmentación de la placa subducida cerca de los 99° W, la cual puede actuar como una barrera para la extensión de una ruptura.

2.6. La brecha sísmica de Guerrero

2.6.1. Potencial sísmico

Existe un consenso general en la comunidad científica de que actualmente la zona de más alto potencial sísmico en el país es la de la costa de Guerrero (Singh et al 1981; Singh et al, 1982; Nishenko y Singh, 1987a, 1987b). En esta región ocurrieron grandes temblores en 1899 (Ms 7.9), 1907 (Ms 7.7), 1908 (Ms 7.6; 7.0), 1909 (Ms 6.9) y 1911 (Ms 7.6). Después de esta intensa actividad, han ocurrido pocos sismos en la zona (1957, Ms 7. 5; 1962, Ms 7. 2, 6.9; 1989, Ms 6.9). El momento sísmico acumulativo, ΣMo, liberado en sismos desde 1800 esta graficado en la fig 2.8 (Anderson et al, 1989). Cabe reiterar que los datos correspondientes al siglo pasado no son confiables. Se puede interpretar la gráfica de la fig 2.8 de varias maneras. La envolvente dada por las líneas paralelas es una interpretación estadística de datos imperfectos. Si el momento acumulativo permanece dentro de la envolvente entonces se puede estimar el déficit actual de ΣMo en 15 a 20 x 10^{27} dina-cm. También se puede usar la ec 2.3 para estimar ΣMo. Despreciando los momentos sísmicos liberados durante los sismos de 1957, 1962 y 1989 y tomando T_R=80 años, la ec 2.3 predice ΣM_o = 16 x 10^{27} dina-cm. Las dos estimaciones son bastante consistentes. Un momento sísmico acumulativo de 10 a 20 x 10^{27} dinas-cm puede generar 1 o 2 terremotos de M = 8 (M = 2/3 log M_o - 10. 7), o bien de 2 a 4 de M = 7.8.

2.6.2 La extensión de la brecha sísmica de Guerrero

El límite noroeste de la brecha está dado por el área de ruptura del sismo de Petatlán de 1979, Ms 7.6 (fig 2.1). El límite sureste puede llegar hasta la barrera producida por la segmentación de la placa en la región, es decir 99°W. Los reportes del terremoto de 1907 también sugieren este límite para la propagación de la ruptura durante este sismo. Con base en estos límites se puede concluir que la extensión máxima de la brecha es de 230 km. Tomando el ancho de la falla como 80 km (Singh et al, 1985b), el área máxima que puede romperse en un terremoto es de 18.000 km . Usando la relación empírica entre la magnitud Ms y el área de ruptura A en km^2 (Singh et al, 1980)

$$Ms = 0.887 \log A + 4.532 \qquad (2.4)$$

se obtiene un valor de 8.3 para la magnitud máxima esperada, la cual concuerda bien con las otras dos estimaciones.

Si bien el estado del conocimiento actual no permite predecir con precisión el instante de ocurrencia del futuro temblor en la brecha, el Instituto de Geofísica de la UNAM lleva a cabo un monitoreo detallado de la sismicidad en la región con base en una densa red de sismógrafos (Suárez et al, 1990) y análisis de otros posibles fenómenos precursores (Ponce et al, 1990). Estos esfuerzos bien podrían desembocar en la predicción oportuna del evento esperado. En cualquier caso, la información recabada y los métodos de análisis serán de gran utilidad para entender la tectónica y predecir otros temblores futuros.

2.6.3 El temblor del 28 de julio de 1957 (Ms 7.5)

Es de gran importancia el estudio del proceso de ruptura del temblor de 1957 para estimar los movimientos del terreno esperados en la zona epicentral y en el DF durante futuros sismos en la brecha de Guerrero. Aunque no existen sismogramas de alta calidad con buena cobertura mundial para el temblor de 1957, se ha llegado a ciertas conclusiones preliminares.

El momento sísmico del temblor fue de 5 x 10^{27} dina-cm (Singh et al, 1982; Anderson et al, 1989) el cual es aproximadamente 3 veces más grande de lo esperado para un sismo con Ms 7.5. Como se observa en la fig 2.6 el valor de Mos/Mop es anómalamente grande. Esto sugiere que el temblor fue muy energético en períodos largos ($T \geq 60$ seg) y muy deficiente en períodos de 8 a 20 seg. El sismo seguramente fue energético cerca de 2 seg de periodo en vista de los daños causados en la zona de lago del valle de México. De hecho, los sismogramas de algunos temblores mexicanos registrados por un sismógrafo de banda ancha (Benioff, periodo natural = 1 seg, periodo de galvanómetro = 90 seg) en Pasadena claramente muestran que el temblor de 1957 fue muy energético a cortos períodos (fig 2.8). Estas características muy peculiares del sismo pueden repetirse durante futuros temblores en la brecha de Guerrero.

2.7 Algunas características de los grandes temblores en México

A continuación se hace un resumen de algunas características sobresalientes de los grandes temblores de México, reveladas por los eventos de septiembre de 1985 así como por otros sismos en la zona de subducción.

a) Los temblores de septiembre de 1985, así como otros grandes eventos de falla inversa bien estudiados, ocurrieron cerca de la costa con profundidades de 16 a 20 km (Singh et al, 1984b; Singh y Mortera, 1990).

b) El ancho de ruptura, W, no excede 80 km (Singh et al, 1985b). Esto probablemente explica las longitudes de ruptura relativamente pequeñas ($\leq$ 220 km) de los temblores ocurridos en México.

c) El área de ruptura (170 x 50 km^2) del sismo del 19 de septiembre de 1985 es inferior sólo a la correspondiente al temblor de Jalisco de 1932 (ver fig 2.1) que se ha estimado como 220 x 80 km^2 (Singh et al, 1985a).

d) Los temblores en México generan un número de réplicas anómalamente pequeño. Esto coincide con el patrón observado en el cinturón circumpacífico (Singh y Suárez, 1988).

e) La comparación de sismogramas registrados en De Bilt (Holanda) de todos los grandes temblores de subducción ocurridos en México desde 1928 muestra que los temblores de Oaxaca, con muy pocas excepciones, son simples. En otras partes de la zona de subducción ocurren tanto temblores complejos como simples (UNAM Seismology Group, 1986, Singh et al, 1984b; Singh y Mortera, 1990).

f) La estadística de los sismos muestran que la relación de Gutenberg y Richter, log N = a - b Ms, donde N = número de eventos con magnitud $\geq$ Ms no es válida para la zona de subducción de México; hay una gran eficiencia de eventos en el rango de magnitudes $6.4 \leq Ms \leq 7.4$. Esta evidencia de "magnitudes características" es más impresionante para Oaxaca (Singh et al, 1983).

g) Los espectros de banda ancha de ondas P telesísmicas de algunos temblores ocurridos en México (incluidos los eventos de septiembre de 1985) son menos energéticos entre períodos de 1 y 10 s que los temblores de subducción en otras partes con magnitudes similares (Houston y Kanamori, 1986). Sin embargo, la caída de esfuerzos requerida para modelar el nivel espectral a altas frecuencias ($1 \leq f \leq 10$Hz), 100 bares, es igual que para otras regiones del mundo (Singh et al, 1990 a 1989).

Los incisos d) a g) sugieren que a lo largo de la zona de subducción de México la interfase entre las placas es relativamente homogénea y sin asperezas en la escala de longitudes de 3 a 30 km.

3. ESTIMACION DE MOVIMIENTOS FUERTES

A raíz de los sismos de 1985 se hizo evidente que la importancia de predecir movimientos fuertes en la ciudad de México difícilmente podía ser sobreestimada. 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. Se conoce como leyes de atenuación a estas relaciones, en las que las características relevantes del movimiento del suelo son descritas en función de la magnitud del temblor, su localización y otros parámetros generalmente asociados a la fuente sísmica.

Antes de 1985 se habían hecho esfuerzos en esta dirección. Esteva y Villaverde (1973) 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 hicieron 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 18 contar con descripciones detalladas del contenido de frecuencias de los movimientos que podrían esperarse en el futuro.

En los incisos 3.1 y 3.2 se reseñan los principales resultados de los estudios orientados a la predicción de movimientos fuertes en la cuenca de México y la costa del Pacífico, que son las regiones más vulnerable a la acción de los grandes temblores.

3.1 La cuenca de México

3.1.1 Estimación de movimientos fuertes

Como se ha señalado, Bufaliza (1984) propuso leyes de atenuación basadas exclusivamente en temblores mexicanos. Podría pensarse entonces que sus resultados serían aplicables también a la ciudad de México. Sin embargo, las regresiones de Bufaliza incluyeron temblores registrados en sitios diferentes a la ciudad de México, por lo que la aplicación de sus resultados podría conducir a estimaciones poco confiables del movimiento del terreno en la ciudad

de México.

Por estas razones Singh et al (1987) analizaron datos de movimientos fuertes originados por temblores costeros registrados en un solo sitio: la estación CUIP, localizada en la Ciudad Universitaria, en terreno firme de la ciudad de México. Esta estación fue seleccionada porque para ella se cuenta con el mayor número de temblores registrados en esta ciudad. A partir de estos datos Singh et al (1987) propusieron las siguientes leyes de atenuación:

$$\log a_{max} = 0.429\ M_s - 2.976 \log R + 5.396 \qquad (3.1)$$

$$\log v_{max} = 0.348\ M_s - 2.439 \log R\ 1\ 4.052 \qquad (3.2)$$

donde a_{max} está en cm/s^2, v_{max} en cm/s, R en km es la mínima distancia al área de ruptura y M_s denota magnitud de ondas superficiales. De la regresión se deduce también que las desviaciones estándar de los logaritmos comunes de a_{max} y v_{max} valen 0.15 y 0.16 respectivamente. Los rangos de magnitud y distancia para los cuales se consideran aplicables las ecs 3.1 y 3.2 ($5.6 \leq M_s \leq 8.1$; $282 \leq R \leq 466$ km) son suficientemente amplios como para poder tener estimaciones confiables de a_{max} y v_{max} debidas a temblores críticos que en el futuro se generen en la zona mexicana de subducción.

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. Aún esto puede ser insuficiente cuando se pretende predecir el comportamiento de sistemas no lineales que experimentan deterioro en su resistencia. Para estos fines, la descripción del movimiento debe ser más cuidadosa (Grigoriu et al, 1988).

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 permitiría estimar el espectro de amplitudes de Fourier en cualesquiera de estos sitios. Los espectros de los temblores mencionados fueron ajustados al siguiente modelo

$$\log FS(T) = A(T)\ M_s + C(T) \log R + B(T) \qquad (3.3)$$

donde FS(T) denota al mayor valor de dos componentes ortogonales del espectro de amplitudes de Fourier y A(.), B(.) y C(.) son coeficientes que dependen del periodo. Esta forma funcional, también elegida por McGuire (1978) en su estudio de espectros californianos, está de acuerdo con modelos teóricos de fuente. Aplicando regresión lineal se obtuvieron los coeficientes A, B y C para 18 períodos entre 0.2 y 2.5 s. Sus valores se presentan en la tabla 3. 1, junto con las correspondientes desviaciones estándar de log FS(T), σ. En la tabla 3.1, FS(T) está en cm/s y R en km. La fig 3.1 muestra espectros de amplitudes de Fourier predichos para diferentes magnitudes y una distancia fija de 280 km (una distancia probable para un futuro gran temblor en la brecha de Guerrero).

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, es posible obtener el espectro del mismo temblor en muchos sitios del valle de México (alrededor de 80) en virtud de que es posible, con base en registros de temblores pequeños, estimar la función de trasferencia de dichos sitios con respecto a CU (ver, por ejemplo, Singh et al, 1988a). Esta estimación del espectro en el sitio, junto con una estimación de la duración de la fase intensa del movimiento, conduce, vía la teoría de vibraciones aleatorias, a estimaciones de espectros de respuesta y otros valores de

intensidad como aceleración y velocidad máximas (ver, por ejemplo, Ordaz y Reinoso, 1987; Ordaz et al, 1988; Ordaz y Reinoso, 1989).

La técnica anterior, que se basa en funciones trasferencia obtenidas a partir de temblores moderados, supone comportamiento lineal del suelo. Esta hipótesis podría no ser válida en algunos sitios durante excitaciones debidas a temblores mayores. Sin embargo, la evidencia muestra que aún durante el terremoto de 1985, hubo un efecto no lineal despreciable (Singh et al, 1988a). En estas condiciones, es de esperarse que el procedimiento descrito funcione adecuadamente para predecir movimientos ocasionados por todos los temblores costeros de interés.

Quizá el avance reciente más notable en la estimación de movimientos fuertes en México sea este 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). El caracterizar movimientos del terreno por sus espectros de amplitud de Fourier ha venido a sustituir a la estimación de aceleración y velocidad máximas del terreno que, en conjunto con reglas simples, permitían definir forma y amplitud de los espectros de respuesta (Esteva. 1970).

3.1.2 Amplificación en la zona firme de la cuenca

Es bien sabido que en la zona de lago de la cuenca de México las ondas sísmicas sufren una drástica amplificación. Esta amplificación, medida en términos del espectro de amplitudes de Fourier, puede alcanzar valores de 10 a 50 -dependiendo del sitio y la frecuencia- con respecto a lo registrado en la zona firme, por ejemplo la estación acelerográfica de CU. Existen evidencias claras de que aún en la zona dura las ondas están amplificadas con respecto a lo que podría esperarse a partir de estudios de atenuación empleando registros de sitios fuera del valle de México. Esta amplificación es del orden de 10 en el rango de frecuencias de interés para ingeniería sísmica (0.3 a 3 Hz). La fig 3.2 muestra la amplitud del espectro de Fourier para frecuencias de 0.3 y 0.5 Hz como funciones de la distancia, para el temblor del 25 de abril de 1989 (Ms 6.9). Los círculos abiertos representan sitios de la zona dura del valle de México mientras que los círculos llenos señalan sitios fuera de la cuenca. La línea continua muestra el ajuste por mínimos cuadrados para esta magnitud y las frecuencias mencionadas, incluyendo los datos de 6 temblores ampliamente registrados. Nótese que las amplitudes en la zona dura son iguales o mayores que las de la zona epicentral ($R < 30$ km). La causa de esta amplificación está muy probablemente relacionada con particularidades del valle de México, ya que la anomalía no se observa muy claramente en sitios en las afueras del valle. Tal vez la explicación sea la existencia de una cuenca sedimentaria antigua, de materiales poco competentes, sobreyaciendo al basamento rocoso de mayor rigidez. Algunos cálculos preliminares (Campillo et al, 1988) dan cierta fuerza a esta conjetura.

3.2 La costa del Pacífico

En los últimos dos años se ha realizado un análisis de los movimientos fuertes registrados en sitios cercanos a la fuente sísmica de eventos de subducción en la costa mexicana del Pacífico (Singh et al, 1989). Se 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, para estudiar el escalamiento de la aceleración máxima del terreno y el espectro de amplitudes de Fourier, a(f), 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).

Para estudiar la dependencia de la aceleración máxima con la magnitud, los datos se normalizaron a una distancia de 16 km (la mínima distancia focal que puede esperarse si se supone que la profundidad de la placa es aproximadamente 16 km) multiplicándolos por el factor $(R/16)\, e^{\pi(R-16)f/\beta Q}$ que toma en cuenta la atenuación geométrica y la atenuación anelástica. Se usó para β, velocidad media de propagación de las ondas de corte, un valor de 3.2 km/s y se tomó $Q = 100\, f$, valor reportado por Singh et al (1990a) como adecuado para la costa mexicana del Pacífico.

Se consideró $a_{max}=((a_E^2+a_N^2)/2)^{1/2}$ donde a_E y a_N son las aceleraciones pico de las componentes EW y NS respectivamente. En la fig 3.3 se presentan los valores de a_{max} normalizados a 16 km en función de la magnitud, M. Puede observarse que para $3 \leq M \leq 6$ 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. Concluyen que se debe al tamaño finito de la fuente sísmica y proponen un modelo parámetrico relativamente simple del espectro de amplitudes de Fourier, basado en las siguientes ideas: supóngase que una fuente sísmica circular de radio r_o rompe con intensidad uniforme en toda el área. El punto de observación P se localiza a una distancia R_o de la zona de ruptura justo arriba del foco sísmico. El área de ruptura se considera dividida en elementos de tamaño diferencial, y se supone que la ruptura de cada elemento ocurre aleatoriamente con probabilidad uniforme en el intervalo (O,T_d). Con estas consideraciones, Singh et al (1989) encuentran que

$$a^2(f) = 2C^2A^2(f)\,(M)_o\, f_c^2)^2\, \frac{e^{-2\pi\kappa f}}{r_o^2}\, [E_1(\alpha R_o) - E_1(\alpha\sqrt{R_o^2 + r_o^2})] \qquad (3.4)$$

donde A(f) es un factor que corrige por amplificación de las ondas

S al propagarse a través de materiales con velocidades progresivamente menores (Boore, 1986), M_o es el momento sísmico, $\alpha = 2\pi/\beta Q$, κ es un parámetro de atenuación que corrige por efectos de sitio (Singh et al, 1982) y que, en general, es función de la distancia y E_1 (.) es la integral exponencial (Abramowitz y Stegun, 1965). Además,

$$C=R_{v\phi}\frac{(2\pi)^2 F\, P}{4\pi\rho\beta^3}$$

donde $R_{\theta\phi}$ es el patrón medio de radiación, F = 2 toma en cuenta la amplificación por efecto de la superficie libre, P = 1/√2 toma en cuenta la partición de la energía en dos componentes horizontales iguales y r es la densidad promedio de los materiales a través de los cuales se propagan las ondas. En la ec 3.4 f_c es la llamada frecuencia de esquina (Brune, 1970) dada por

$$f_c = 0.491\ \beta\ (\Delta\sigma/M_o)^{1/3} = 2.34\ \beta/2\pi r_o$$

[β en Km/s, $\Delta\sigma$ en bares, M_o en ergs, r_o en km]

donde $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzo.

Los autores muestran que a medida que el punto de observación se aleja de la fuente sísmica, el modelo descrito por la ec 3.4 tiende a convertirse en el conocido espectro de fuente puntual ω^2 (Aki, 1967; Brune, 1970). Esto obedece a que conforme R_o crece en relación al tamaño de la fuente, r_o , el tamaño de esta última es cada vez menos

relevante, hasta que puede considerarséle un punto. A partir de la ec 3.4 y empleando teoría de vibraciones aleatorias Singh et al (1989) encuentran expresiones aproximadas para la aceleración máxima esperada del terreno. En la fig 3.4 se presentan curvas de a_{max} contra magnitud para una distancia fija de 16 km y diferentes valores de los parámetros $\Delta\sigma$ y κ. Se comparan con las que resultarían de un modelo de fuente puntual y con los datos de a normalizados a la misma distancia. Se observa que para $M \geq - 6.5$ el modelo de fuente finita propuesto predice aceleraciones más bajas que el modelo clásico de fuente puntual. Para $M \geq - 7.8$ el modelo de fuente finita muestra una saturación de a_{max}, que aproximadamente concuerda con los datos registrados en la zona epicentral.

Al tratar de predecir aceleraciones máximas en sitios localizados a mayores distancia focales el modelo propuesto, como se ha señalado, se convierte en un modelo de fuente puntual. Singh et al (1990a) observaron que los espectros de este tipo de temblores no pueden ser explicados en términos del modelo de Brune (1970) sin hacer importantes modificaciones, lo cual podría deberse a las siguientes causas: a) efectos de directividad; b) efectos de sitio; o c) inaplicabilidad de la aproximación de ondas de cuerpo.

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. A partir de estos datos y aplicando la técnica de regresión lineal descrita por Joyner y Boore (1981) Ordaz et al (1989) encuentran que

$$\log a_{max} = 1.76 + 0.30M_s - \log R - 0.0031R \qquad (3.5)$$

con una desviación estándar de $\log a_{max}$ igual a 0.25.

Se considera que para distancias focales intermedias la ec 3.4 describe adecuadamente la forma espectral cuando se hace

$$\kappa = \kappa_0 + R/Q_1$$

Singh et al (1989) encuentra que, en promedio para diversos sitios de la costa del Pacífico, $\kappa_0 = 0.018$ y $Q_1 = 1500$ km. Sin embargo, como se ha mencionado, aunque la forma espectral dada por la ec 3.4 es aproximadamente correcta, su amplitud no lo es. Por esta razón puede aceptarse para distancias focales intermedias la forma de la ec 3.4, pero ajustando su amplitud de modo que se obtenga la aceleración máxima calculada con la ec 3.5.

Se considera que las expresiones presentadas en este inciso constituyen medios razonables para predecir características de los movimientos del terreno originados por temblores de subducción en la costa mexicana del Pacífico.

3.3 Uso de teoría de vibraciones aleatorias

En los dos incisos anteriores se han dado expresiones que permiten estimar el espectro de amplitudes de Fourier en función de la magnitud y localización del temblor, tanto para la cuenca de México como para la costa del Pacífico. Aunque las amplitudes del espectro de Fourier son medidas de la intensidad del temblor, resulta más conveniente expresar la intensidad en términos de otras cantidades mejor correlacionadas con el posible daño estructural, como las ordenadas del espectro de aceleraciones de respuesta para un amortiguamiento dado.

La información contenida en el espectro de amplitudes de Fourier, sin embargo, no es suficiente para calcular el espectro de respuesta. En efecto, dado en espectro de amplitudes de Fourier, existe un número infinito de acelerogramas que podrían producirlo. El número sería infinito aún si se prescribiera la duración del movimiento, puesto que nada se dice sobre las fases.

Cada uno de los acelerogramas con espectro de amplitudes y duración dados produciría un valor diferente de respuesta máxima en un oscilador con características conocidas. La respuesta máxima es, desde este punto de vista, una variable aleatoria cuya distribución de probabilidades y momentos estadísticos fueron calculados en la década de los 50, en los inicios de lo que ahora se conoce como teoría de vibraciones aleatorias (Rice, 1954; Cartwright y Longuett-Higgins, 1956). Posteriormente surgieron expresiones asintóticas y fórmulas aproximadas que permiten calcular el valor máximo esperado de respuestas lineales (ver, por ejemplo, Boore, 1983).

Los resultados teóricos existentes son, en general, válidos cuando se aceptan algunas hipótesis sobre la naturaleza de las señales sísmicas; en particular, usualmente se exige que el movimiento sea estacionario y ergódico. Ordaz y Reinoso (1987) analizaron acelerogramas registrados en la ciudad de México y compararon los espectros de respuesta exactos (seudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) con los que resultan de suponer que del movimiento sólo se conocen el espectro de amplitudes de Fourier y la duración de la fase intensa. Encuentran que no existen discrepancias excesivas entre los espectros de respuesta calculados con ambos métodos cuando la duración de la fase intensa se define como el lapso en que se concentra entre el 5 y el 95% de la intensidad de Arias (Arias, 1969). De este trabajo y de otros estudios posteriores (Reinoso et al, 1989; Singh et al, 1989) se concluyó que el uso de los resultados de la teoría de vibraciones aleatorias es satisfactorio para calcular respuestas lineales máximas, aún en el caso de acelerogramas registrados en sitios blandos de la ciudad de México en los cuales se viola claramente la hipótesis de estacionariedad (Grigoriu et al, 1988).

3.4 Espectros de diseño por sismo para el Distrito Federal y el estado de Guerrero

En esta sección se menciona brevemente el impacto de algunos de los resultados mencionados anteriormente en la determinación de espectros de diseño para el Distrito Federal y el estado de Guerrero.

3.4.1 El Distrito Federal

Para estimar los movimientos del terreno que podrían afectar seriamente al DF, se postularon cuatro temblores representativos y se supuso que son los más peligrosos que es razonable esperar durante los próximos 150 años. Para cada evento se estimó su espectro de amplitudes de Fourier en Ciudad Universitaria, estación que fue elegida porque en ella se dispone del mayor número de acelerogramas. Para estos fines, los temblores que ocurren en nuestro país fueron divididos en cuatro grupos:

a) temblores locales, generados en la placa de Norteamérica bajo el valle de México y sus inmediaciones. La máxima magnitud registrada en este siglo para este tipo de temblores es $M_L = 5.1$, donde M_L denota magnitud local. Aunque es probable que puedan generarse eventos con magnitudes de hasta 5.5 (Mooser, 1987) se eligió una magnitud de 4.7 y distancia focal de 11 km para el análisis determinista. Esto se decidió por el hecho de que cada evento afectaría una zona reducida, por lo que el periodo de recurrencia para cualquier punto del DF es mucho mayor que para toda la región.

b) Temblores en la placa continental, generados en el resto de la placa de Norteamérica. Los miembros de este grupo que más seriamente amenazan a la ciudad de México se producen en las intersecciones de fallas principales o en los extremos de aquellas que han venido creciendo sistemáticamente. El sitio que se consideró más peligroso es el extremo oriental de las fallas que definen el graben de Acambay (Mooser, 1987). En 1912 ocurrió en este sitio un temblor con magnitud 7.0 y no se han producido eventos importantes desde entonces. Se asignó al temblor representativo de este grupo una magnitud de 7.0 y una distancia focal de 80 km.

c) Temblores de profundidad intermedia. Las magnitudes registradas de temblores que ocurren en la placa de Cocos tienen una tendencia decreciente con la distancia a la zona de subducción. Dada la profundidad de la placa de Cocos bajo el valle de México, se encuentra que el candidato más peligroso de este grupo tiene una magnitud de 6.5 y

profundidad de 80 km.

d) Temblores de subducción. Estos eventos son los que históricamente han causado los danos más graves a la ciudad de México. Como se mencionó, La máxima magnitud registrada desde 1800 es Ms = 8.2 para el temblor de Jalisco de 1932. Sin embargo, los que se producen frente a las costas de Michoacán y Guerrero son los que producen los movimientos más violentos en el DF. Como se indicó, un análisis de las zonas que podrían deslizarse en un solo gran temblor muestra que el sismo más violento que seria razonable esperar en la brecha sísmica de Guerrero tendría Ms = 8.2. La distancia a la cuenca de México es incierta. Se asignaron probabilidades de 0.25, 0.5 y 0.25 a R=180, 248 y 280 km respectivamente.

El espectro de amplitudes de Fourier para los tres primeros grupos de temblores se supuso correctamente descrito por el modelo ω^2 (Brune, 1970; Boore, 1983). En la tabla 3.2 se presentan los parámetros usados para cada uno de los tres eventos. En la fig 3.5 se presentan los espectros de amplitudes de Fourier resultantes de la aplicación de ese modelo.

Para el evento local y el evento de profundidad intermedia o de fallamiento normal, los parámetros se eligieron de modo que se describieran adecuadamente las observaciones de espectros de temblores reales del grupo correspondiente. No se disponía de registros de temblores del grupo de Acambay por lo que se usaron parámetros que el equipo de geofísicos consideró razonables. Para el evento de subducción se emplearon envolventes de los espectros predichos con las leyes semiempíricas que se describieron en el inciso 3.1 (ver figs 3.1 y 3.5).

Para fines del reglamento de construcciones del DF se requieren espectros de respuesta de aceleraciones para 5% del amortiguamiento crítico. Estos fueron calculados usando teoría de vibraciones aleatorias (Boore, 1983; Boore y Joyner, 1984). Como se indicó anteriormente, esto requiere el espectro de amplitudes de Fourier y la duración del movimiento del terreno. Esta última cantidad fue estimada con base en valores observados para temblores registrados. Los espectros de amplitudes de Fourier en los sitios escogidos como representativos de cada una de las zonas en que se encuentra dividido el valle de México fueron calculados multiplicando los espectros estimados en terreno firme por la función de trasferencia del sitio.

Esta última fue evaluada a partir de análisis unidimensionales de propagación de ondas SH, con base en la información geotécnica disponible. Cabe mencionar que cuando se realizaron estos estudios no se contaba con registros de temblores que permitieran determinar la función de trasferencia empírica.

Estos resultados, aunados a los espectros de respuesta calculados para el gran temblor de 1985 en los sitios en que se disponía de registros, permitieron la construcción de los espectros de diseño que se propusieron para el reglamento de construcciones. Estos espectros de diseño son envolventes simples de los espectros de respuesta modificados para tomar en cuenta la duración esperada del movimiento del terreno y el comportamiento inelástico de las estructuras.

Para calcular las tasas de excedencia de intensidades en el DF, así como las pérdidas esperados por sismo, los procesos de ocurrencia de todos los grupos de temblores que se mencionan, a excepción de los de subducción, se supusieron poissonianos en virtud de que pueden originarse eventos en un gran número de fallas sensiblemente independientes. La forma adoptada para la relaciones magnitud-frecuencia, así como los métodos bayesianos para la estimación de sus parámetros, pueden consultarse en Rosenblueth et al (1989) y las referencias que ahí se indican.

Los grandes temblores de subducción son generados en unos cuantos sitios bien delimitados, por lo que no se justifica la hipótesis de ocurrencia según un proceso de Poisson. Se asignó a los tiempos entre este tipo de eventos, para $M \geq 7$, una distribución gamma (análisis posteriores a la elaboración de este estudio han mostrado que resulta más conveniente asignar a los tiempos entre grandes temblores una distribución lognormal; ver Jara y Rosenblueth, 1988); para $M < 7$, se conservó la hipótesis de Poisson. En el caso de $M > 7$ se adoptó una densidad de probabilidad parabólica para las magnitudes. La zona de subducción fue dividida en 13 regiones, de acuerdo con lo señalado por Nishenko y Singh (1987b). Se supuso que cada región poseía un proceso de ocurrencia independiente de los procesos

de las demás regiones.

Como puede apreciarse, el método adoptado para efectuar los cálculos que guiaron la elección de los espectros de diseño para el DF descansó fuertemente en algunos de los resultados recientes que se han descrito sobre sismicidad, modelos de la fuente sísmica, movimientos fuertes y su estimación usando teoría de vibraciones aleatorias.

3.4.2 El Estado de Guerrero

De acuerdo con lo expresado en el inciso 2, el riesgo sísmico en la costa del estado de Guerrero está dominado por la ocurrencia, a corto plazo, de un gran temblor en la brecha de Guerrero. Resulta entonces de suma importancia la estimación de la magnitud máxima que tal temblor podría generar, así como el cálculo de los movimientos esperados del terreno en la zona epicentral y el establecimiento de leyes de atenuación de las aceleraciones espectrales. En virtud del formato probabilista adoptado en el estudio que condujo a los espectros de diseño para el estado de Guerrero (Ordaz et al, 1989), la distribución de probabilidad de los tiempos entre grandes eventos en la brecha también resultó ser decisiva.

Estos problemas fundamentales -magnitud máxima esperada, movimientos en la zona epicentral, su atenuación con la distancia y distribución de los tiempos entre grandes eventos- fueron atacados con las ideas derivadas de algunos de los estudios que aquí se han mencionado.

4. CONCLUSIONES

Se han expuesto algunos de los resultados más importantes que se han producido a partir de los sismos de 1985 en materia de sismicidad, características de los grandes temblores y estimación de movimientos fuertes. Se ha hecho especial énfasis en aquellos que mayor impacto han tenido desde el punto de vista de la ingenieria sísmica en nuestro país.

Se han esbozado las ideas y métodos con los cuales es posible estimar algunas de las características de los movimientos fuertes que pueden esperarse de temblores que ocurran en el futuro. El énfasis de estas técnicas de estimación se ha puesto en la evaluación de riesgo sísmico en el valle de México y en la costa del Pacífico, regiones que históricamente han sido las más afectadas por grandes temblores.

Como el presente trabajo muestra, ha habido un gran avance en la comprensión de los fenómenos sísmicos después de los temblores de septiembre de 1985. Si tomamos en cuenta el reciente aumento en la Instrumentación sísmica en México, es de esperarse que la investigación en la materia aumente muy rápidamente en el futuro próximo y llene las lagunas en el conocimiento actual. Esto último requerirá del concurso de un mayor número de investigadores de alto nivel así como de la continuidad en el apoyo financiero para estos fines.

AGRADECIMIENTOS

Gran parte de los estudios que aquí se han descrito han sido posibles gracias a la instalación y eficiente operación de las redes de sismógrafos y acelerógrafos a cargo de las siguientes instituciones: Fundación ICA, Fundación Javier Barros Sierra, Instituto de Geofísica, UNAM e Instituto de Ingenieria, UNAM. Los avances que se han referido se deben al esfuerzo de un gran número de personas de diversas instituciones. La lista de referencias de ninguna manera da cuenta exhaustiva de todos los trabajos realizados sobre esta materia.

REFERENCIAS

Abramowitz, M. y Stegun, I. (1965), Handbook of Mathematical Functions, National Bureau of Standards, Applied Mathematics Series 55.

Aki, K. (1967), "Scaling law of seismic spectrum", J. Geophys. Res.. 72. 1217-1231.

Aki, K. and Richards, P.G. (1980), Quantitative Seismology, W.H. Freeman and Co., San Francisco.

Anderson, J.G., Bodin, P., Brune J.N., Singh, S.K. Quaas, R., and Oñate, M. (1986), "Strong ground motion from the Michoacan, Mexico, Earthquake", Science, 233, 1043-1049.

Anderson, J.G., Quaas, R., Almora, D., Velasco, J.M., Guevara, E., de Pavia, L.E., Gutiérrez, A. y Vázquez, R. (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, G M-2.

Anderson, J.G., Quaas, R., Almora, D., Velasco, J.M., Guevara, E., de Pavia, L.E., Gutiérrez, A. y Vázquez, R. 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.

Anderson, J.G., Singh, S.K., Espindola, J.M., and Yamamoto, J. (1989), "Seismic strain release in the Mexican subduction thrust", Phys. Earth Planet. Interiors. 58, 307-332.

Arias, A. (1969), "A measure of earthquake intensity", en Seismic design for nuclear power plants, R. Hansen, editor, MIT, Press, Cambridge, Massachusetts.

Astiz, L. and Kanamori, H. (1984), "An earthquake doublet in Ometepec, Guerrero, Mexico", Bull. Seism. Soc. Am., 77, 1326-1346.

Astiz, L., Kanamori, H., and Eissler, H. (1987), Source characteristics of earthquakes in the Michoacan seismic gap in Mexico", Bull. Seism. Soc. Am., 77, 1326-1346.

Boore, D.M. (1983), "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra", Bull. Seism. Soc. Am., 73, 1865-1894.

Boore, D.M. (1986), "The effect of finite bandwidth on seismic scaling relationships", en Earthquake Source Mechanics, Geophysical monograph 37 (Maurice Ewing Series 6), American Geophysical Union, pp 275-283.

Boore, D.M. y Joyner, W.B. (1984), "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitude of transient signals", Bull. Seism. Soc. Am., 74, 2035-2039.

Brune, J.N. (1970), "Tectonic stresses and spectra of seismic waves from earthquakes", J. Geophys. Res., 75, 4997-5009.

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

Campillo, M., Bard, P.-Y., Nocollin, F., and Sánchez-Sesma, F. (1988), "The incident wave-field in Mexico City during the great Michoacan earthquake and its interaction with the deep basin, Earthquake Spectra, 4, 591-608.

Campillo, M., Gariel, J.C., Aki, K., and Sánchez-Sesma, F.J. (1989), "Destructive strong ground motion in Mexico City: Source, path and site effects during the great 1985 Michoacan earthquake", Bull. Seism. Soc. Am., 79, 1718-1735.

Cartwright, D.E. y Longuet-Higgins, M.S. (1956), "The statistical distribution of the maxima of a random function", Proc. Roy. Soc. London, Ser. A287, 212-223.

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

Cornell, C.A. y Winterstein, S.R. (1988), "Temporal and magnitude dependence in earthquake recurrence models", Bull. Seism. Soc. Am.. 78. 1522-1537.

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

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

García, V., Hernández, R., Márquez, I. Molina, A., Pérez, J. M., Rojas, T., y Sacristán, C. (1988), "Cronologia de los sismos en la cuenca del valle de México", en Estudios sobre sismicidad en el valle de México, Secretaría General de Obras, Departamento del Distrito Federal, 409-500.

Grigoriu, M., Ruiz, S.E. y Rosenblueth, E. (1988), "Nonstationary models of seismic ground acceleration", Earthquake Spectra, 4, 551-568.

Hong, H.P. y Rosenblueth, E. (1988), "Model for generation of subduction earthquakes", Earthquake Spectra, 4, 481-498.

Houston, H. y Kanamori, H. (1986), "Source characteristics of the 1985 Michoacan, Mexico earthquake at short periods", Geopyhs. Res. Lett., 13, S97-600.

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

Joyner, W.B. y Boore, D.M. (1981), "Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake", Bull. Seism. Soc. Am., 71, 2011-2038.

Kelleher, J., Sykes, L., and Oliver, J. (1973), "Possible criteria for predicting earthquake locations and their applications to major plate boundaries of the Pacific and the Caribbean", J. Geophys. Res., 78. 2547-2585.

McGuire, R.K. (1978), "A simple model for estimating Fourier amplitude spectra of horizontal ground accelerations", Bull. Seism. Soc. Am., 68, 803-822.

Mendoza C. and Hartzell, S. (1988), "Inversion for slip distribution using GDSN P-waves: North Palm Springs, Borah Peak and Michoacan earthquakes", Bull. Seis. Soc. Am., 78, 1092-1111.

Mooser, F. (1987), "Riesgo sísmico en la cuenca de México", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, conferencia invitada, Querétaro, México.

Nishenko, S.P. and Singh, S.K. (1987a), "The Acapulco-Ometepec, Mexico earthquakes of 1907-1982: Evidence for a variable recurrence history". Bull. Seism. Soc. Am., 77, 1359-1367.

Nishenko, S.P. and Singh, S.K. (1987 b) "Conditional probabilities for the recurrence of large and great interplate earthquakes along the Mexican subduction zone", Bull. Seism. Soc. Am., 77, 2095-2114.

Ordaz, M. y Reinoso, E. (1987), "Uso de teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal", Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México, A155-A167.

Ordaz, M. y Rosenblueth, E. (1989), "Earthquake magnitude exceedance rate and self-similarity", Earthquake Eng. Struct. Dyn., 18, 1017-1023.

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

Ordaz, M, E Reinoso, S K Singh, E Vera y J M Jara (1989), Espectros de respuesta en diversos sitios del valle de México ante temblores postulados en la brecha de Guerrero", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México, nov, A187-A198

Ordaz, M., Jara, J.M., y Singh, S.K. (1989), "Riesgo sísmico y espectros de diseño para el estado de Guerrero", reporte del Instituto de Ingeniería, UNAM y el Centro de Investigación Sísmica, A.C. al gobierno del Estado de Guerrero.

Ponce, L., Granados, L., Comte, D. y Pardo, M. (1990), "Seismicity and Q-coda temporal variation in the Guerrero, Mexico seismic gap: evidence for a soon-to-break gap ?, Seism. Res. Lett., 61, 43. (Resumen).

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

Reinoso, E., Ordaz, M. y Sánchez-Sesma, F.J. (1989), "A note on the fast computation of seismic response spectra estimates", aceptado para su publicación en Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Rice, S.O. (1954), "Mathematical analysis of random noise", en Selected Papers on Noise and Stochastic Processes, N. Wax, editor, Dover Publications Inc., Nueva York.

Rojas, T., García, V. y Pérez, J.M. (1988), Cronología de los sismos en la cuenca de México: 1821-1911, CIESAS/FUNDACION JAVIER BARROS SIERRA/DDF/ONU.

Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F.J. y Singh, S.K. (1989), "Design spectra for Mexico's Federal District", Earthquake Spectra, S, 273-291.

Sánchez-Sesma, F.J. (1985), "Análisis de riego sismico 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., Bazán, E. y Esteva, L. (1980), "Expected earthquake magnitude at a fault", Pull. Seism. Soc. Am., 70. 903-914.

Singh, S.K., Astiz, L., and Havskov, J. (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., Espindola, J.M.Yamamoto, J., and Havskov, J. (1982a), "Seismic potential of Acapulco-San Marcos region along the Mexican subduction zone", Geophys. Res. Lett., 9, 633-636.

Singh, S.K., Apsel, R., Fried, J. y Brune, J.N. (1982b), "Spectral attenuation of SH waves along the Imperial

fault", Bull. Seism. Soc. Am.. 72. 2003-2016.

Singh. S.K., Rodriguez, M., and Esteva, L. (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., Rodriguez, M. and Espíndola, J.M. (1984a), "A catalog of shallow earthquakes of Mexico from 1900 to 1981", Bull. Seism. Soc. Am., 74, 267-279.

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

Singh, S.K., Ponce, L., and Nishenko, S.P. (1985a), "The great Jalisco, Mexico Earthquake of 1932: Subduction of the Rivera Plate", Bull. Seism. Soc. Am., 75, 1301-1313.

Singh, S.K., Suárez, G., and Domínguez, T. (1985b), "The Oaxaca, Mexico earthquake of 1931: Lithospheric normal faulting in the subducted Cocos plate", Nature, 317, 56-58.

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

Singh, S.K., and Suárez, G. (1988), "Regional variations in the number of aftershocks (mb $\geq$ 5.0) of large subduction zone earthquakes (Mw $\geq$ 7.0)", Bull. Seism. Soc. Am., 78, 230-242.

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

Singh, S.K., Mena, E., and Castro, R. (1988b), "Some aspects of the source characteristics and the ground motion amplifications in and near Mexico City from the acceleration data of the September, 1985, Michoacan, Mexico earthquakes", Bull. Seism. Soc. Am., 78, 451-477.

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

Singh, S.K., Mena, E., Anderson, J.G., Quaas, R., and Lermo, J. (1990a), "Source spectra and RMS acceleration of Mexican Subduction zone earthquakes", Pure & Applied Geophys., en prensa.

Singh. S.K., Mori, A., Mena, E., Kruger, F. y Kind, R. (1990b), Evidence for anomalous body-wave radiation between 0.3 and 0.7 Hz from the 1985 september 19 Michoacan, Mexico earthquake", Geophys. J. Int., 101, 37-48.

Singh, S. K. y Mortera, F. (1990), "Source-time functions of large Mexican subduction earthquakes, morphology of the Benioff zone, and the extent of the Guerrero gap", J. Geopyhs. Res., sometido.

Suárez, G., Monfret, T., Wittlinger, G. y David, C. (1990), "Geometry of subduction and depth of the seismogenic zone in the Guerrero gap",

UNAM Seismology Group (1986), "The September 1985 earthquakes: Aftershocks distribution and history of rupture", Geophys. Lett., 13, 573-576.

Yomogida, K. (1987), "Dynamic rupture processes inferred near-field observations", EOS, Trans. Am. GeoPhYs. Union. 1354.

Región	Localización aprox. Lat (°N)	Long (°O)	Año del evento	Periodo promedio (años)
E. Oaxaca	16.2	95.8	1897(7.4); 1928(7.5); 1965(7.8)	34
C. Oaxaca	16.0	96.8	1870(7.9); 1928(7.8); 1978(7.8)	54
O. Oaxaca	16.6	97.7	[1854(7.7)]; [1894(7.4)]; 1928(7.6); 1968(7.4)	38
Ometepec	16.5	98.5	1950(7.1); 1982(6.9, 7.0)	32
San Marcos	16.7	99.2	[1845(8.1)]; 1907(7.7); 1957(7.5)	56
Petatlán	17.3	101.4	1943(7.5); 1979(7.6)	36
Michoacán	18.1	102.5	1911(7.7); 1985(8.1)	74
Colima	18.4	103.2	1941(7.7); 1973(7.5)	32

Tabla 2.1 Periodos de recurrencia observados en grandes temblores superficiales a lo largo de la zona de subducción de México. Los datos entre corchetes son menos confiables.

Evento Origen	Tiempo de origen	Localización	Profundidad*	$M_o x 10^{27}$ dina-cm	LXW, km^2	u, cm	$\Delta\sigma^+$, bares
19 Sept 1985 (M_s=8.1)	13:17:49.05	18.141°N, 102.700°O	16 km	12.0	170 x 50	284	25
21 Sept 1985 (M_s=7.6)	01:37:11.75	17.618°N, 101.815°O	20 km	3.8	66 x 33	384	45

* Profundidad restringida a partir de modelado sintético de ondas P

+ Fórmula usada $\Delta\sigma = \frac{8M_o}{3\pi LW^2}$

Tabla 2.2 Parámetros de fuentes de los temblores del 19 y 21 de septiembre de 1985. M_o = momento sísmico, u = desplazamiento promedio sobre la falla, $\Delta\sigma$ = caída de esfuerzo, L = longitud de la falla y W = ancho de la falla.

T	A	C	B	σ
2.5	0.267	-2.421	5.249	0.220
2.3	0.230	-2.289	5.168	0.224
2.1	0.324	-2.087	3.999	0.214
2.0	0.334	-1.810	3.270	0.186
1.9	0.309	-2.273	4.667	0.189
1.8	0.310	-2.456	5.164	0.195
1.7	0.323	-2.765	5.840	0.209
1.6	0.385	-2.701	5.154	0.200
1.5	0.400	-2.936	5.556	0.189
1.4	0.388	-3.053	5.856	0.189
1.3	0.372	-3.421	6.859	0.172
1.2	0.375	-3.346	6.603	0.141
1.1	0.360	-2.740	5.169	0.130
1.0	0.364	-2.458	4.439	0.119
0.8	0.416	-3.326	6.155	0.137
0.6	0.304	-3.109	6.211	0.142
0.4	0.312	-3.220	6.221	0.123
0.2	0.203	-2.459	4.994	0.103

Tabla 3.1 Coeficientes A, C, B y desviación estándar de log FS(T) (ec 3.3)

	Acambay	Local	Normal
M_w	7.0	4.7	6.5
R (km)	80.0	11.0	80.0
M_0 (ergs)	3.5×10^{26}	1.4×10^{23}	7.0×10^{25}
f_c (hz)	0.103	0.800	0.222
$\Delta\sigma$ (bar)	100.0	50.0	200.0
ρ (gr/cm^3)	3.1	2.5	3.1
V_s (km/s)	3.2	2.3	3.2
T_s (s)	30.0	7.0	30.0

En todos los casos, $Q = 200\ f^{0.8}$, y factor de sitio Fs = 4.2.

Tabla 3.2 Parámetros de los espectros de amplitudes de Fourier de los temblores seleccionados (según Rosenblueth *et al,* 1988)

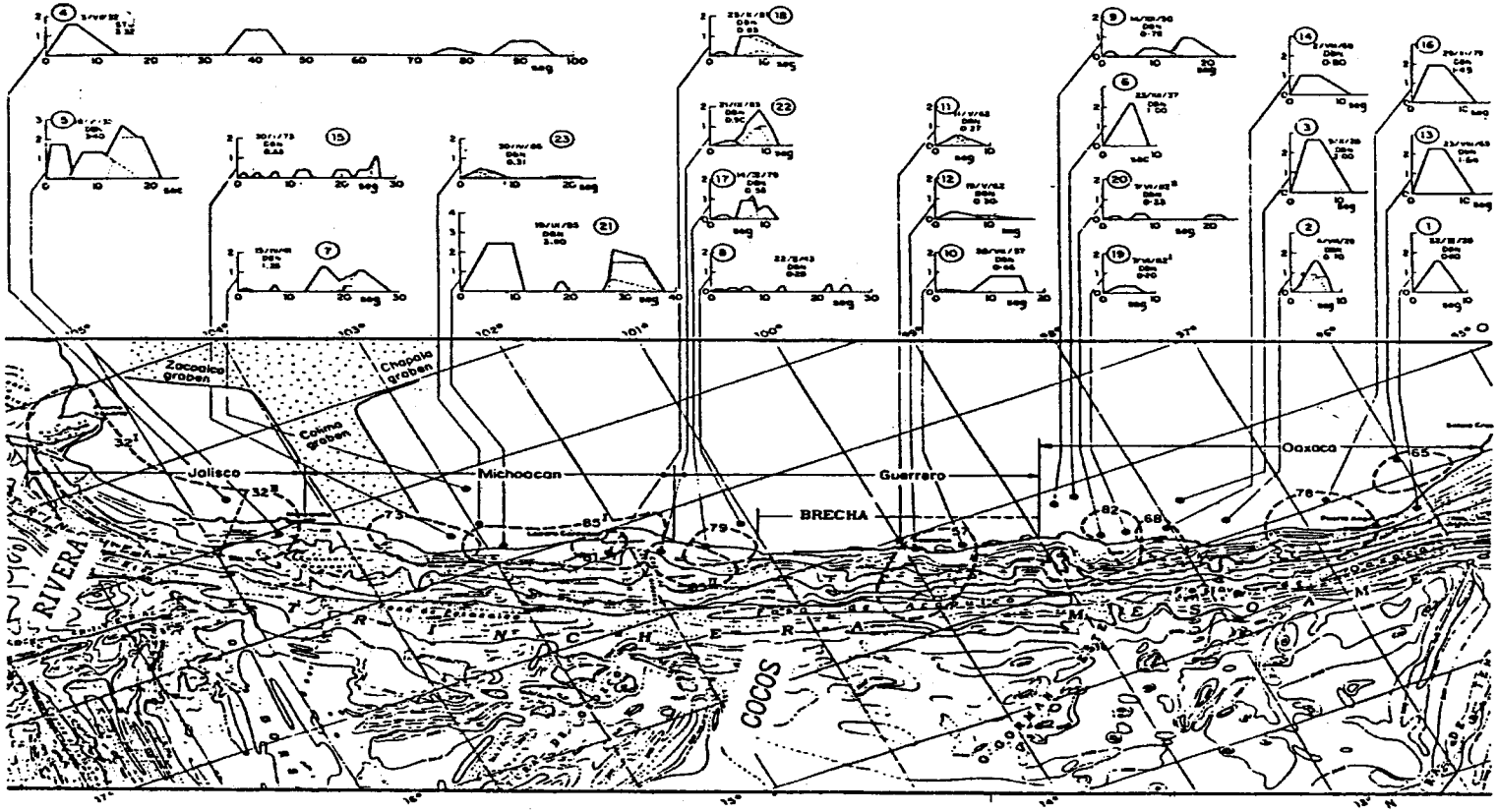


Fig 2.1. El mapa de México y la batimetría. Las áreas de ruptura de algunos temblores están marcadas con las lineas discontinuas. Los circulos negros indican epicentros de los grandes temblores mexicanos entre 1928 y 1986. En la parte superior se incluyen las funciones de tiempo de estos temblores, donde las ordenadas representan $\dot{M}o(t)$ ($\times 10^{26}$ dina-cm /seg).

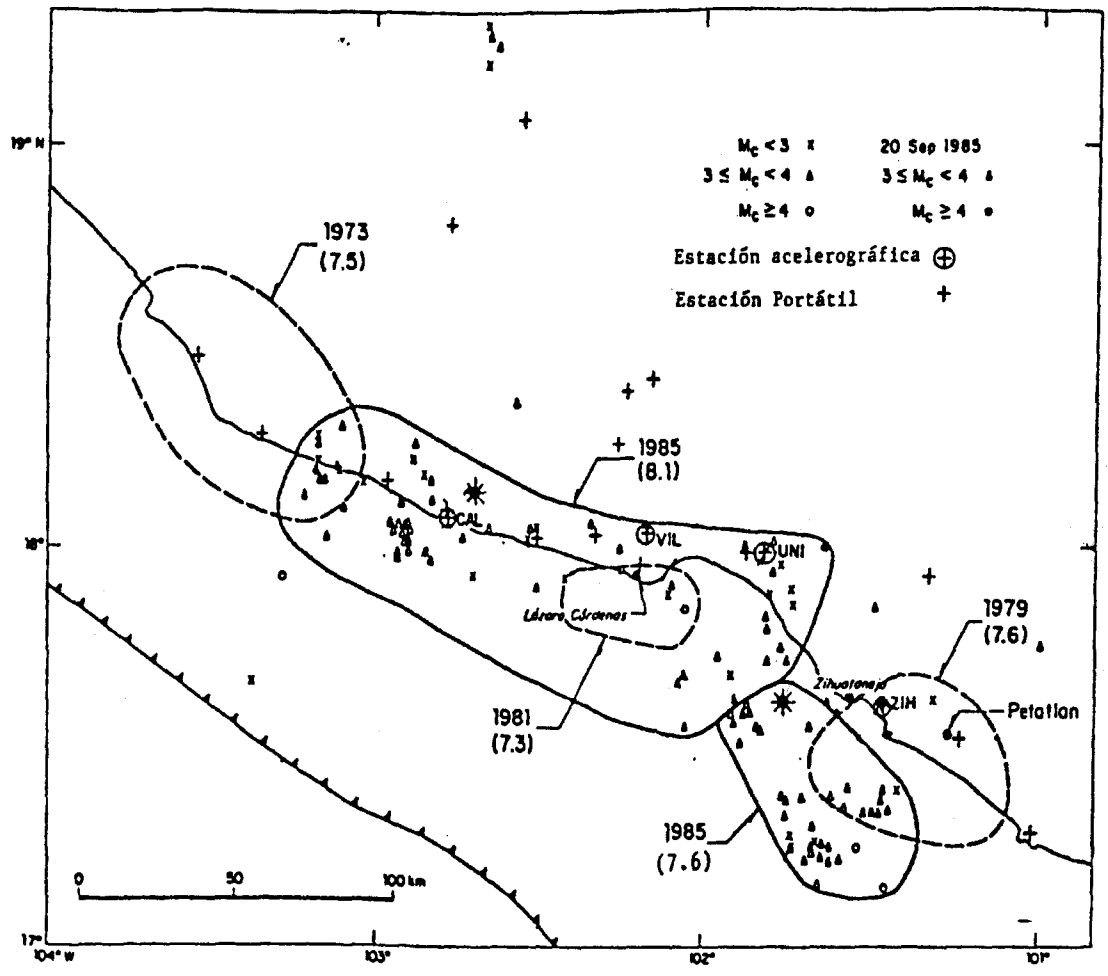


Fig. 2.2. Localizacion de las réplicas de los temblores de septiembre de 1985. Se indican las áreas de ruptura de los sismos del 19 y 21 de septiembre, basadas en las primeras.

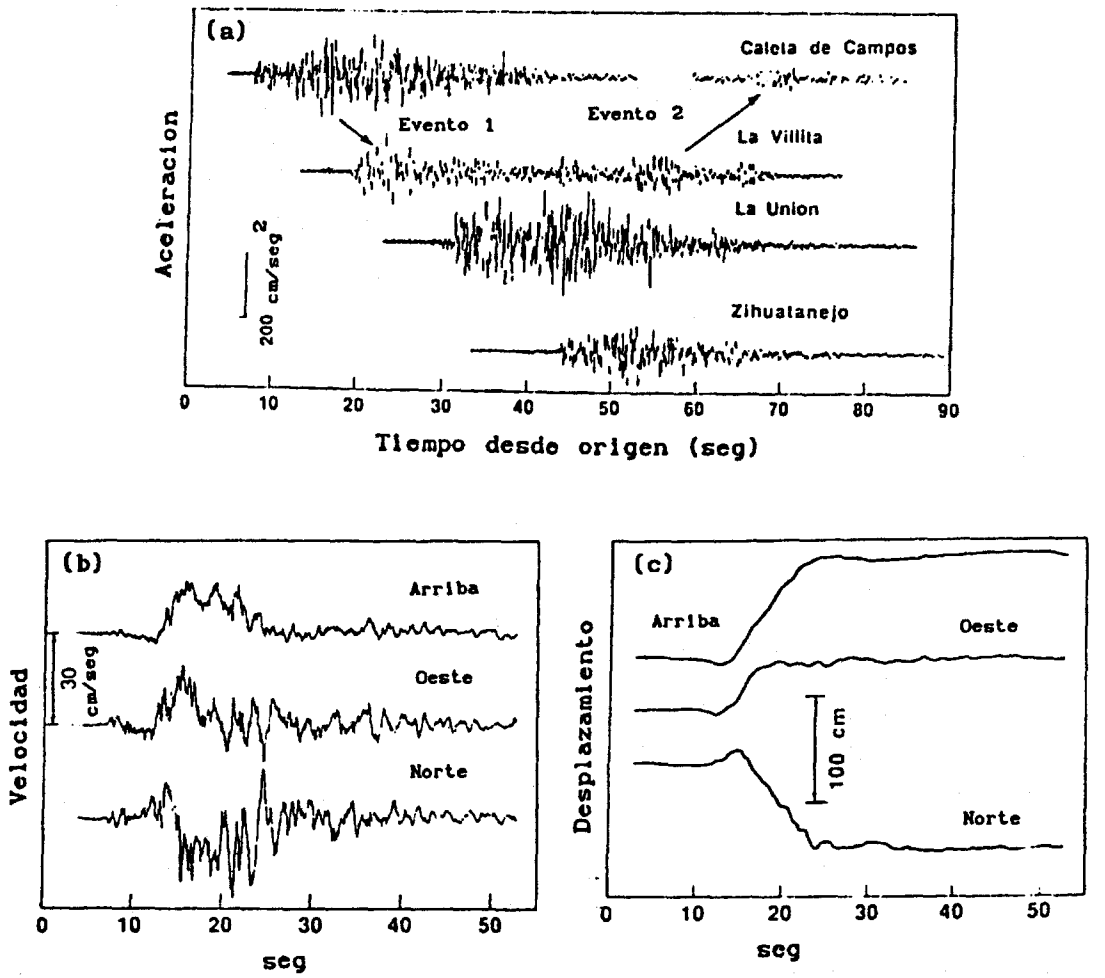


Fig. 2.3. (a) Registros de las aceleraciones (componentes NS) del temblor del 19 de septiembre, de 1985 en la zona epicentral. Se pueden ver 2 eventos principales en las estaciones de Caleta de Campos (CALE) y la Villita (b) Velocidad del terreno en CALE. Nótense las osilaciones con un periodo de 0.4 seg. (c) Desplazamiento del terreno en CALE.

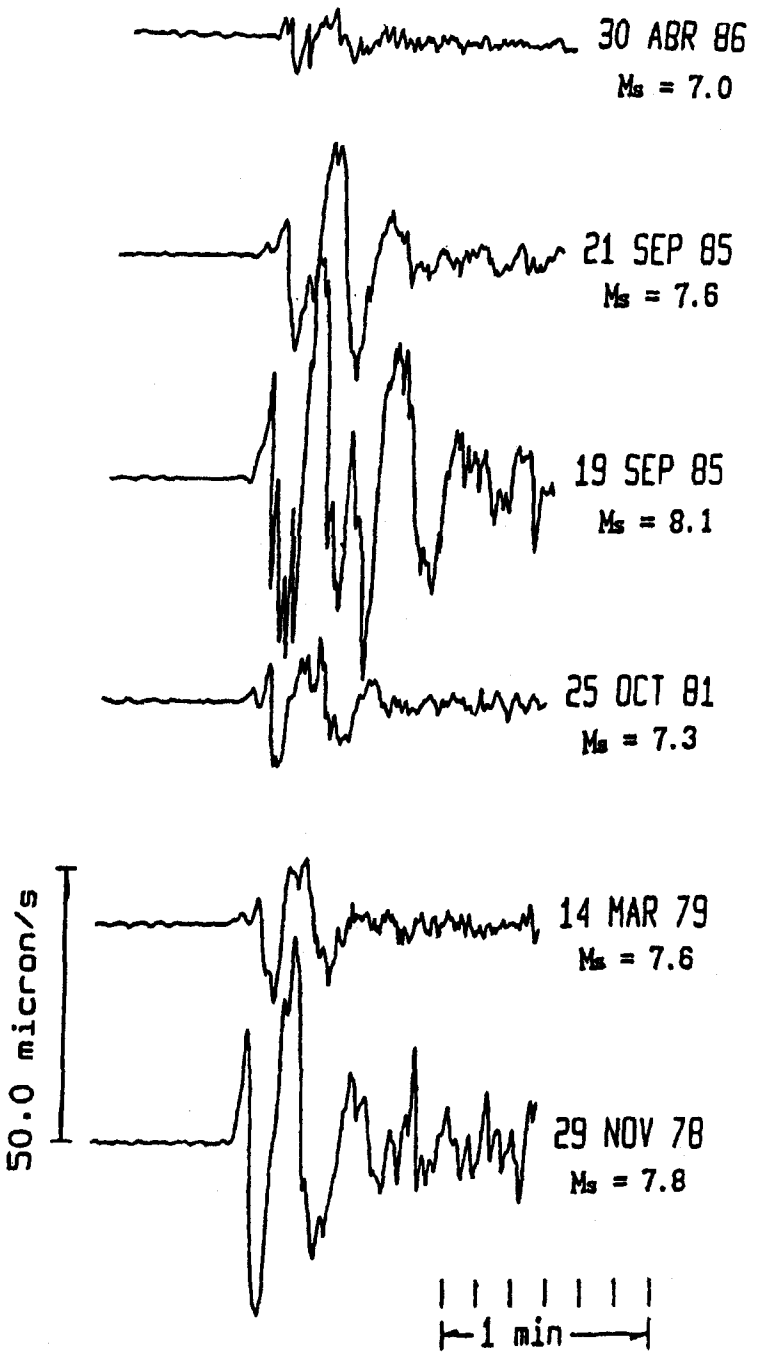


Fig. 2.4 Sismogramas de onda P de grandes temblores mexicanos recientes, registrados en un sismógrafo de banda ancha (componente vertical), localizado en Gräfenberg, Alemania Occidental (distancia = 10,000 km). Nótense las oscilaciones con un periodo de 0.4 seg. en la traza del temblor del 19 de septiembre de 1985 después de 7 seg del inicio.

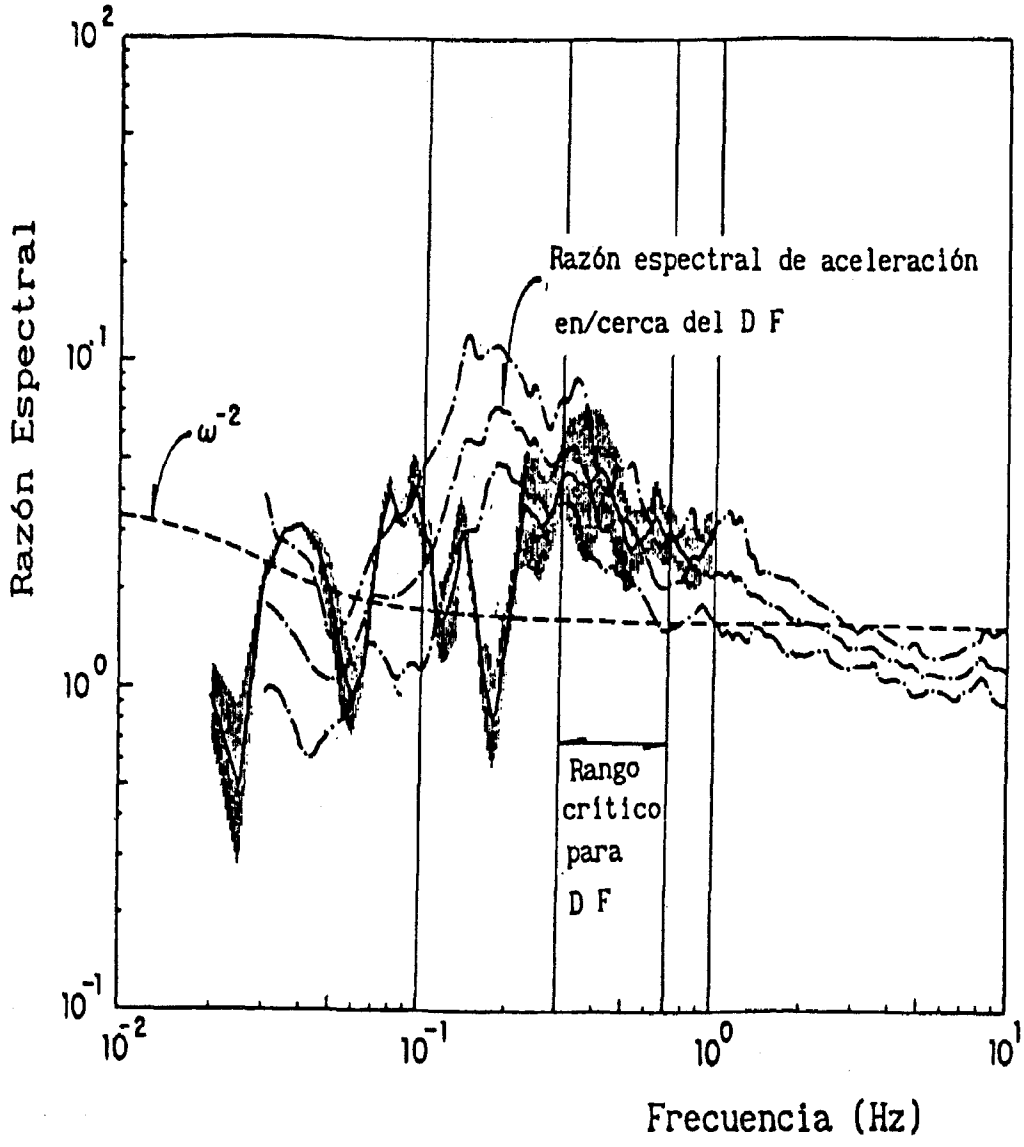


Fig 2.5 Razón espectral entre los temblores del 19 y 21 de septiembre de 1985. Línea continua: ondas P telesísmicas (cuadrante noreste). Línea discontinua: aceleraciones en y cerca del D.F.. Nótese que las razones observadas son 2 a 3 veces mayores que la predicha por un modelo de la fuente de ω^2.

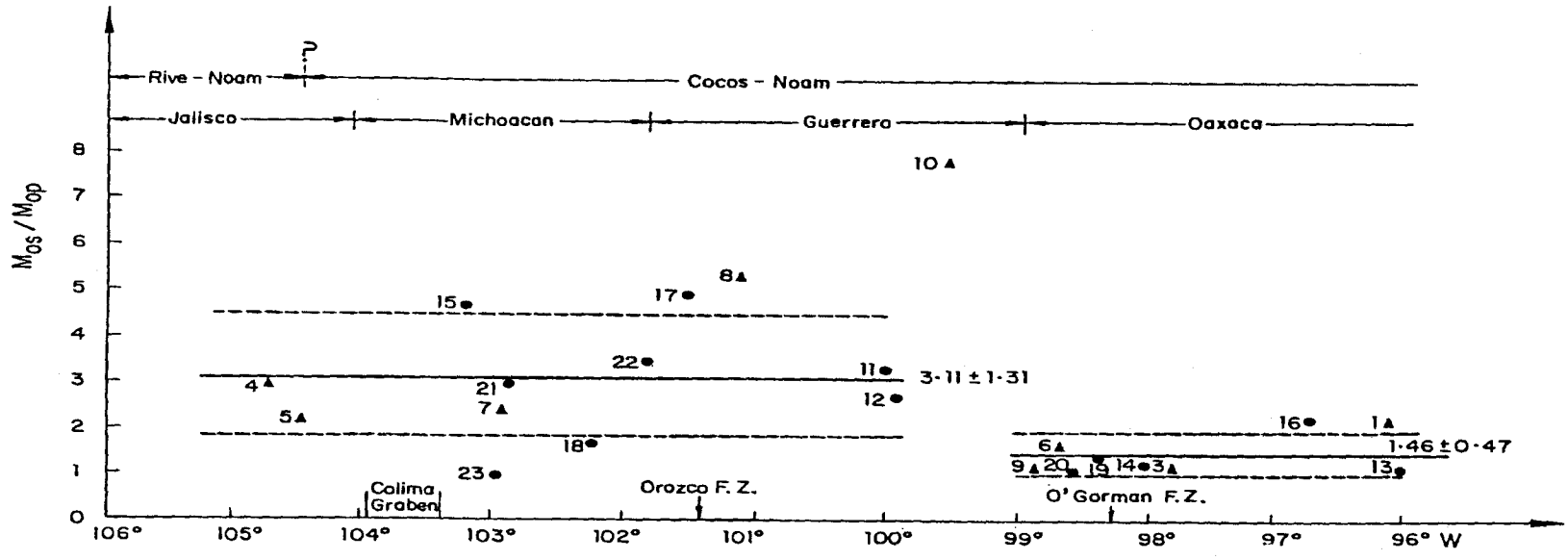


Fig 2.6. MOS/MOP como función de la longitud geográfica de los epicentros.
MOS = momento sísmico a partir de ondas superficiales, MOP = momento sísmico a partir de las ondas P. Nótese el cambio a los 99 W. El número 10 corresponde al temblor de 1957.

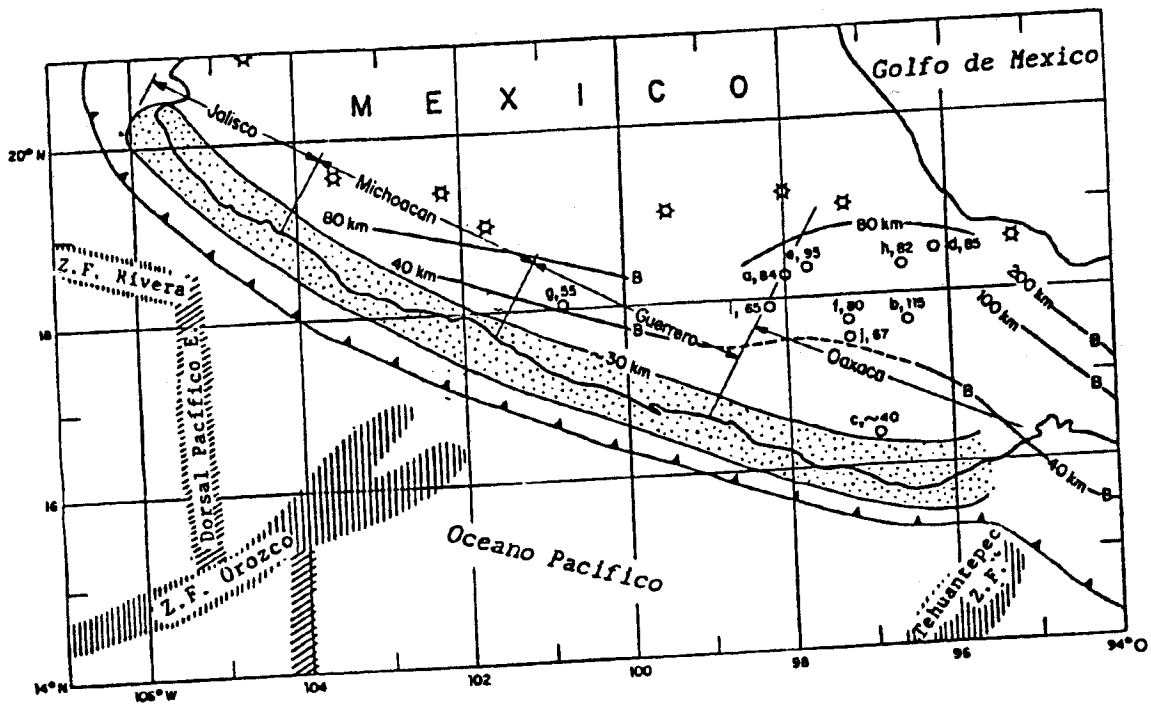


Fig. 2.7. Contornos de las profundidades de la zona de Benioff abajo de México. Nótese un cambio en el contorno de 80 Km, a los 99° W.

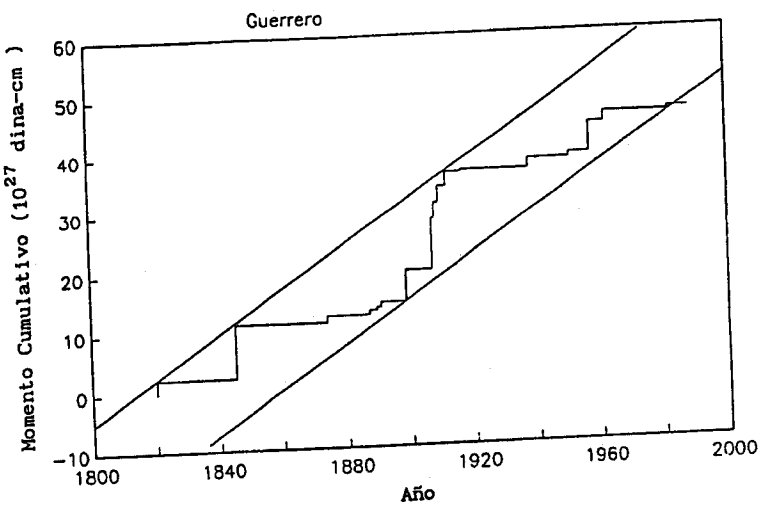


Fig. 2.8. Momento acumulativo como función del tiempo en la brecha sísmica de Guerrero.

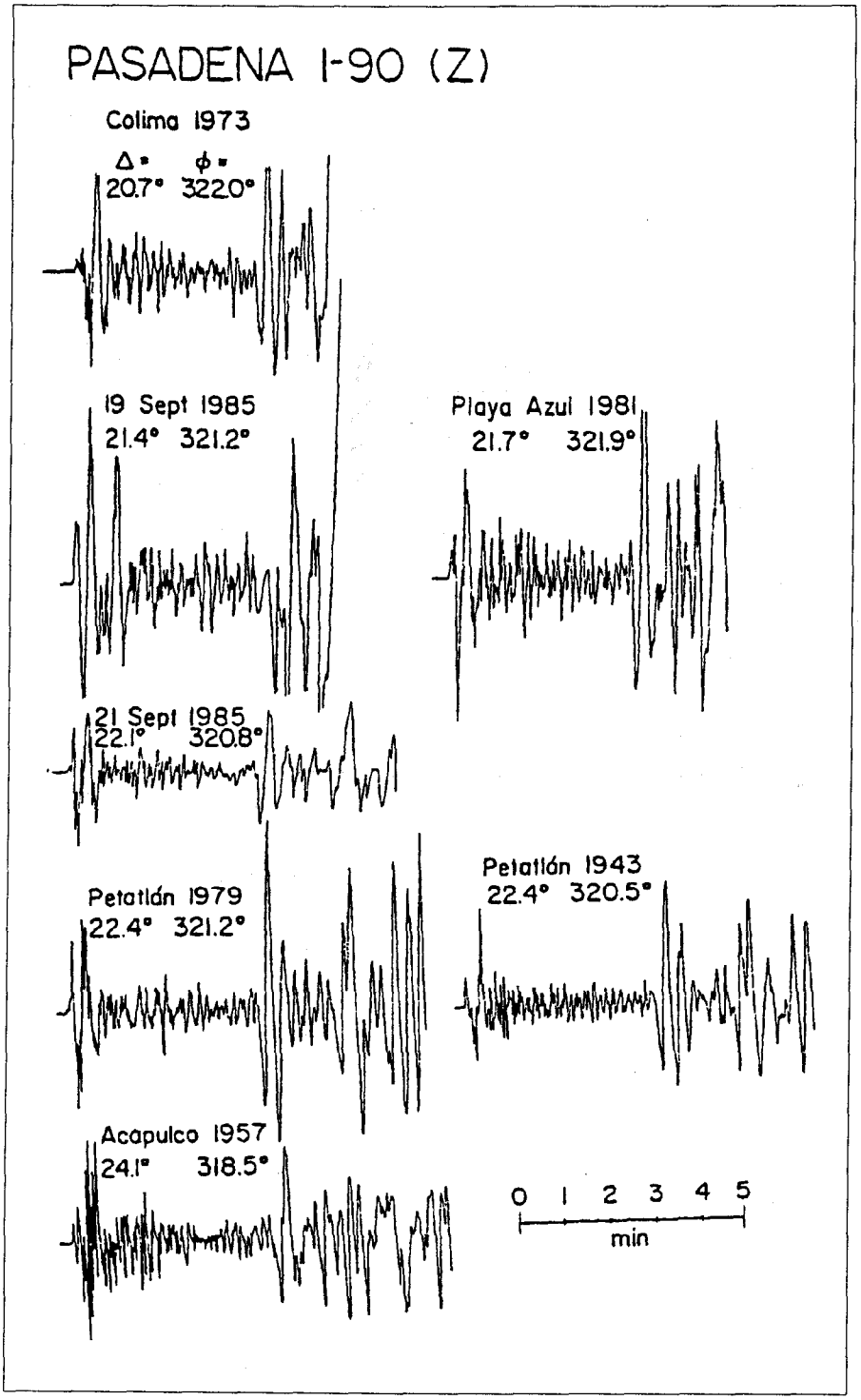


Fig. 2.9 Sismogramas de temblores mexicanos registrados por un sismógrafo de banda ancha en Pasadena, Cal. Nótese el contenido de altas frecuencias en la onda P del temblor de 1957.

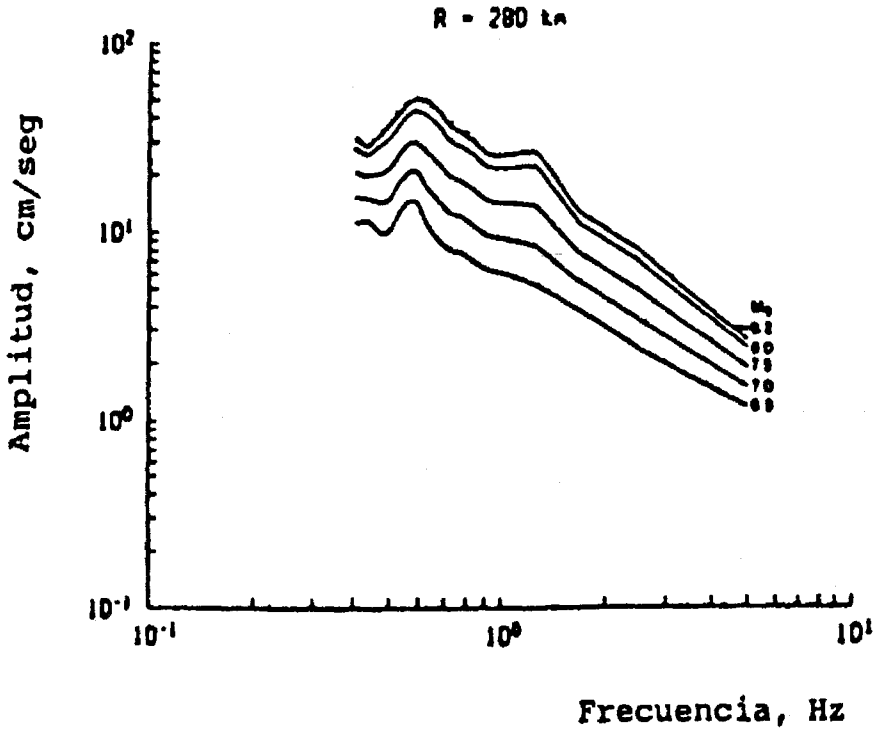


Fig. 3.1 Espectros de amplitudes de Fourier obtenidos por regresión, para diversas magnitudes y distancia a la fal la de 280 Km (según Castro et al, 1988)

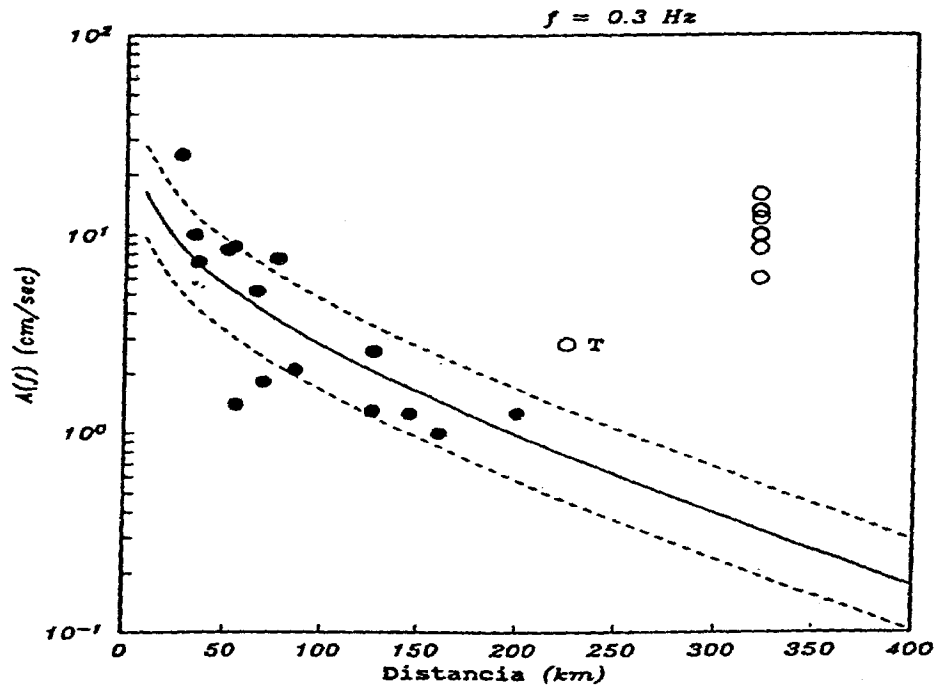


Fig. 3.2a Amplitudes del espectro de Fourier (promedio de los componentes horizontales) como función de la distancia, para el temblor del 25 de abril de 1989 (Ms 6.9), para una frecuencia de 0.3 Hz. Los círculos llenos señalan estaciones fuera del valle de México, a excepción de la marcada T, que se refiere a la estación Teacalco. Los círculos abiertos señalan estaciones de terreno firme del valle de México. La línea continua muestra el ajuste de mínimos cuadrados sin incluir Teacalco ni las estaciones del valle. Las líneas discontinuas corresponden a más y menos el error estandar del ajuste.

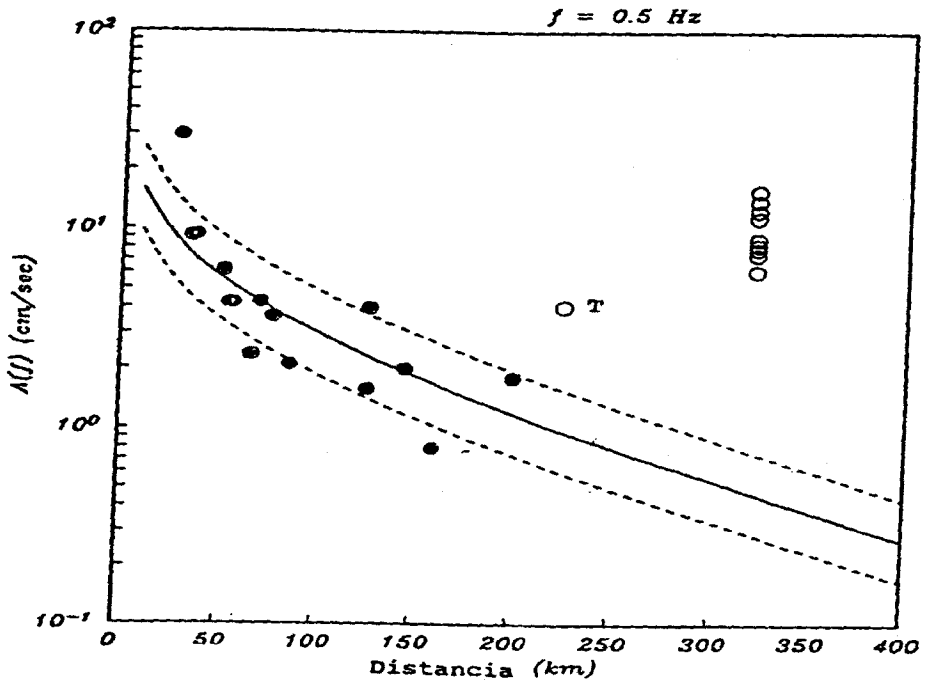


Fig. 3.2b. Igual que la figura 3.2a pero para una frecuencia de 0.5 Hz.

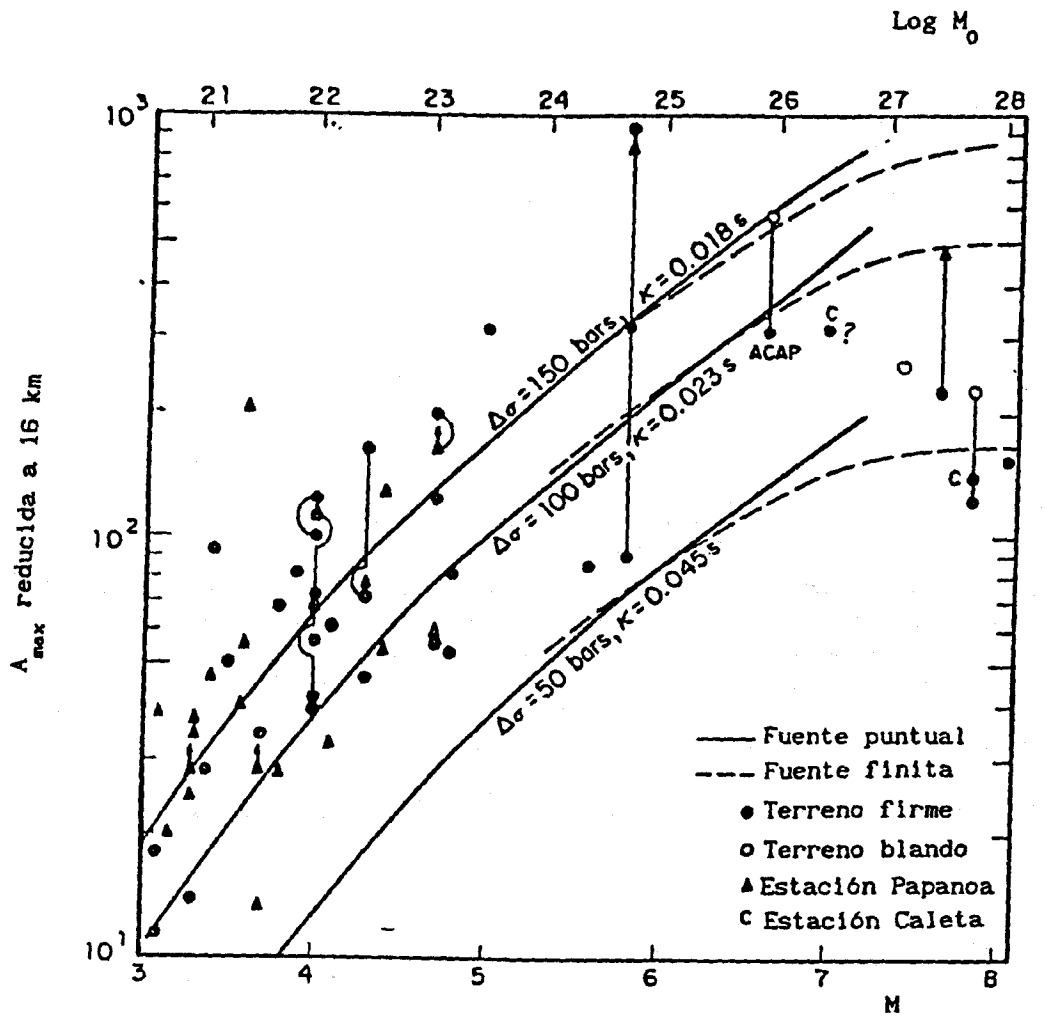


Fig. 3.3 Relación entre magnitud, M, y aceleración máxima de terreno, a $_{max}$ reducida a 16 km para registros en la zona epicentral de temblores mexicanos de subducción. Se representan también las relaciones teóricas obtenidas con los modelos de fuente finita y funte puntual (según Singh *et al*, 1989).

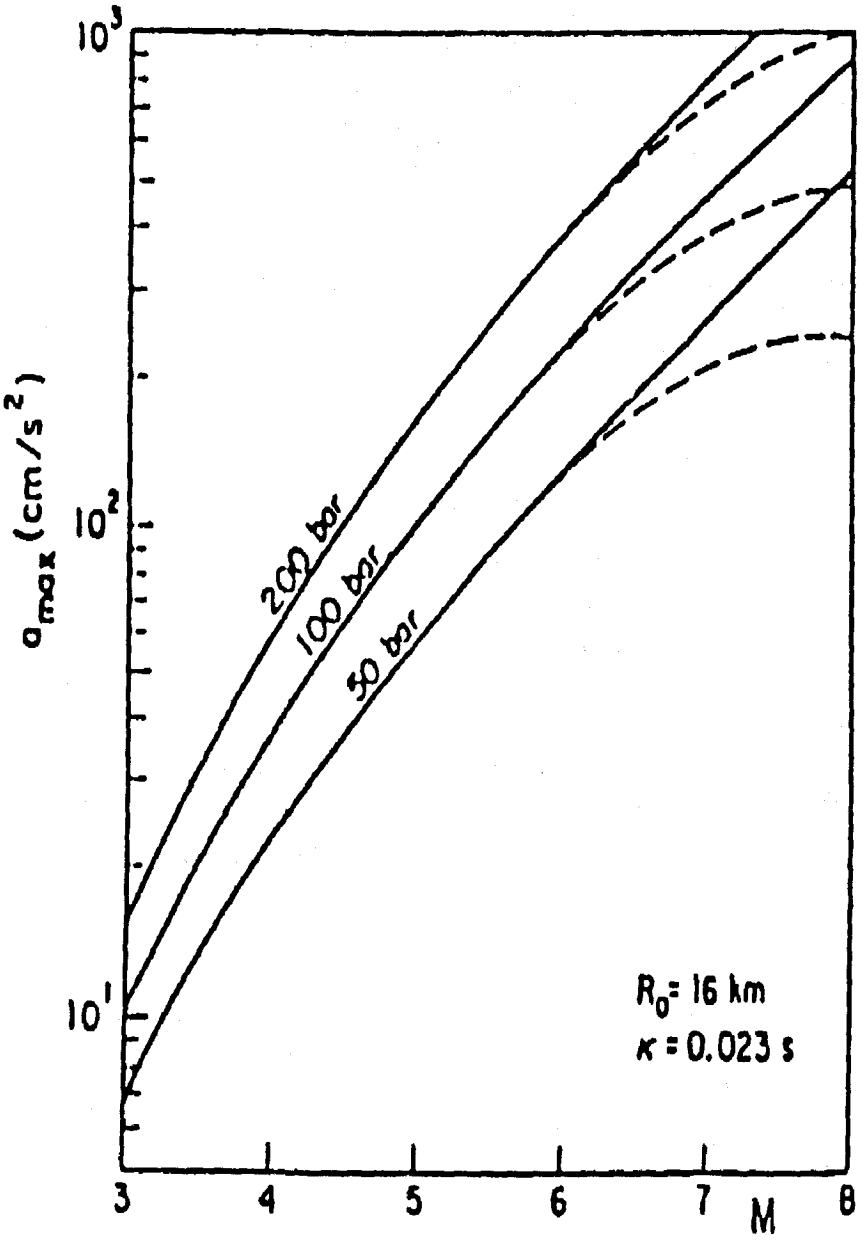


Fig 3.4 Aceleración máxima esperada del terreno a 16 km del foco como función de la magnitud, M, con base en el modelo de fuente puntual (línea continua) y en el modelo de fuente finita (línea discontinua). Se presentan curvas para varios valores de $\Delta\sigma$. Según Singh *et al*, 1989.

DE RECURSOS DE INFORMACIÓN DE BIBLIOTECAS

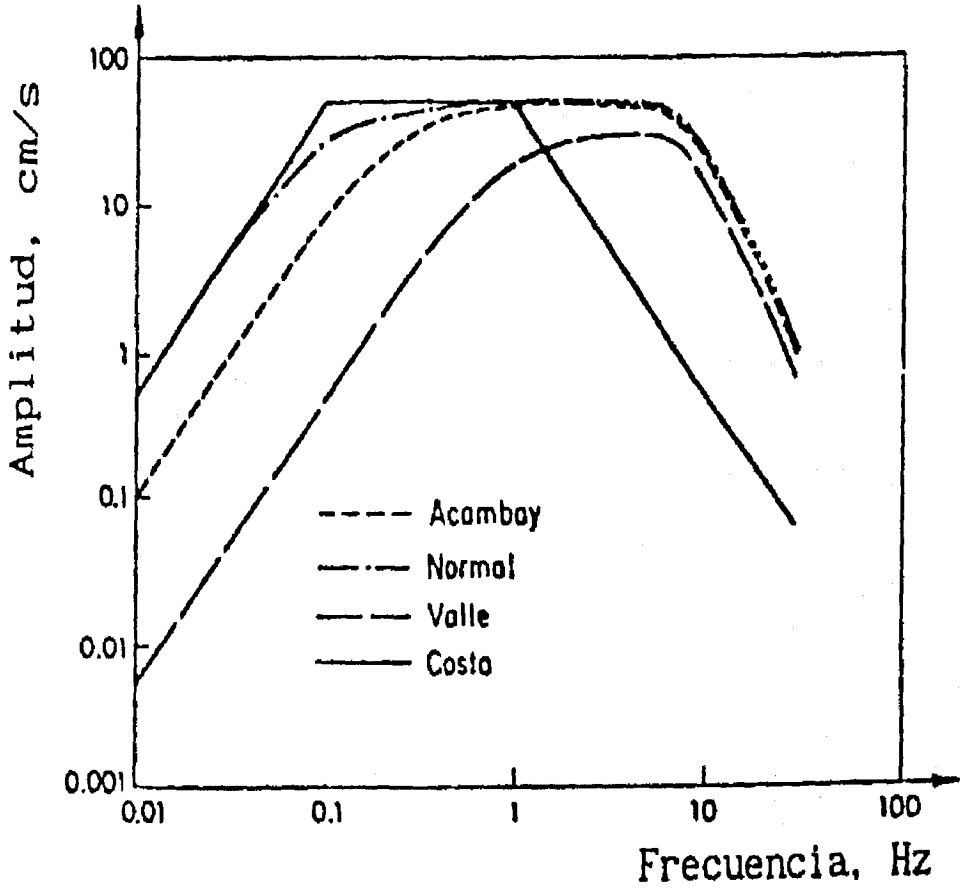


Fig 3.5 Espectros de amplitudes de Fourier para los cuatro temblores seleccionados (según Rosenblueth *et al*, 1988).

CARACTERISTICAS SISMICAS DE LA CIUDAD DE MEXICO:
AMPLIFICACION DE LAS ONDAS SISMICAS EN EL VALLE DE MEXICO, CARACTERISTICAS DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO Y MICROZONIFICACION DE LA CIUDAD

Eduardo Reinoso[1]

"En México a la verdad tiembla la tierra casi todos los años una o dos veces y muy ligeramente. Ello acontece en cualquiera de las estaciones del año sin que en ésta ni en otra circunstancia se observen ningunos indicios en el suelo ni el cielo capases de fundar un prudente pronóstico de estos fatales accidentes." (Joaquín Velázquez de León, Descripción histórica y topográfica del valle, siglo XVIII)

RESUMEN

Se presentan las principales aspectos de las características dinámicas de amplificación en el Valle de México ante temblores originados en la zona de subducción. Primero, en forma general, se describe la cuenca de México y las propiedades de los depósitos lacustres, tocándose con más detalle el problema del hundimiento y sus repercusiones en la mecánica de suelos. Se mencionan las principales fuentes sísmicas que afectan a la ciudad y se incluye una breve historia sobre los principales sismos que la han afectado durante los últimos 600 años, poniendo énfasis en la importancia que tienen los sismos recientes para la ingeniería sísmica. Se incluyen estudios y resultados que hacen uso de los datos captados por la red acelerográfica de la ciudad. Los estudios abarcan temas como efectos de sitio en terreno firme, duración del movimiento, amplificación del movimiento en el lago tanto en el dominio del tiempo como en la frecuencia, y mapas de periodos dominantes. En combinación con los datos de la red de Guerrero se presentan figuras, comentarios y resultados relativos a la trayectoria de las ondas hacia el valle de México y al efecto de amplificación regional observado en los sitios de terreno firme. Se incluyen diversas figuras ilustrativas que ponen en evidencia la magnitud de todos estos fenómenos sísmicos. Finalmente, las conclusiones contienen las posibles implicaciones de estos estudios en la práctica de la ingeniería sísmica y en el reglamento de construcciones.

INTRODUCCION

Desde la caída de Tenochtitlán en manos de los españoles y sus aliados indígenas, una de las guerras navales más importantes en la historia de la humanidad, la ciudad de México ha crecido en una necia e infinita lucha sobre el lago que la vió nacer. La ciudad y sus habitantes han tenido que sortear casi todo tipo de dificultades para aprovechar el agua y deshacerse de ella. La lucha ha sido en forma desordenada. Las estrategias y soluciones planteadas han tenido poco respeto al entorno y han atentado continuamente contra el equilibrio ecológico. Por razones históricas, políticas, sociales, religiosas y económicas, la ciudad convirtió un lago en un suelo blando y compresible, poco apto para sostener eficazmente los palacios que ha creado.

En su carrera vertiginosa por crecer, la *Muy Noble y Muy Leal Ciudad de México* ha conocido sismos de muchos tipos y diversas intensidades. Su memoria sísmica abarca varios siglos atrás. Como testigos quedan las cuarteaduras y grietas de las obras que se conservan en pie, las crónicas y relatos hechos por propios y extraños y los parques donde hubo hogares y oficinas de muchos mexicanos.

---

[1]Centro de Investigación Sísmica. Carretera al Ajusco 203, México D.F.

Son muchos y grandes los retos que nuestra ciudad exige. El reto sísmico es sólo uno más de ellos. Es necesario conocer mejor las características de los sismos que la afectan, de sus suelos y de sus estructuras, así como hacer edificios más seguros y prepararnos para afrontar ordenada y eficientemente los sismos.

I. LA CUENCA DE MEXICO

El valle de México, donde se encuentra enclavada la ciudad, es a su vez una cuenca cerrada de 110 km de largo en el sentido norte-sur y 80 km de ancho en el este-oeste. Tiene una altitud de 2236 msnm en su parte más baja y alcanza hasta 5230 m snm en la más alta: la punta del Iztaccíhuatl.

La historia lacustre

"Mi ciudad es chinampa en un lago escondido". (Guadalupe Trigo, canción)

Desde principios del cuaternario hasta hace apenas 500 años, la cuenca había recogido, dentro del parteaguas que la define, abundante lluvia de verano para formar los lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco y Chalco (del Castillo, 1978). Desde entonces, hemos usado y abusado de sus aguas, vaciándola con majestuosas obras hidráulicas como el Tajo de Nochistongo en la época colonial, el Gran Canal y los túneles de Tequisquiac en el siglo pasado y el drenaje profundo a partir de 1975. Si bien estas obras han cumplido su objetivo al aminorar y en algunas zonas eliminar el problema de las inundaciones, han contribuido a la desecación casi total de los lagos. En la figura 1 se aprecia este proceso. Actualmente, sólo pequeñas zonas de lago subsisten en Xochimilco y Texcoco.

El hundimiento

En 1925 Roberto Gayol comunicó a la Asociación de Ingenieros y Arquitectos que la ciudad de México se estaba hundiendo. Atribuyó las causas de este hundimiento al abatimiento del nivel friático. A pesar de que el sistema de agua potable habilitado en 1910 tenía como fuente principal los manantiales de Xochimilco, un gran número de predios extraían el agua del subsuelo mediante pozos.

Para la década de los cuarentas, el incremento de la población exige mayor demanda de agua y por lo tanto más bombeo. Por consiguiente, se acelera el hundimiento reflejándose en asentamientos diferenciales de edificios. Las observaciones de Nabor Carrillo basadas en la teoría de consolidación de Terzaghi, confirman que este hundimiento es debido al abatimiento de la presión hidráulica en los acuíferos del subsuelo ocasionados por el bombeo. Consecuentemente, a partir de 1954, las autoridades capitalinas deciden cesar la explotación de nuevos pozos y el hundimiento disminuye. En la figura 2 (Marzal y Mazari, 1990) se muestran los asentamientos totales que algunos edificios y zonas de la ciudad han experimentado desde finales del siglo pasado. Estos sitios son la Alameda Central, el Palacio de Minería y la Catedral Metropolitana. Se aprecia que, con base en los datos de nivelación de 1890, todos ellos han sufrido hundimientos mayores a los siete metros.

Recientemente, la demanda de agua potable ha llevado a las autoridades a explotar otros pozos en zonas menos céntricas, lo que ha ocasionado hundimientos en estos sitios similares a los observados en la figura 2. Como ejemplo mencionamos la esquina de Plutarco Elías Calles y Ermita Ixtapalapa en donde la velocidad media de hundimiento durante la década de los setentas fue de 11.3 cm al año. Actualmente, cerca del 70% del agua que utiliza la ciudad se extrae del subsuelo, sin que surja alguna alternativa razonable para disminuir esta creciente demanda.

Independientemente del problema económico, ecológico y de logística que esta sobreexplotación de acuíferos significa, provoca daños en las cimentaciones y asentamientos diferenciales en estructuras. Esto agrava enormemente el problema sísmico al hacer las estructuras más vulnerables ante temblores. Además los efectos son apreciables a simple vista, causando un desagradable aspecto por el deterioro visual de la ciudad y en algunos casos críticos hasta inseguridad en los transeúntes.

Perfil Geológico

Las zonas más jóvenes del valle son los depósitos aluviales, la serie volcánica del cerro de la Estrella y la sierra de Chichinautzin, siendo esta última la responsable de haber cerrado la cuenca en su parte sur. Más antiguas son las tobas de la formación Tarango y las lavas andesíticas del Iztaccíhuatl y el Ajusco. Una base de calizas que afloran en diversas partes de la cuenca forman su propio fondo. En la figura 3 (Mooser, 1990) se muestra un corte esquemático de la parte superficial de la cuenca donde se aprecian las principales formaciones geológicas así como algunas fallas que pueden dar origen a temblores locales.

Desde el punto de vista de Ingeniería Sísmica, los 150 m más superficiales son los más relevantes ya que determinan los efectos más importantes de amplificación. Los primeros trabajos de exploración y laboratorio para conocer las propiedades del subsuelo en la zona céntrica de la ciudad, y por consiguiente verificar la teoría de hundimiento desarrollada por Nabor Carrillo en 1948, dieron fruto a la primer zonificación de la ciudad. En la figura 4 presentamos esta zonificación que incluye las modificaciones realizadas hasta 1987. En ella, se distinguen tres zonas: zona I, *firme* o de *lomas*, localizada en las partes más altas de la cuenca y formada por suelos poco compresibles y de alta resistencia, zona III o de *lago*, formada por lo que fueron los lagos hace 500 años y que consiste en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con contenidos de agua de entre 50 y 500% y con profundidades de hasta 60 m en Texcoco y mayores de 100 m en Tlahuac; finalmente la zona II o de *transición*, que presenta características intermedias entre las zonas anteriores.

La figura 5 muestra una sección tipo de la zona lacustre en donde se muestra la variación con la profundidad del contenido de agua de las arcillas. Además, se presentan dos perfiles esquemáticos en donde se aprecia la variación, que a causa del hundimiento, han tenido este tipo de sitios en los últimos 40 años. Esto se refleja en la disminución del espesor de las dos formaciones arcillosas. La figura 6 muestra otra sección tipo con la variación de la velocidad de corte con la profundidad. Velocidades tan bajas como las mostradas en los 40 m más superficiales son, en gran medida, las responsables de la amplificación dinámica del movimiento en el valle de México. Ambas figuras fueron tomadas de Ovando y Romo (1991).

II. SISMICIDAD EN LA CIUDAD DE MEXICO

Tipos de temblores

Las principales fuentes sísmicas que afectan a la ciudad de México (Rosenblueth y otros, 1987) pueden clasificarse en cuatro grupos cuya localización se muestra esquemáticamente en la figura 7. Estos grupos son:

- Temblores locales, originados dentro de la cuenca o cerca de ella. Generalmente de pequeña magnitud (menores que 5.5 grados).

- Temblores que se originan en el resto de la placa de Norteamérica. Pueden alcanzar magnitudes hasta de 7.0 grados Richter. También conocidos como tipo Acambay por el sismo que allí se generó en 1912.

- Temblores de subducción. Los que más estragos han causado ya que pueden tener magnitudes de hasta 8.2 grados. Pese a la relativa lejanía de la ciudad de México al epicentro de estos temblores (entre 280 y 600 km), la ciudad es particularmente vulnerable porque el tipo de ondas que llegan son ricas en contenido de periodos largos y provocan grandes duraciones, sobre todo en la zona de lago. Es por esto por lo que prácticamente cualquier sismo ocurrido en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para la ciudad capital.

- Temblores de profundidad intermedia, también conocidos como de falla normal. Causados por rompimientos de la placa de Cocos ya subducida. Los que se originan cerca de la zona de subducción

pueden tener magnitudes de hasta ocho grados pero a medida que el epicentro se aleja de esta zona la magnitud disminuye, llegando hasta 6.5 grados debajo del valle de México.

En la figura 8 se muestra la sismicidad en la República Mexicana durante el mes de junio de 1990 (Martínez y García, 1990). En sólo un mes se aprecian, aunque de baja magnitud, los cuatro tipos de temblores que afectan a la ciudad. Los temblores de subducción, los locales y los tipo Acambay se muestran con cuadros, mientras que los de profundidad intermedia se muestran con triángulos.

III. CRONOLOGIA DE LOS PRINCIPALES TERREMOTOS SENTIDOS EN EL VALLE DE MEXICO

A continuación presentamos una breve recopilación de los principales sismos que se han sentido en el valle de México desde la época prehispánica. Sólo se incluyen los considerados como severos ya que en promedio se han reportado, por cada sismo éstos, cinco fuertes, diez moderados y cincuenta leves (Fundación ICA, 1992). Se incluyen algunos comentarios de las fuentes originales (Rojas y otros, 1986) y la interpretación del tipo de sismo y posible origen (Bravo y otros, 1988).

Para la época prehispánica las principales fuentes de información son los códices. En la figura 9 se muestran los glifos con los que se indicaba la ocurrencia de sismos. El glifo constaba de un cuadro doble donde se escribía la fecha (por ejemplo: año dos pedernal, doce conejo, dos casa) y otro dibujo que significaba terremoto. Junto al glifo del año dos caña (año 1533) mostrado en la figura 9, se encontró una nota en castellano que decía: *"desta manera fingen el temblor de tierra"*.

Para la época colonial el número de fuentes aumenta con las crónicas y los periódicos. Para la época del México independiente las referencias a sismos son muchas y detalladas, lo que en ocasiones permite precisar la zona epicentral y el tipo de sismo.

Siglo XV

1475 (9 acatl) *"Hubo por entonces fortísimos temblores de tierra, tan frecuentes y repetidos que los cerros se desgajaron, las casas quedaron aplastadas"*. En Chalco, dos fuentes hablan de la gran destrucción causada por este sismo. Los deslaves sugieren un fuerte sismo de origen local.

1496 (4 tecpal) *"hubo terremotos que tiraron las casas. La tierra se abrió por muchas partes"*. Posiblemente un sismo de subducción.

Siglo XVI

1542 *"Se sintió en México un fuerte temblor de trepidación que maltrató los edificios"*. Es probable que se trate de un sismo profundo con epicentro cerca de Oaxaca.

1589 *"tembló la tierra en México y en toda aquella provincia, lo cual causó temor muy grande a la gente"*. Probable sismo de subducción.

Siglo XVII

1611 *"pasaron a ser horrores por el destrozo formidable, que experimentaron los edificios de la ciudad, con uno de los mayores terremotos, que ha estremecido á la América"*. Sismo de subducción, con epicentro en las costas de Jalisco y Colima.

1653 *"Tembló de Oriente a Poniente con tan grave y repentina fuerza, que se temió una grave ruina en esta ciudad"*. Daños en el centro histórico y Atzcapotzalco. Se ignora su posible origen.

Siglo XVIII

1768 *"dejó resentido el mayor número de edificios, cuyo reparo costará algún dinero; este Palacio* (el Nacional) *ha manifestado también la necesidad de repararse en varias desuniones de sus paredes"*. Gran sismo de subducción en Oaxaca.

1776 y 1787 Sismos de subducción en las costas de Guerrero y Oaxaca, el segundo produjo un gran maremoto lo que hace pensar que fue de excepcional magnitud (más de 8.5 grados).

1800 *"pasó de cuatro minutos: sus primeros movimientos de Oriente y Poniente; después con mas duración de Norte a Sur, terminando con movimientos encontrados á modo de círculo..."*. *"pero las mas de las fábricas y algunas iglesias quedan necesitando reparo."* Sismo en Oaxaca. No hay suficientes datos para saber si fue de subducción o de falla normal.

Siglo XIX

1845 *"siguieron luego violentas oscilaciones de norte a sur, tan marcadas que las torres de la Catedral se veían oscilar. La conmoción fue terrible y el espanto de los habitantes grandísimo, que aumentó más cuando se escuchó el estruendo de las cúpula del templo de Santa Teresa que se derrumbó."* Gran sismo de subducción en las costas de Guerrero. Además de los daños en el centro causó daños en Tlalpan.

1858 *"hizo que se dañara el acueducto de agua gorda; por lo que al día siguiente fue prohibido el tránsito de carruajes por la calzada de Tacubaya"*. Al parecer un gran sismo de profundidad intermedia con epicentro en el estado de Michoacán.

Siglo XX

El surgimiento de los sismógrafos permite calcular con mejor exactitud los epicentros de los temblores. Se adopta una forma de medir su magnitud: la escala de Richter (Ms). A principios de siglo la ciudad se ve afectada por varios sismos moderados, algunos de la zona de subducción como los de 1907 (Ms=7.9) y 1909 (Ms=7.5) que causan daños al centro de la ciudad. En 1912 ocurre el temblor de Acambay (Ms=7.0) que no causa muchos da%nos a la capital pero deja el precedente de que puede haber sismos grandes a distancias epicentrales pequeñas. En 1932 se registra el sismo más grande del siglo en México (Ms=8.2); originándose en las costas de Jalisco sin producir grandes daños al D.F.

Sismos recientes y su impacto en la ingeniería sísmica

No fue sino hasta el reglamento de 1942, a consecuencia del sismo de 1941, cuando se incluye el diseño sísmico de estructuras. La ciudad había resistido con éxito el gran temblor de 1932 pero entonces se contaba con edificios de menos de cuatro niveles de estructuración conservadora.

Por los daños que causó, el sismo de 1957 es el que impulsa los estudios sobre el comportamiento del valle ante sismos. Las estructuras que la ciudad vió crecer a partir del sismo de 1941 requerían mejores diseños y conocimientos sobre las propiedades de los materiales y los suelos. Por ello, se incluye en el nuevo reglamento, entre otras innovaciones, la zonificación de la ciudad atendiendo a las características del subsuelo. Esta zonificación que como se ha mencionado tuvo sus orígenes en el estudio del problema de hundimientos, se incorpora al problema sísmico al observarse la estrecha correlación entre daño estructural y composición del subsuelo.

En 1979 ocurre un sismo en las costas de Guerrero que produce algunos daños en la colonia Roma y derriba la Universidad Iberoamericana.

Los sismos de 1985

Daño y destrucción sin precedente. Mueren más de cinco mil personas y se dañan más de dos mil edificios. Gran movilización social. Fluye ayuda internacional de más de sesenta países. Grandes lecciones sobre diseño de cimentaciones y edificios. El registro de aceleración en SCT aparece en un sinúmero de publicaciones en todo el mundo por su gran amplitud en periodos largos.

Red acelerométrica y los sismos a partir de 1985

Desde 1965 se han obtenido datos de acelerómetros en Ciudad Universitaria, en un sitio de terreno firme al sur de la ciudad. Los datos abarcan una gran variedad de terremotos. Durante los sismos de 1985, la red manejada por el Instituto de Ingeniería contaba ya con 11 estaciones, incluyendo sitios en zonas de transición y lago.

A partir de estos sismos la red crece considerablemente. Actualmente se tienen en más 90 acelerógrafos digitales distribuidos a lo largo y ancho del valle. La red es manejada por tres instituciones: el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico de la Fundación Javier Barros Sierra, el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el Centro Nacional de Prevención de Desastres. La red incluye también sistemas de pozo y estructuras. La densidad de acelerógrafos es mayor en las zonas céntricas y donde ha habido daños durante sismos, especialmente los de 1985. Esta distribución puede observarse en la figura 10 junto con las zonas geotécnicas y algunos sitios de referencia de la ciudad.

Una gran cantidad de datos se han obtenido desde 1986 de más de trece sismos pequeños y moderados. A la fecha, la red ha registrado más de 40000 segundos de movimiento fuerte del terreno. En la tabla 1, actualizada hasta 1992, se resumen los datos de cada sismo y su aportación al banco de datos. El sismo más importante por su intensidad ha sido el del 25 de abril de 1989 y la mayor parte de los datos empleados en este trabajo corresponden a este evento. Otro sismo importante es el del 31 de mayo ya que, aunque de magnitud menor a la del 25 de abril, ocurrió casi con la red al 100% de su funcionamiento. Este sismo fue el primero en aportar datos de las estaciones de pozo.

Debido a que contamos con más datos de temblores de subducción y que a la vez han sido los que más han afectado a la ciudad, en adelante solo nos referiremos a este tipo de sismos.

IV. MOVIMIENTOS FUERTES EN EL VALLE DE MEXICO ANTE TEMBLORES DE SUBDUCCION

Para temblores ocurridos en la zona de subducción, los datos registrados en el valle de México son una combinación de las características de la fuente, la trayectoria de las ondas sísmicas, el efecto regional de la cuenca y los efectos locales en cada estación. Los efectos de la fuente definen las características propias de cada sismo como su magnitud y contenido de frecuencias, entre otros. El análisis de estos aspectos escapa del objetivo de esta presentación. A continuación se describen, en forma general, el efecto de la trayectoria y la amplificación regional y, en forma detallada, los efectos de sitio o amplificación local.

Trayectoria de las ondas y efecto regional de amplificación

Utilizando los datos de la red acelerográfica de Guerrero, presentamos en la figura 11 una gráfica donde se aprecia e ilustra el efecto de trayecto de las ondas desde su origen hasta el valle de México. El sismo utilizado es el del 25 de abril y el componente mostrado es el norte-sur. A lo largo de la costa, el sismo fue captado por la red

accelerométrica de Guerrero. En la estación las Vigas, el movimiento fue de duración corta, con gran amplitud y con periodos de vibración cortos. Partiendo del epicentro, el efecto de atenuación se aprecia en la baja amplitud de los registros ubicados hacia el poniente (estaciones Atoyac, Coyuca y Cayaco) y al oriente (estación Copala); inclusive, otras estaciones ubicadas más al poniente no registraron el sismo. También hacia el norte se aprecia la disminución en la amplitud de los registros (estaciones Filo de Caballo y Teacalco), incluyendo los de terreno firme en la Ciudad de México (estaciones Pedregal y Cerro del Tepeyac). Se muestran además dos acelerogramas en zona de lago con el objeto de poner en evidencia la gran diferencia del movimiento causada por la brutal amplificación en la zona lacustre. En ellos se aprecia la existencia de periodos dominantes largos, la gran amplificación dinámica y el incremento tanto en la duración de la etapa intensa como en la del registro.

Utilizando el concepto de función de trasferencia empírica o cociente espectral, entendido como el cociente entre dos espectros de amplitudes de Fourier, obtuvimos para el sismo del 25 de abril, la amplificación relativa de todos los sitios de terreno firme dentro del valle con respecto al sitio Teacalco (Sánchez-Sesma y otros, 1993). La figura 12 muestra estos cocientes y además, con línea sólida, el promedio de ellos. Contrariamente a lo que podría esperarse, aún para sitios de terreno firme se observan amplificaciones importantes en frequencias o periodos críticos (de dos a cuatro segundos) para cierto tipo de estructuras que han sufrido daños.

Por otro lado, Ordaz y Singh (1992) han estudiado el movimiento en sitios de terreno firme tanto en la fuente como en la trayectoria y en el valle de México. En la figura 13 presentamos dos de sus gráficas de ordenadas espectrales calculadas para estos sitios contra su distacia epicentral; con línea continua se muestra una función de atenuación y con punteadas los percentiles 16 y 84 de error; los círculos representan las amplitudes espectrales de los registros que se usaron en la regresión, los círculos abiertos son de la región de la costa y los cerrados de tierra adentro; los triángulos son los datos no usados en la regresión y los indicados con **T** y **C** corresponden a Teacalco y Cuernavaca. Se muestran las cálculos correspondientes a 0.4 y 5.0 Hz. Los resultados para 0.4 Hz indican que los sitios en terreno firme en el valle de México presentan amplitudes espectrales diez veces mayores a las esperadas a distancias epicentrales semejantes para un gran intervalo de frecuencias particularmente dañino para la ciudad (de 0.2 a 0.7 Hz, o sea, de 1.4 a 5.0 s). En cambio, los de 5.0 Hz, muestran que para estos valores las amplitudes espectrales son del orden de las esperadas. Los autores atribuyen la causa de esta clara evidencia de amplificación regional a la posible existencia de una cuenca sedimentaria antigua por debajo del basamento rocoso.

Efectos de sitio en terreno firme

En sismos ocurridos recientemente (Italia 1976 y 1980, Chile 1985) se observaron importantes amplificaciones del movimiento en las cimas de los cerros así como de amplificación en la base de los mismos. En general, tanto las observaciones durante temblores como los resultados de modelos matemáticos, indican que el movimiento se amplifica en superficies convexas y deamplifica en cóncavas. Estos efectos de topografía superficial no han sido correctamente cuantificados por lo que no se han tomado en cuenta en reglamentos.

Antes de contar con varios registros de terreno firme para un mismo temblor, se consideraba que las diferencias del movimiento entre los sitios en zona 1 eran despreciables, pero durante el temblor del 25 de abril de 1989 estas diferencias se hicieron evidentes. En la figura 14 se muestran los once acelerogramas obtenidos en zona I para este temblor. La duración del registro varía desde 160 s para el sitio 13 hasta 50 s para el sitio 64. La diferencia en aceleración máxima es también notoria e importante: 0.053 m/s^2 para el sitio 64 y 0.163 m/s^2 para el 74, un factor mayor que tres. Estas diferencias se pueden atribuir a los efectos de topografía superficial y a la compleja estructura profunda del valle como se aprecia en la figura 15, que es una sección del valle (Mooser, 1990) que pasa por los sitios 18 (Cerro de la estrella) y 78 (Lomas poniente).

Si bien es poco probable que estas diferencias incidan a corto plazo en el reglamento de construcciones, sí son importantes al escoger un determinado sitio de terreno firme como punto de referencia para estudiar la amplificación en zonas de transición y lago. En este sentido y desde el punto de vista geológico, los sitios que posiblemente reflejan claramente el campo incidente son el 64 y el 28 por estar desplantados en las partes más profundas del valle. Desafortunadamente, son pocos y muy cortos los registros que se han captado en estas estaciones.

Otro sitio de referencia importante, tomando en cuenta su larga historia registrando, es la estación CU, ya que además de contar con registros desde 1964, el Instituto de Geofísica ha instalado allí un sismógrafo de banda ancha que está aportando información valiosa sobre el movimiento en esta parte del valle.

Amplificación en la zona lacustre

"Hallábame en la calzada de Chapultepec, camino para la capital, cuando se hizo sentir un fuerte sacudimiento trepidatorio; a ese movimiento siguieron fuertes oscilaciones, que violentamente cambiaron de dirección transformándose al fin en movimiento ondulatorio. Los campos de la hacienda de la Condesa se hundían y levantaban por tramos alternativamente, haciendo chocar las aguas de las acequias, obligadas a dirigirse en direcciones encontradas, o a precipitarse en cascada sobre las acequias transversales, a causa del repentino desnivel producido por el terrible e irregular movimiento de la tierra". (García Cubas, temblor de junio de 1858)

En el valle de México se manifiestan de manera dramática los efectos de amplificación dinámica en depósitos lacustres. Esta amplificación se debe al entrampamiento de ondas por el contraste entre las características dinámicas de los depósitos superficiales y la roca basal. En el dominio de la frecuencia, la forma y amplitud de esta amplificación están controladas por el contraste de impedancias elásticas, amortiguamiento del suelo, las características del campo incidente y la geometría del valle. Para conocer la amplificación en forma teórica es necesario recurrir a modelos de propagación de ondas. En forma empírica, la técnica más usada es la de cocientes espectrales o funciones de trasferencia empíricas, de la que hablaremos más adelante.

En el dominio del tiempo la respuesta se refleja en movimientos más armónicos, en el incremento de la duración y en la mayor amplitud de los registros. Como ejemplo, en la figura 16 se presentan los desplazamientos del componente norte-sur de todas las estaciones que registraron el sismo del 25 de abril. La distribución geográfica de las mismas permite conocer la gran diferencia que hay en el movimiento horizontal entre las diferentes zonas geotécnicas. Estas gráficas permiten comparar los registros en forma directa y cualitativa, y subrayar la importancia de las características topográficas y geológicas del valle en la amplificación y duración del movimiento. Los desplazamientos en la zona de lago muestran variaciones espaciales importantes y una duración excepcional. Típicamente, después de una porción con excitación de banda de frecuencias relativamente ancha se observa una coda monocromática con duración mayor a cien segundos.

La figura 17 es otra gráfica ilustrativa de esta amplificación. En ella se muestra un corte norte-sur del valle que pasa por el centro de la ciudad y por el lago de Xochimilco, se indican algunos puntos de referencia y se muestran los acelerogramas del componente norte-sur del 25 de abril cuyas estaciones están cerca de este corte.

Con el fin de mostrar una imagen general de la gran complejidad del movimiento del terreno, en la figura 18 se describe, para el sismo del 25 de abril, el desplazamiento en el plano calculado con ambos componentes horizontales. Cada diagrama, conocido como odograma, representa el movimiento de cada acelerógrafo en el plano horizontal. La figura es también ilustrativa sobre el fenómeno de amplificación y a la vez muestra que el movimiento en la zona de lago es caótico, con grandes variaciones en la dirección y grandes diferencias entre estaciones cercanas.

Con la intensión de ilustrar las diferencias entre diversos sismos, en la figura 19 se presentan todos los registros obtenidos para el sitio Central de Abastos Oficinas (CA) y Ciudad Universitaria (CU) que han registrado sismos desde 1985. Se aprecia la gran diferencia tanto en duración como en intensidad para cada uno de los registros y la diferencia entre ambos componentes horizontales. La gran duración registrada en CA para el 25 de abril es debida a que después de los sismos de 1985 se disminuyó el umbral de disparo del acelerómetro para captar registros más largos.

Duración del movimiento

"Duró más del tiempo del que se puede ocupar en rezar dos credos con devoción". (Relato del sismo ocurrido el

17 de enero de 1653)

"(Duró más de un minuto) sin embargo de que hubo quien lo extendió a 22, otros más moderados a 15 y otros algo menos, a proporción del terror de cada uno". (Diario de México, sismo ocurrido el 3 de diciembre de 1805)

Un aspecto que no ha sido estudiado y atacado directamente es el de la duración del movimiento. El interés por integrar de alguna forma la duración al análisis de estructuras, se debe al deterioro que éstas sufren por carga cíclica. Como se ilustró en las figs 16 y 17, las estructuras están sometidas a grandes solicitaciones ante un número elevado de ciclos. Por ahora, la herramienta más utilizada en diseño es el espectro de respuesta que por su definición no considera la duración del movimiento. Es claro que no basta diseñar las estructuras para que resistan una determinada fuerza; hay que considerar el deterioro que sufren ante un cierto número de ciclos. Resalta la necesidad de desarrollar en el diseño estructural, una técnica que involucre a la duración en forma explícita, sobre todo en la zona de lago donde la gran duración puede llegar a ser un parámetro vital en la resistencia estructural.

Los acelerómetros están diseñados para captar el movimiento fuerte del terreno y cuentan con un umbral de disparo que debe ser rebasado para registrar el movimiento que se está presentando. Este umbral se fija para cada aparato de acuerdo a las condiciones en las que se encuentre. En zonas de lago, por ejemplo, los umbrales son bastante altos en comparación con los sitios en terreno firme ya que el *ruido ambiental* (tráfico vehicular y peatonal, aviones aterrizando, explosiones, microsismos, entre otros) tiene gran amplitud. De no ser así, el acelerómetro estaría continuamente registrando, con el riesgo de saturar la cinta de grabación. A pesar de ello, la duración del movimiento fuerte en la zona de lago es tan grande que se han llegado a captar en algunas estaciones registros de sismos, como el del 25 de abril, de más de cinco minutos.

Como la duración del registro no es un parámetro adecuado para medir la duración del temblor, se ha propuesto para algunos fines (Ordaz y Reinoso, 1987), medir la duración de la etapa intensa como el lapso entre el cual se presenta el 5 y el 95% de la energía contenida en el acelerograma. De esta manera se obtiene para cada registro una duración correspondiente al tiempo bajo el cual se presenta la parte más relevante del acelerograma, eliminándose las incertidumbres relativas al umbral. A la duración así calculada se le conoce como duración de la etapa intensa.

De esta forma se ha calculado, para el sismo del 25 de abril, la duración de la etapa intensa de todas los registros. Los resultados obtenidos son muy similares para ambos componentes horizontales. En la figura 20 se muestra la ciudad con curvas de igual duración, los valores van desde 40 s en terreno firme hasta 160 s en las zonas más profundas de la zona de lago. En la figura 21 se muestra para ambos componentes de todos los registros, una relación entre duración y el periodo dominante del sitio donde cada estación se encuentra. Se aprecia la clara dependencia de la duración con respecto al periodo. Los cálculos realizados para otros temblores de magnitud mayor o igual a seis grados suministran resultados similares.

Por otro lado, para un grupo de acelerogramas de sitios con periodos dominantes similares, presentamos en la figura 22, para sitios con periodo de 2.0 s, la dependencia de la duración con respecto a la magnitud de cuatro temblores. La dependencia no es muy notoria, lo que indica que ante temblores de subducción con magnitud mayor o igual a 5.4 y hasta 8.1 grados, la duración de la etapa intensa es aproximadamente la misma.

Amplificación relativa de las zonas de lago y transición con respecto a terreno firme

Utilizando la técnica de los cocientes espectrales o funciones de trasferencia empíricas, los datos de la red acelerométrica han servido, entre otras cosas, para medir la amplificación relativa de los sitios en zonas de lago y transición con respecto a los de terreno firme (Singh y otros, 1988). La figura 23 es una representación esquemática donde se muestra cómo obtener un cociente espectral. El cociente representa la amplificación medida en el dominio de la frecuencia y refleja las características dinámicas del sitio, entre ellas el periodo o frecuencia dominantes..

Desde los primero cálculos de cocientes para el valle, se observó que, para un mismo sitio, poco variaban los

cocientes calculados para ambos componentes horizontales. Sin embargo, se encontraron algunas diferencias en los resultados de un sismo a otro. Esto llevó a la conclusión de que la amplificación en el valle podría depender de la magnitud, distancia epicentral y azimut del sismo. Recientemente, con más datos disponibles (Reinoso, 1991), se ha comprobado que los cocientes calculados son muy similares de un sismo a otro si se toma como sitio de referencia el movimiento promedio en terreno firme. De esta forma, las diferencias observadas son mínimas y se encontró que no hay evidencia de que la magnitud, distancia epicentral o el azimut, influyan de manera importante en la amplificación.

Con el objeto de contar con cocientes que sean representativos de la amplificación del valle de México, tomamos en cuenta la mayor parte de los datos y procedimos a calcular, para cada componente horizontal y cada sismo, los cocientes de cada sitio con respecto al movimiento promedio en terreno firme. Una vez obtenidos los cocientes para cada sismo y dada la similitud observada entre ellos, los promediamos para obtener el cociente promedio de todos los sismos. En la figura 24 se muestran algunos de estos cocientes dibujados en función del periodo. Para zonas de transición, los periodos dominantes y la amplitud son pequeños pero para las partes profundas del lago, los periodos dominantes y las amplitudes aumentan hasta llegar a 5.0 s y 60, respectivamente. La forma de los cocientes es menos regular en los bordes y partes profundas de la zona de lago. Esto posiblemente se debe a que efectos de geometría de dos y tres dimensiones están contribuyendo de manera significativa a la amplificación. Ello dificulta enormemente el estudio detallado de los efectos de sitio en estos lugares. Es necesario recurrir a modelos matemáticos para conocer e interpretar los datos observados y poder predecir el movimiento en esos sitios.

Con todos los cocientes promedio, realizamos curvas de igual amplificación (figura 25) para ciertos periodos. La comparación de estas curvas con el mapa de daños (figura 26) durante temblores recientes resulta reveladora. Se observa que para la mayoría de los periodos mostrados existe una clara correlación entre los daños y la curva de igual valor correspondientes a diez o más. En la misma figura se observa que existen otras zonas dentro del valle con valores grandes de amplificación y donde no había estructuras en 1985.

Periodos dominantes dentro del valle

A partir de cocientes espectrales, el periodo dominante de un sitio será el asociado a la máxima amplitud de aquel (figura 24). En general, para un mismo sitio, el periodo es muy similar para ambos componentes y de un sismo a otro. De esta manera, a partir de datos de sismos, se han calculado más de 90 periodos dominantes dentro del valle.

Paralelamente, el uso de la técnica de microtemblores (Lermo y otros, 1990, Lermo y Becerra, 1991) ha dado buenos resultados para medir el periodo dominante en la zona de lago. Esta técnica consiste en registrar oscilaciones naturales del terreno en campo libre (tráfico vehicular, microsismos y vibración de maquinaria, entre otros) a lo largo de varias horas. El periodo asociado a la mayor amplitud del espectro de velocidad se considera como el periodo dominante del sitio.

Ambas técnicas han sido comparadas y sus resultados combinados (Reinoso y Lermo, 1991) para obtener mapas de periodo dominante. En la figura 27 presentamos el mapa con curvas de igual periodo calculadas con datos de sismos y microtemblores que abarca todo el valle . En la figura 28 se presenta un acercamiento más detallado a la zona central de la ciudad. Por último, la figura 29 es una representación tridimensional de estos periodos donde la parte plana corresponde a terreno firme. Estos mapas son similares pero más confiables al incluido en las normas técnicas complementarias por haberse obtenido a partir de datos de sismos y más completos por abarcar no sólo la parte centro de la ciudad sino gran parte de la zona de lago.

La importancia de conocer el periodo dominante del suelo en un sitio dado, está en que debe evitarse construir allí estructuras con periodos similares. Ello reduciría los posibles efectos de resonancia.
En algunas partes de las normas de diseño sísmico del reglamento de 1987 se requiere conocer este periodo. Estas son:

1. Apéndice A4: Espectros de diseño. El reglamento permite una reducción del coeficiente sísmico c si se

conoce el periodo dominante del sitio T_s. Esto se debe a que durante 1985 se observó en los registros un alto contenido de energía en 2.0 s lo que permitía, en otros sitios con diferente periodo dominante, reducir la ordenada espectral. Si bien esto fue consistente en 1987, pensamos que la complejidad de la respuesta del valle no permite pensar que sólo para 2.0 s se presentarán grandes amplificaciones.

2. Apéndice A7: Interacción suelo-estructura, donde el periodo dominante es un parámetro necesario para los cálculos.

CONCLUSIONES

La ciudad de México ha sufrido desde siempre temblores de muchos tipos e intensidades. Aquí ha temblado y seguirá temblando. Es imprescidible educarse, prepararse y reducir incertidumbres.

Los estudios de mecánica de suelos sobre el valle fueron motivados por el hundimiento de la ciudad que se ha acelerado en este siglo. Estos estudios fueron posteriormente incorporados y útiles al problema sísmico. El hundimiento ha causado daños a las cimentaciones e provocado asentamientos diferenciales en las estructuras, problemas que agravan y se suman a la brutal amplificación sísmica en la zona de lago. Desgraciadamente, es de esperarse que el hundimiento continúe, ya que no se vislumbran alternativas para abastecer a la ciudad de agua potable y sustituir al bombeo.

El efecto de la duración del movimiento no ha sido tomado en cuenta en el diseño estructural y puede llegar a ser un factor decisivo en el comportamiento de estructuras, sobre todo en la zona de lago. Es necesario proponer herramientas de diseño que contemplen la degradación por efecto de carga cíclica. Este análisis debe hacerse extensivo a estudios de daño acumulado ocasionado por varios temblores a lo largo de los años.

Sobre el reglamento de construcciones

De las gráficas y resultados aquí presentados, sugerimos que el análisis paso a paso permitido por el reglamento (inciso 9.2 de las normas de diseño por sismo) se haga con mucho cuidado al escoger y simular acelerogramas realmente representativos, que consideren los altos niveles de intensidad, duración y contenido de frecuencias adecuado para el sitio. En este sentido es claro que el registro de SCT del sismo de 1985 es representativo para una franja limitada de la ciudad y no debe usarse en sitios de zona de lago con otras características dinámicas.

El apéndice A4 fue incluido después de las observaciones sobre los sismos de 1985. Esto se debió a que en aquel sismo el movimiento tuvo un alto contenido de energía en dos segundos, pero con el análisis de los datos registrados desde entonces no parece haber fuertes evidencias de que así serán los siguientes terremotos. Por lo tanto, se sugiere no aplicar este apéndice.

Los mapas de igual-periodo aquí presentados son más completos, detallados y confiables que los incluidos en el reglamento, por lo que se sugiere su amplia divulgación y uso.

Hacia una microzonificación

Por el momento no es posible proponer una microzonificación más detallada ya que los únicos datos con los que contamos son provenientes de sismos de subducción y existen evidencias históricas de daños ocasionados por otro tipo de fuentes. Podemos comentar al menos que, en lo que a sismos de subducción se refiere, las curvas de igual amplificación pueden ser útiles ya que existe una importante correlación entre los valores máximos de estas curvas, estructuras existentes y daños durante sismos. En principio, estas curvas pueden seguir como guía para el diseño y evitar que los periodos dominantes de los edificios nuevos coincida con los valores altos de las curvas. Asimismo, toda reparación estructural debe modificar sustancialmente las propiedades dinámicas de la estructura para evitar

que se presente resonancia y daño por carga repetida.

Para formular una microzonificación más detallada de la ciudad, será necesario recurrir a modelos matemáticos del valle. Estos deberán explicar y predecir el movimiento dentro de las zonas de lago, sobre todo en aquellas zonas donde se ha observado una respuesta irregular que podría indicar la existencia de ondas superficiales generadas dentro del valle.

Investigaciones presentes y futuras

Análisis de los datos. Las redes acelerográficas han proporcionado una cantidad generosa de información que está siendo procesada. Prácticamente todos los resultados que se obtienen, algunos de los cuales se mostraron aquí, están enfocados a conocer el los diversos mecanismos de amplificación del valle. Son muchas las personas e instituciones que en México y el mundo están usando esta información para calibrar, alimentar o comprobar sus modelos matemáticos, para realizar estudios estadísticos, para elaborar reglamentos de construcciones, y en general, para reducir incertidumbres y poder predecir las características del movimiento ante eventos futuros. Mucho se ha avanzado por estandarizar y uniformizar el banco de datos que se alimenta de tres instituciones pero aún hay mucho por hacer para que estos datos se puedan disponer y procesar en forma rápida y práctica.

La alerta sísmica. Paralelamente a todos los estudios que se realizan sobre el valle, surge este proyecto que es único para la ciudad de México. Las mismas características que hacen a ciudad tan vulnerable ante sismos lejanos, nos ofrecen una gran ventaja: un minuto de aviso. Pero el proyecto está cargado de incertidumbres y de problemas técnicos, y deberá probarse ante diferentes sismos antes de ser usado masivamente. Por supuesto, este proceso debe estar desligado de intereses políticos, de prestigio y poder. El proyecto debe ser visto por todos como algo único y esperanzador, en donde se requerirá no sólo profesionales técnicos sino de un amplio sector del área humanística que se encargue de aspectos como la organización, educación, participación y el pánico; no es suficiente garantizar técnicamente su funcionamiento sino que debemos saber qué hacer con esos valiosos segundos antes del sismo. Se deberá trabajar en todas las áreas en forma simultánea y coordinada. De esta forma y a mediano plazo, la ciudad contará orgullosamente con una herramienta estratégica y útil.

Por último, es necesario dar mayor información y educación a la gente en general. Existe una gran incultura sísmica que se ha convertido en pánico sísmico. Es necesario corregir esto porque no lleva a acciones positivas ni concretas. Es muy probable que los riesgos disminuyan si diseñadores, dueños de inmuebles, inquilinos y otras personas involucradas en la vida de una estructura, estuvieran conscientes e informados sobre los riesgos y posibles soluciones. Se sabe que el individuo no toma el riesgo pero eventualmente la sociedad paga las consecuencias. Es necesario desarraigar creencias populares erróneas como: *"si aguantó el de 85, aguanta lo que sea", "cuando te toca, te toca"* y tantas por el estilo. Algunos sectores de la sociedad, que pueden llegar a ser muy importantes, tienen memoria sísmica de muy corto plazo; es necesario recordarles lo que ha pasado y que no queremos que se repita.

AGRADECIMIENTOS

La mayor parte de los resultados presentados en este trabajo han sido parte de proyectos de investigación realizados en el Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, patrocinados por la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal y CONACyT. Los datos de la red acelerográfica de la ciudad de México han sido proporcionados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico y el CENAPRED. Agradezco a Mario Ordaz y Francisco Sánchez-Sesma el interés que han mostrado a lo largo de los años, así como sus ideas y comentarios que han sido indispensables para la realización de los diferentes proyectos. A Luis Eduardo Pérez Rocha agradezco su desinteresada, entusiasta y fructífera colaboración y la revisión crítica del presente escrito.

REFERENCIAS

Bravo H., Ponce L., Suárez G. y Zúniga R. (1988). Potencial Sísmico de México. *Estudios sobre sismicidad en el valle de México,* DDF, 1-66.

Del Castillo R. (1978). Ciudad de México. *El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el áreas del valle de México*, editado por la SMMS, 15-50.

Fundación ICA (1992). *Catálogo de temblores que han afectado al valle de México del siglo XIV al XX.* Editorial Limusa.

Lermo J., Cabrera G, Cesati C. y Ortega R. (1990). Estimación del periodo dominante en 18 sitios del D.F. utilizando mediciones de velocidad de ondas de cortante en pozos, microtremores y movimientos fuertes. *Congreso Nacional de Mecánica de Suelos*, San Luis Potosí, México.

Lermo J. y Becerra A. (1991). Actualización del mapa de isoperiodos para la ciudad de México desde mediciones de microtremores y datos de movimientos fuertes, *Boletín del Centro de Investigación Sísmica*, **1**, 48-50.

Martínez A. y García V. (1990). *Boletín de información sísmica preliminar.* Junio 1990, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Marzal R. y Mazari M. (1990). Desarrollo de la mecánica de suelos en la ciudad de México. *El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*, **2**, 3-24.

Mooser F. (1990). Estratigrafía y estructuras del valle de México. *El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*, **2**, 29-36.

Ordaz M. y Reinoso E. (1987). Uso de la teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para las construcciones del D.F., *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México, A155-A167.

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

Ordaz M., Rosenblueth E. y Reinoso E. (1993). Future ground motions in México City, *Tectonophysics*, **218**, 141-155.

Ovando E. y Romo M.P. (1991). Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayes de cono. *Sismodinámica*, **2**, 107-123.

Reinoso E. (1991). Efectos sísmicos locales en el valle de México: amplificación en la zona lacustre. *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, México, **2**, 224-236.

Reinoso, E. y J. Lermo 1991. Periodos del suelo medidos en el valle de México durante sismos y con vibración ambiental. *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, México, **2**, 149-156.

Rojas T., Pérez J. M. y García V. (1986). Y volvió a temblar. Cronología de los sismos en México. *Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social*, SEP.

Rosenblueth E., Sánchez-Sesma F.J., Ordaz M. y Singh S.K. (1987). Espectros de diseño en el reglamento para las construcciones del Distrito Federal, *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México, A1-A17.

Sánchez-Sesma F. J., Pérez-Rocha L. E. y Reinoso E. (1993). Ground motion in México City during the April 25, 1989, Guerrero earthquake, *Tectonophysics*, **218**, 127-140.

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

FECHA	ORIGEN	M (Ms)	R (km)	NO. DE REGISTROS S+	E+	P=	T	(seg)
19, IX,85[a]	Subducción (Mich)	8.1	380	11	-	-	11	1150
21, IX,85[a]	Subducción (Mich)	7.6	320	7	-	-	7	680
30, IV,86[a]	Subducción (Mich)	7.0	410	7	-	-	7	400
12, III,87[b]	Local	3.0	-	1	2	-	3	45
7, VI,87[b]	Subducción (Gro)	4.8	270	6	7	-	13	480
15, VII,87[b]	Normal (Oax)	5.9	280	10	7	-	17	1020
8, II,88[c]	Subducción (Gro)	5.8	290	55	5	-	60	3910
10, III,89[b]	Subducción (Gro)	5.0	240	13	-	-	13	330
25, IV,89[c]	Subducción (Gro)	6.9	305	66	2	-	68	12430
2, V,89[c]	Subducción (Gro)	5.0	305	50	3	-	53	3280
12,VIII,89[b]	?	5.5	220	14	3	-	17	370
11, V,90[d]	Subducción (Gro)	5.3	295	51	4	5	60	3930
31, V,90[e]	Subducción (Gro)	6.1	295	71	7	16	95	8800

S - en superficie
E - en estructuras
P - en pozo

Tabla 1 Sismos registrados por la red acelerométrica de la ciudad de México desde 1985

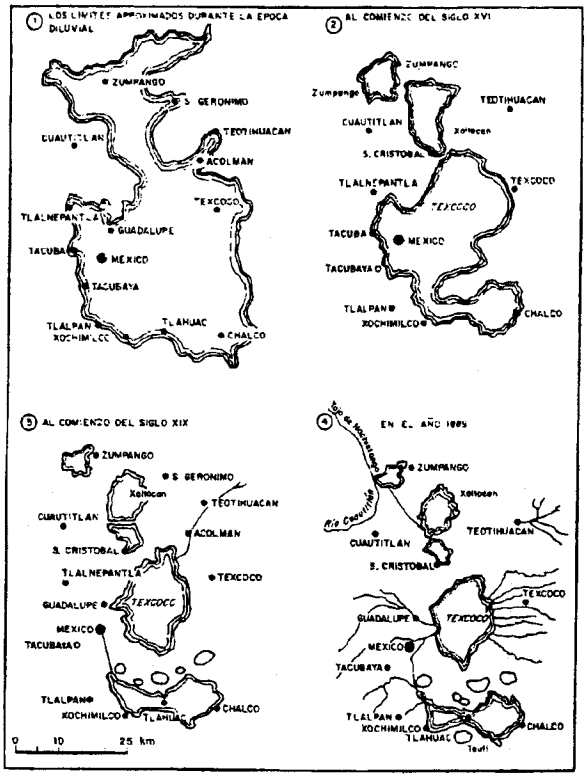


Fig 1 Proceso de desecación de los lagos del valle de México

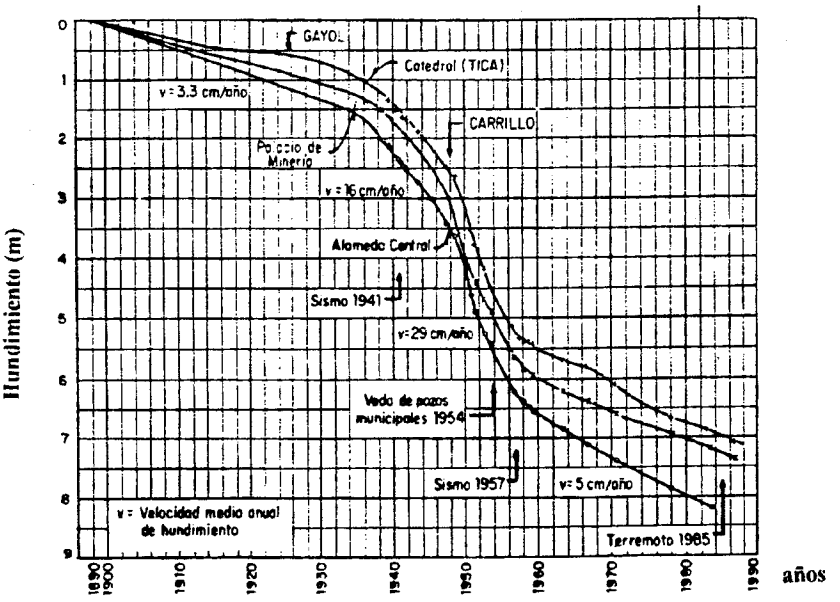


Fig 2 Historia de los hundimientos desde 1890 en algunos sitios del centro de la ciudad

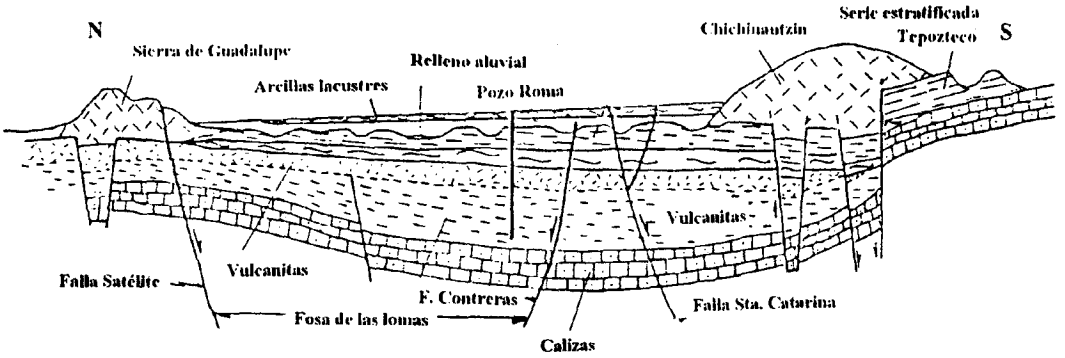


Fig 3 Corte esquemático que muestra la parte superficial de la cuenca

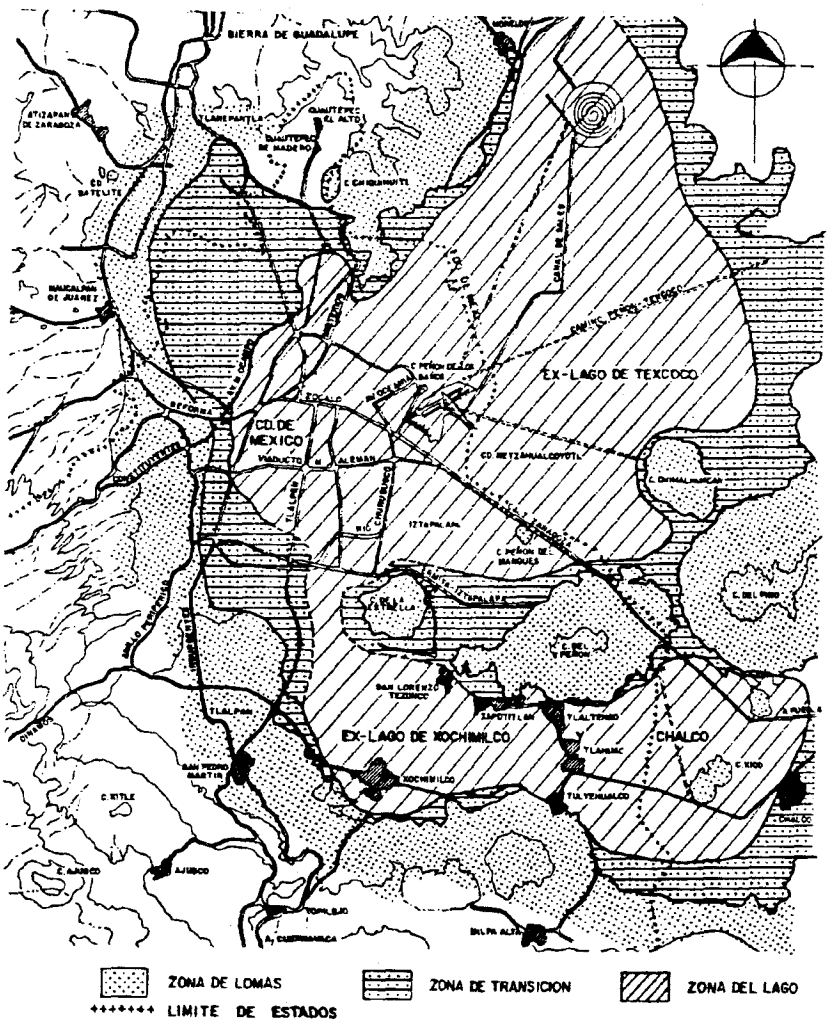


Fig 4 Zonificacion geotécnica y parte del valle de México (1987)

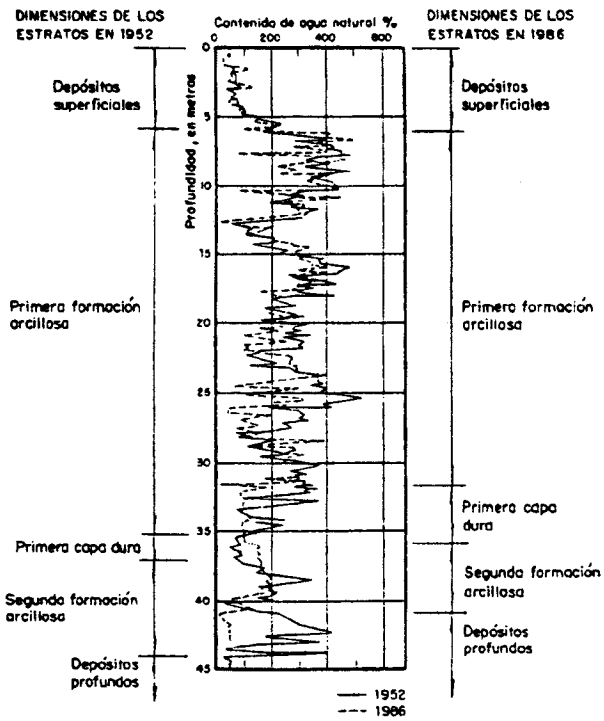


Fig 5 Estratigrafía típica de la zona lacustre

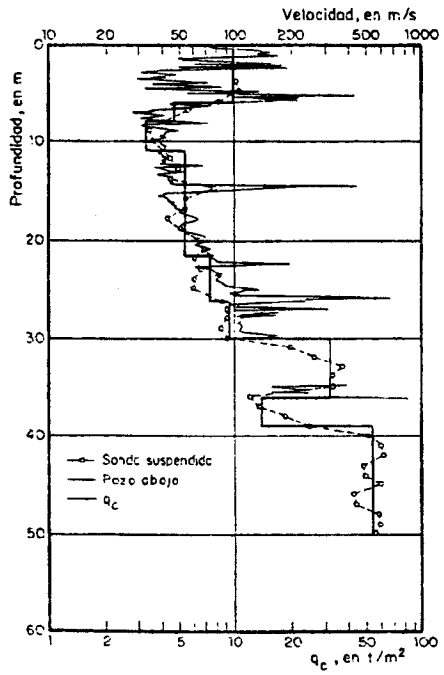


Fig 6 Velocidad de ondas de corte en zona lacustre como función de la profundidad

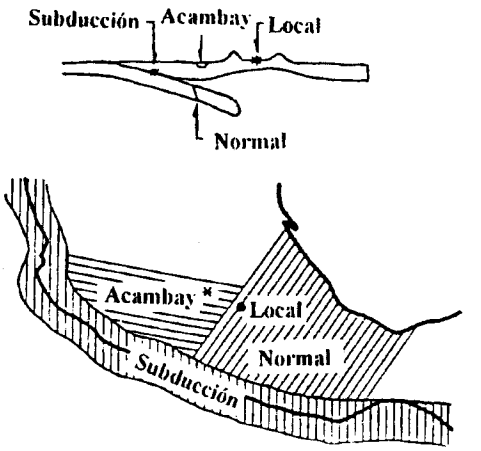


Fig 7 Los cuatro tipos de temblores considerados y sus posibles regiones de ocurrencia

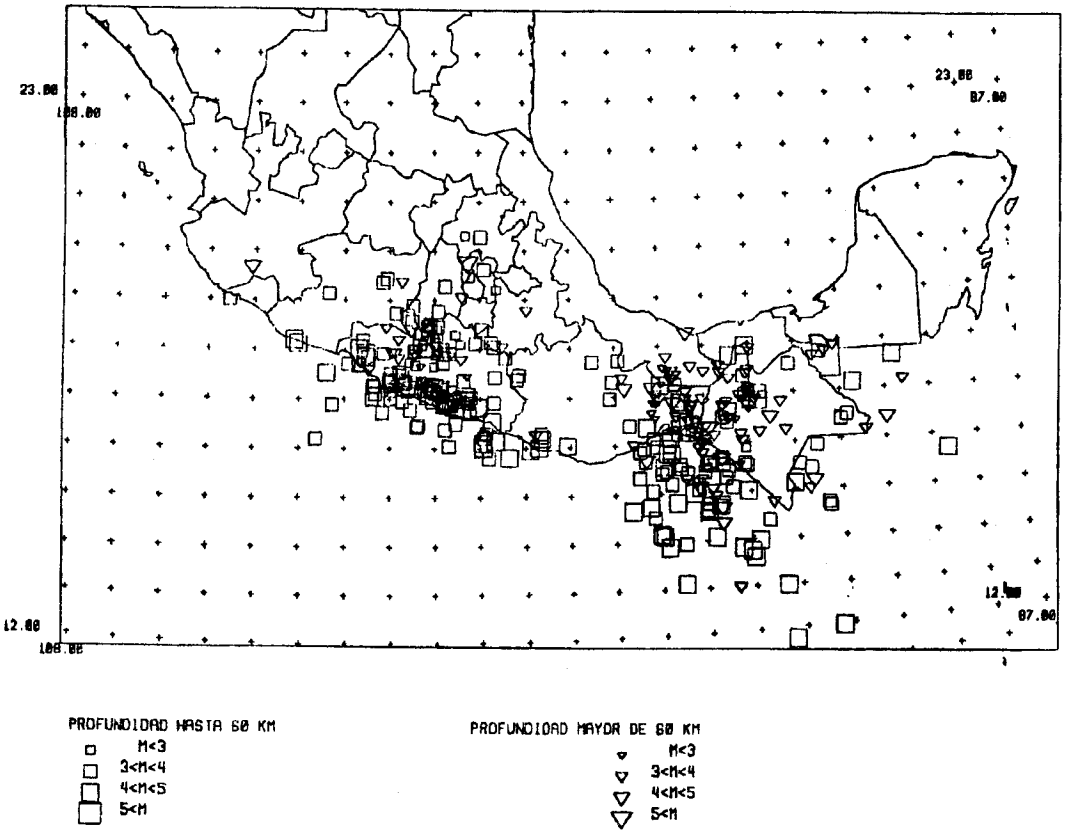


Fig 8 Sismos localizados en junio de 1990

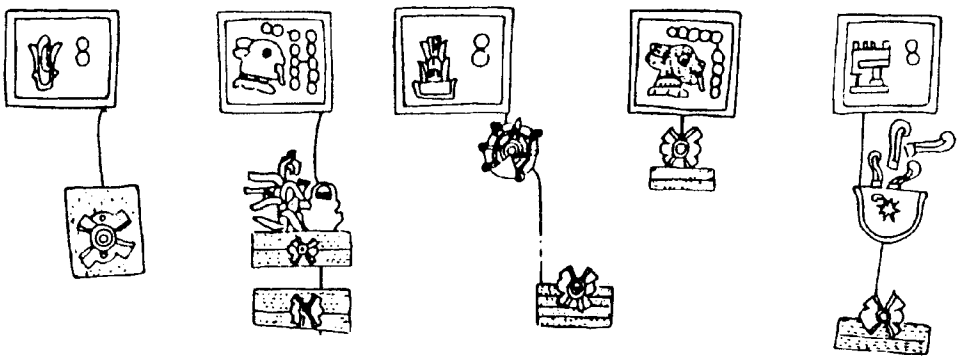


Fig 9 Glifos que indican el año y la ocurrencia de temblores

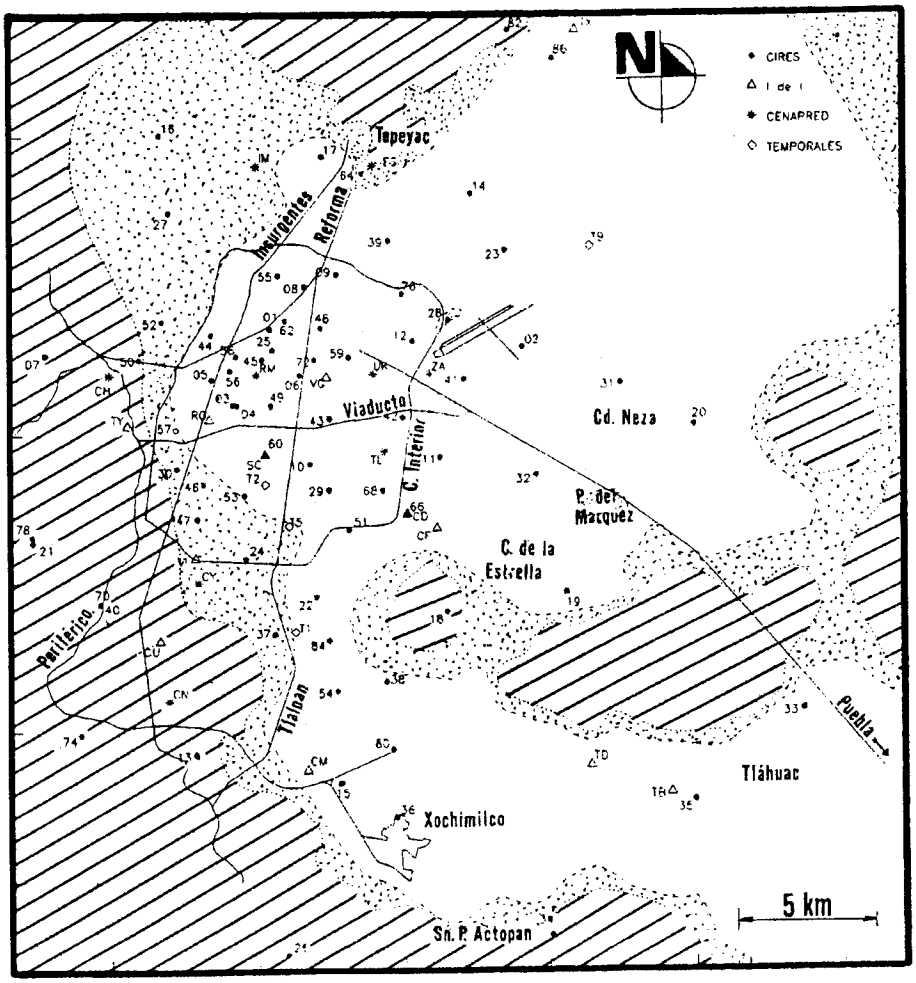


Fig 10 Red acelerométrica de la ciudad de México, zonas geotécnicas y puntos de referencia

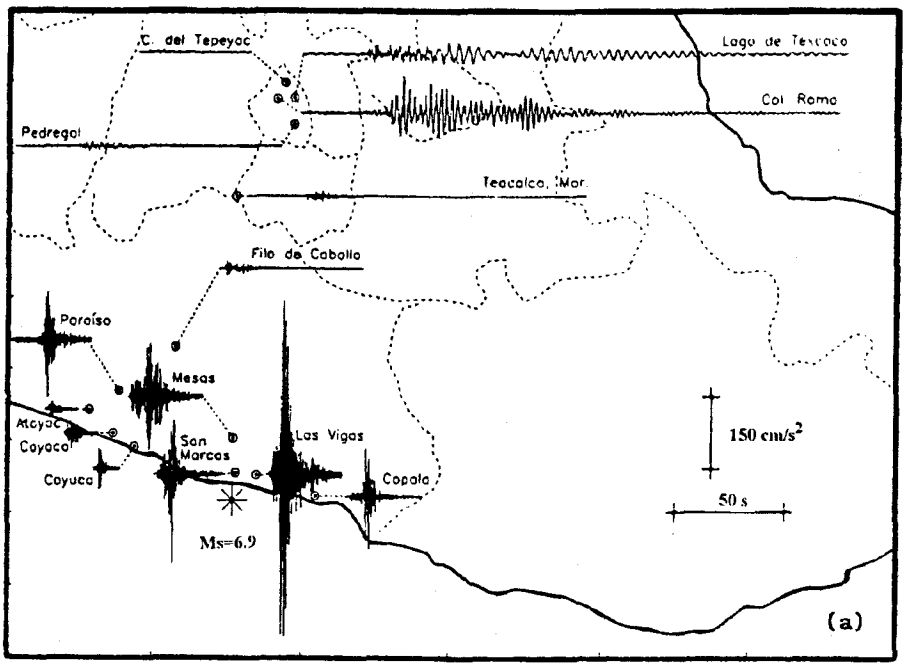


Fig 11 Aceleraciones registradas por las redes de Guerrero y de la ciudad de México para el sismo del 25 de abril

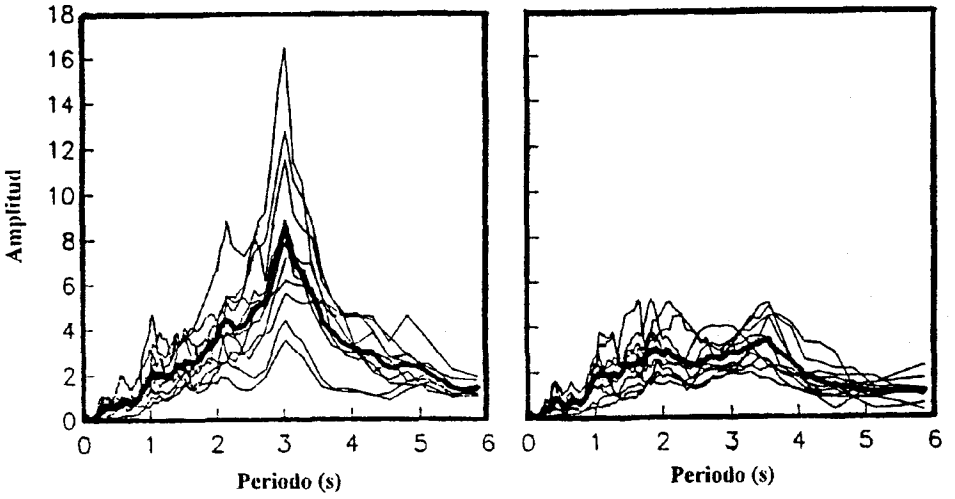


Fig 12 Amplificación espectral de sitios en terreno firme del valle de México respecto a Teacalco

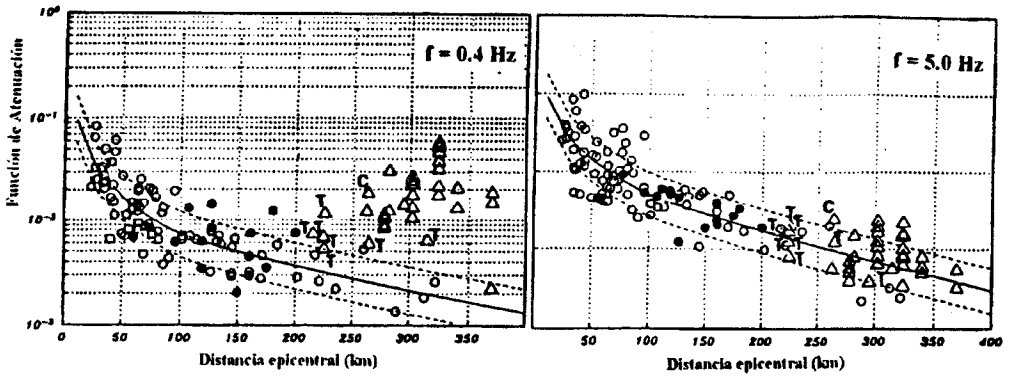


Fig 13 Ordenadas espectrales contra distancia epicentral de sitios en terreno firme

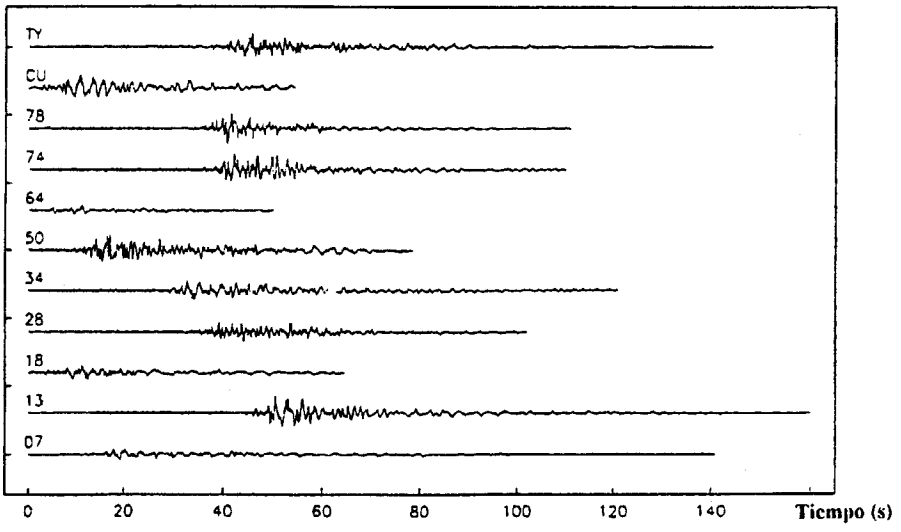


Fig 14 Aceleraciones registradas en el valle de México durante el sismo del 25 de abril en once sitios de terreno firme

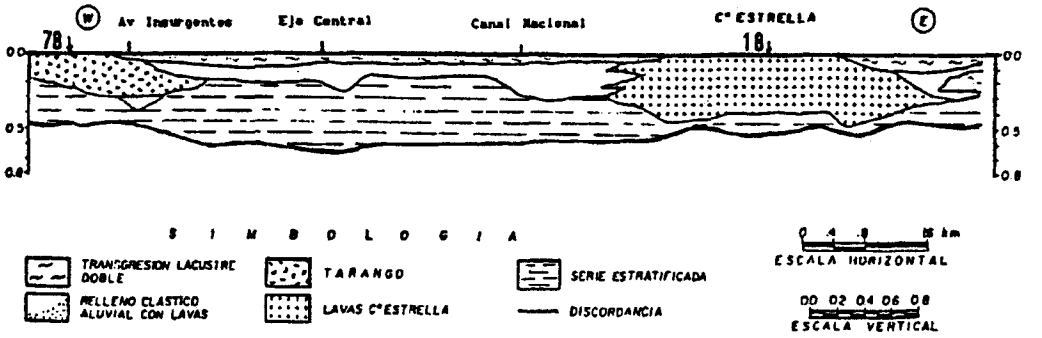


Fig 15 Corte esquemático que corre por Ermita Iztapalapa mostrando los sitios 78 y 18

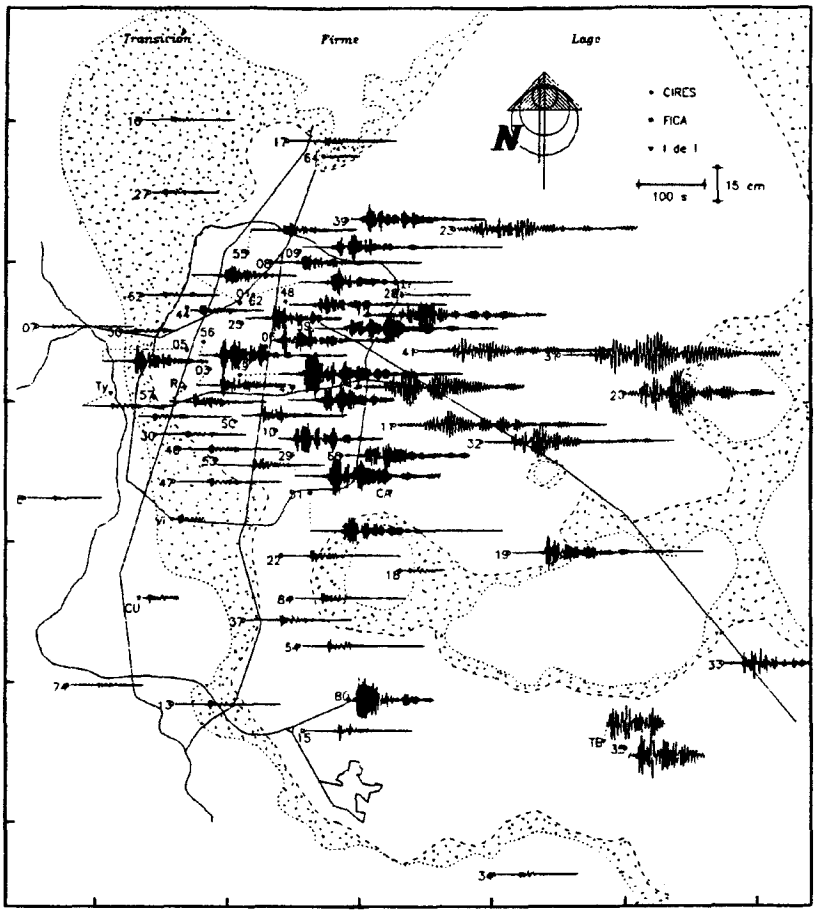


Fig 16 Desplazamientos norte-sur en el valle de México del sismo del 25 de abril

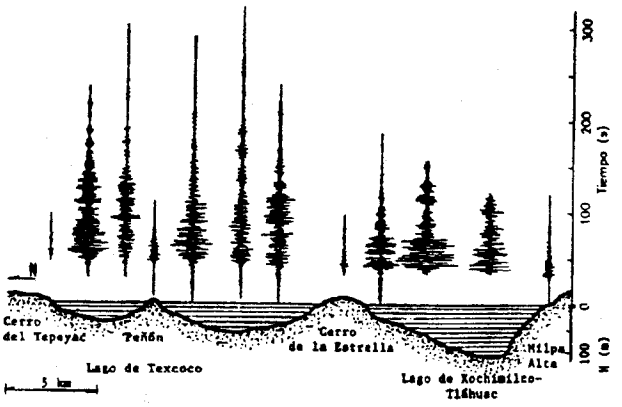


Fig 17 Aceleraciones en una sección norte-sur del valle de México para el sismo del 25 de abril

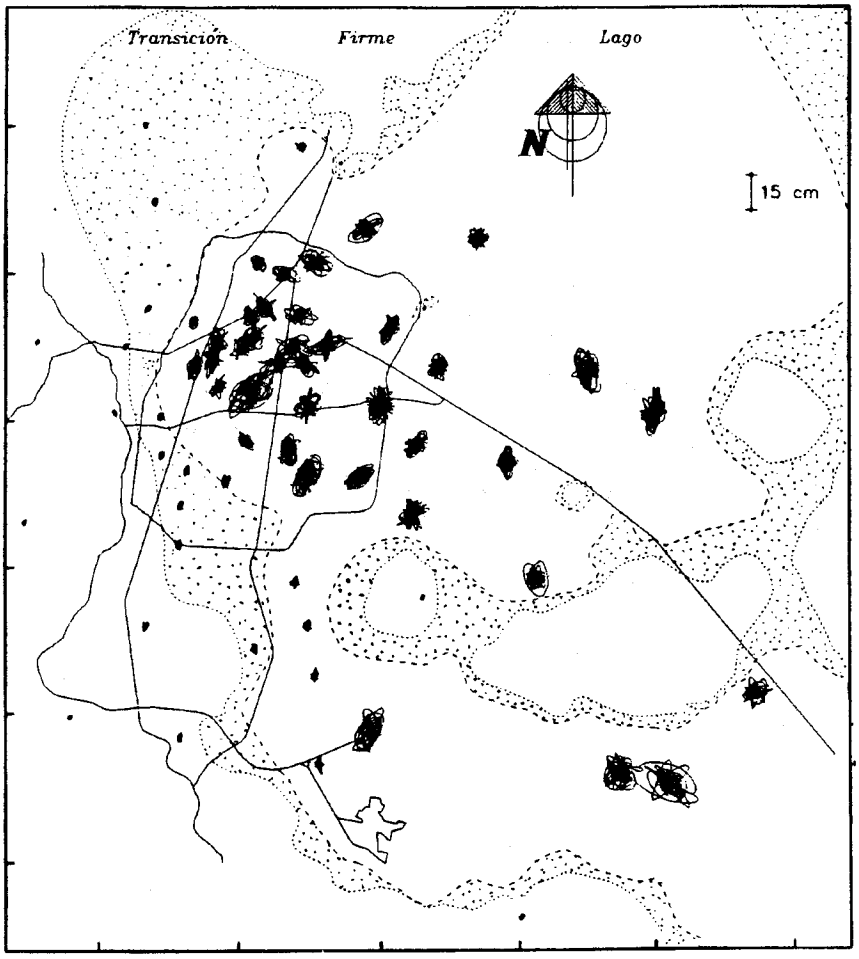


Fig 18 Desplazamientos en el plano horizontal en el valle de México para el sismo del 25 de abril

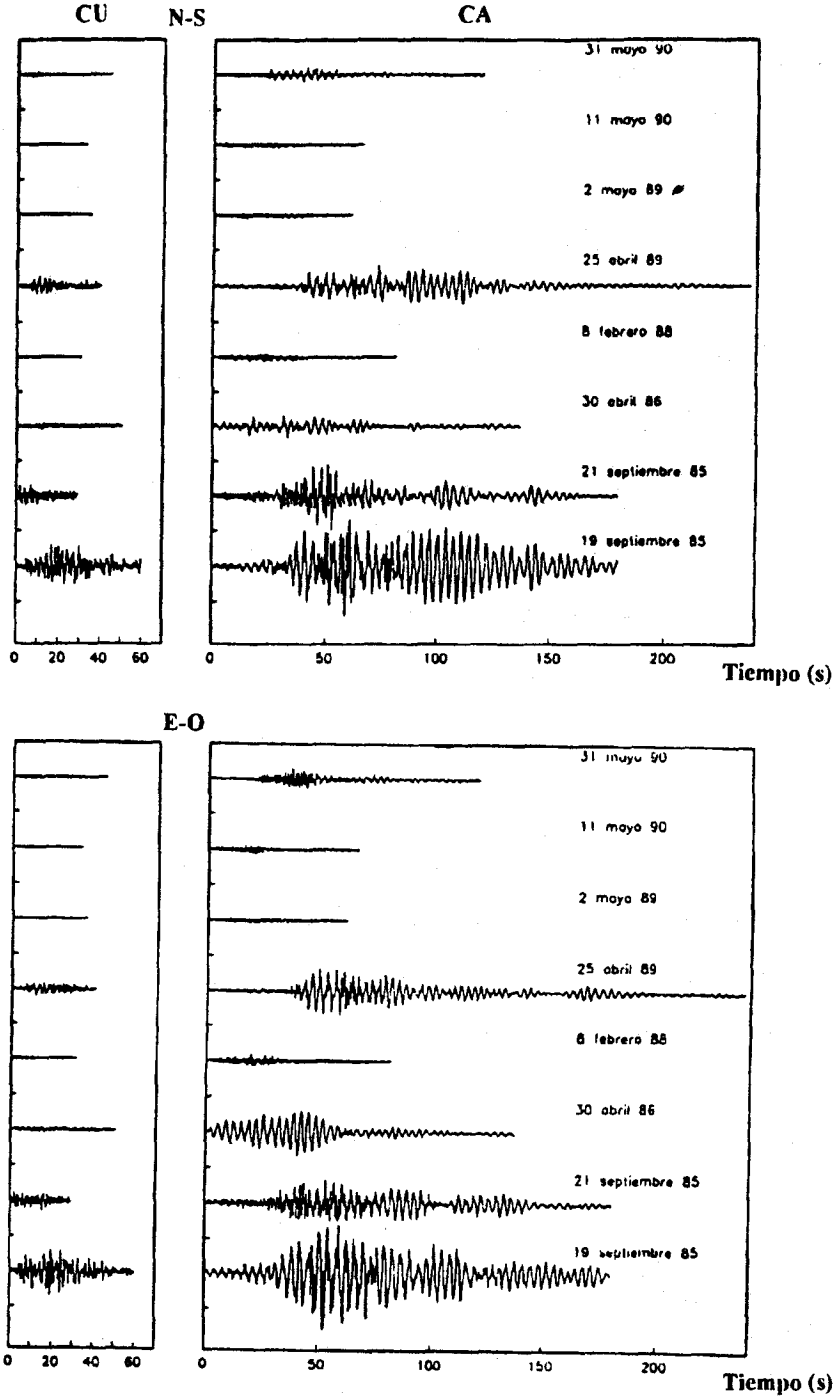


Fig 19 Registros de aceleración en Ciudad Universitaria y Central de Abastos captados durante ocho sismos recientes

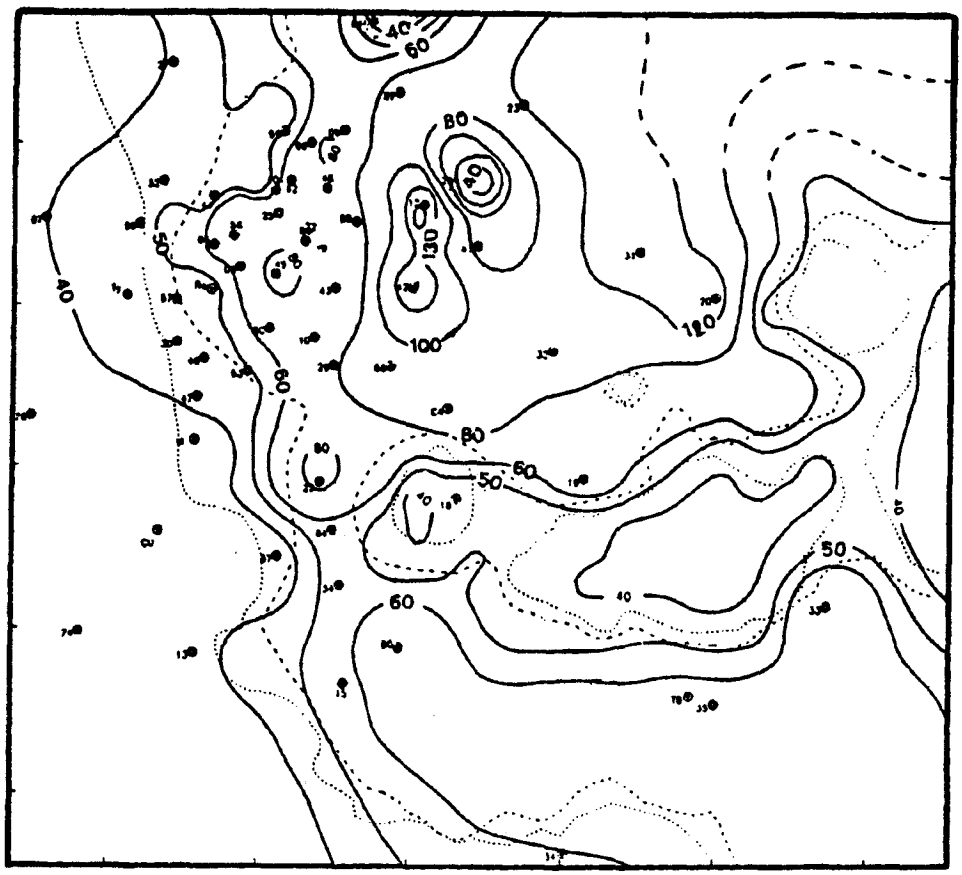


Fig 20 Curvas de igual duración de la fase intensa para el componente norte-sur del 25 de abril

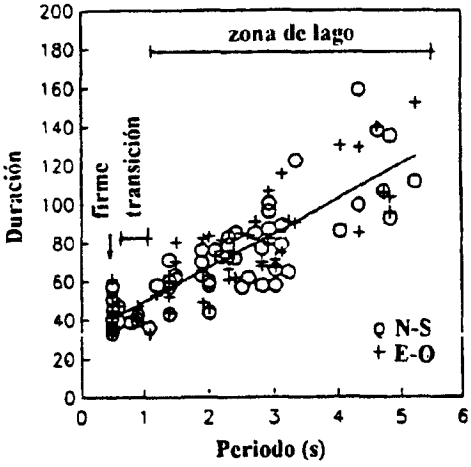


Fig 21 Duración contra periodo dominante

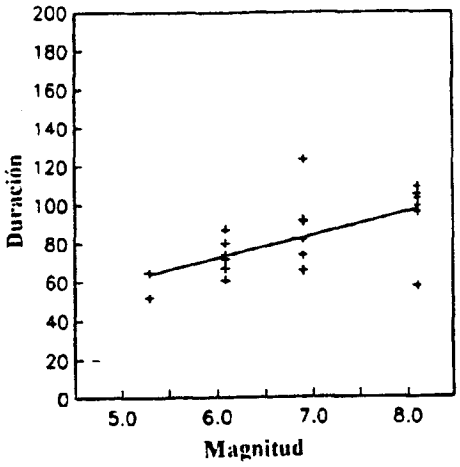


Fig 22 Duración contra magnitud

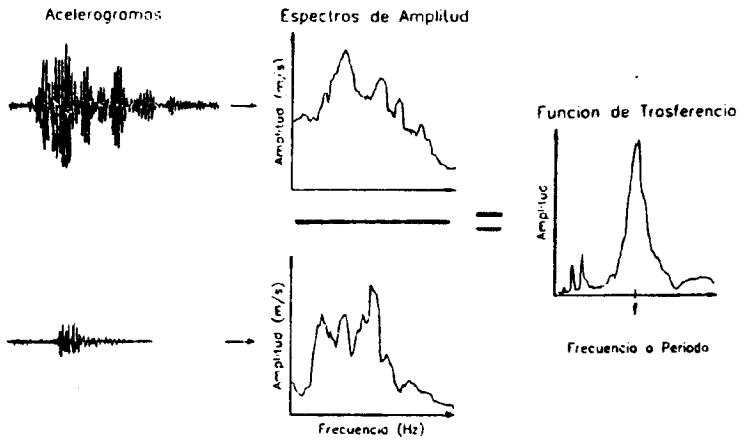


Fig 23 Obtención de un cociente espectral o función de trasferencia empirica

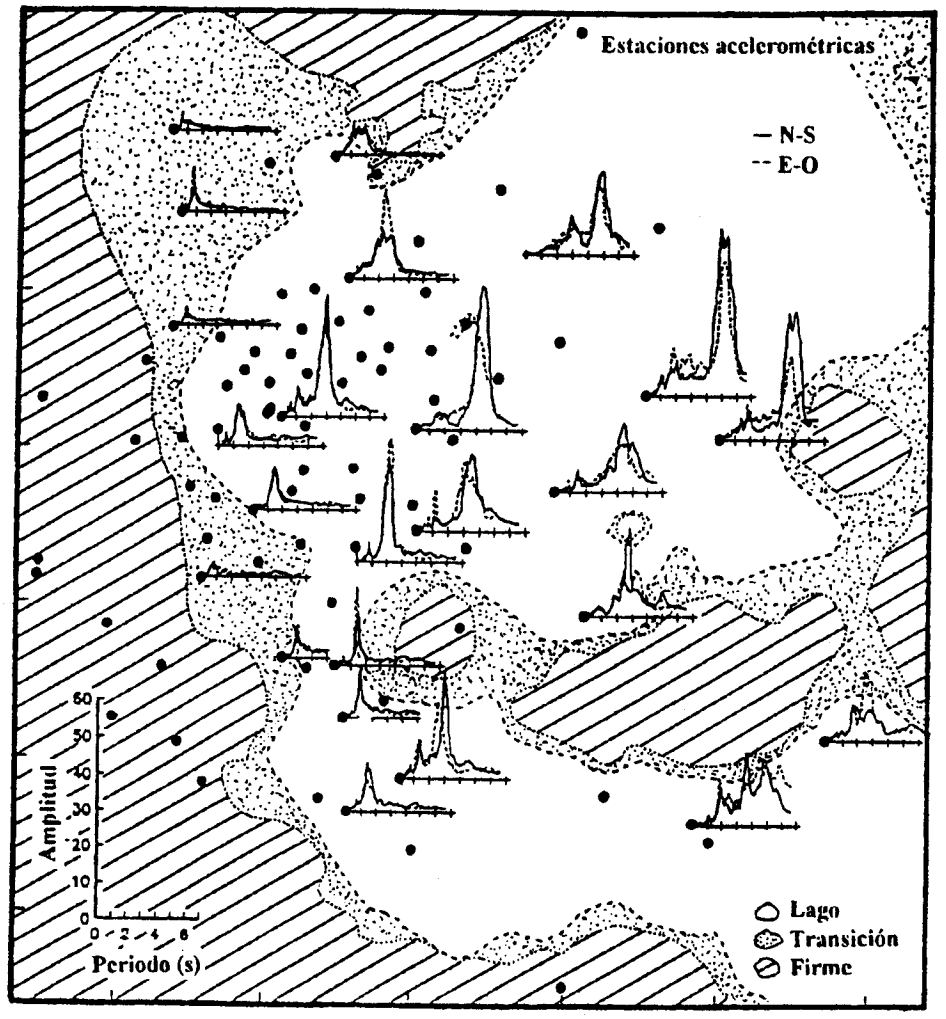


Fig 24 Algunos cocientes espectrales promedio calculados para el valle de México

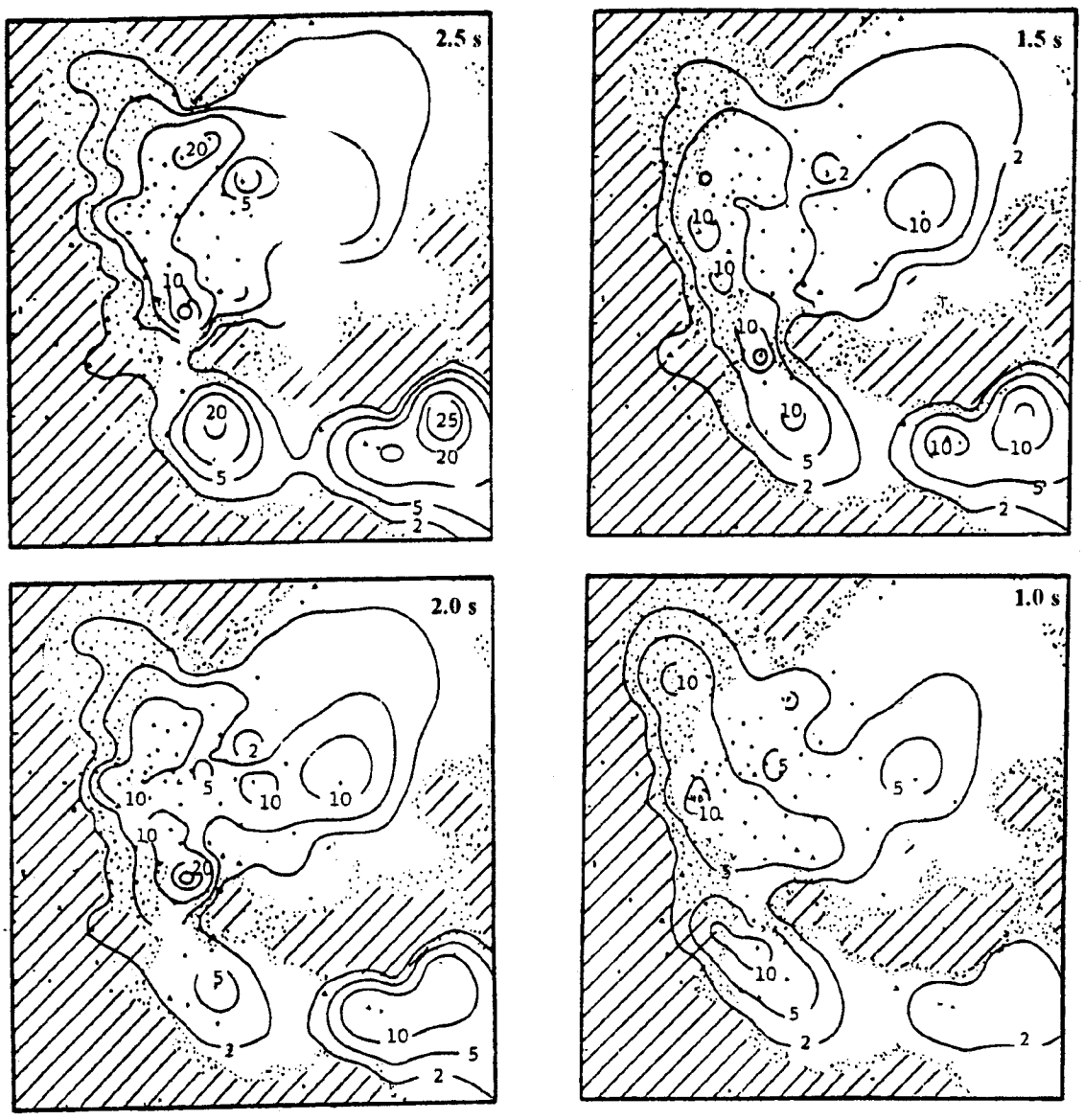


Fig 25 Curvas de igual amplificación dentro del valle de México para diferentes periodos

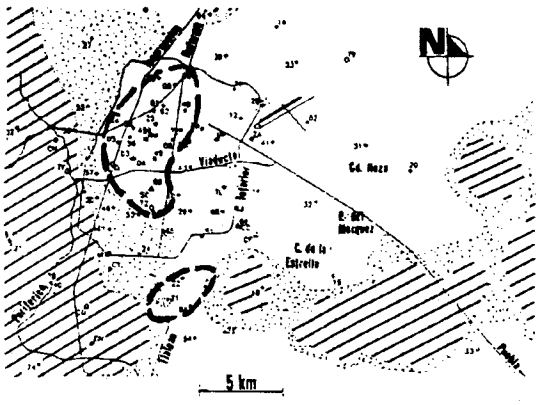


Fig 26 Zona de daños causados por sismos recientes en la ciudad de México

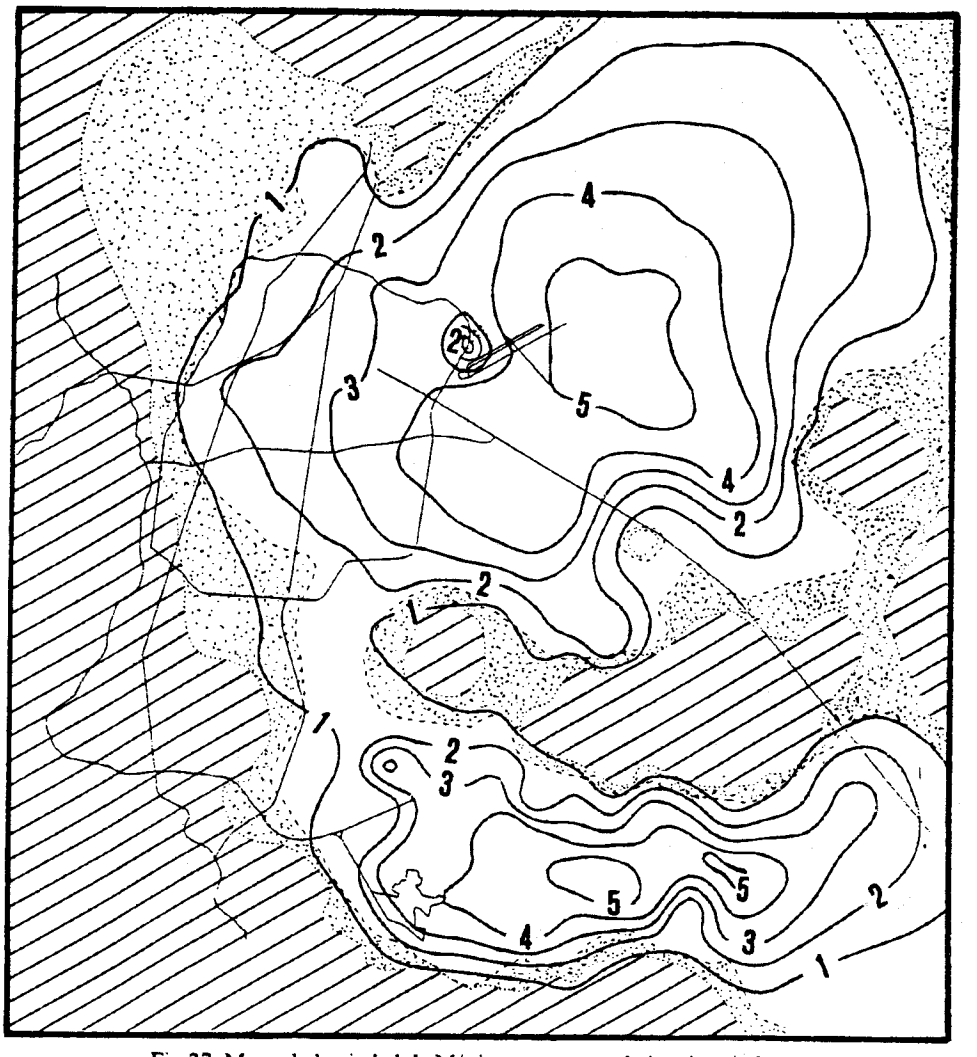


Fig 27 Mapa de la ciudad de México con curvas de igual periodo

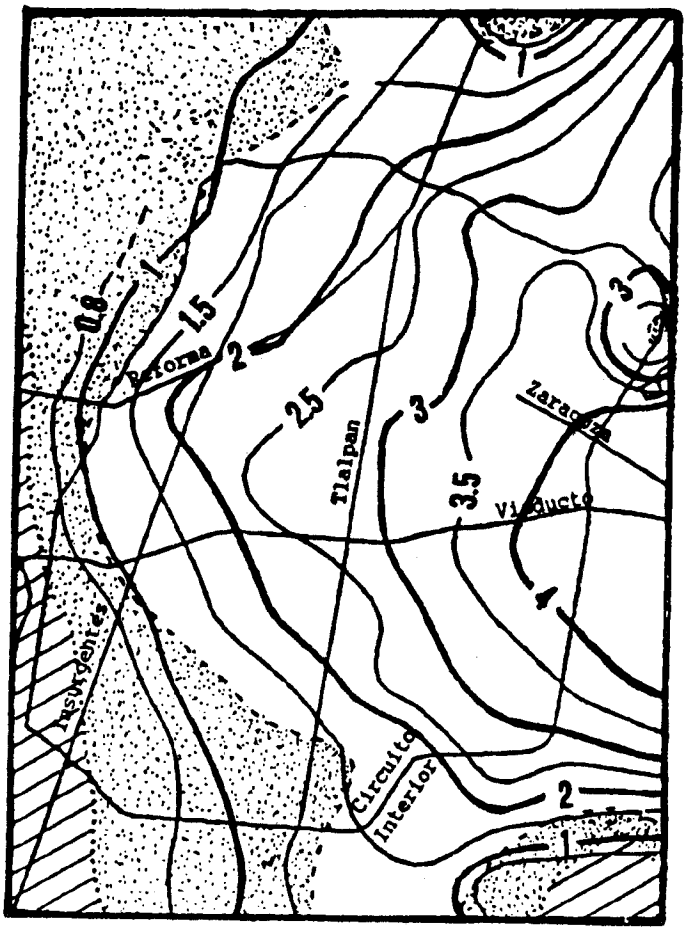


Fig 28 Mapa del centro de la ciudad con curvas de igual periodo

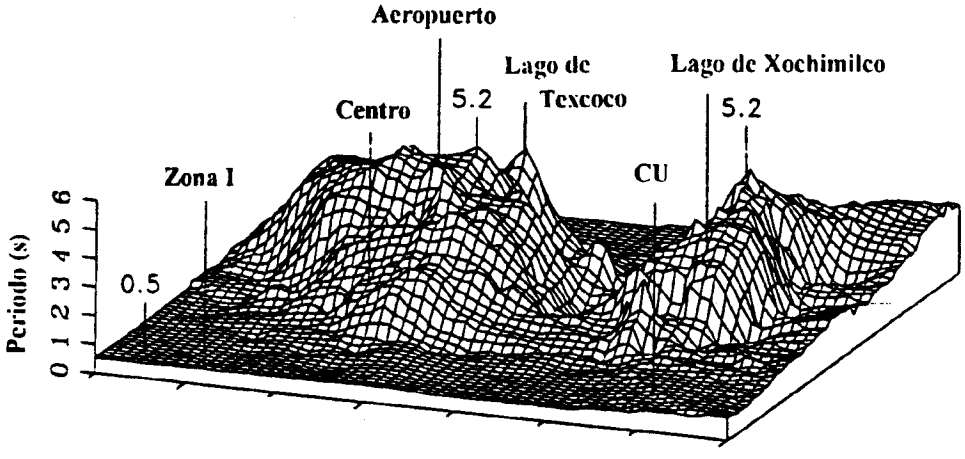


Fig 29 Gráfica tridimensional de periodos dominantes en la ciudad de México

TEMA " B "

CONOCIMIENTOS BASICOS DEL DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

Respuesta de Edificios al Movimiento Sísmico

Dr. Eduardo Miranda

Lecciones de Sismos Recientes y Efectos de los Sismos en las Construcciones

M. en C. Enrique del Valle

Diseño Sísmico de Acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

Dr. Roberto Meli

Ductilidad y Diseño Estructural de Edificios de Concreto Reforzado

Dr. Yoshiaki Nakano

Comportamiento Sísmico de las Construcciones de Acero

Dr. Toshibumi Fukuta

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

RESPUESTA DE EDIFICIOS AL MOVIMIENTO SISMICO

Eduardo Miranda[1]

INTRODUCCION

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.

DIFERENCIA ENTRE CARGAS ESTATICAS Y CARGAS DINAMICAS

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.

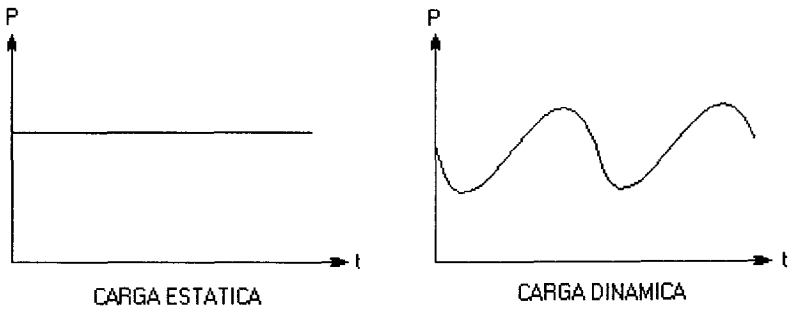


Fig. 1. Diferencia entre una carga estática y una carga dinámica.

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).

---

[1]Asesor en respuesta sísmica de edificios en el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

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).

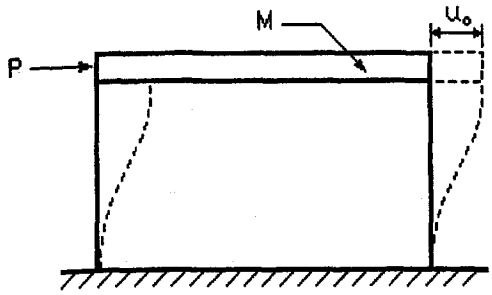


Fig. 2. Sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento.

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.

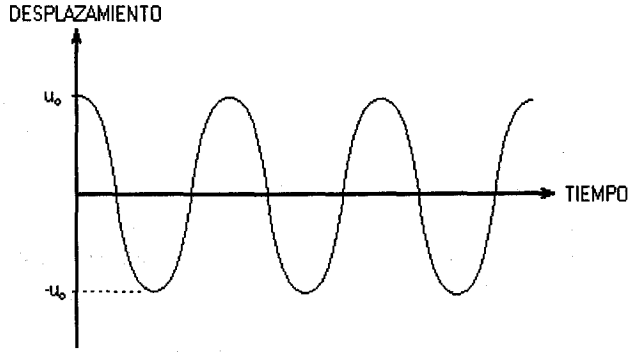


Fig. 3. Vibración libre en un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento.

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.

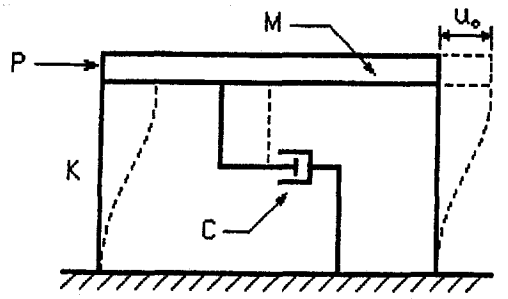


Fig. 4. Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento.

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:

$$M = \frac{W}{g} \tag{1}$$

donde W es el peso del techo y g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

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

$$K = \frac{P}{u_o} \tag{2}$$

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).

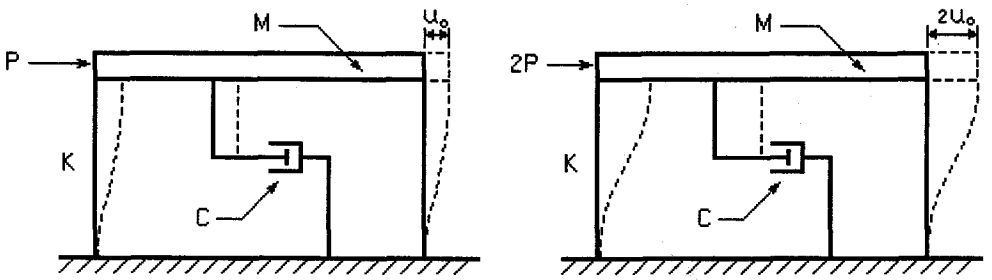


Fig. 5. Desplazamientos laterales proporcionales a las cargas laterales.

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.

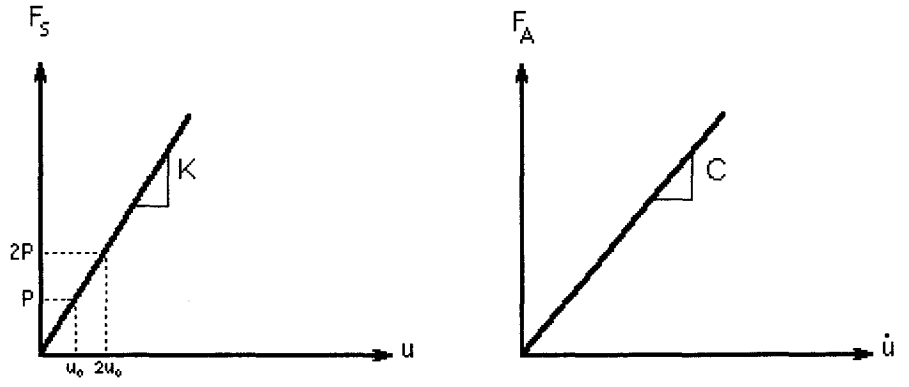


Fig. 6. Representación gráfica de la rigidez lateral y el coeficiente de amortiguamiento.

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.

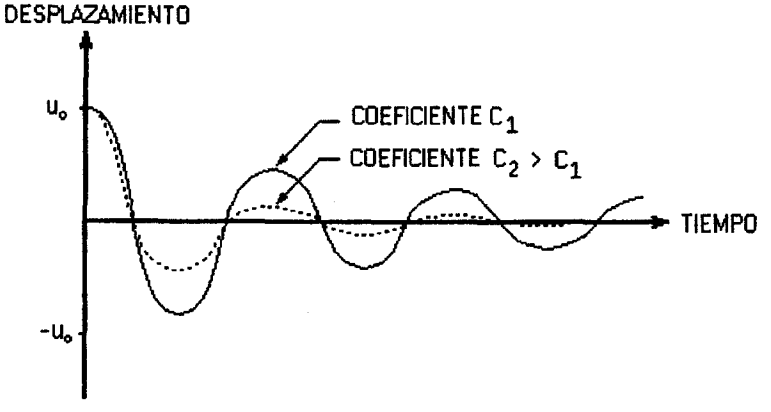


Figura 7. Influencia del amortiguamiento en la vibración libre.

ECUACION 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.

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:

$$F_I + F_A + F_E = P(t) \tag{3}$$

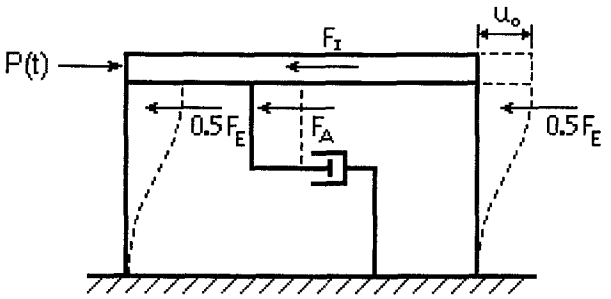


Fig. 8. Diagrama de fuerzas que actúan bajo una carga externa.

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:

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

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

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

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

$$F_E = Ku(t) \tag{6}$$

donde K es la rigidez lateral del sistema y $u(t)$ 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:

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

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 $P(t)$.

BAJO EXCITACION SISMICA: 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:

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

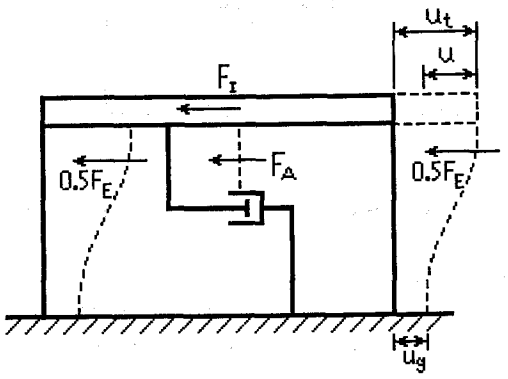


Fig. 9. Estructura de un piso bajo solicitación sísmica.

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

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

En este caso la fuerza de inercia puede escribirse como

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

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.

CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES QUE AFECTAN LA RESPUESTA SISMICA

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.

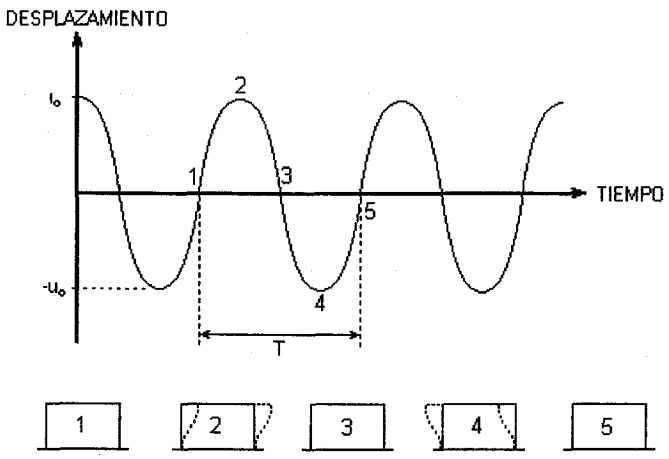


Fig. 10. Periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad

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.

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

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \tag{13}$$

donde es la frecuencia circular de vibración que está dada por

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} = \sqrt{\frac{Kg}{W}} \tag{14}$$

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

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \tag{15}$$

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

$$T_A = \frac{2\pi}{\omega_A} \tag{16}$$

donde T_A y $_A$ son el periodo amortiguado de vibración y la frecuencia circular amortiguada de vibración, respectivamente. La frecuencia circular amortiguada de vibración $_A$ 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 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.

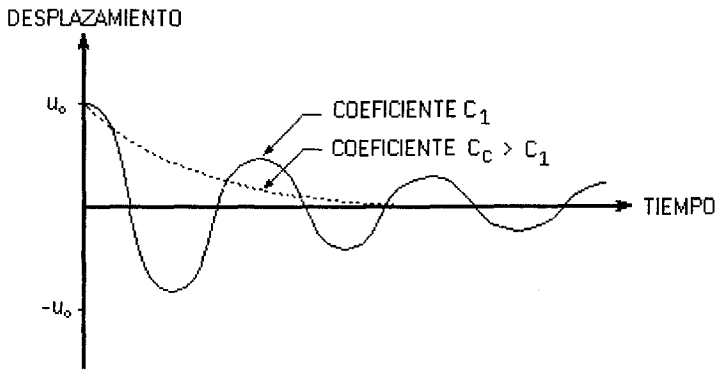


Fig. 11a. Vibración libre para diferentes niveles de amortiguamiento.

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:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{Kg}} \qquad (19)$$

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.

RESPUESTA A FUERZAS ARMONICAS

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 contante y tendría un valor de P = A entre la rigidez lateral del sistema K, esto es:

$$U_{estático} = \frac{P}{K} = \frac{A}{K} \tag{20}$$

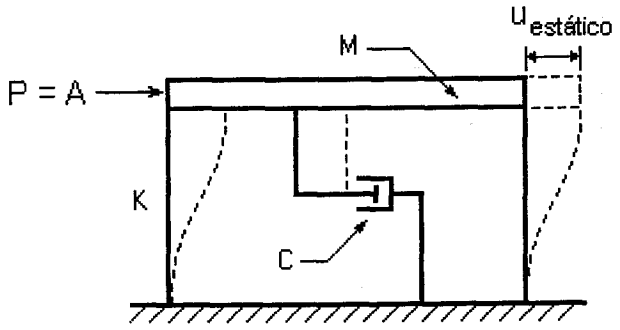


Fig. 11b. Desplazamiento lateral bajo una carga estática.

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.

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:

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

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}.

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:

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

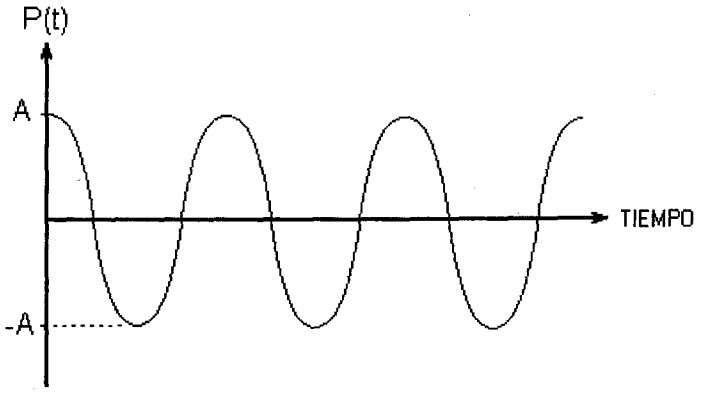


Fig. 11c. Fuerza dinámica de tipo armónico.

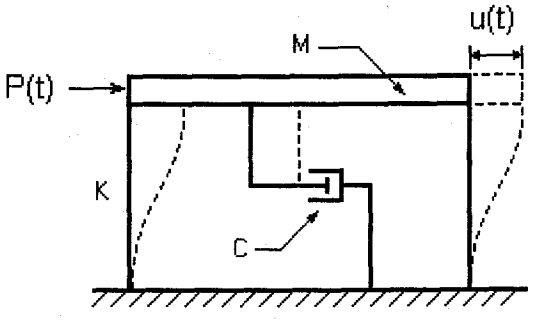


Fig. 11d. Sistema dinámico sometido a una fuerza lateral dinámica de tipo armónico.

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.

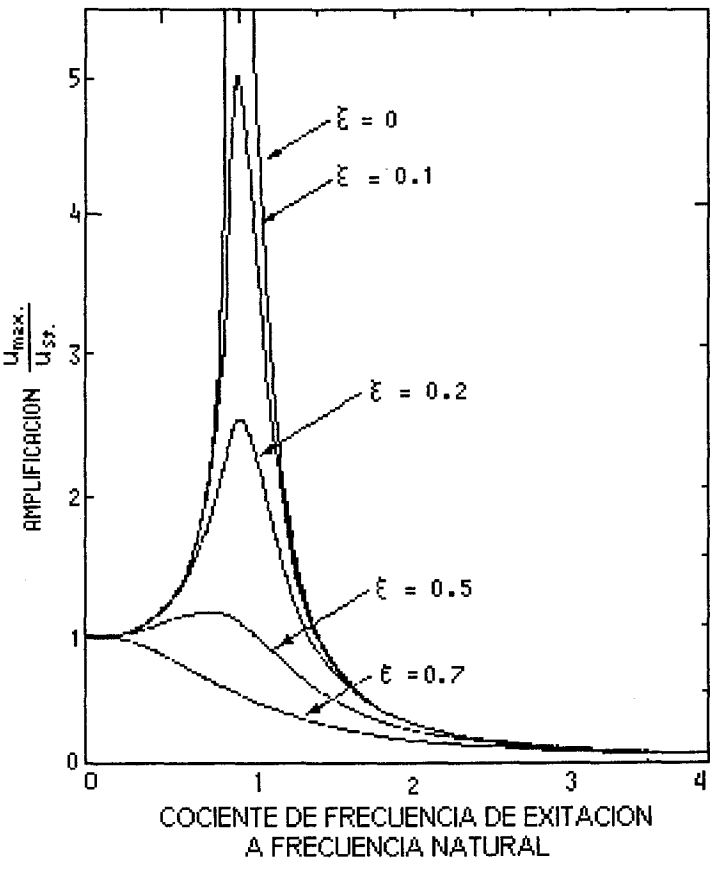


Fig. 12. Amplificación dinámica debida a una excitación dinámica armónica.

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 más 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.

RESPUESTA A MOVIMIENTOS SISMICOS

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.

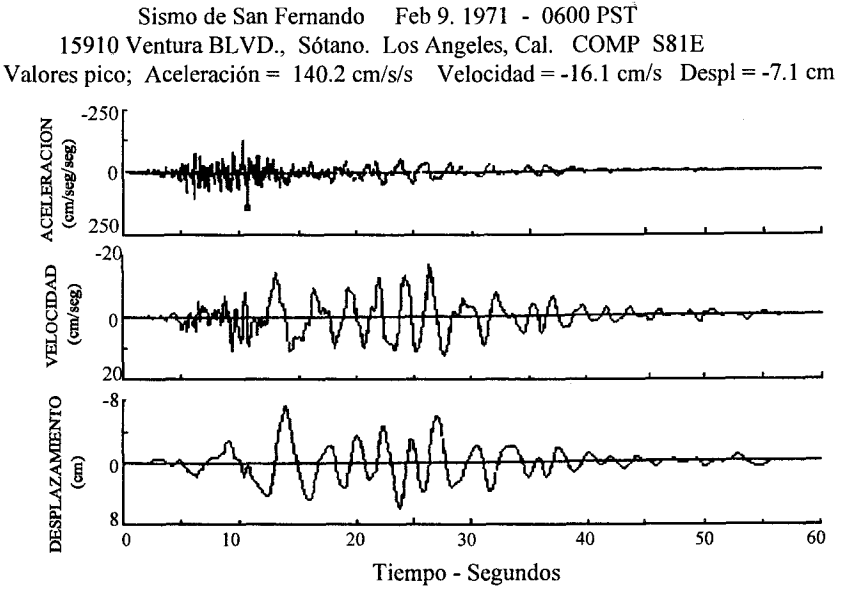


Fig. 13. Ejemplo de historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos de terreno.

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:

$$V(t) = F_E(t) = K \cdot u(t) \tag{24}$$

$$M(t) = h \cdot V(t) = h \cdot Ku(t) \tag{25}$$

donde h es la altura de la estructura.

ESPECTRO DE RESPUESTA SISMICA

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.

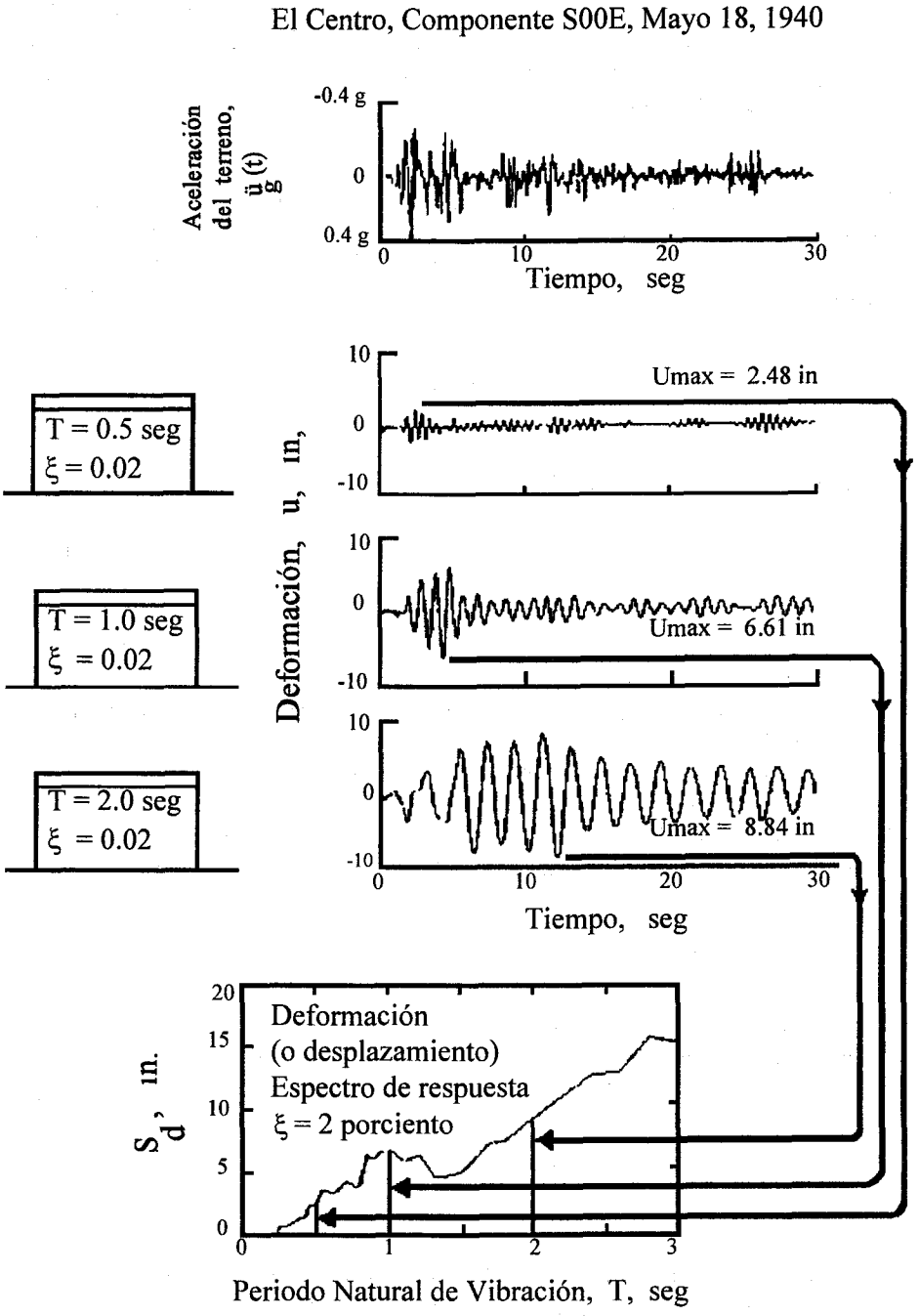


Fig. 14. Construcción de un espectro de respuesta.

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

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

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.

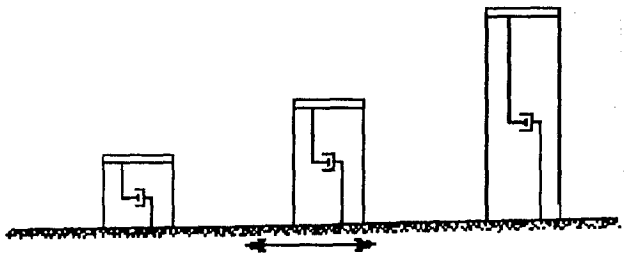
Al igual que en el caso de las velocidades máximas, las aceleraciones máximas también se pueden calcular en forma aproximada a partir de los desplazamientos máximos por medio de la siguiente relación:

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d \tag{28}$$

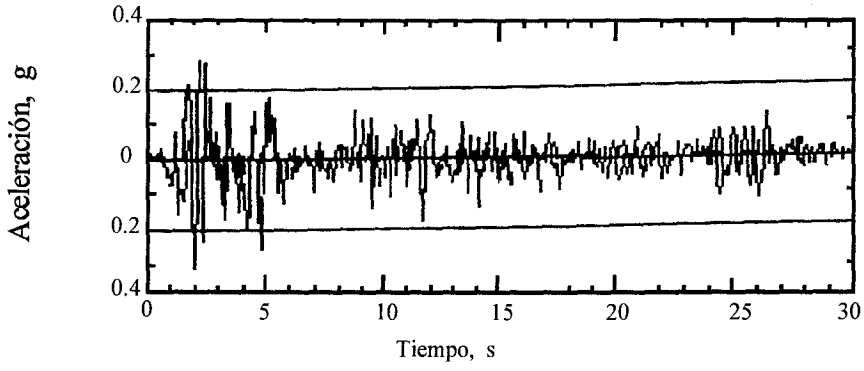
o sustituyendo la ecuación (13) en esta ecuación se tiene

$$s_a = (\frac{2\pi}{T}) \cdot S_d \tag{29}$$

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.



PERIODO	T = 0.3 s	T = 0.5 s	T = 1.0 s
AMORTIGUAMIENTO	$\xi = 0.05$	$\xi = 0.05$	$\xi = 0.05$
ACEL. MAXIMA	$\ddot{U}_{max} = 0.75$ g	$\ddot{U}_{max} = 1.02$ g	$\ddot{U}_{max} = 0.48$ g



ACELEROGRAMA, EL CENTRO CALIFORNIA, MAYO 18 1940
(COMPONENTE N-S)

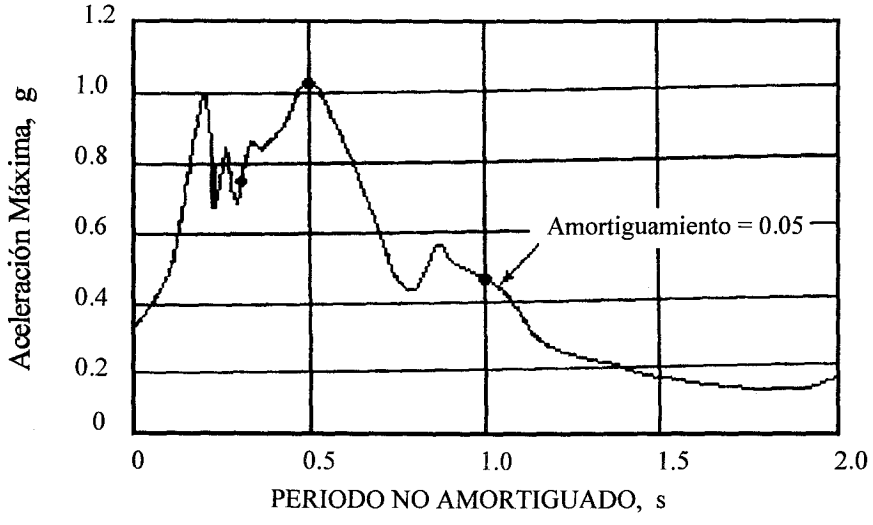


Fig. 15. Construcción de un espectro de aceleraciones.

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

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

y

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

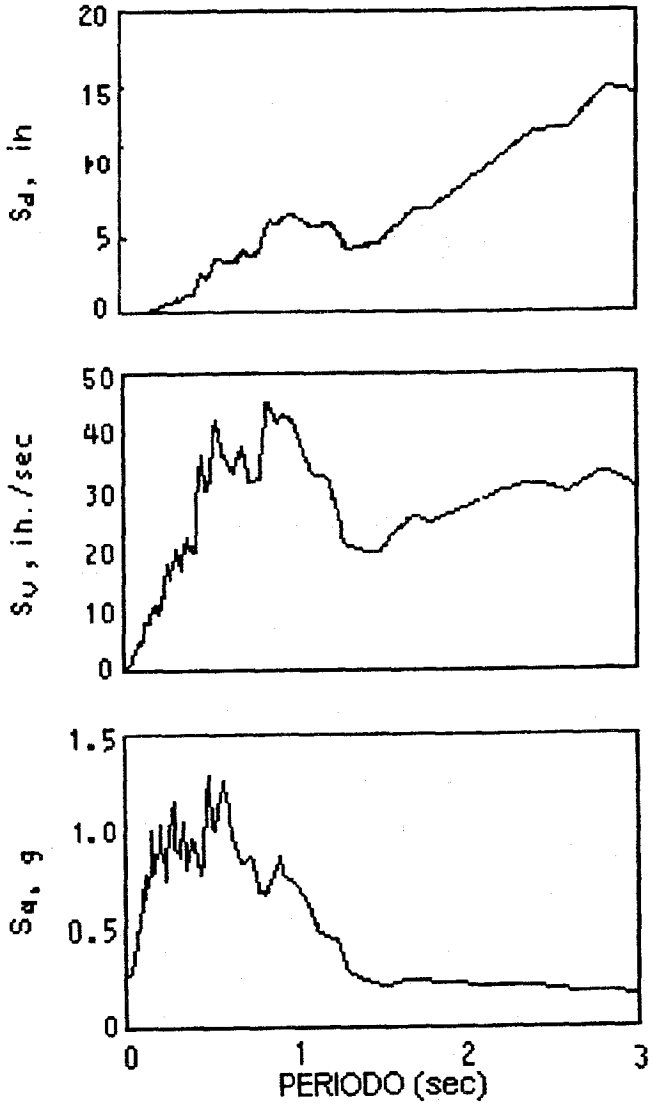


Figura 16. Espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración.

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:

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

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.

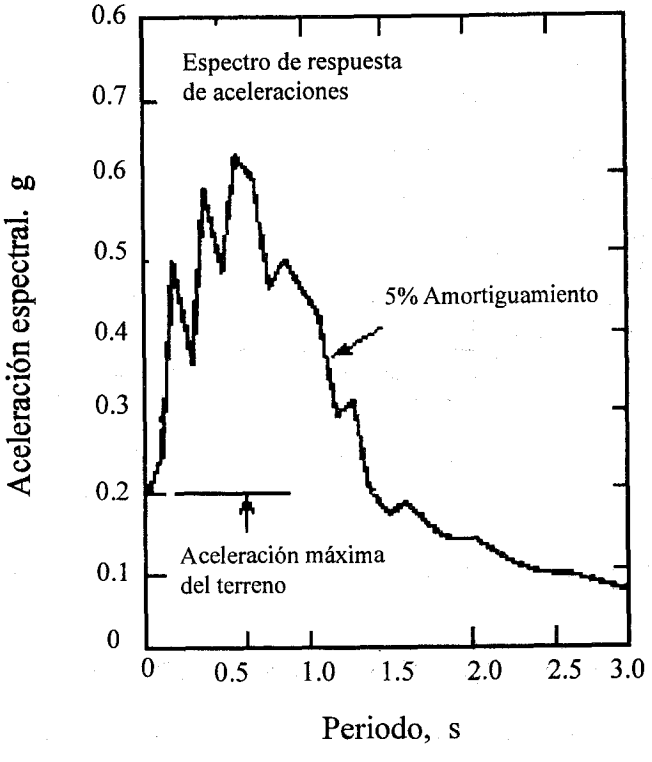


Fig. 17. Aceleración máxima del terreno en un espectro de aceleraciones.

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.

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.

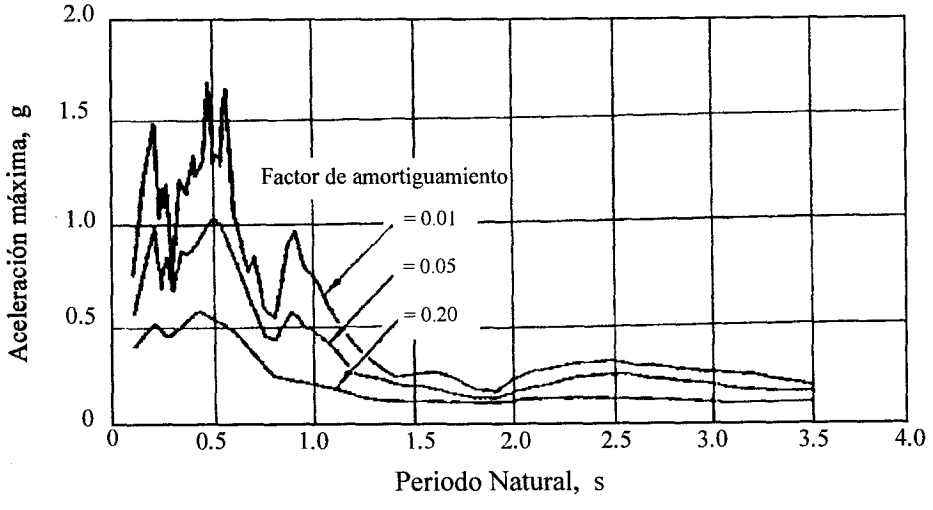


Fig. 18. Influencia del amortiguamiento en el espectro de aceleraciones.

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 a el sitio donde se encuentra la estructura.

(2) *La magnitud del sismo.*

(3) *Las condiciones locales del terreno* donde se encuentra la estructura.

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.

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.

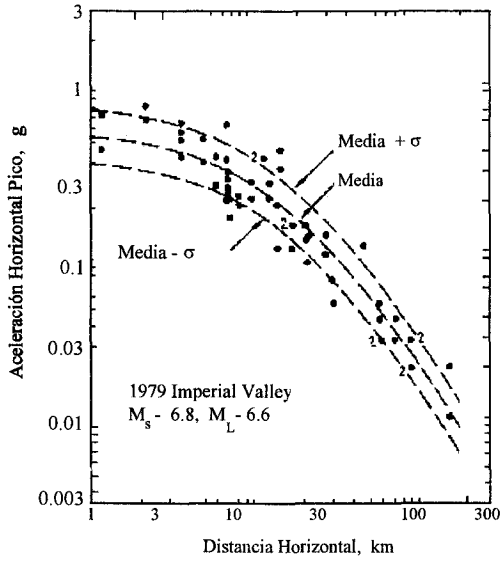


Fig 19. Influencia de la distancia epicentral en la aceleración máxima de terreno.

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.

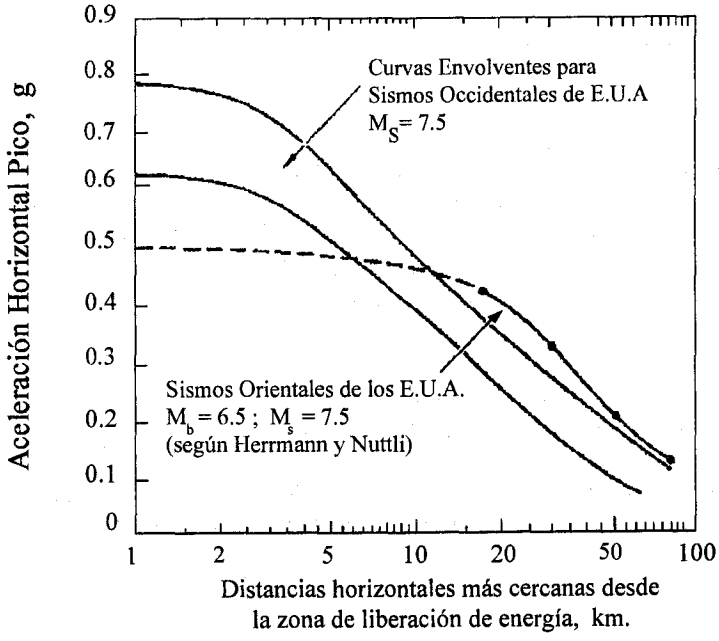


Fig. 20. Ejemplo de atenuaciones diferentes para distintas regiones.

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.

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.

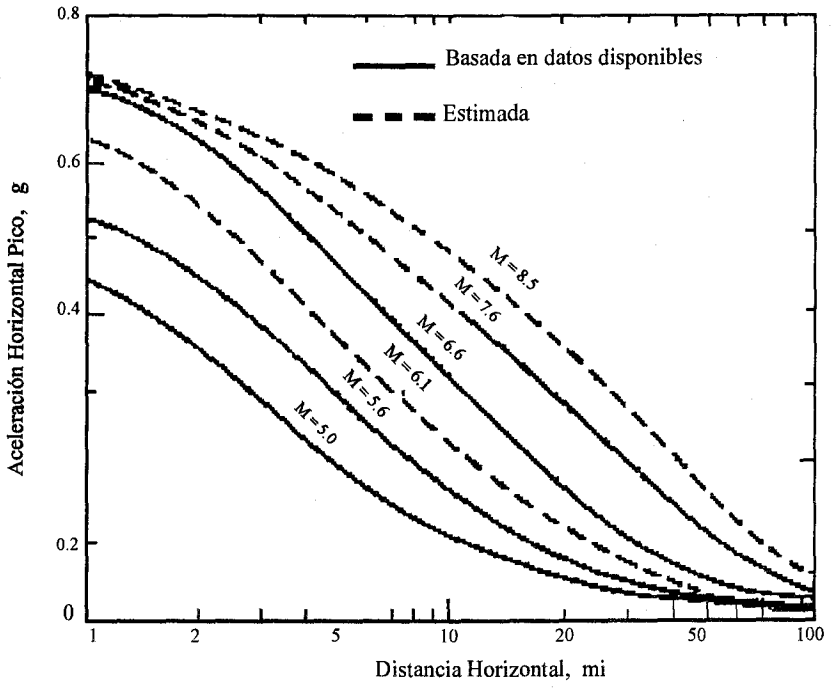


Fig. 21. Influencia de la magnitud y distancia en la aceleración máxima de terreno.

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.

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.

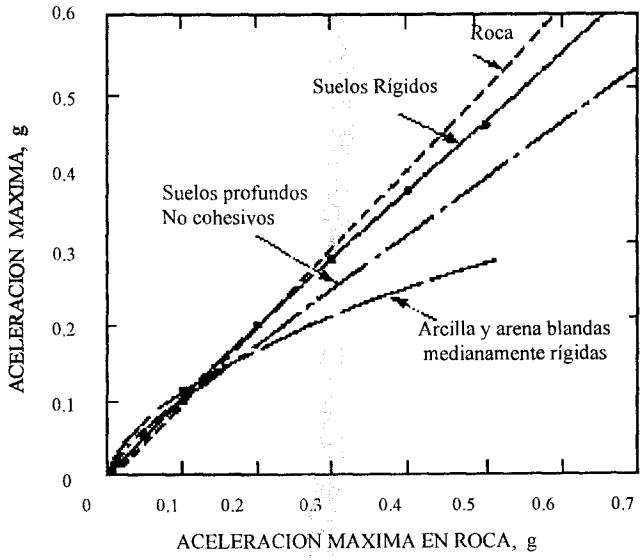


Fig. 22. Influencia del tipo de terreno en la aceleración máxima de terreno.

INTRODUCCION 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 un masa, y a su vez cada masa representa un grado de libertad.

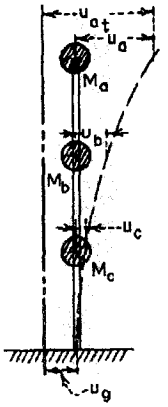


Fig. 23 Sistema idealizado de tres grados de libertad

En este caso las ecuaciones del movimiento están dadas por:

$$F_{Ia} + F_{Aa} + F_{Ea} = -m_a \quad \ddot{u}_g(t) \tag{34}$$

$$F_{Ib} + F_{Ab} + F_{Eb} = -m_b \cdot \ddot{u}_g(t) \tag{35}$$

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

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:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M[1]\ddot{u}_g(t) \tag{37}$$

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.

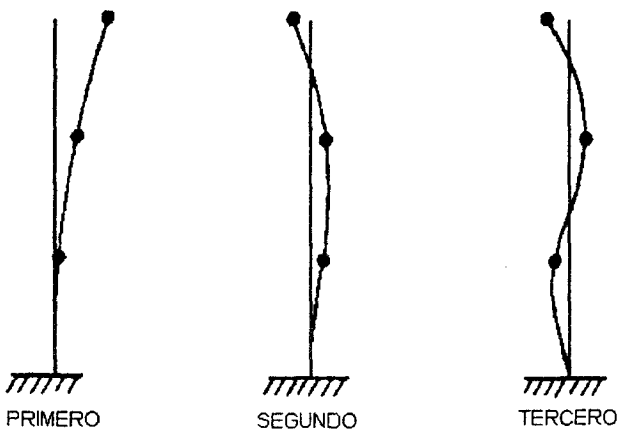
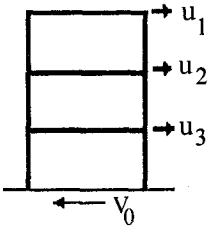
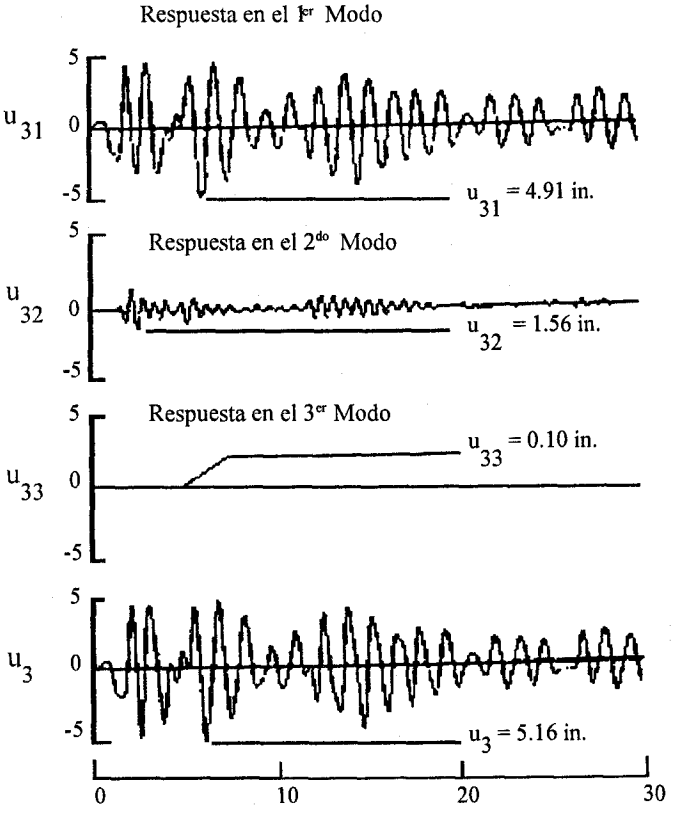


Fig. 24. Modos de vibrar del sistema de tres grados de libertad.

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.

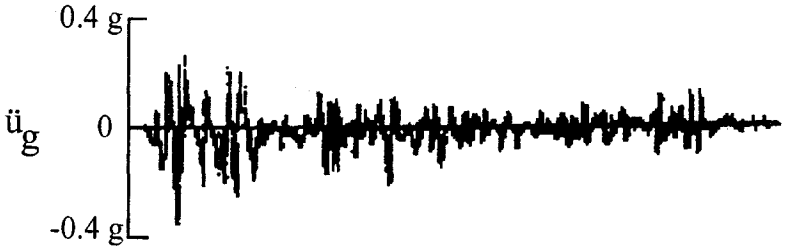


Edificio idealizado de tres niveles



Desplazamiento de Azotea

Fig. 25. Descomposición modal de la historia de desplazamientos en el último nivel.



Sismo de El Centro - Componente S00E, Mayo18, 1940

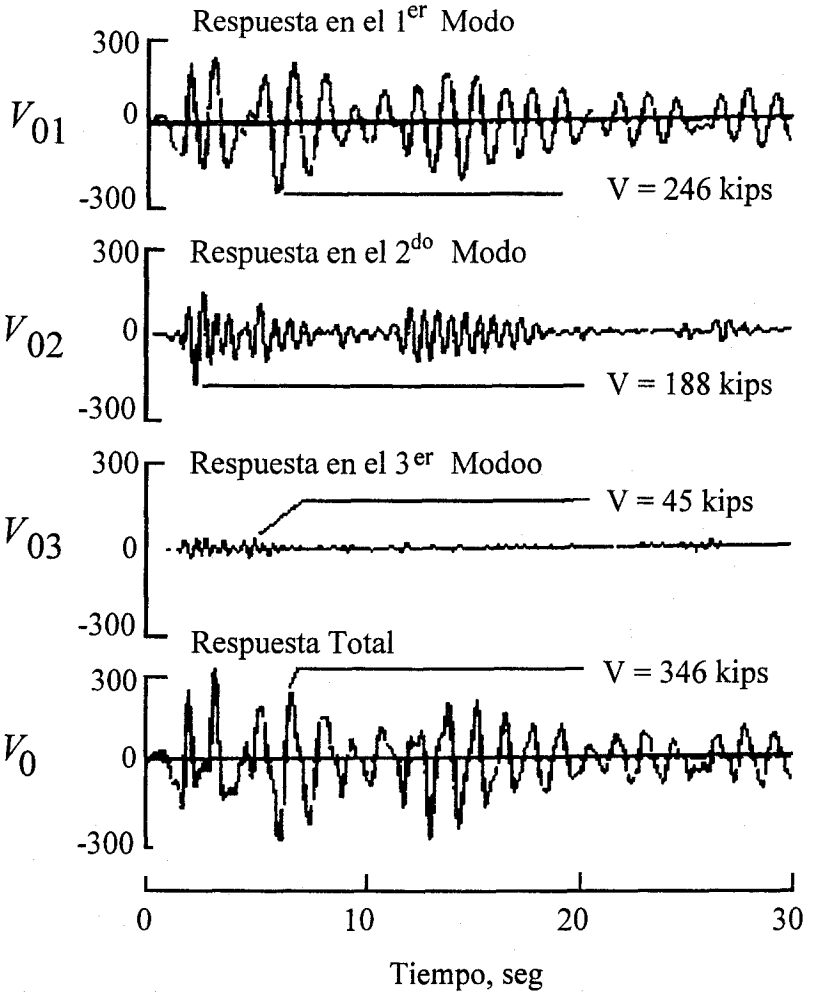


Fig. 26. Descomposición modal de la historia de cortantes en la base de la estructura.

CONCEPTOS BASICOS SOBRE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA

Eduardo Miranda[1]

I. INTRODUCCION

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.

---

[1]Asesor en respuesta sísmica de edificios en el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

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.

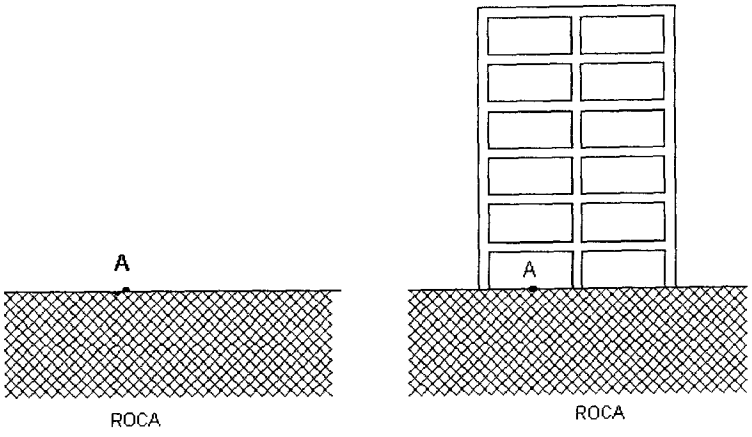


Fig. 1 Respuesta sísmica de una estructura en roca

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)

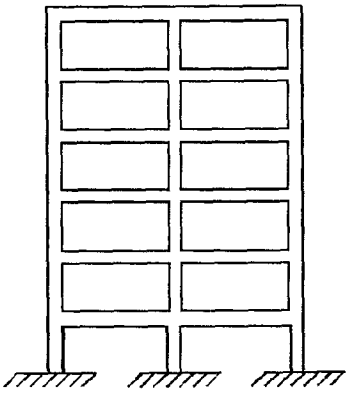


Fig. 2 Modelo para una estructura cimentada en roca.

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.

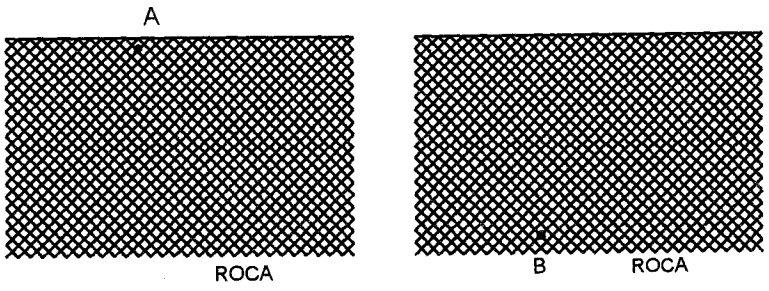


Fig. 3 Modificación del movimiento por la profundidad en roca.

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.

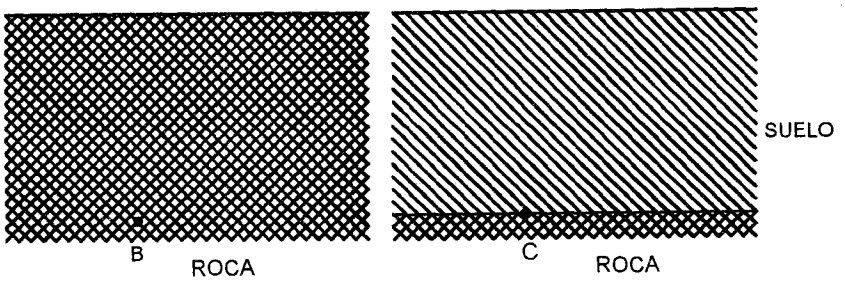


Fig. 4 Modificación del movimiento por la presencia del suelo.

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.

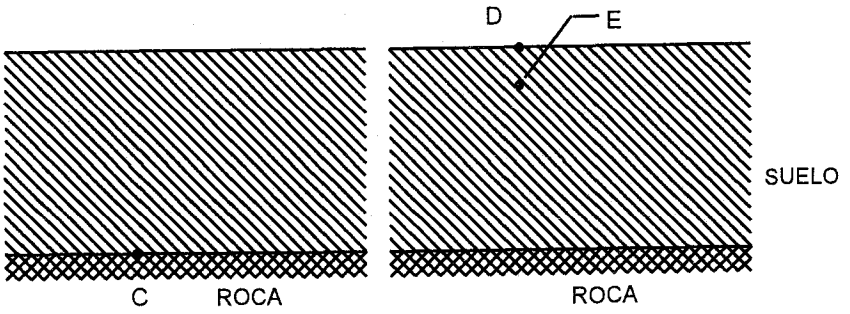


Fig. 5 Modificación del movimiento por efectos de sitio.

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).

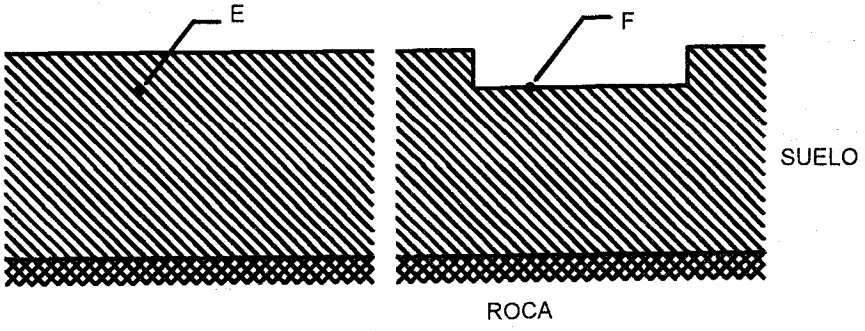


Fig. 6 Modificación del movimiento por la excavación.

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.

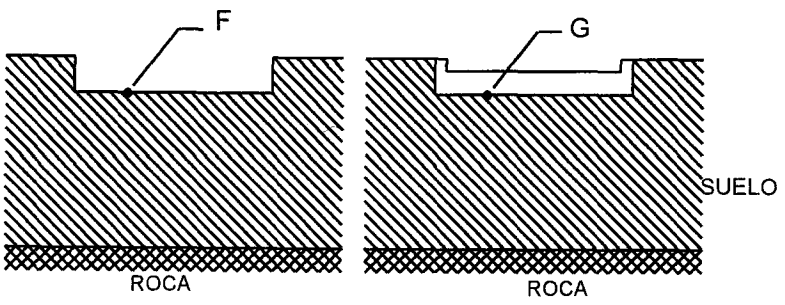


Fig. 7 Modificación del movimiento por interacción cinemática.

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.

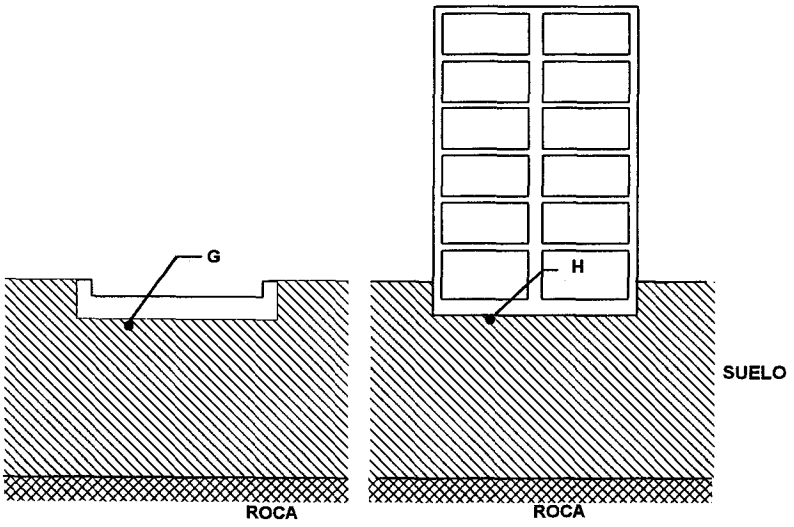


Fig. 8 Modificación del movimiento por interacción inercial.

CONCEPTOS BASICOS SOBRE EL USO DE DISIPADORES DE ENERGIA EN INGENIERIA SISMICA

Eduardo Miranda[1]

Un movimiento sísmico introduce energía a una estructura. Esta energía de entrada la estructura la divide en diferentes formas de energía. Los dos principales tipos de energía son:

a) Energía absorbida

b) Energía disipada

La *energía absorbida* a su vez está formada por *energía cinética* la cual se traduce en movimiento de la masa de la estructura, y *energía de deformación elástica* que corresponde a la deformación temporal de los elementos estructurales en el edifico. Un ejemplo de energía cinética es la energía que posee una canica en movimiento. Un ejemplo de una energía de deformación es la deformación elástica de una resortera, entre mayor es la deformación de la resortera (mayor la fuerza en la liga) mayor es la energía que se acumula en la resortera. Cuando se suelta la resortera esa energía de deformación elástica pasa al objeto lanzado en forma de energía cinética (masa en movimiento).

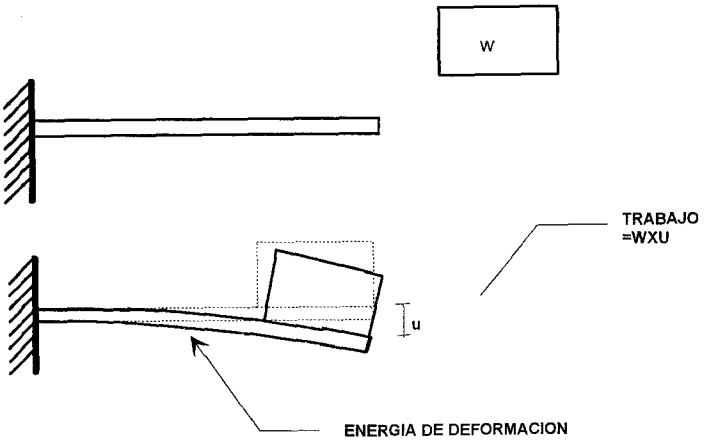


Fig. 1 Energía de deformación elástica.

En el caso de la figura 1 puede verse una estructura muy sencilla (viga en cantiliver) a la cual se le coloca un bloque con un peso W. El peso causa una cierta deformación elástica. La energía que absorbe la estructura en este caso recibe el nombre de energía de deformación elástica.

La estructura disipa energía básicamente por dos medios, por medio de amortiguamiento propio de la estructura y a través de comportamiento no lineal en los elementos estructurales. La energía disipada por medio de amortiguamiento estructural recibe el nombre de *energía de amortiguamiento* y la energía disipada por medio de comportamiento estructural no lineal recibe el nombre de *energía histerética*.

---

[1]Asesor en respuesta sísmica de edificios en el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

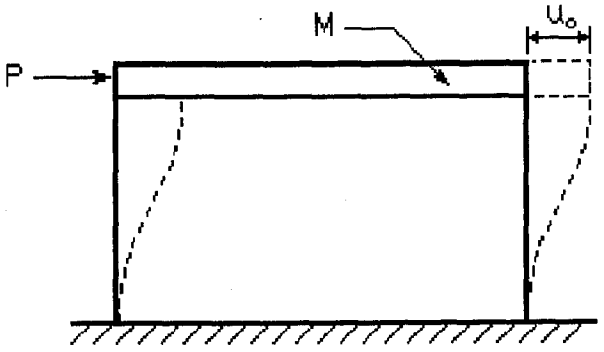


Fig. 2 Sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento.

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.

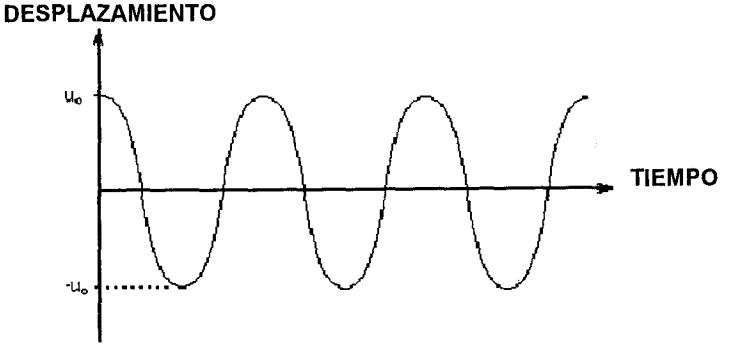


Fig. 3 Vibración libre en un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento.

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. El amortiguamiento es la propiedad estructural que permite que la amplitud del movimiento en vibración libre disminuya con el tiempo.

Como se vió anteriormente en el caso de solicitaciones de tipo armónico el amortiguamiento reduce el factor de amplificación dinámico, lo que significa que la respuesta disminuye en la medida en la que el amortiguamiento aumenta. Esta reducción de la respuesta es particularmente importante cuando la frecuencia de la excitación coincide con la frecuencia natural de la estructura.

Las propiedades de los materiales estructurales son tales que solo se comportan elásticos hasta una cierta carga. Si se excede esa carga, el material sigue deformándose con incrementos de carga menores o nulos.

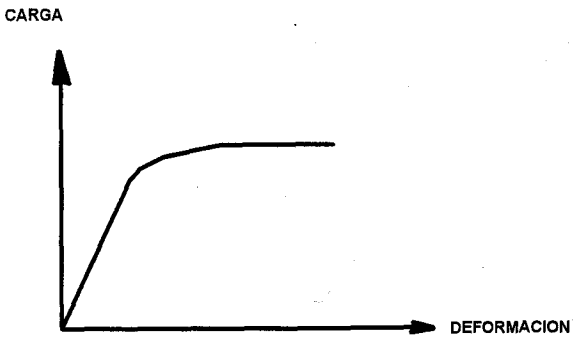


Fig. 4 Comportamiento no lineal de un material estructural.

Si ahora al material estructural se le somete a carga cíclicas (repetitivas) y reversibles (que cambian de dirección) el comportamiento sería como el indicado en la figura 5.

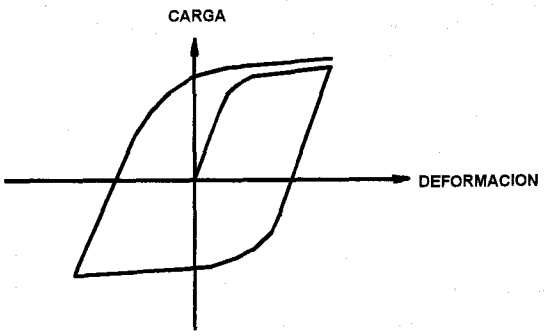


Fig. 5 Comportamiento histerético de un material estructural

Un ciclo completo en el que se carga el material en una dirección, se le descarga, se le carga en la dirección opuesta y se le descarga se le conoce como un ciclo de histéresis. En cada ciclo, el material disipa energía histerética, la cual es proporcional al area dentro de la curva. Así pues se disipa mayor cantida de energía entre mayor es el area dentro de la curva.

Una forma de reducir la respuesta estructural es disipando energía, ya que al incrementarse la energía disipada, ya sea por amortiguamiento o por deformación no lineal, hay menor energía que deba traducirse en deformación estructural por lo que la respuesta será menor.

La filosofía actual de diseño sismo-resistente acepta daño estructural en caso de ocurrir un sismo de gran intensidad. Al dañarse los elementos estructurales se disipa energía lo que se traduce en menores fuerzas y un diseño más económico. Así pues en un diseño convencional los elementos estructurales son diseñados para tener una capacidad de deformación en el rango inelástico y una capacida de poder resistir varios ciclos de carga sin reducir su area dentro de la curva, esto es, sin reducir su capacidad de disipación de energía. Desafortunadamente, en un diseño convencional la dispiación de energía histerética está asociada a daño estructural, el cual debe ser reparado después de un sismo intenso.

Los disipadores de energía son elementos estructurales especialmente diseñados para disipar energía en puntos estratégicos de la estructura, en los cuales se disipa energía sin daño, o bien el daño es localizado y sirven de "fusibles". El resultado es una concentración de la disipación de energía en estos elementos lo que se

traduce en la eliminación o al menos la disminución del daño en otros elementos estructurales.

Las primeras aplicaciones formales de disipadores de energía con fines de ingeniería sísmica se hicieron en los años setenta en Nueva Zelanda. Las primeras aplicaciones se hicieron en combinación de aislamiento sísmico en el cual existe una necesidad de controlar el nivel de desplazamiento en los aisladores.

Existen muchos tipos de disipadores de energía. Algunos de los principales son:

a) Disipadores por amortiguamiento viscoso
b) Disipadores por extrusión
c) Disipadores por deformación no lineal
d) Dispadores por fricción

El primer tipo de disipadores consiste en la generación de fuerzas que se oponen al movimiento que son proporcionales a la velocidad. Un ejemplo de este tipo de disipadores son los amortiguadores a base de un líquido viscoso (aceite) de un vehículo. Aprovechando este mismo principio se han desarrolado disipadores estructurales. Otro tipo de disipadores dentro de esta categoría se refieren a los basados en la deformación de un material visco-elástico. Las primeras aplicaciones estructurales de este tipo de materiales se hicieron con la finalidad de reducir la respuesta de rascacielos ante acciones eólicas. Más recientemente se ha extendido su aplicación a tratar de limitar la respuesta símica de edificios.

Los disipadores de energía por medio de extrusión consisten en la disipación de energía por medio de la deformación de un material que se introduce en otro. Es comun que el material extruido sea plomo.

Los disipadores a base de deformación no lineal consisten en deformar un material (normalmente acero) en el rango inelástico. Uno de los primeros dispositivos de este tipo en tener aplicaciones prácticas fueron los conectores de cortante en los cuales una trabe de acero de pequeña longitud se pandea por cortante disipando una gran cantidad de energía en forma estable y controlada. Otros tipos de disipadores de energía dentro de esta categoría son los que se basan en la deformación no lineal de placas de acero. Normalmente se busca dar una forma a la placa tal que logre una dispipación uniforme a lo largo de la placa. Actualmente se estan desarrolando nuevos tipos de disipadores a base de metales de aleaciones especiales que disipan energía a partir de una cierta deformación.

El último tipo de disipadores son los dispiadores a base de fricción los cuales se basan en aprovechar el deslizamiento relativo entre dos superficies. Las superficies de fricción no necesariamente deben ser planas, aunque es lo más usual. En algunos disipadores la energía de fricción se disipa entre dos superficies cilíndricas.

LECCIONES DE SISMOS RECIENTES

Enrique del Valle C.[1]

INTRODUCCION

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.

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

---

[1]Ingeniero Consultor

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.

En muchos casos los muros no son considerados como elementos resistentes al momento de calcular la estructura; sin embargo, la falta de indicación de ésto 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).

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.

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 ref 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.

ALGUNOS COMENTARIOS SOBRE LA REPARACION 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.

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

EFECTO DE LOS SISMOS EN LAS CONSTRUCCIONES

Enrique del Valle C.[1]

CARACTERISTICAS DINAMICAS

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 (fig. 1).

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

---

[1]Ingeniero Consultor

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 (fig.2).

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 (fig.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.

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.

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 (fig. 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 (fig. 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.

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 (fig. 6).

CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO

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.

RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION

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 (fig 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 (fig. 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.

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 (fig. 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 (figs. 10 y 11).

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.

INGENIERIA SISMICA. METODOS DE ANALISIS 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.

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.

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.

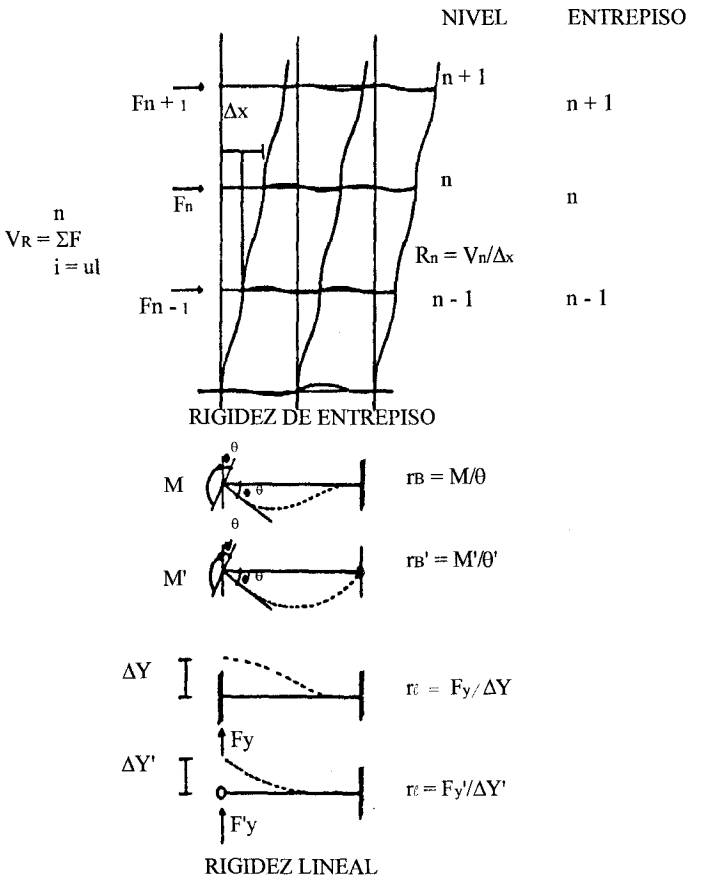


Fig. 1. Rigidez de Entrepiso, Angular o Lineal

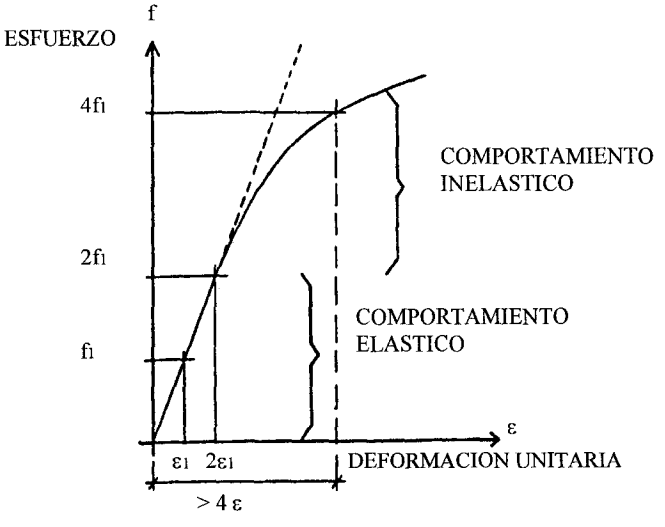


Fig. 2. Comportamiento Elástico e Inelástico de los Materiales.

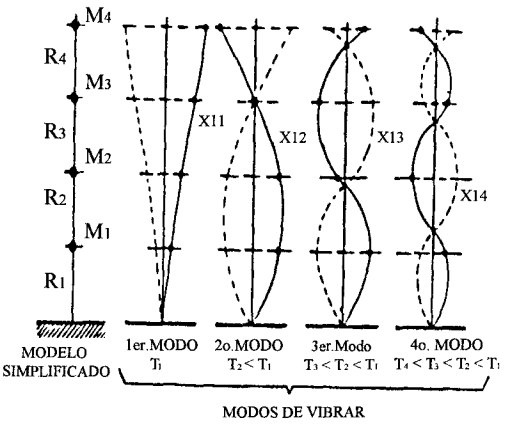


Fig. 3. Modelo Simplificado de un Edificio y Modos de Vibrar

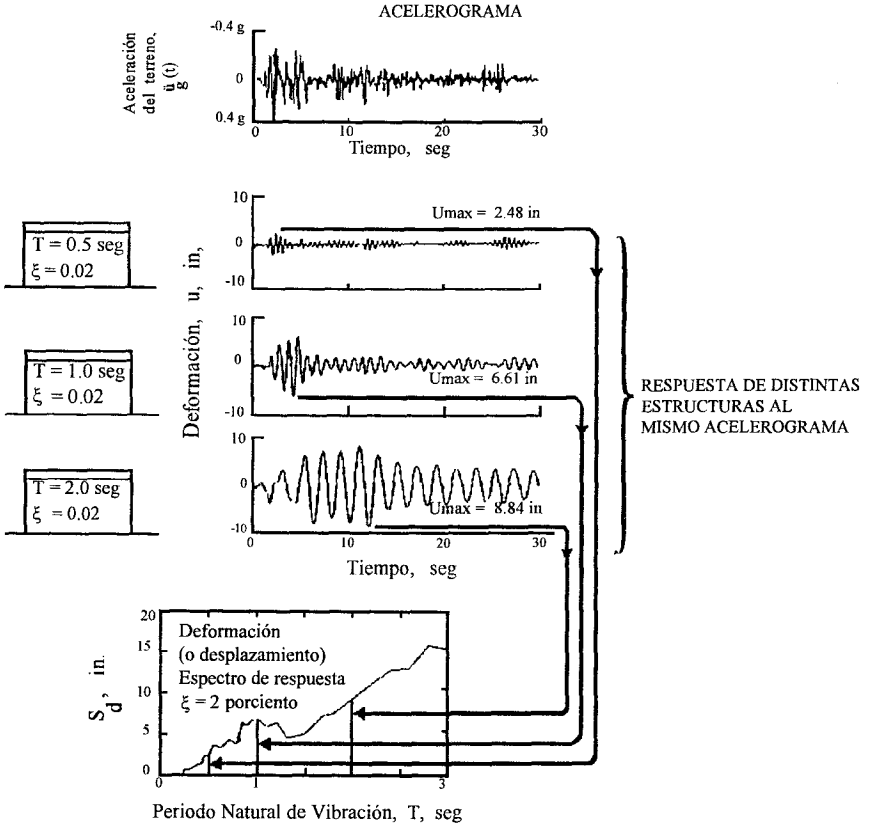


Fig.4. Construcción de un Espectro de Respuesta

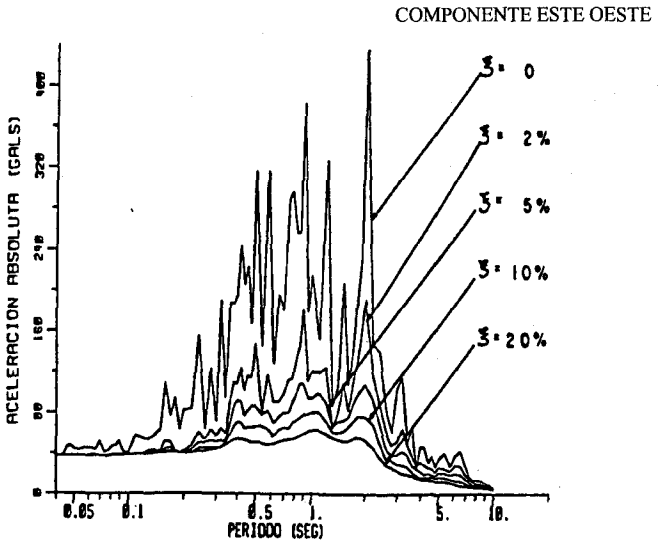


Fig.5. Espectros de Respuesta para la Componente N.S. Reg. de C.U.

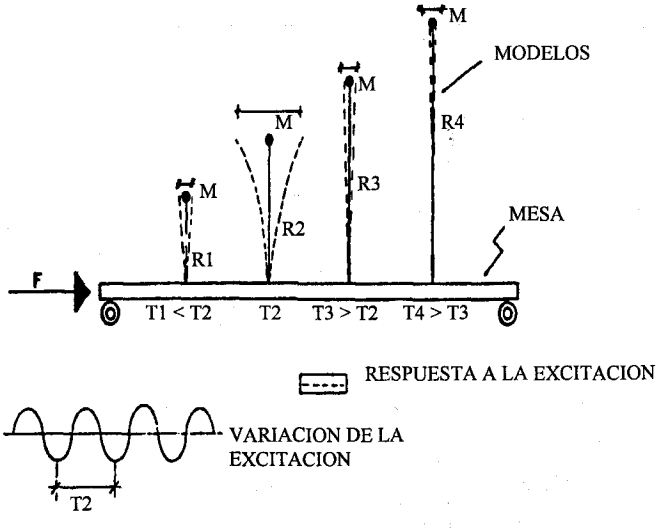


Fig.6. Demostración de la Resonancia

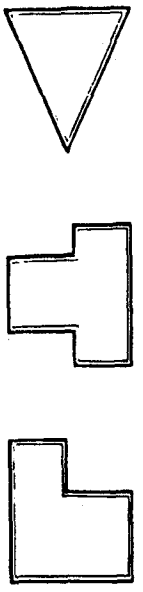


Fig.7. Plantas Irregulares de Edificios

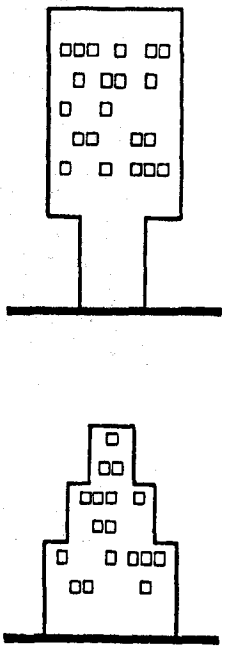
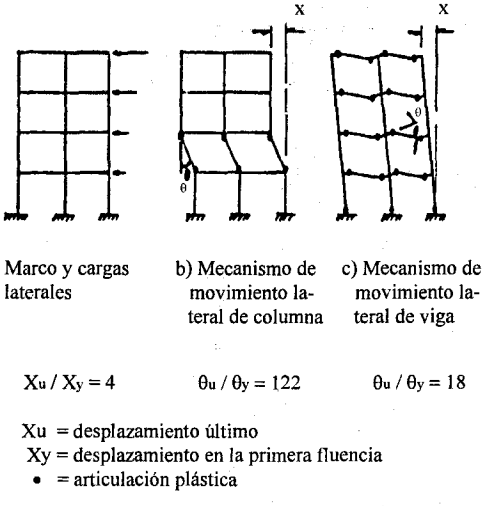


Fig.8. Elevaciones Irregulares de Edificios



a) Marco y cargas laterales

b) Mecanismo de movimiento lateral de columna

c) Mecanismo de movimiento lateral de viga

Si $X_u / X_y = 4$ $\theta_u / \theta_y = 122$ $\theta_u / \theta_y = 18$

Xu = desplazamiento último
Xy = desplazamiento en la primera fluencia
• = articulación plástica

Fig.9. Posibles Mecanismos de un Marco Rigido, Sujeto a Carga Lateral (Ref. 4)

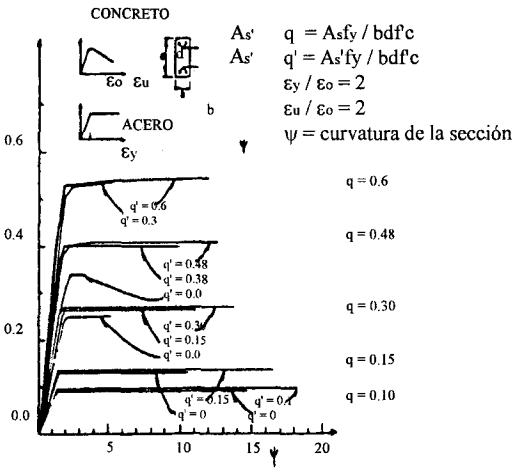
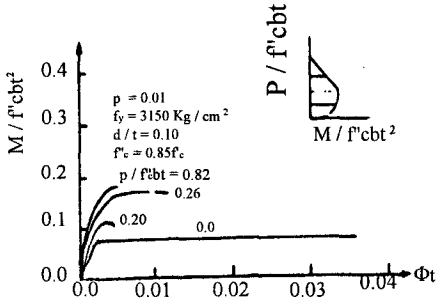
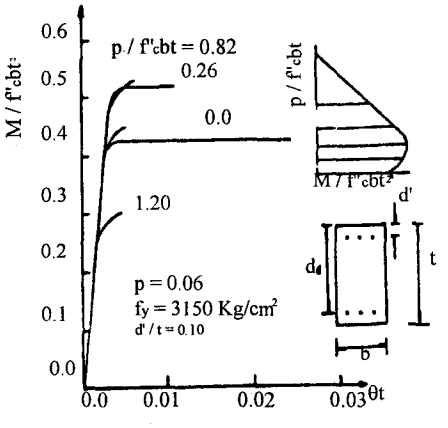


Fig.10. Relaciones Momento- Curvatura para Secciones de Concreto Reforzado, Sujetas a Flexión. (Ref.4)



a) BAJA CUANTIA DE REFUERZO LONGITUDINAL



b) ALTA CUANTIA DE REFUERZO LONGITUDINAL

Fig.11. Relaciones Momento Curvatura de Secciones de Concreto Sujetas a Flexo - Compresion (Ref.4)

El DISEÑO SISMICO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Roberto Meli[1]

1. ALCANCE Y ORGANIZACION DEL TITULO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

En su organización actual se incluyen en el cuerpo del Reglamento únicamente las disposiciones relativas a la responsabilidad de las distintas partes que intervienen en la construcción, a la clasificación de las edificaciones y a los criterios en que debe basarse la revisión de la seguridad de las mismas. Los aspectos más propiamente técnicos, relativos al diseño de las estructuras de distintos materiales y de sus cimentaciones, así como los que especifican la manera de tomar en cuenta los efectos de acciones como el sismo y el viento, se detallan en un conjunto de Normas Técnicas Complementarias cuya observancia es también obligatoria. Una ventaja de esta forma de proceder es que los procedimientos de diseño más especializados quedan incluidos en documentos cuya revisión y actualización pueden hacerse en forma independiente y cuya homologación requiere de menores trámites legales y administrativos; mientras que en el Reglamento mismo subsisten principios y reglas de carácter más general que es de esperarse permanezcan más tiempo sin necesidad de modificación.

Para lograr la seguridad estructural adecuada de una edificación deben cuidarse otros aspectos además de los propiamente relativos al diseño estructural. El Reglamento incluye, 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. Algunas de estas disposiciones quedaron incluidas Título de Seguridad Estructural; otras se incorporaron a otros títulos (ver Cuadro I).

Un aspecto al que este nuevo Reglamento asigna 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, se requiere ahora que en obras de cierta importancia debe intervenir una personas 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 hayan interpretado adecuadamente. Con tal fin se exige para dichas obras, en el Artículo 44 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.

Otros puntos en que este Reglamento hace más énfasis que el anterior son los procedimientos a seguir para revisar la seguridad de las estructuras dañadas y los cuidados en las modificaciones de uso y de forma de las construcciones.

En lo que sigue se harán observaciones y aclaraciones a los capítulos específicos de este Título.

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres

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.

2. DISPOSICIONES GENERALES

El Artículo 173 hace a las Normas Técnicas Complementarias parte del propio Reglamento, confiriéndole el mismo carácter de obligatoriedad.

La clasificación de las construcciones del artículo 174 tiene una doble función (ver Cuadro II).

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

II.-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 m² 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 m² 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

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 (artículo 194), en los coeficientes sísmicos más severos (capítulo VI) y en las presiones de viento más altas (capítulo VII).

El resto de las construcciones queda 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.

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 ubica 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 pérdida 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 la 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 que 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.

En el artículo 175 se establece la subdivisión del Distrito Federal en tres zonas, atendiendo el tipo de suelo: de lomas, de transición y de lago; los criterios para distinguir a qué zona corresponde un predio dado, se proporcionan en el capítulo de cimentaciones. La zonificación incide en los coeficientes sísmicos y en otros requisitos para diseño sísmico de las construcciones, en los aspectos de mecánica de suelos así como en los que conciernen la supervisión de calidad de la obra. En este reglamento se imponen condiciones más estrictas de supervisión y de seguridad a las construcciones ubicadas en la zona de lago (zona III), donde son más severos los efectos sísmicos y los problemas de cimentaciones. En las normas de diseño sísmico se hace una subdivisión más fina de estas zonas. A una parte de la zona III y a una pequeña fracción de la zona II que se encuentran sombreadas en el mapa de la Fig 3.1 de las normas de sismo, se les considera en una zona especial donde los coeficientes sísmicos básicos son los de zona III, pero en la que no se pueden hacer las reducciones que la norma permite cuando se considera la interacción suelo-estructura.

Cabe notar que en este Título del Reglamento no se establece limitación alguna a la altura de las edificaciones o al sistema constructivo a adoptar en una u otra zona. Se imponen requisitos de diseño estructural más estrictos en la zona del lago, los que hacen más costosa la construcción en esa zona especialmente para edificios altos. También se han hecho mucho más severos los requisitos de diseño para algunos sistemas de construcción que han mostrado ser poco eficientes para resistir acciones sísmicas, de manera que es antieconómico su empleo en construcciones

de ciertas características. Tal es el caso de los sistemas de losa plana reticular, para los que es prácticamente imposible cumplir con los requisitos de desplazamientos laterales admisibles en edificios de cierta altura, a menos que se recurra a rigidizarlos con muros de concreto o contravientos.

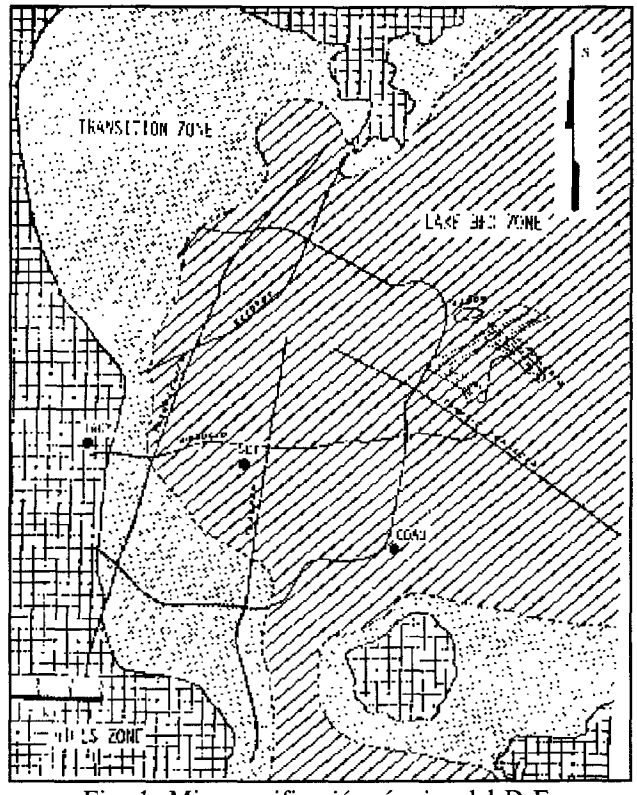


Fig. 1. Microzonificación sísmica del D.F.

3. CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES

La incorporación de un capítulo que fija requisitos esencialmente ligados al proyecto arquitectónico dentro del Título de seguridad estructural, obedece a la intención de destacar la importancia de que desde la concepción del proyecto arquitectónico se consideren aquellos factores que mayormente inciden en la seguridad, con especial atención en el comportamiento sísmico de la construcción (ver Cuadro III).

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 al proyecto arquitectónico. En los diversos artículos de este capítulo se llama la atención sobre 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 se 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 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 permitirá 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 fijarse 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, quien elaborará 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.

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 total 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.

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 cuerpos 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.

4. CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO

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, asociado 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 refinamiento. La atención debe prestarse 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 otros 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 proporcionarles 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 del 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.

5. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO SISMICO 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 Fig 2a. Dichos espectros se emplean para un análisis dinámico. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico, c, o un coeficiente reducido según el valor del periodo fundamental con reglas que se mencionarán más adelante. Los espectros así construidos son "elásticos", o sea, determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura, si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales. Estas reducciones están definidas por un factor Q que toma los valores especificados según el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura.

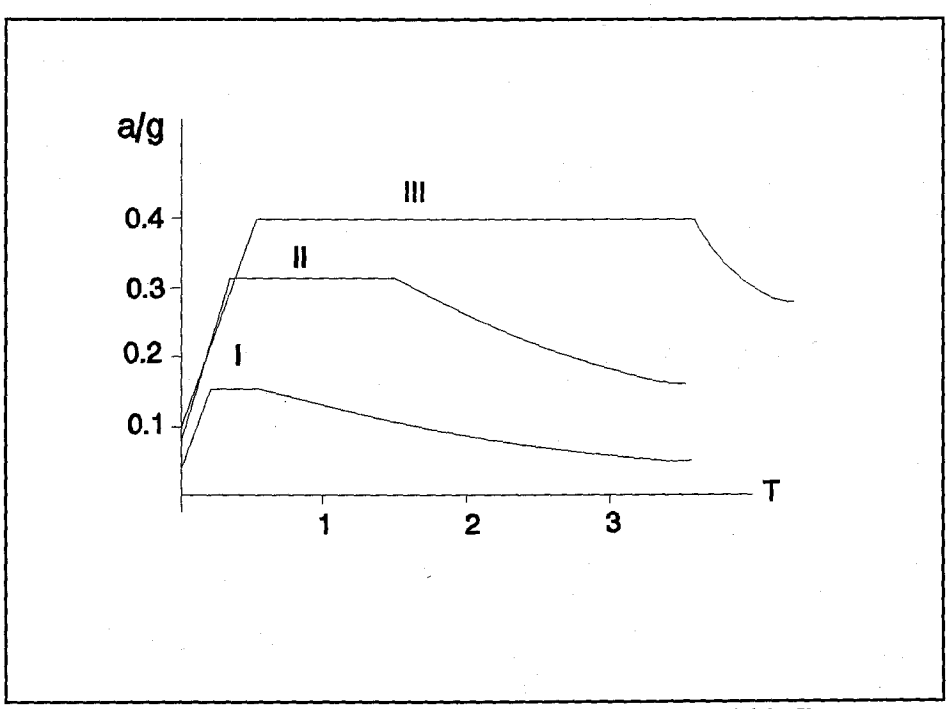


Fig. 2a. Espectros de diseño para las diferentes zonas del D.F.

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

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

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

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

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

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

III. Se usará Q = 2 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen en algún entrepiso los especificado por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas construidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará Q = 2 cuando la resistencia 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 = 1.5 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

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

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

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

Los espectros para diferentes valores de Q en estructuras sobre terreno muy compresible se muestran en la Fig 2b. Como se ve, en casi todo el intervalo de periodos, las ordenadas del espectro inelástico, excepto para periodos

pequeños, menores que cierto límite T_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.

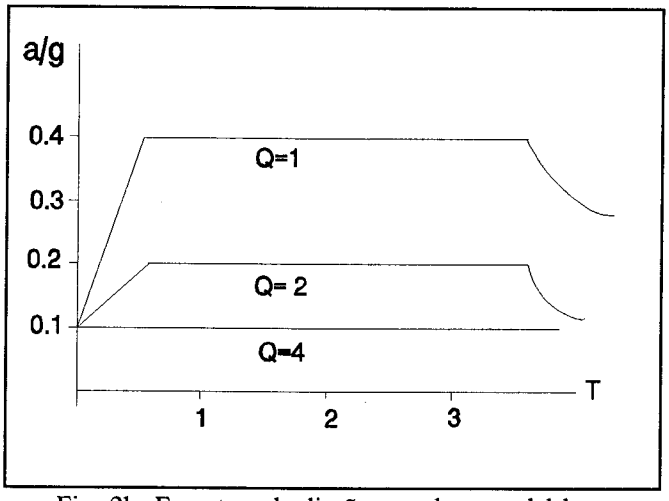


Fig. 2b. Espectros de diseño para la zona del lago

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

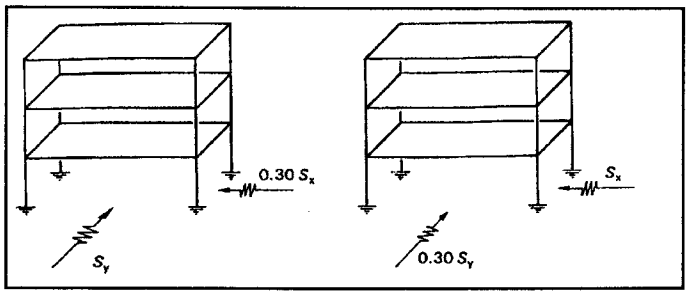


Fig. 3. Combinación del efecto sísmico en dos direcciones

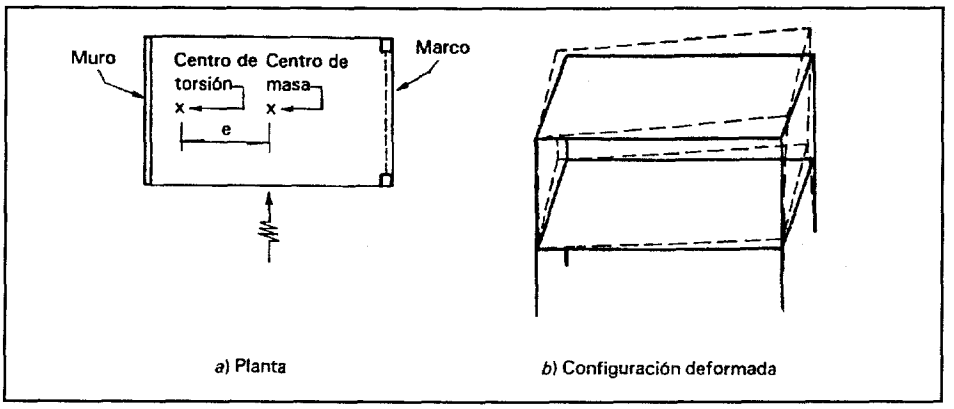


Fig. 4. Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión

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

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

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

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

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

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

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

$$\gamma = \Delta/H$$

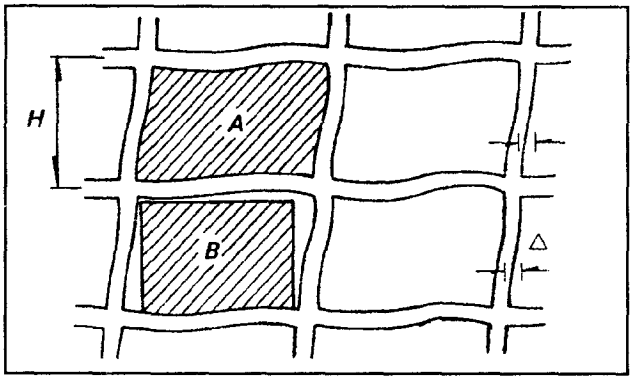
Hay que recordar que la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar la estructura, pero que las deformaciones que se presentarán en la estructura será Q veces las que se han determinado con un análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas. Por tanto, antes de compararlas con deformaciones admisibles, las deformaciones calculadas, 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 Fig 5).



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

Fig. 5. Distorsiones de entrepiso admisibles según el RDF

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

$$\gamma_{adm} = 0.012$$

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

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

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

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

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

La verificación de la calidad del concreto en algunos edificios dañados reveló que, aunque en términos generales, la resistencia del concreto era superior a la de proyecto, la variabilidad de esta propiedad en las distintas partes de la estructura era elevada y en ciertos casos la resistencia insuficiente. Los defectos más frecuentes fueron los relacionados con mala colocación del concreto, como evidencia de segregación, de mala compactación y de juntas de colado mas ejecutadas. Por tanto, la mejora más significativa al respecto será la que se derive de un mejor

control de calidad en la elaboración y en la colocación del concreto. Los cambios que se han hecho en la reciente revisión del reglamento de construcciones, relativos a la exigencia de una supervisión más estricta y más calificada de la construcción, tienden a lograr este objetivo.

El concreto que se ha producido tradicionalmente en el Valle de México no cumple con algunos requisitos de calidad que se establecen internacionalmente para el concreto estructural. Para su elaboración se emplean gravas andesíticas o basaltos vesiculares de bajo peso volumétrico y arenas andesíticas con altos contenidos de polvo; con estos agregados se obtiene un concreto con un peso volumétrico algo menor que el normal, pero con características propias de los concretos más ligeros: bajo módulo de elasticidad, alta contracción por secado y elevadas deformaciones por flujo plástico. Puede lograrse la resistencia deseada de proyecto con una dosificación adecuada; sin embargo, las características antes mencionadas presentan desventajas en cuanto al comportamiento estructural, por la mayor flexibilidad de las estructuras resultantes, por la tendencia al agrietamiento y por las elevadas deformaciones con el tiempo.

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

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

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

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

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

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

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

Los resultados de la Fig 6 son muy ilustrativos. Se consignan los periodos fundamentales de vibración medidos en

edificios de distinto número de pisos en la ciudad de México. Se aprecia que en promedio la relación entre el periodo (en segundos) y el número de pisos es 0.10 para los edificios en terreno firme y 0.15 para aquellos ubicados en la zona del lago. En contraste esta relación vale en promedio 0.06 para los edificios típicos que se construyen en Japón. Ya que el periodo es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez, lo anterior indica que en promedio los edificios en Japón tienen una rigidez lateral superior en más de seis veces a la de los edificios típicos de la ciudad de México, en la zona del lago. Parte de la diferencia se debe al efecto de la falta de empotramiento en la base que tienen los edificios desplantados en la zona de lago; los desplazamientos y rotaciones de la base reducen significativamente la rigidez lateral efectiva de los edificios.

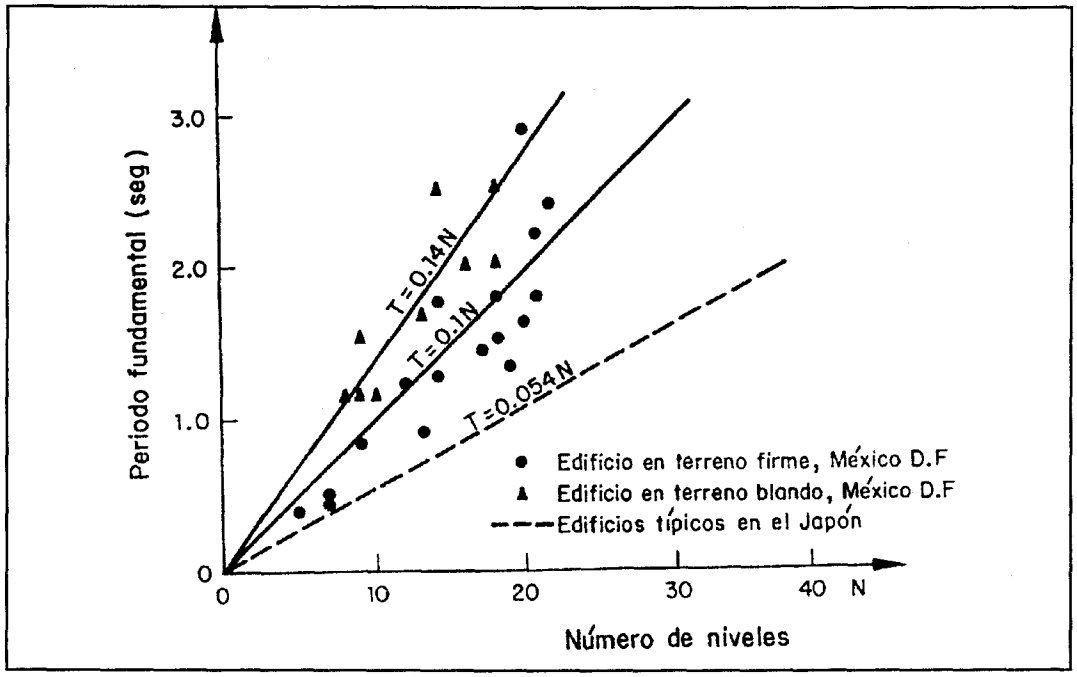


Fig. 6. Relación de periodo fundamental contra número de pisos de edificios en distintas condiciones

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

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

Se ha señalado repetidamente que uno de los factores que 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 lo cual

el diseño puede hacerse con reglas más simples y más comprobadas. El Reglamento del Distrito Federal contiene ahora requisitos bien definidos para considerar una estructura como regular y poder adoptar así factores menos conservadores en el diseño.

Merece un comentario especial el sistema de losa plana 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 ofrece un gran número de ventajas constructivas que pueden aprovecharse. Lo que es inadecuado es pretender resistir los efectos sísmicos en edificios de cierta altura, exclusivamente con la acción de marco que se forma entre las columnas y la losa. La resistencia a carga lateral debe ser proporcionada por muros de concreto o por elementos de rigidez y capacidad similar, dejando al sistema losa-columna la función de tomar las cargas verticales y una pequeña porción de las cargas laterales.

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

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

Los Reglamentos no 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.

DUCTILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

Yoshiaki Nakano[1]

RESUMEN

Este trabajo describe el concepto de diseño sísmico que es esencial para diseñar un edificio de concreto reforzado haciendo hincapié en la ductilidad. En este trabajo revisamos cuál ha sido la causa de los daños e insistimos en varios puntos clave del diseño estructural para proporcionar edificios con mejor ductilidad.

1. INTRODUCCION

En países propensos a terremotos es innecesario hacer notar la importancia del sistema de protección civil y de mitigación de desastres para evitar pérdida de vidas humanas y de propiedades sociales debidas a los terremotos.

La Tabla 1 muestra el número de muertos debido a recientes terremotos destructivos en el mundo. Como reporta la Ref. (1), los daños causados por terremotos se pueden resumir de la manera siguiente: "Un millón de personas murieron a causa del derrumbe de edificios durante los terremotos que han ocurrido en este siglo. Aunque alrededor del 60% de los edificios derrumbados eran edificios hechos de mampostería, recientemente el número de víctimas causadas por el derrumbe de edificios modernos como los edificios de apartamentos hechos de concreto reforzado, está aumentando".

Como se ha observado en el pasado, los daños causados por terremotos han originado el desarrollo de ingeniería sísmica y de metodología de diseño estructural. Sin embargo, las características mencionadas anteriormente sugieren que sigue siendo urgente mejorar el desempeño sísmico de los edificios modernos así como de los edificios de mampostería.

La mitigación de daños causados por terremotos se puede lograr por medio de un sistema total de prevención y protección civil con medidas tales como:

1) predicción de terremotos
2) diseño sísmico de edificios
3) evaluación sísmica de edificios existentes y readaptación
4) inspección de daños, reparación y reforzamiento después de terremotos

En este trabajo en el que se hace hincapié en la importancia del diseño de ductilidad para edificios de concreto reforzado, se insiste en 1) el concepto de diseño sísmico y 2) las lecciones que se han aprendido a partir de terremotos destructivos en el pasado.

---

[1]Profesor Asociado en el Instituto de Ciencias Industriales de la Universidad de Tokyo

2. DESARROLLO DE INGENIERIA SISMICA Y DISEÑO SISMICO EN EL JAPON

2.1. Código de diseño sísmico en Japón

Como bien se sabe, Japón se encuentra situado en una región altamente sísmica y ha sido víctima de numerosos terremotos desastrosos. La ingeniería sísmica en Japón se inició hace aproximadamente 100 años, después del Terremoto Nobi en 1891.

Este terremoto destruyó un gran número de edificios de madera y causó más de 7000 muertes. Este desastre causó un serio impacto en la ingeniería civil y los concientizó de la importancia del diseño sísmico en Japón.

En 1924, se introdujo un método sísmico para construir edificios, un "Código de Construcción Urbana", en el cual se suponía que la fuerza lateral de 10% del peso del edificio era el equivalente de la fuerza sísmica. Aunque este código se aplicó únicamente a edificios en distritos urbanos, como lo implica su nombre, fue el primer código sísmico del mundo.

El daño debido al Terremoto Kwanto en 1923 aceleró la adopción del código sísmico. Al mismo tiempo, la ventaja de construir edificios de concreto reforzado recibió amplio reconocimiento, porque se observaron menos daños en estos edificios de concreto reforzado que en los edificios de mampostería de tabique.

Desde entonces en Japón, el número de edificios hechos de concreto reforzado ha ido aumentando gradualmente.

En 1950, se aprobó la Ley de Normas de Construcción que regula todos los edificios en el Japón. En la Ley, se adoptó el concepto de resistencia última. Se elevó la fuerza lateral hasta llegar a 20% del peso del edificio de acuerdo con los esfuerzos permitidos de la varilla de refuerzo y del concreto, pero los requerimientos de ductilidad no estaban específicamente regulados por la Ley. Las estadísticas de daño de los terremotos pasados en Japón que aparece en la Tabla 2 muestra que la Ley de Normas de Construcción desempeña un papel importante en la reducción del número de muertes debida a terremotos.

El Terremoto Tokachi-oki de 1969 fue sensacional en la historia de la ingeniería sísmica en Japón porque muchos edificios de concreto reforzado sufrieron daños severos. El daño más espectacular fue la falla de cortante de las columnas cortas en las escuelas. Las lecciones más importantes que se obtuvieron de este daño fueron que la resistencia de los edificios ya existentes contra las fuerzas laterales podría ser diferente inclusive si los edificios hubieran sido diseñados según el mismo código sísmico, por ejemplo, algunos edificios pueden tener resistencia de fuerza lateral notablemente mayor que la resistencia especificada en el código mientras que otros pueden tener la ligera redundancia que se muestra en la Fig. 1. Esto sugiere que se debe proporcionar mayor ductilidad a los edificios con menos resistencia lateral, mientras que se deberá proporcionar mayor resistencia a los edificios con menos ductilidad.

La Fig. 2 muestra la relación de "índice de área de muro" vs "esfuerzo cortante promedio en los edificios que sufrieron el Terremoto Tokachi-oki de 1968. El eje horizontal, "índice de área de muro" es la relación del área de muro de concreto reforzado en el primer piso de las áreas de piso totales del edificio. El eje vertical representa el esfuerzo cortante promedio en el primer piso que asume 1.0g de respuesta. Los edificios dentro del área sombreada, por ejemplo aquéllos con índice de área de muro menor de 30 cm^2/m^2 y esfuerzo cortante promedio de más de 12 kgf/cm^2, sufrieron daños, mientras que otros con suficiente resistencia lateral proporcionada por muros de cortante y columnas sobrevivieron al terremoto. Los edificios dentro del área sombreada hubieran sobrevivido al terremoto si hubieran sido cuidadosamente diseñados para proporcionar suficiente ductilidad.

Reflexionando en los hallazgos anteriores, se revisó el código sísmico en 1970 y se aumentó el requerimiento mínimo de refuerzo de cortante para evitar falla de cortante y proporcionar mejor ductilidad.

En 1978 Sendal City sufrió el Terremoto Miyagiken-oki y se pudo observar una vez más daño destructivo a los edificios de concreto reforzado. Aunque la mayor parte de los edificios dañados habían sido diseñados según el código anterior antes de la revisión de 1970, algunos de ellos sufrieron grandes daños e inclusive el derrumbe total a causa de los efectos negativos de la distribución irregular de la rigidez.

En 1981, se revisó drásticamente el código sísmico para reflejar las lecciones aprendidas de los daños causados por terremotos pasados, y se hizo hincapié en la importancia de las características de la respuesta dinámica y de la ductilidad de las estructuras. El código adoptó un procedimiento de diseño de dos niveles, por ejemplo, 1) el diseño tradicional del esfuerzo permisible y 2) la confirmación de la resistencia lateral requerida en los edificios dependiendo de la ductilidad de la estructura. La resistencia de carga lateral especificada en el código se puede expresar conceptualmente de la manera siguiente:

$$C_B > C_D \times D_S \tag{1}$$

en donde,
C_B: resistencia lateral requerida
C_D: espectro de respuesta elástica
D_S: factor de reducción debido a la ductilidad de la estructura

En otras palabras, Ec. (1) se puede escribir como:

$$\frac{C_B}{(resistencia)} \times \frac{1/D_S}{(ductilidad)} > \frac{C_D}{respuesta\ al\ terremoto} \tag{2}$$

2.2. Técnicas de evaluación sísmica en Japón

Los daños causados por el Terremoto Tokachi-oki de 1968 causaron gran preocupación sobre la capacidad sísmica de los edificios de concreto reforzado ya existentes. Dado que los edificios vulnerables como los que se observaron en el Terremoto Tokachi-oki podrían ser incluidos entre los edificios ubicados en un área en donde no había habido terremotos severos en el pasado, era muy necesario y deseable desarrollar metodología para encontrar cuáles eran estos edificios vulnerables, por ejemplo, encontrar una técnica de evaluación sísmica. Como ya señalamos antes, la ductilidad y la resistencia son factores esenciales para diseñar una estructura. Todo esto es lo mismo al evaluar la capacidad sísmica de los edificios ya existentes e inclusive en el análisis. Como se resume en la Tabla 2, la diferencia entre ellos es "¿qué se da?" y "¿qué se obtendrá?".

En Japón se desarrolló en 1977 una "Guía para la Evaluación Sísmica de los Edificios Existentes de Concreto Reforzado" (2). En la Guía, se expresa la capacidad sísmica de una estructura por medio del índice-Is en cada piso y en cada dirección, definida en la ecuación siguiente:

Is (capacidad sísmica)=[índice de resistencia lateral]x[índice de ductilidad]

$$I_S = S_D \times T \quad (3)$$

en donde, el índice S_D y el índice-T son factores de modificación para permitir los efectos negativos en la capacidad sísmica debida a la irregularidad estructural y al deterioro después de la construcción respectivamente.

Esta Guía ha sido ampliamente aplicada a los edificios ya existentes en el Japón. Especialmente en la prefectura de Shizuoka que se encuentra ubicada a más o menos 150 km al suroeste de Tokyo, en donde se ha pronosticado un posible terremoto a gran escala cuyo nombre es "Terremoto de Tokai" y que se supone que va a ocurrir en el futuro cercano, se han evaluado más de 3000 edificios públicos de concreto reforzado, como escuelas, hospitales, oficinas municipales, etc. y se han readaptado o se han demolido más de 300 edificios vulnerables.

Esta Guía se aplicó también a los edificios de apartamentos hechos de concreto reforzado en el Complejo Habitacional de Tlatelolco que sufrió el Terremoto de México 1985. Se investigó también la correlación entre el nivel de daño y la capacidad sísmica como se muestra en la Fig. 3. En esta figura, el tamaño de cada círculo muestra el número de edificios con tipo de estructura idéntico dentro del área y la porción sombreada muestra la relación de daño estructural severo y moderado. Esta figura muestra que la relación de daño aumenta según la disminución en el índice Is.

3. CONCEPTO DE DISEÑO SISMICO

No es económico diseñar una estructura dentro del rango elástico cuando se ha visto sometida a movimientos severos del terreno. Se reconoce mucho que la estructura se debe diseñar para que absorba la energía sísmica con su deformación inelástica con amplia disipación de energía en las reversiones de carga durante terremotos severos.

Como se describió anteriormente, las lecciones aprendidas de recientes daños destructivos causados por terremotos y el desarrollo de la ingeniería sísmica han llevado a una comprensión común del concepto básico de diseño de las estructuras. El concepto es proporcionar suficiente resistencia y ductilidad en la estructura de tal manera que la respuesta al terremoto deba ser menor que la última etapa y por lo tanto la estructura pueda sobrevivir al movimiento telúrico como se ha demostrado anteriormente en las Ecs. (1) y (2).

Este concepto ya ha sido introducido en varios países. Por ejemplo, en México, el coeficiente requerido de cortante de base se define como:

$$C_B = C/Q \quad (4)$$

en donde,
C_B: coeficiente de cortante basal requerido
C: coeficiente sísmico
Q: índice de ductilidad

En general, un edificio con mayor resistencia es menos deformable, y el desplazamiento de respuesta sísmica de un edificio con menor resistencia es mayor. Por lo tanto, se deberá proporcionar resistencia suficiente a un edificio con menos ductilidad y se deberá proporcionar suficiente ductilidad a un edificio con menos resistencia. Esto es

también común en estructuras sin tener en cuenta sus tipos estructurales tales como la estructura de concreto reforzado, de acero y de mampostería.

Si la respuesta sísmica se encuentra dentro del límite de la deformación de la estructura, ésta puede sobrevivir al terremoto como se muestra en la Fig. 1. Esta figura muestra también que el edificio Tipo-I tiene mayor resistencia pero es más vulnerable que el edificio Tipo III, lo cual indica que la capacidad sísmica no es sencillamente una función de resistencia lateral sino tanto de resistencia lateral como de ductilidad.

La ref. (1) sin embargo, señaló, según los daños causados por terremotos pasados, que la aceleración de respuesta elástica, por ejemplo, valor C en la Ec. (4), es 0.4 a 0.9 considerando 2 a 3 veces magnificación de respuesta y 0.2 g a 0.3 g de aceleración pico del terreno y por lo tanto 4 a 9 de ductilidad en los edificios de concreto reforzado sin detalles especiales en los miembros estructurales. Por lo tanto, se debe hacer notar que 1) el calcular la ductilidad y 2) proporcionar la ductilidad esperada es esencial al diseñar una estructura que se basa en el concepto anterior, porque la sobreestimación de la ductilidad, que significa la subestimación de la resistencia lateral requerida en un edificio, puede causar daños destructivos. Al mismo tiempo, los detalles del edificio deberán estar adecuadamente diseñados para proporcionar la ductilidad suficiente que se espera durante el terremoto.

4. DUCTILIDAD Y DESEMPEÑO SISMICO DE LOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.

Como señalamos anteriormente, la resistencia y la ductilidad de las estructuras son factores absolutamente esenciales que gobiernan el desempeño sísmico de las estructuras durante los terremotos. Especialmente en edificios con menos cantidad de muros de cortante y por lo tanto menos resistencia lateral, la ductilidad de los marcos de las estructuras es absolutamente esencial.

La ductilidad es la capacidad de un elemento estructural para sufrir deformaciones plásticas sin perder su resistencia. La falla de cortante debe ser evitada primero que nada, dado que causa pérdida repentina de resistencia lateral sin suficiente disipación de energía.

La ductilidad de una estructura depende de la planificación estructural básica, tales como el mecanismo de cedencia de la estructura y la distribución de rigidez y la ductilidad del miembro. Se ha reconocido insistentemente que el mecanismo viga-columna en el cual la viga es débil y la columna es fuerte proporciona mejor capacidad de deformación y mejor disipación de energía que el mecanismo de los pisos. La planeación estructural sobre la distribución de rigidez de la estructura en el plano y a lo largo de la altura es básica y son factores esenciales para diseñar un edificio sólido. La ductilidad de los miembros se puede lograr por medio de un diseño cuidadoso y detalles tales como (1) limitar la cantidad de refuerzo de tensión, (2) proporcionar alguna cantidad de refuerzo de compresión, (3) proporcionar suficiente cantidad de refuerzo de cortante, (4) limitar el nivel de fuerza axial, etc.

En esta sección, cuando revisamos los daños causados por el terremoto pasado y algunas investigaciones experimentales sobre el desempeño sísmico en las estructuras, se describieron los problemas relacionados con la mejoría del desempeño sísmico de los edificios de concreto reforzado haciendo hincapié en la ductilidad estructural.

4.1 Planeación estructural

Mecanismo de Cedencia

Los edificios deben estar bien diseñados de tal manera que puedan disipar suficiente cantidad de energía. La Fig. 4 muestra los diferentes tipos de mecanismos de cedencia en un edificio de tipo-marco. El mecanismo de cedencia total que forma articulaciones de cedencia en toda la estructura es más favorable que el mecanismo de derrumbe

parcial porque puede absorber la energía sísmica utilizando capacidad de resistencia sísmica potencial en la estructura. Si el edificio tiene un "piso débil", la energía sísmica se puede disipar solamente en un número limitado de pisos. Y además, los análisis de respuesta no-lineal indicaron que la deflección general de una estructura con diferentes distribuciones de daño a lo largo de la altura es similar y por lo tanto se puede causar una gran deformación en estos pisos.

Básicamente las articulaciones de cedencia son sumamente deseables para que entren en la formación de los extremos de las trabes en lugar de las columnas a causa de su mejor ductilidad y disipación de energía estable. Es también posible formar articulaciones de cedencia en los extremos de las trabes simultáneamente y por lo tanto absorber una gran cantidad de energía. Sin embargo, si se forman articulaciones de cedencia en las columnas, esto puede llevar a mecanismos de derrumbe parcial y a menos absorción de energía.

Distribución de Rigidez en Plano

En los daños que causó el último terremoto, los edificios en los cuales los elementos que resisten la carga lateral tales como los muros de cortante se han colocado excéntricamente en plano y con frecuencia han sufrido daños severos. Dado que la fuerza sísmica actúa en el centro de la masa y la resistencia actúa en el centro de rigidez, se puede causar una vibración torsional si los dos centros se encuentran aparte en el plano (Fig. 5). Este efecto torsional puede causar una deformación en marcos sin muros de cortante que estén lejos del centro de rigidez.

La Fig. 6 muestra un ejemplo del daño debido a efecto torsional en el Terremoto Miyagiken-oki. Aunque este edificio fue planeado para tener un muro de cortante en el marco del lado derecho en su diseño original, los muros de cortante alrededor de la escalera del lado izquierdo fue lo único que quedó en la construcción real. El cambio de esta distribución de este muro causó una vibración torsional y dio como resultado un gran daño en las columnas exteriores del primer piso.

Distribución de Rigidez a lo largo de la Altura

Cuando la rigidez de un edificio se encuentra irregularmente distribuida a lo largo de la altura, el daño se puede concentrar en los pisos débiles. Esta irregularidad en la altura y en plano ha causado también daños severos en los edificios. La Fig. 7 muestra un edificio de tres pisos dañado debido al Terremoto Miyagiken-oki de 1978. Este edificio tiene muros de cortante en los pisos superiores pero no tiene muros de cortante en el primer piso y falló en el primer piso.

La Fig. 8 muestra otro ejemplo del mecanismo de oscilación lateral que se observó durante el Terremoto Erzincan de Turquía en 1992. Este edificio fue diseñado para tener muros no-estructurales en todos los pisos. Sin embargo, dado que el edificio estaba en construcción y los muros no-estructurales habían sido rellenados solamente en los tres pisos superiores como se muestra en la foto, el daño se concentró en el primer piso que muestra un mecanismo típico de oscilación lateral. Se deberá hacer notar que hasta los muros no-estructurales pueden afectar significativamente la rigidez y la resistencia lateral de un edificio.

La Fig. 9 muestra el daño debido a la combinación de la distribución irregular de la rigidez en el plano y a lo largo de la altura. Se proporcionaron muros de cortante en el primero y segundo pisos mientras que no se proporcionaron muros de cortante tercer piso. Además, la escalera rígida se colocó de manera excéntrica. Debido a estas dos razones anteriores, las columnas en los marcos número 8 hasta el 10 quedaron muy deformadas en el tercer piso y fallaron cuando se derrumbó el techo encima.

4.2. Ductilidad de los miembros estructurales

Anclaje de las Barras de Refuerzo

Es básico que en el diseño sísmico de los edificios de concreto reforzado, las barras o varillas de refuerzo se encuentren bien ancladas dentro de concreto confinado de tal manera que los miembros estructurales puedan resistir las reversiones de carga y disipar una gran cantidad de energía sísmica. Sin embargo, los daños causados por terremotos pasados revelan que el mal diseño y/o los detalles de mala calidad del refuerzo dieron como resultado daños destructivos.

Fig. 10. Esta figura muestra la falla del anclaje en las trabes. El refuerzo en la parte superior de las trabes quedó anclado en las columnas exteriores con una flexión de 90 grados y un gancho de 180 grados, mientras que el refuerzo de abajo quedó anclado directamente dentro de la conexión con un gancho de 180 grados que era el detalle que se adaptaba comúnmente en regiones no sísmicas. El refuerzo de arriba y el de abajo deberían quedar debidamente anclados para desarrollar cedencia bajo acciones cíclicas sísmicas.

Refuerzo de Cortante

La falla de cortante es uno de los patrones de falla típicos y el más desfavorable en los miembros de concreto reforzado porque causa pérdida repentina de resistencia sin suficiente disipación de energía. Como es bien sabido, la cantidad suficiente de refuerzo de cortante que ha sido proporcionada de tal manera que la resistencia de cortante sea mayor que la resistencia flexural es más efectiva para el mejoramiento de la ductilidad. La Fig. 11 muestra la relación que hay entre la ductilidad del miembro y la relación entre la resistencia flexión-a-cortante en la cual Q_B y Q_S indican la resistencia por flexión por cortante respectivamente. Como lo indica, se puede mejorar la ductilidad con un aumento en la relación de resistencia.

Es importante también anclar el refuerzo de cortante dentro del concreto o núcleo confinado con ganchos de 135 grados en los dos extremos de tal manera que no se puedan abrir después del astillamiento del concreto que lo cubre. (Fig. 12).

Cantidad de Refuerzo Longitudinal

La ductilidad de los miembros de concreto reforzado se puede ver afectada por la cantidad de relación que hay entre la ductilidad y la cantidad de refuerzo longitudinal en las trabes. Con un aumento en el refuerzo de tensión, la resistencia por flexión aumenta pero la ductilidad disminuye. Si se proporciona una gran cantidad de refuerzo de tensión, la trabe puede fallar de manera quebradiza a causa de la falla compresiva en el concreto. La cantidad de refuerzo tensil se debe limitar de tal manera que el miembro no falle en manera quebradiza. El refuerzo compresivo es efectivo también para mejorar la ductilidad.

Nivel de Fuerza Axial

La Fig. 14 muestra la diferencia en las características histeréticas debidas al nivel de fuerza axial. En las columnas, se debe controlar el nivel de fuerza axial porque no se puede proporcionar la suficiente ductilidad en las columnas que están bajo fuerza axial alta sin detalles especiales de confinamiento.

Columna Corta

Las columnas cortas que tienen pequeña relación entre -la-altura y la profundidad (h'/D) muestran una ductilidad

pobre como se ha observado en pasados terremotos como se puede ver en la Fig. 15. Las columnas cortas generalmente tienen menos ductilidad. Además, fallan en manera quebradiza antes que las otras columnas porque la deformación lateral en términos del ángulo de desplazamiento es mayor que las otras columnas a causa de longitud deformable más corta, h', inclusive si se encuentran sujetas a la misma deflecxión de entrepiso. Las columnas cortas son causadas con frecuencia por la presencia de pretiles en los marcos.

Proporcionar una división o hendidura estructural entre columnas y los pretiles es una técnica disponible para evitar este tipo de miembro desfavorable como se muestra en la Fig. 16.

5. COMENTARIOS FINALES

En este trabajo hemos revisado el daño a edificios de concreto reforzado que se ha observado en terremotos pasados así como los puntos claves para el diseño y la construcción de un edificio con suficiente capacidad sísmica. Especialmente en el diseño de un edificio basado en el factor de reducción debido a su ductilidad, es esencial estimar la ductilidad y proporcionar la ductilidad esperada en el edificio considerando la planeación estructural básica y los detalles de los miembros.

6. REFERENCIAS

1. Tsuneo OKADA: "Diseño Sísmico de Viviendas - Estructuras Modernas y Estructuras Tradicionales". Memorias del Simposio Internacional sobre Prevención de Desastres Sísmicos en la Ciudad de México, CENAPRED, 1992.5.

2. Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres en la Construcción: "Lineamientos para la Evaluación Sísmica de los Edificios Existentes de Concreto Reforzado". 1977 (en japonés, revisado en 1990).

Tabla 1. Número de muertos debido a recientes sismos destructivos

Terremotos	Muertos
1970 Perú	70000
1976 Tangahan	240000
1985 México	10000?
1988 Spitak (Armenia)	45000 o más?
1989 Loma Prieta (USA)	61
1990 Manjil (Irán)	37000
1990 Luzon (Filipinas)	2500
1991 Pakistán-Afghan	181
1992 Erzincan (Turquía)	677
1992 Cairo (Egipto)	561

Tabla 2. Relación de análisis, diseño y evaluación

	Análisis de Respuesta	Diseño Sísmico	Evaluación Sísmica
Movimiento sísmico (aceleración máxima)	dado	dado	a obtenerse
Resistencia (resistencia a la cedencia)	dada	a obtenerse	dada
Desplazamiento (ductilidad)	a obtenerse	dado	dado

Tabla 3. Criterios Básicos del Diseño Sísmico en Japón

Nivel de Fuerza Sísmica	Prob. durante la vida Util	Procedimiento de Diseño	Nivel de Daño
Moderada (80-100 gals)	Varias veces	Esfuerzos Admisibles	Debe mantenerse la función de la estructura.
Severa (300-400 gals)	Una vez	Resistencia Ultima	Fluencia en los miembros, pero evitando pérdidas humanas debido al colapso.

- Factor de Reducción Dependiendo de la Ductilidad

México: $C_B = C/Q$ El tipo de la Estructura determina el valor de "Q".

Japón: $C_B = C \times D_s$ El diseñador determina "D_s" considerando la Ductilidad de las estructuras.

Tabla 4. Clasificación de la Ductilidad de los Miembros en Japón

Vigas y Columnas <--Mayor Ductilidad Menor Ductilidad--> Frágil

Tipo de Miembro		FA	FB	FC	FD
Modo de Falla Requerido		Modo de Falla por Flexión			Otros
Columna	H/D	≥2.5	≥2.0	–	
	σo/Fc	≤0.35	≤0.45	≤0.55	
	Pt	≤0.8%	≤1.0%	–	
	τu/Fc	≤0.1	≤0.125	≤0.15	
Viga	τu/Fc	≤0.15	≤0.20	–	

H/D: Relación alto-ancho

σo: Esfuerzo Axial

Fc: Resistencia de Compresión del Concreto

Pt: Cuantía del Refuerzo a Tensión

τu: Esfuerzo Cortante Ultimo

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

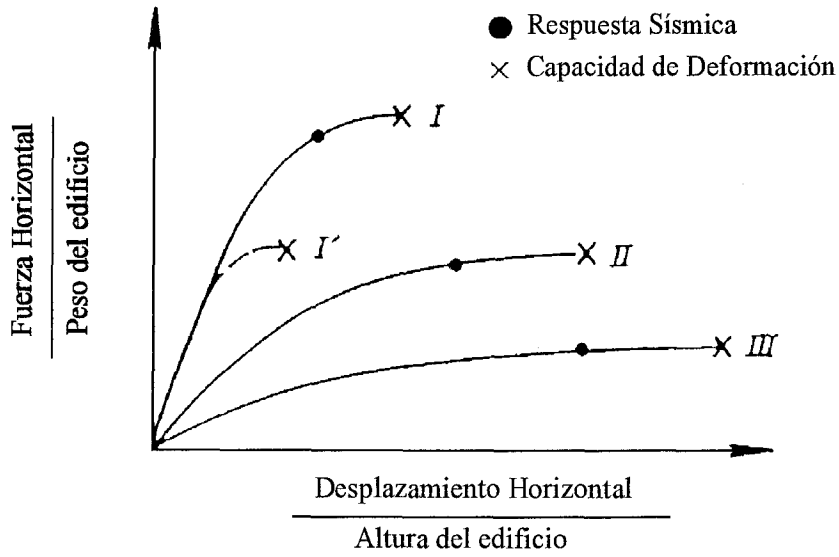


Fig. 1. Respuesta Sísmica y capacidad de deformación

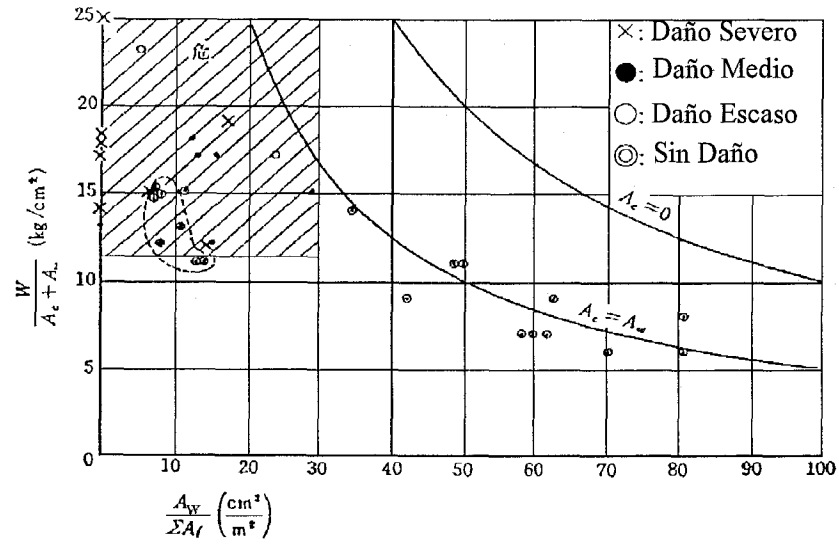


Fig. 2. Indice de área de muro vs esfuerzo cortante promedio

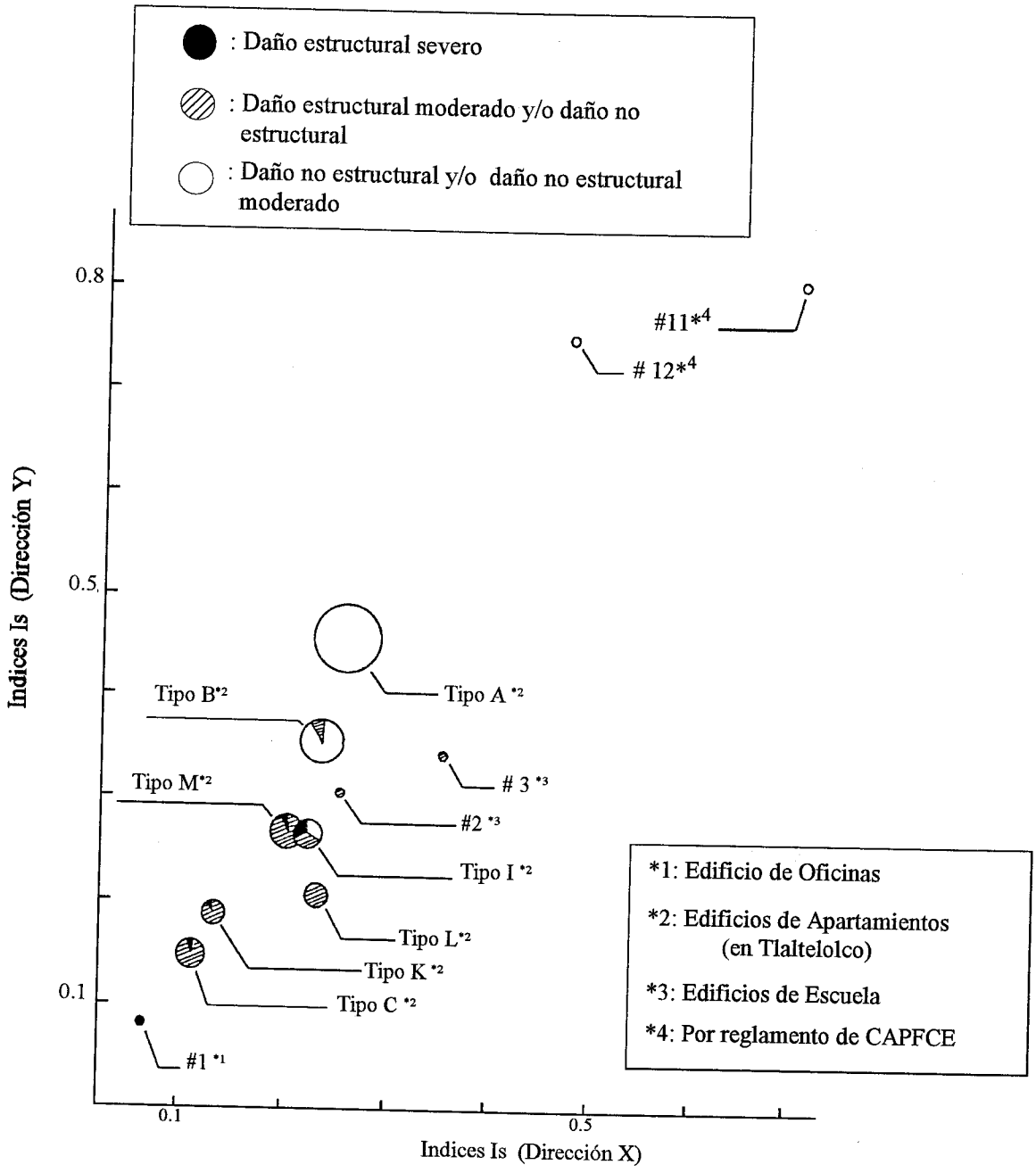


Fig. 3. Capacidad sísmica de los edificios de apartamientos hechos de concreto

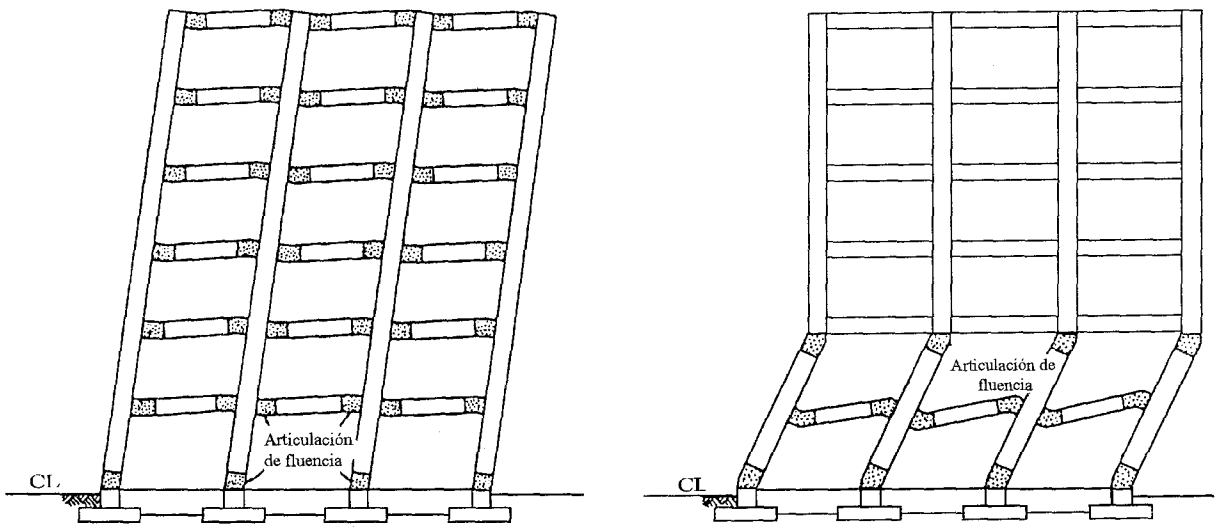


Fig. 4. Mecanismos de cedencia

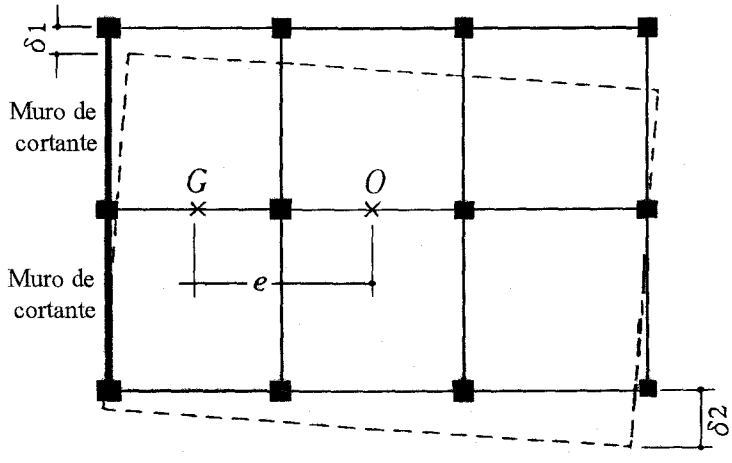


Fig. 5. Efecto torsional

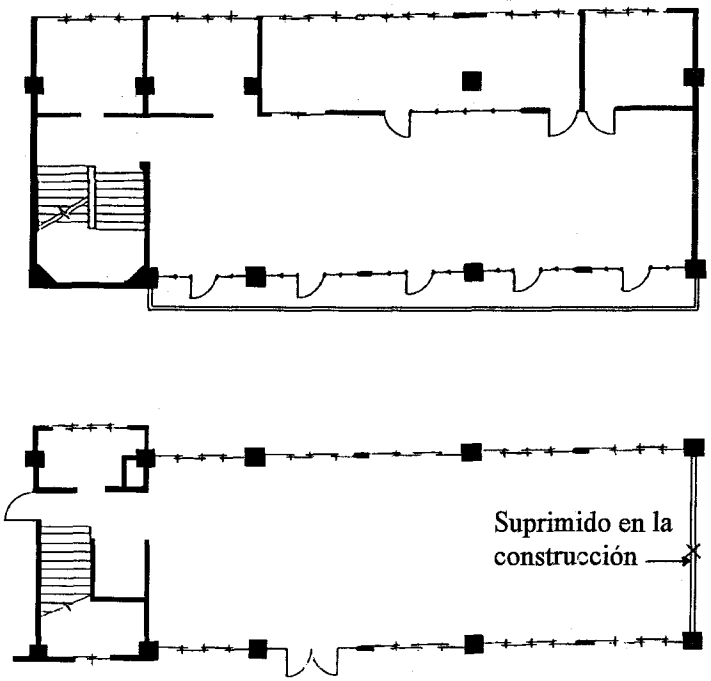
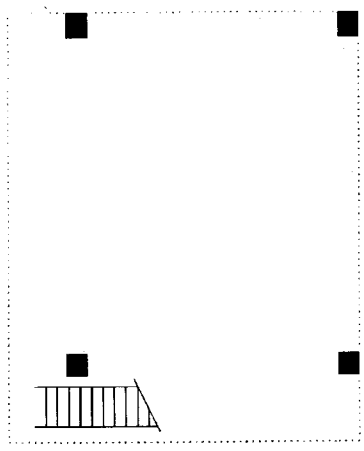
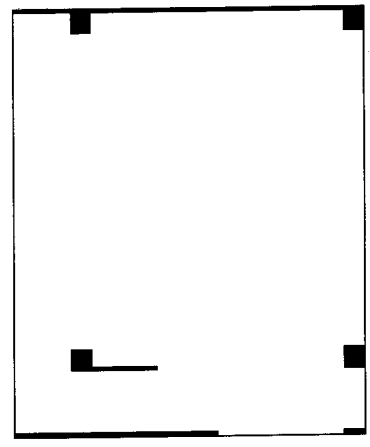


Fig. 6. Daño debido al efecto torsional



Planta del 1 er piso



Plantas del 2 do y 3 er piso

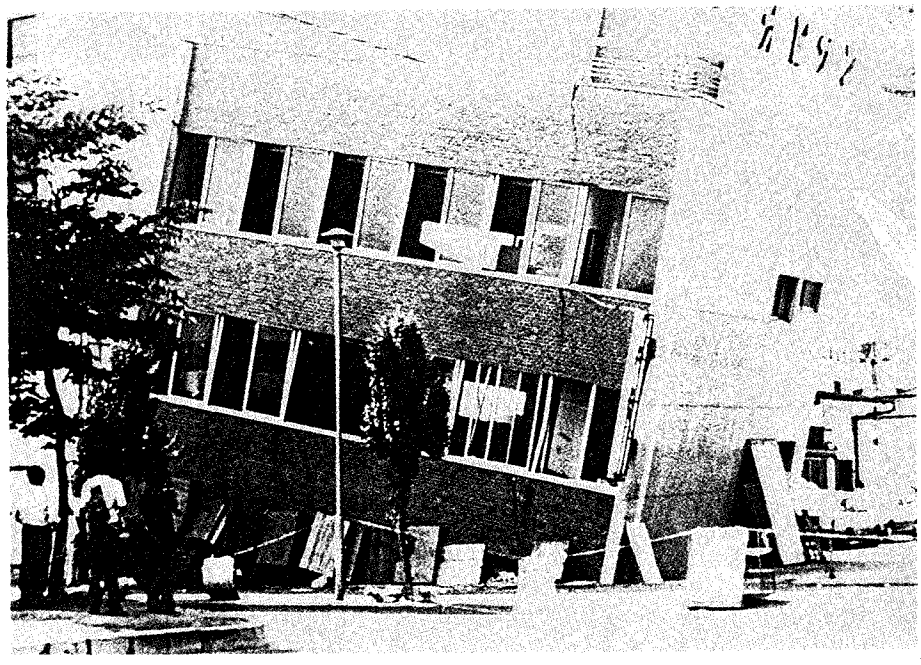


Fig.7. Daño debido al efecto torsional

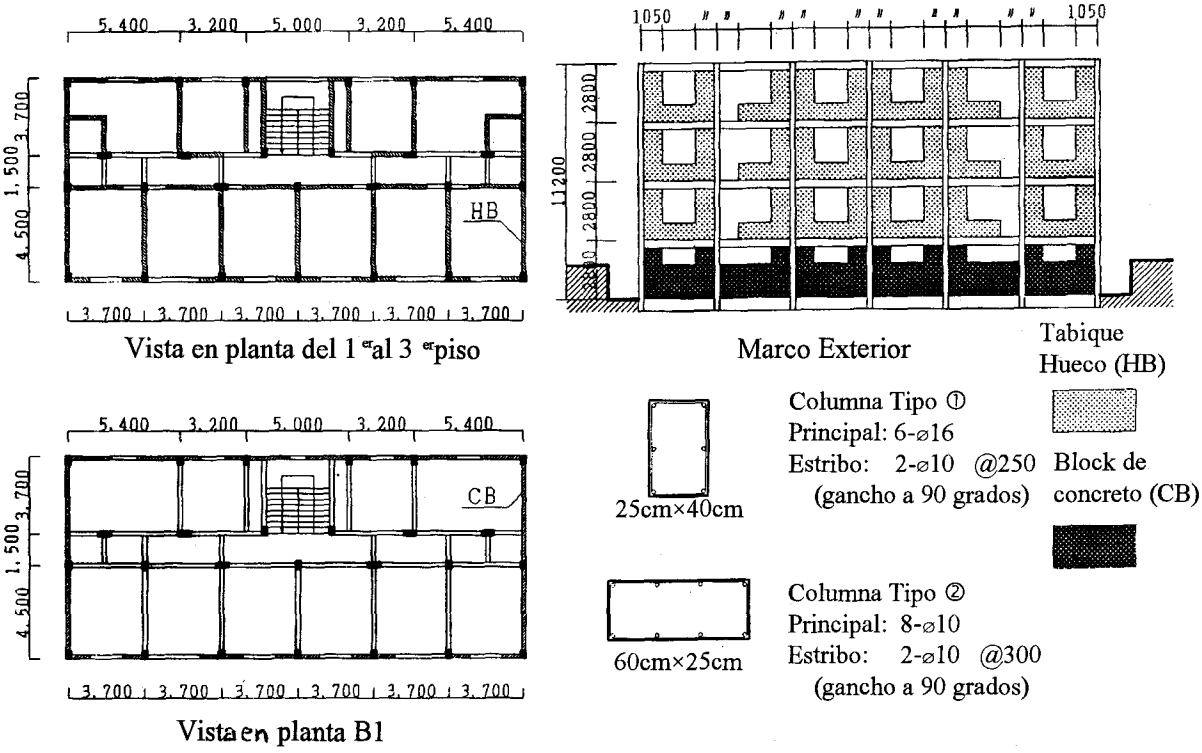
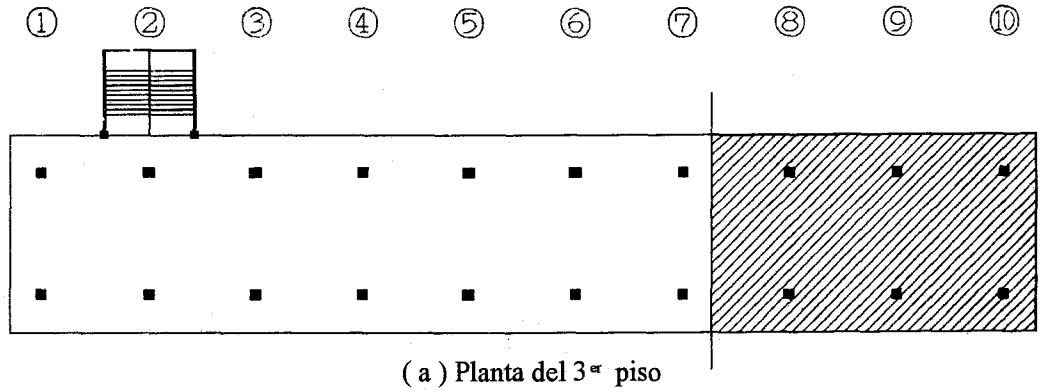
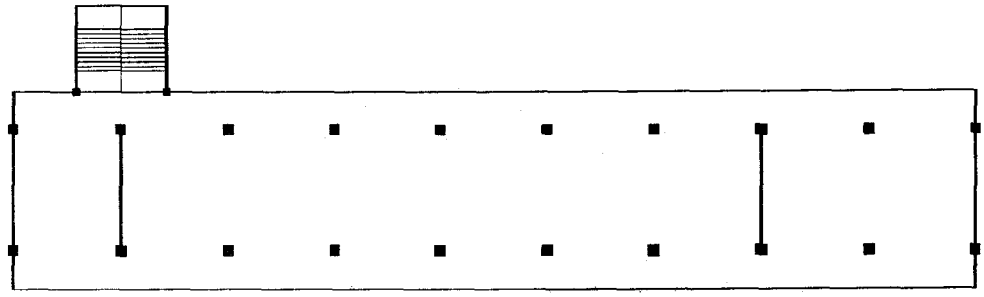


Fig. 8. Mecanismo de oscilación lateral debido a distribución irregular de la rigidez a lo largo de la altura



(a) Planta del 3er piso



(b) Planta del 1er piso

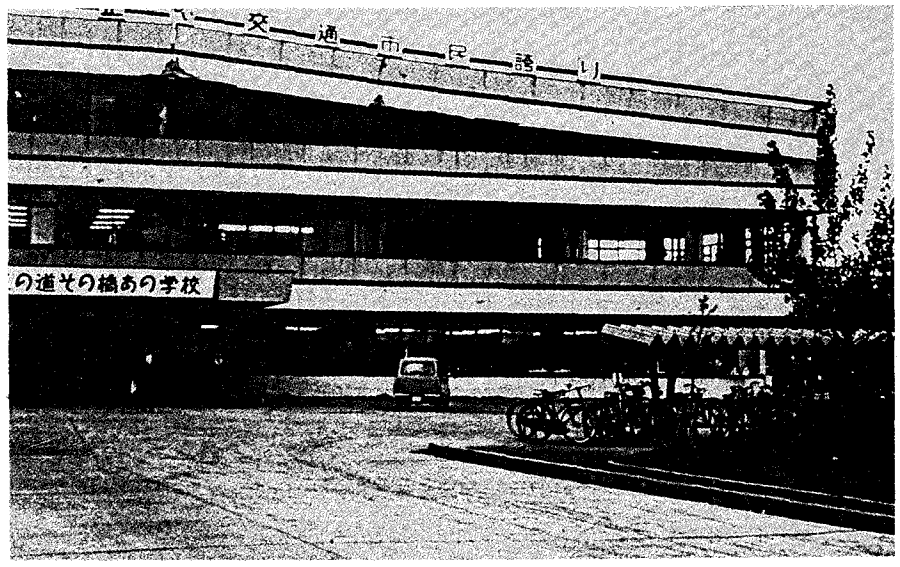
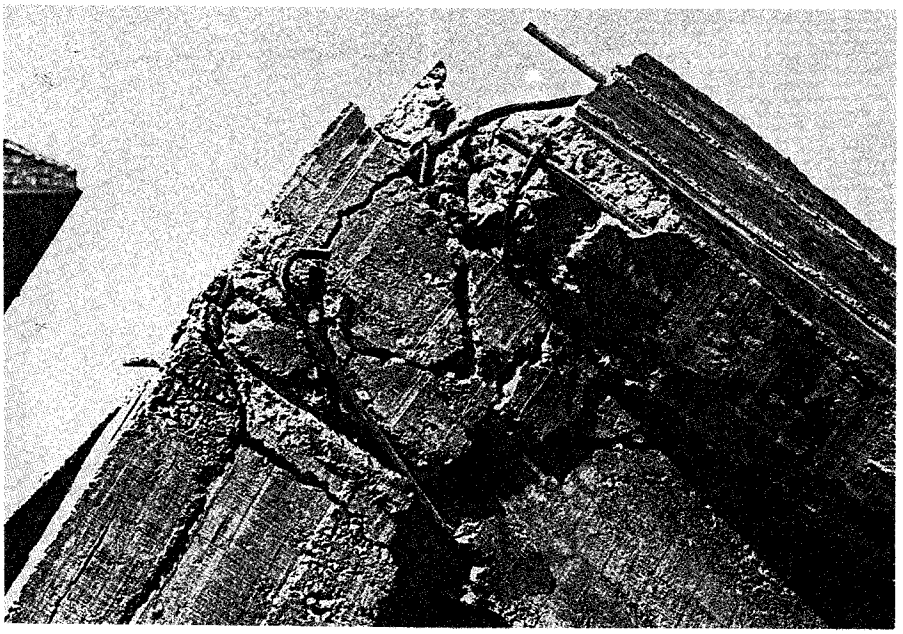
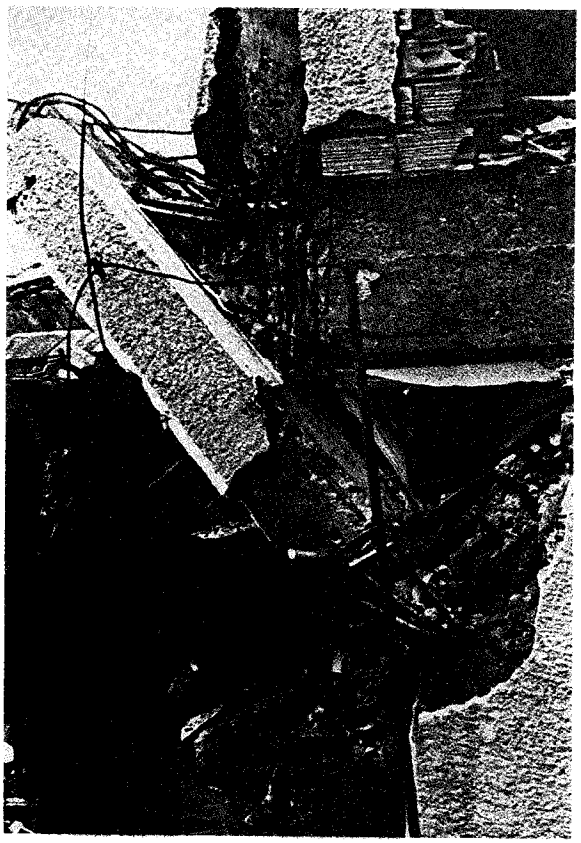


Fig. 9. Daño debido a la combinación de distribución de rigidez irregular en plano y a lo largo de la altura





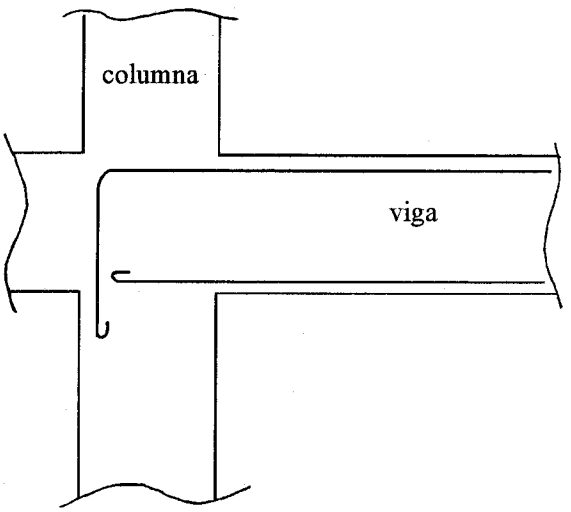
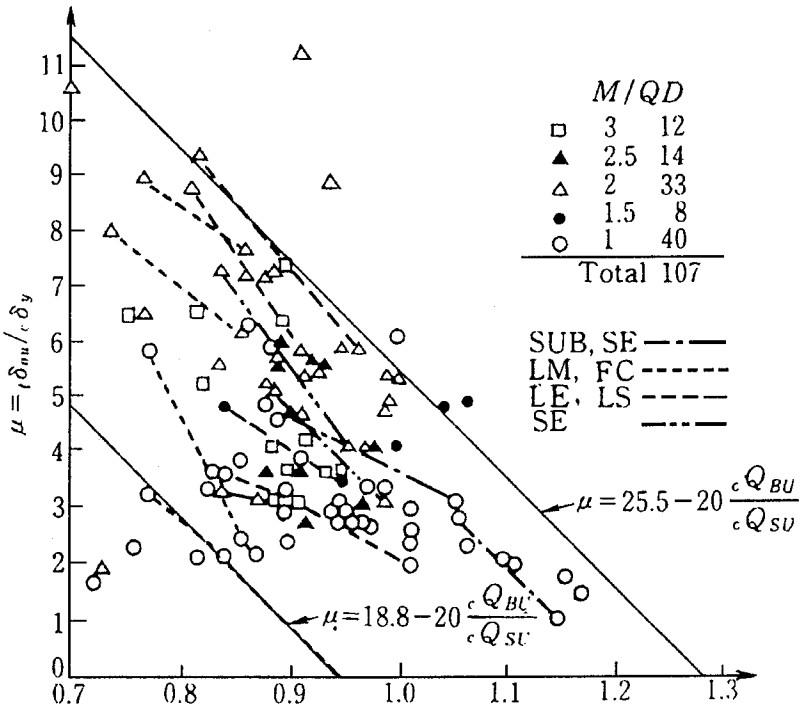


Fig. 10. Falla de anclaje



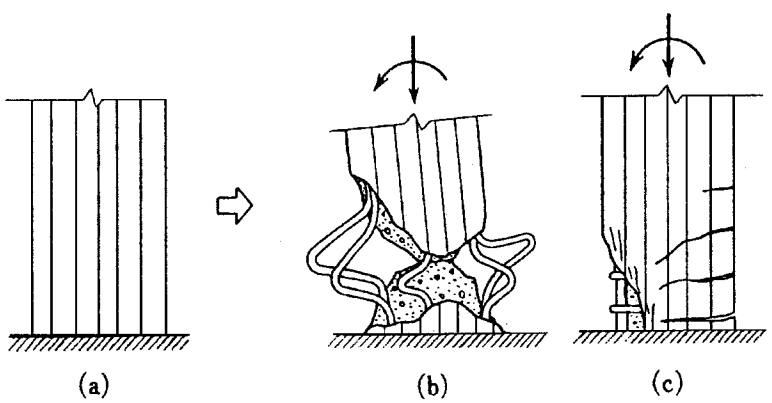
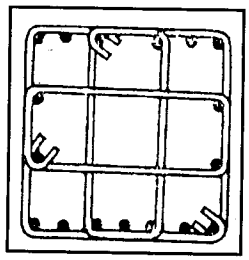
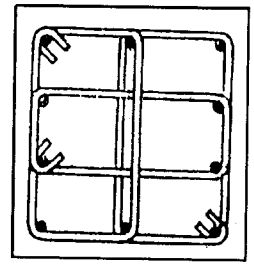
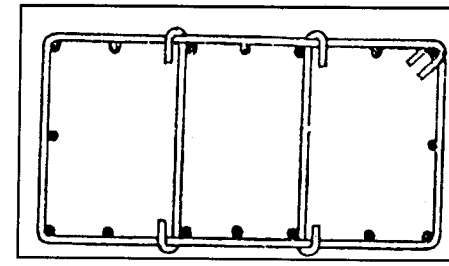
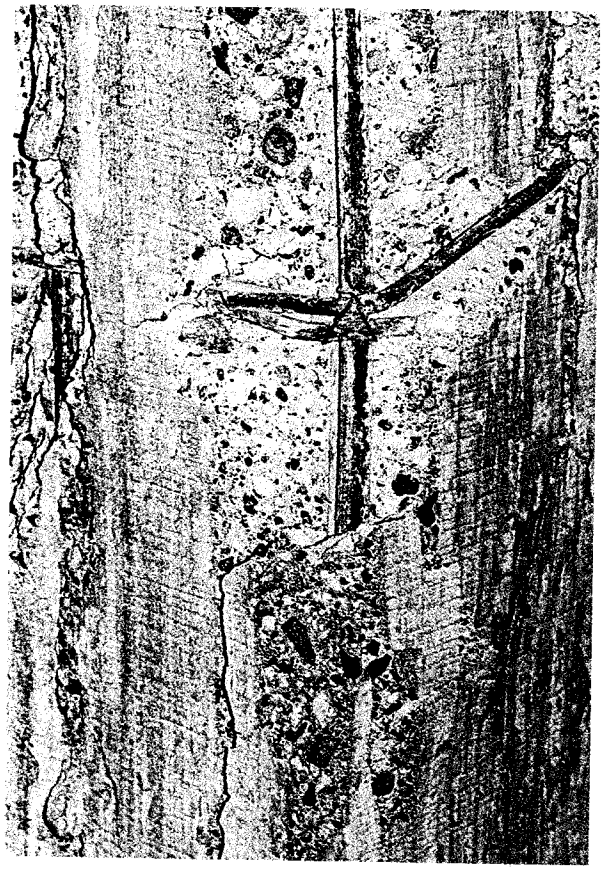


Fig. 11. Refuerzo de cortante y ductilidad









El refuerzo por cortante con ganchos de 90 grados provee a menudo de un confinamiento insuficiente debido a la abertura de sus extremos cuando está sujeto a fuertes movimientos

Fig. 12. Detalle del anclaje

Comparación de características carga-deflexión en especímenes con:
(A) Poca cuantía de refuerzo de tensión
(B) Moderada cuantía de refuerzo de tensión
(C) Gran cuantía de refuerzo de tensión
(D) Cuantía extremadamente grande de refuerzo de tensión.

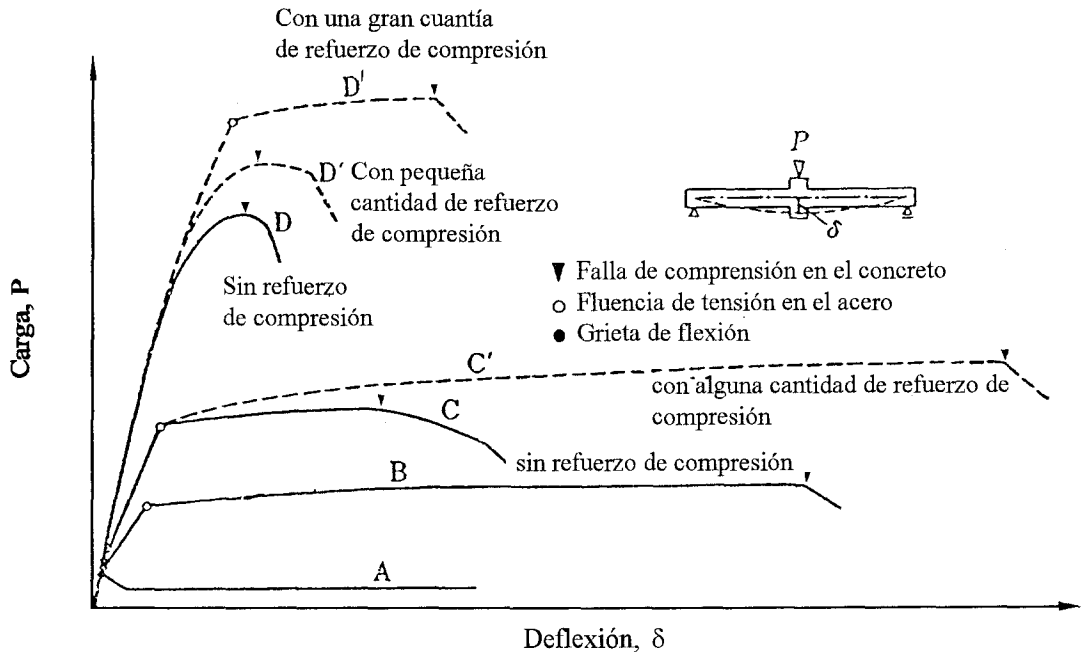


Fig. 13. Cantidad de refuerzo longitudinal y ductilidad

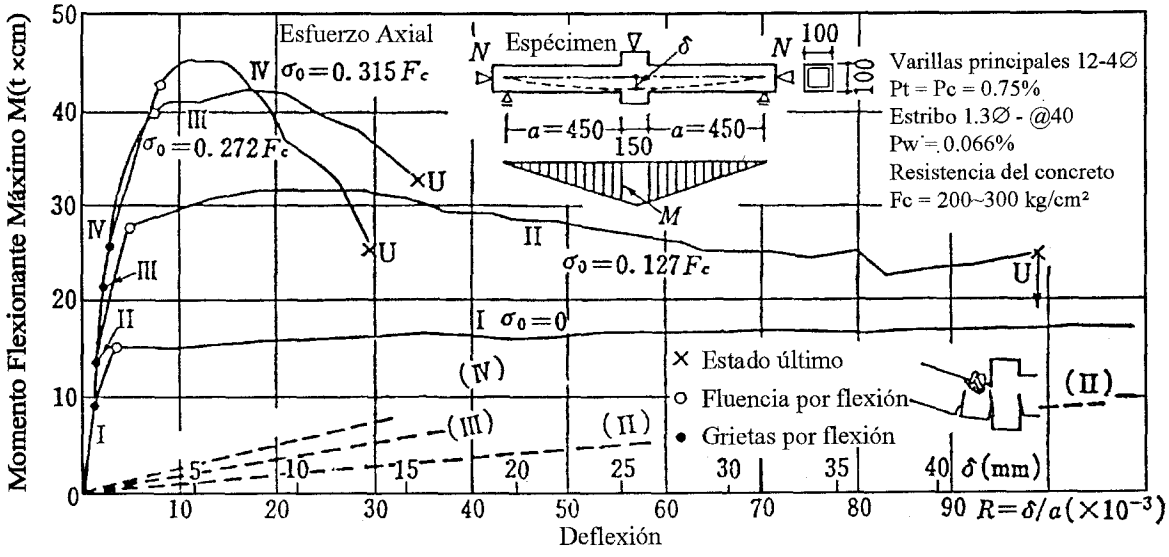
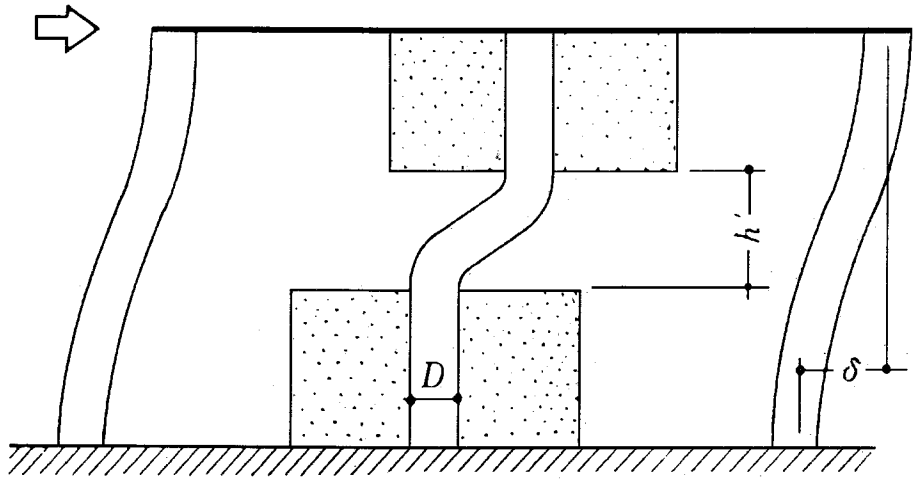


Fig. 14. Nivel de fuerza axial y ductilidad



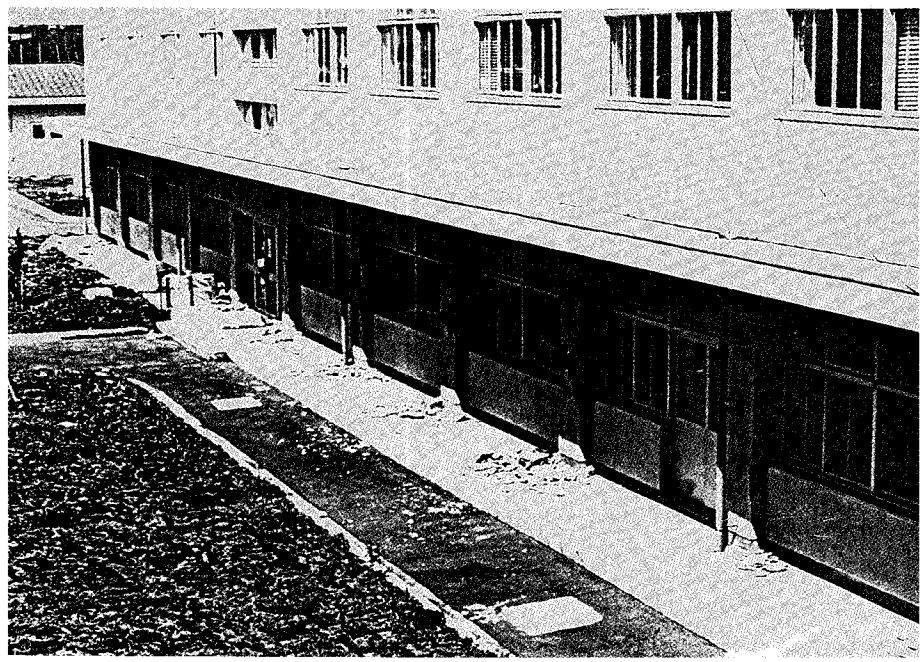


Fig. 15. Daño en columna corta

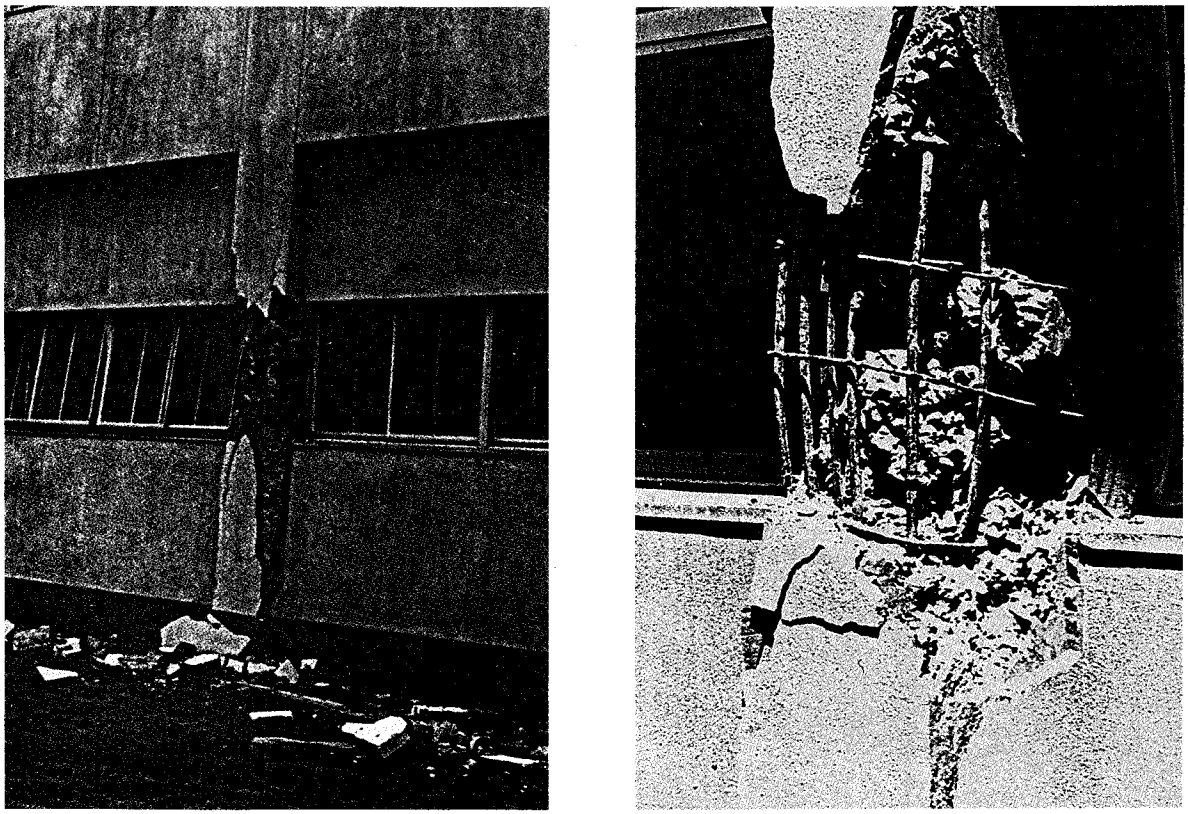


Fig. 15. Daño en columna corta (continuación)

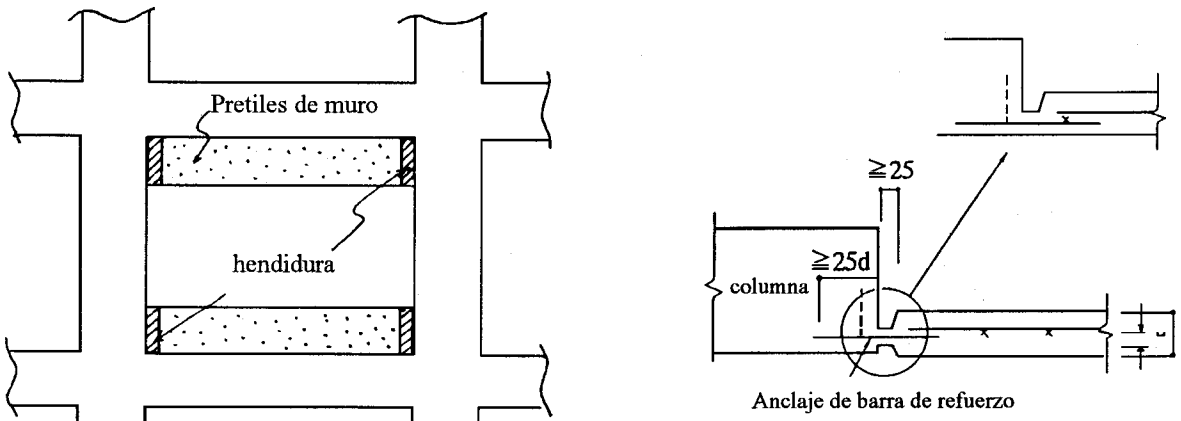


Fig.16. Técnica de hendidura para evitar columna corta

COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS CONSTRUCCIONES DE ACERO

Toshibumi Fukuta[1]

1. LA FUERZA SISMICA EN EL DISEÑO SISMICO Y LA RESISTENCIA DE LA CONSTRUCCION.

En Japón, la Ley de Normas de Construcción exige que una construcción cumpla las siguientes dos condiciones frente a los movimientos terrestres:

En primer lugar, frente a los temblores de mediana importancia que ocurren varias veces en la vida útil de una construcción, ésta no sólo debe garantizar la seguridad de la vida de sus ocupantes, sino también debe mantener su funcionamiento normal. Para este caso, se calcula una fuerza lateral ejercida a la totalidad de una construcción correspondiente a un coeficiente basal al cortante de un 0.2, con base en el cual se realiza el diseño de esfuerzo permisible. El movimiento sísmico que genera una fuerza lateral de esta magnitud puede ocasionar una aceleración terrestre superficial máxima de 80 - 100 gals. El esfuerzo permisible a la carga sísmica del material de acero se determina por el valor inferior de la especificación de la resistencia al límite aparente de elasticidad, por lo que esto resulta en un diseño elástico a una fuerza lateral equivalente a un 20% del propio peso de la construcción, incluyendo carga viva.

En segundo lugar, si una construcción se sujeta a un movimiento sísmico extremadamente grande que, si bien ocurre, no se repite en la vida útil de la construcción, ésta puede sufrir daños pero tiene que proteger la vida de sus ocupantes. Para esto se toma como referencia "el gran sismo de Kanto", que azotó una gran área que incluyó la ciudad de Tokio en 1923, cuya aceleración máxima se estima era de unos 300 a 400 gals. (Ver Fig. 1). La fuerza lateral que se ejerce a la totalidad de una construcción por un sismo de esta magnitud, corresponde al coeficiente basal al cortante de 1.0,o sea, equivalente a su propio peso, suponiendo que la construcción se comporta elásticamente.

Sin embargo, en realidad, una construcción resiste al movimiento sísmico experimentando una deformación plástica, después de sufrir deformaciones parciales en sus estructuras de acero, por lo que en ese momento la resistencia de la construcción no necesariamente tiene que corresponder a un coeficiente basal al cortante de 1.0. Por lo tanto, se establecen las resistencias plásticas necesarias de acuerdo con el grado de capacidad de deformación plástica (podría llamarse a esto resistencia general al límite aparente de elasticidad y también se le llama "capacidad última al cortante lateral") de cada edificio, y la resistencia calculada de la construcción tiene que quedar por arriba de este nivel. En las normas, la resistencia plástica establecida es de 0.25 a 0.5, en coeficiente basal al cortante. En este diseño, básicamente se da una gran importancia a la capacidad de deformación plástica de las estructuras de acero del edificio, y por eso, se presta mucha atención a los detalles de las conexiones, para que la capacidad de deformación plástica de las estructuras no se vea obstaculizada. En otras palabras, se espera detener la destrucción del edificio por su ductilidad, en el momento de un sismo grande. (Ver Fig. 2).

De la primera condición, o sea, que el diseño elástico se base en una fuerza lateral correspondiente a un coeficiente basal al cortante de 0.2, la resistencia al límite aparente de elasticidad de los edificios de estructuras de acero

[1]Departamento de Ingeniería Estructural. Instituto de Investigación de Construcción. Ministerio de Construcción.

japoneses resulta entre 0.25 y 0.5 de coeficiente basal al cortante, aproximadamente. Esto, porque los elementos de la estructura, como columnas, vigas y riostras, tienen resistencias al límite aparente de elasticidad diferentes al esfuerzo de diseño (tienen holguras en cuanto al esfuerzo de diseño). Por eso, aunque el diseño elástico se haga con un coeficiente basal al cortante de 0.2, la resistencia al límite aparente de elasticidad del edificio resulta mayor a 0.2W. Y además, las conexiones son diseñadas para que no se fracturen hasta que los elementos lleguen a un alto nivel de deformación plástica. La letra W significa el peso propio de la construcción.

2. RESPUESTA AL MOVIMIENTO SISMICO.

2.1 Casos de daños ocasionados por el sismo.

a) Daños leves (daños en los elementos no estructurales)

Cuando los conectores metálicos de los elementos no estructurales no pueden deformarse de acuerdo con la deformación de las estructuras de acero, se presentan deformaciones locales en los conectores. Cuando el elemento no estructural es una pared de alta rigidez, se producen fisuras en los extremos y se presentan desprendimientos parciales. Estos daños en los elementos no estructurales llaman la atención, cuando el movimiento sísmico fue leve y no ha causado daños significativos en las estructuras de acero.

b) Daños en las estructuras de acero

Los daños en las estructuras de acero pueden ser pandeo, deformación local y fractura de las conexiones soldadas o atornilladas, o de los elementos estructurales como riostras, columnas y vigas.

- Daños en las partes soldadas
  Los daños en las partes soldadas pueden ser ocasionados por la falta de resistencia por defectos de la soldadura misma, como fallas en la sección o ampollas, o porque la sección soldada no tiene suficiente superficie en comparación con la sección del metal de base.

- Daños en las conexiones atornilladas
  Los daños en las conexiones atornilladas ocasionan fracturas de conexiones, por fallas en la sección del metal de base, por la falta de sección en la dirección del esfuerzo de acción, o por la falta de resistencia al corte de los tornillos.

- Daños en los contravientos.
  En los daños en los contravientos, se incluyen el pandeo por flexión de los contravientos, la deformación de la escuadra de ensamble de las conexiones, fracturas de partes soldadas y de tornillos. Cuando se diseñan contravientos con muy bajo nivel de resistencia al pandeo por flexión, y que se supone resisten por la fuerza de tensión (contravientos con una relación de esbeltez de más de 120), los contravientos pueden presentar una gran deflexión por flexión bajo la acción de la fuerza de compresión del sismo, lo cual llega a dañar el material de acabado que cubre la parte exterior de los contravientos.

- Daños en las vigas.
  Como ejemplo de daños en las vigas, podemos pensar en el pandeo lateral, que es una deformación total, y en el pandeo local, que es un desplazamiento local. Sin embargo, raras veces

  podemos ver daños sísmicos ocasionados por el pandeo lateral, ya que cuando se presenta el pandeo lateral, la estructura total falla, y la construcción se desmorona. En estos casos, las causas de la destrucción de una estructura son generalmente combinadas, y es sumamente difícil atribuir la falla a una sola causa, al pandeo lateral exclusivamente, por ejemplo. El pandeo local ocurre

cuando partes de elementos llamadas articulaciones plásticas, que son extremos, por ejemplo, experimentas una deformación por rotación bajo condición plástica.

Daños en las columnas.
Como daños en las columnas, podemos mencionar el pandeo por flexión-torsión (que es un modo de deformación total), que se genera por la acción simultánea de la fuerza axial y la de flexión. También hay daños ocasionados por el pandeo local de los extremos de los elementos. Cuando se presenta el pandeo por flexión-torsión, la destrucción se expande a la totalidad de la estructura.

Daños en las conexiones columna-viga.
Las conexiones entre columnas y vigas tienen, en general, una alta capacidad de deformación plástica, por lo que raras veces se presentan fracturas, siempre que la soldadura esté correctamente ejecutada. Cuando ocurren grandes deformaciones, los paneles de conexión presentan el pandeo por cortante. Sin embargo, la resistencia no se reduce mientras que no haya fracturas por cortante en las junturas del panel con el diagrama alrededor de él.

2.2 Resultados de los ensayes seudodinámicos.

Los daños que se observan en una construcción por un sismo es el resultado de un fenómeno vibratorio, y los procesos de la destrucción no son muy claros. Por eso se realizan ensayes estructurales, para reconstruir comportamientos de los edificios en el momento de un sismo. Por medio de estos ensayes, se realizan evaluaciones cuantitativas de las propiedades dinámicas de la estructura y de los elementos, para llegar a un criterio de sismicidad del diseño.

a) Ensayes seudodinámicos.

Para reconstruir el comportamiento de una construcción en el momento del sismo, se realizan ensayes vibratorios, utilizando mesas vibratorias. (Ver Fig. 3). Aunque en estos ensayes vibratorios las ondas sísmicas utilizadas son levemente modificadas, se puede observar respuestas directas del espécimen (una construcción) frente a un movimiento sísmico específico. Sin embargo, por las limitaciones del espacio disponible en un laboratorio, los especímenes tienen que ser, necesariamente, modelos a escala, en estos casos, los resultados de los ensayes incluyen efectos de escala, los que se eliminan por el proceso de análisis para hacer la interpretación correspondiente. Por otra parte, el tiempo de duración de las ondas sísmicas es muy corto, unas decenas de segundos, únicamente, por lo que es imposible observar los fenómenos que se presentan durante el ensaye detenidamente. Además, el eje temporal de las ondas sísmicas tiene que ser reducido en proporción con la escala del espécimen, por lo que se requiere una técnica muy sofisticada de control de la mesa vibratoria.

Por otra parte, también se realizan ensayes de carga estática, que es un método clásico para aclarar las propiedades de resistencia y de capacidad de deformación de las estructuras. (Ver Fig. 4). En este método, se aplican cargas estáticas a una estructura o a partes de ella (columnas, vigas, contravientos y conexiones) por medio de gatos hidráulicos, para medir las deformaciones presentadas. Generalmente, se aplican cargas de amplitud de desplazamiento gradual lentamente, se toma suficiente tiempo para observar los procesos de destrucción en forma detallada desde las deformaciones muy leves hasta las grandes. Como las cargas se aplican por gatos hidráulicos, se puede tomar como espécimen a estructuras de escala natural o partes de ella. Los resultados que se obtienen demuestran más bien una imagen de las propiedades de la fuerza de recuperación de una estructura, y no tanto sus respuestas a las ondas sísmicas. Por lo tanto, para evaluar la seguridad sísmica de una estructura, es necesario elaborar un modelo (bilineal o de desplazamiento) de las propiedades de la fuerza de recuperación de la estructura objeto de evaluación utilizando los resultados de los ensayes, y analizar sus respuestas sísmicas. (Ver Fig. 5). En los resultados no se incluyen los efectos de velocidad, así es que es necesario evaluarlos adecuadamente en la

cláusula de atenuación de la ecuación cinética, en el momento del análisis de respuestas sísmicas.

Los ensayes seudodinámicos son un nuevo método de ensaye estructural, que combina las ventajas de los ensayes en la mesa vibratoria y los ensayes de cargas estáticas por gatos hidráulicos. Este método consiste en calcular, utilizando computadoras, la deformación lateral que produce en una construcción en el momento del sismo, se aplica esta deformación al espécimen en forma estática por medio de los actuadores controlados por computadora para medir las respuestas, como la reacción (resistencia) del edificio o la de desplazamiento de diferentes partes de la estructura. (Ver Fig. 6). La velocidad de aplicación de carga es muy lenta; se puede detener la aplicación para hacer la medición, por lo que se puede destinar suficiente tiempo para observar detenidamente los procesos de deterioro del espécimen. Este ensayo permite observar directamente las respuestas de una estructura a las ondas sísmicas, y en ese sentido es "dinámico", pero la velocidad de la aplicación de la carga es diferente al momento del temblor y es más bien estática, por lo que se le agrega el adjetivo "seudo", justificando así el nombre del método. En este método, se le exige al actuador un control de deformación minúscula bajo una gran potencia de carga, lo cual se hizo posible por el avance de la tecnología de cómputo, el desarrollo del transductor de desplazamiento de precisión de escala completo muy grande (100 cm, por ejemplo) y con una muy alta capacidad de separación, además de la aparición del actuador con control servo-digital.

b) Ensayes seudodinámicos de la estructura de marcos de acero con contravientos de forma de K de seis niveles a escala natural.

A continuación, se presentan los resultados de ensayes de estructuras de acero que se realizaron como una parte de la investigación conjunta sobre ensayes sísmicos de gran escala ente Japón y Estados Unidos.

Resumen de ensayes a escala natural.
El objetivo de estas pruebas es evaluar la seguridad sísmica de una construcción diseñada con el método de diseño vigente, reproduciendo su comportamiento en el momento del sismo y evaluando el grado de daños que recibe.

La armazón del espécimen es un marco contraventeado de conexión rígida en el centro, con los marcos de conexión rígida de columna-viga a los dos lados; esta armazón está integrada al piso de concreto reforzado por medio de una viga de acero. (Ver Fig. 7). Está diseñada de tal forma que cumple con las normas U.B.C. de los Estados Unidos de 1976 y así como las normas japonesas de diseño sísmico de 1980. Entre estas dos normas, existen algunas diferencias; la mayor diferencia reside en la fuerza sísmica empleada para el diseño. Este problema se solucionó al suponer que en el caso de Japón las condiciones del suelo son buenas, mientras que en los Estados Unidos el suelo es blando.

Principales condiciones de diseño.
Se emplea el coeficiente de cortante basal de diseño de 0.197.
Al calcular la fuerza sísmica de diseño, no se consideran las cargas vivas y el peso de los muros exteriores.

Las columnas y vigas son de acero de sección H, en pulgadas (especificación estadounidense), y el material es ASTM A36. Las riostras son de acero hueco de sección cuadrada, de especificación estadounidense, y el material es de ASTM A500, Grado B.
A las vigas se sueldan conectores tipo espárrago y se integran al piso de concreto reforzado, formando vigas compuestas.

Los contravientos son efectivos tanto a la fuerza de tensión como a la de compresión; su pandeo se produce hacia adentro del plano.
La conexión entre columna-viga es rígida en la dirección de la fuerza, y de pernos en la dirección perpendicular a la fuerza.

Las bases de las columnas del primer nivel son fijas.

Aplicación de cargas y medición.
Se realizaron ensayes seudodinámicos con seis grados de libertad, tomando a cada nivel como un grado de libertad, con excepción de la prueba de vibración libre y la prueba de vibración forzosa realizadas con el espécimen desconectado de los actuadores. Los ensayes seudodinámicos se dividen en tres tipos: pruebas elásticas, pruebas plásticas moderadas y pruebas finales, que terminan en grandes deformaciones plásticas. Las ondas sísmicas empleadas para las pruebas se basan en las ondas sísmicas reales registradas en el sismo de alta mar frente a la prefectura de Miyagi (con la aceleración máxima registrada de 259 gals); se le aplicaron coeficientes para que las aceleraciones máximas empleadas para cada tipo de pruebas sean de 65, 250 y 500 gals, respectivamente.

A cada uno de los niveles se le instaló un actuador, excepto al último piso, al que se le instalaron dos actuadores, y se le aplicaron las cargas laterales que corresponden a las respuestas a las ondas sísmicas empleadas, por medio de una viga de carga. El propósito de instalar dos actuadores al piso del último nivel es evitar la torsión de la estructura-espécimen. Se midieron el desplazamiento lateral del piso de cada nivel, los desplazamientos lateral y vertical del área de conexión columna-viga, la deformación de elementos y de sus extremos, y las cargas que aplicaron los actuadores.

Comportamiento total del edificio-espécimen.
En la Fig. 9-1, se muestra la relación entre las fuerzas de corte en cada uno de los pisos y el desplazamiento entre pisos, como resultado de la prueba final. La fuerza de corte de un piso se obtiene sumando las cargas de los actuadores instalados en los pisos que se ubican por encima del piso en cuestión. En el caso de este espécimen, los deterioros se concentraron en los primeros niveles. La fuerza de corte de los pisos se reduce rápidamente después de la resistencia máxima, porque en ese momento se produce el pandeo por flexión en los contravientos del lado de la compresión, mermando grandemente la capacidad de carga.

En este marco de acero con contravientos de forma de K, aproximadamente un 80% de la fuerza lateral de corte del primer nivel se soporta por los contravientos, y el 20% restante por el marco columna-viga resistente al momento, en el estado elástico. En un estado de deformación plástica muy grande, con el contraviento pandeado, el contraviento sigue soportando un 50% de la fuerza lateral de corte en el primer nivel. La forma de la curva de la fuerza de recuperación del edificio refleja su estructura, en que la mayor parte de la fuerza lateral de corte se sostiene por el contraviento.

Comportamiento de los elementos.
Al contraviento se le integró, por soldadura, una celda de carga, a una distancia de un tercio de la longitud del extremo. La fuerza de salida de esta celda corresponde a la fuerza axial que se aplica al contraviento. La relación entre esta fuerza axial y el desplazamiento axial se puede observar en la Fig. 9-2, como resultado de la prueba final. Pandeo en el lado de la compresión, reducción de la resistencia con el aumento del desplazamiento después del pandeo, y el poco desplazamiento en el lado de la tensión que no siempre provoca el pandeo, son algunas de las características de los contravientos que se utilizan en esta armazón con contraviento de K.

La Fig. 9-3 muestra los momentos de panel y los casos de deflexión por cortante observados en la zona de panel de las conexiones columna-viga. Son deflexiones considerables. Por otra parte, la fuerza de recuperación separa del pendiente de elasticidad desde valores inferiores a los calculados del momento al límite aparente de elasticidad, mostrando una baja de rigidez. Se piensa que esto se debe a que la resistencia de la zona de panel de la conexión columna-viga está diseñada a un nivel inferior a la resistencia de la viga o a la columna que se conecta con el panel. A pesar

de esto, no se observa un deterioro de la fuerza de recuperación hasta llegar a un desplazamiento grande.

La columna a que se conecta el contraviento recibe la fuerza axial que le aplica el contraviento y está bajo un estado de alto esfuerzo. Por esta razón, la deformación se produjo en una franja bastante extendida a lo largo del eje del elemento. Esta tendencia era muy notoria en las columnas de los primeros tres niveles. En este caso, la columna diseñada y elegida tiene la sección muy amplia, por lo que no se produce el pandeo por flexión-torsión.

A la viga se soldaron conectores tipo espárrago por punteado, para integrarla al piso de concreto reforzado. Es decir, de esta forma se restringe la deformación fuera de plano del ala superior de la viga de acero, por lo que no se produjeron pandeos laterales, tampoco se observaron grandes deformaciones.

2.3 Ejemplos de las pruebas de carga estática.

a) Contraviento.

Los contravientos integrados al marco principalmente se sujetan a la fuerza axial en el momento de un sismo. Cuando se conectan los extremos de la riostra al marco columna-viga, por la soldadura en la escuadra de ensamble, el contraviento se sujeta también al momento de flexión dependiendo del grado de fijación, pero la fuerza axial es la que determina predominantemente el comportamiento del total del edificio. La relación de la fuerza axial que se aplica a el contraviento y el desplazamiento axial se señalan en la Fig. 10. Los extremos de los elementos se ponen derechos para que no sigan a la deflexión creada por el pandeo por flexión y se conviertan en factores de restricción de flexión para el espécimen.

La máxima resistencia a la compresión del contraviento se registra como resistencia por flexión: se sabe que este valor tiene que ver con la relación de esbeltez.

La forma de la curva carga-desplazamiento del contraviento se determina por la relación de esbeltez, así como por la resistencia al pandeo por flexión. Sin embargo, cuando se trata de un desplazamiento por compresión tan grande como para producir una articulación plástica en el centro del elemento después del pandeo por flexión, la relación anchura-espesor del elemento de placa se convierte en una variable que determina si se presenta una reducción drástica de la resistencia o no. Cuando la relación anchura-espesor es grande, se generan pandeos locales en las alas o en el alma de la sección, produciendo una súbita pérdida de resistencia.

Cuando el contraviento se sujeta alternativamente a la fuerza de compresión y de tensión, si el elemento tiene una relación de esbeltez muy baja, la curva de carga-desplazamiento muestra que a medida que aumenta la amplitud del desplazamiento, se incrementa la carga. (Ver 11-1). En un contraviento con una relación de esbeltez mediana, la curva de carga-desplazamiento toma la forma de S invertida, y se reduce el volumen absorbido de energía por un desplazamiento histerético, en comparación con las riostras cortas. (Ver Fig. 11-2). Cuando se trata de contravientos muy largos, o de relación de esbeltez muy altas, con muy poca resistencia al pandeo por compresión, casi no se absorbe la energía por el desplazamiento histerético del lado de compresión; es el lado de la tensión el que absorbe la energía sísmica por la deformación y la deformación plástica. En este caso la curva de carga-desplazamiento tiene muy poco espacio entre el lado de compresión hasta la plastificación por tensión, que se conoce con el nombre de tipo "derrumbe" (slip type).

Cuando ocurre el pandeo en el lado de la compresión, se produce la deflexión en forma de V. Esta deflexión no desaparece por completo aunque se presente la deformación por tensión inmediatamente después; la deformación por bisagra plástica en el centro del elemento no se anula y queda una leve deflexión. Si después de la deformación por tensión, se retira la carga y se la vuelve a aplicar una vez más, la resistencia al pandeo por flexión se hace

menor que la carga de pandeo de la primera vez, por esta deformación que queda en el elemento en forma de deflexión.

b) Viga.

En esta ocasión, se refiere al comportamiento de desplazamiento por carga de la viga de alma llena, o sea de la viga de acero de sección H. En cuanto al comportamiento de la viga de alma abierta, consulte el capítulo correspondiente a la armadura.

En el caso de un edificio para oficinas, es muy común que las vigas de acero se integren al piso de concreto reforzado por los conectores espárrago instalados por soldadura de punteo sobre las vigas. En este caso, la viga de acero se ve restringida en el movimiento lateral de su ala superior por el piso de concreto reforzado, por lo que no ocurre su desintegración por pandeo lateral. En este tipo de vigas, la capacidad de deformación plástica se determina por la relación anchura-espesor del elemento de placa, a menos que la relación de esbeltez alrededor de ejes débiles sea extremadamente grande. Generalmente, los extremos de las vigas se conectan rígidamente a la conexión columna-viga, por soldadura. El detalle de esta parte es lo siguiente: para las alas se aplica la soldadura de ranura de penetración completa; para el alma, la soldadura con filete, y se pone una muesca de forma de sector en las cruces del ala y el alma, en los extremos de la viga, para garantizar la buena calidad de la soldadura con filete. Cuando estos extremos de la viga se sujetan al momento de flexión, con compresión al lado del concreto reforzado y con tensión al lado del ala inferior de la viga, y se agranda el desplazamiento, la distorsión en el cruce del ala y la muesca se hace extremadamente grande y puede causar una fractura. Para evitar esta fractura, se debe seleccionar la forma apropiada de la muesca para que no se concentre la distorsión. De acuerdo con las recientes investigaciones, la capacidad de deformación plástica de la viga no cambia aunque se aplique soldadura con filete sin colocar la muesca de forma de sector en el extremo, ni se presentan fisuras en la parte de la muesca, si la soldadura se realiza bajo un estricto control en una planta de fabricación.

Para las plantas industriales, se diseñan vigas de acero sin piso, con cierta frecuencia. En este caso, el pandeo lateral y el pandeo local se convierten en los principales factores para definir la capacidad de deformación plástica de la viga. La resistencia al pandeo lateral se puede evaluar en términos de la relación de esbeltez alrededor de eje débil, mientras que el pandeo local por la relación anchura-espesor del elemento de placa. En la Fig. 12, se señala la relación existente entre el momento y el ángulo de rotación de la viga de acero. La resistencia máxima de la viga se determina por la resistencia al pandeo lateral, y la capacidad de deformación plástica después de la deformación o del pandeo lateral se determina por la capacidad de rotación de la parte que sufrió la articulación plástica.

La parte de la articulación plástica sufre el deterioro de resistencia, ya que al final se produce el pandeo local en el lugar que se sujeta a la compresión. Por lo tanto, la ductilidad, la capacidad de deformación de la totalidad del elemento, se determina por la capacidad de incremento del esfuerzo del elemento de placa de la viga desde la deformación hasta el pandeo local. La tasa de incremento del esfuerzo después de la deformación en proporción con la relación anchura-espesor del elemento de placa se observa cuantitativamente por la prueba de compresión de columna corta. En esta prueba de compresión, se aplica compresión en el centro del espécimen que tiene una longitud tres veces mayor a la altura de la sección, y la fuerza se aplica homogéneamente en toda la superficie seccional. En el caso de la viga, la mitad de la sección del lugar de la articulación plástica se sujeta a tensión, y el momento se transforma en la dirección axial del elemento y se produce un pendiente de esfuerzo, por lo que el estado de esfuerzo es más laxo que el que se produce por la prueba de compresión de la columna corta. Así que sería demasiado conservador si discutimos la capacidad de deformación del lugar con bisagra plástica de la viga aplicando directamente los resultados de la prueba de compresión, pero puede servir como un criterio de evaluación. En la Fig. 13 se demuestra la relación de esbeltez del elemento de placa y la ductilidad (deformación a la resistencia máxima dividida por deformación al límite de elasticidad), obtenidos por la prueba de compresión de columna corta.

c) Columna.

Es común evaluar la resistencia y la capacidad de deformación de una columna, aplicándole la fuerza axial constante

y la flexión simétrica inversa como las más representativas de las fuerzas que una columna recibe en el momento del sismo. Las variables que determinan la capacidad de deformación de la columna son la relación de esbeltez y la relación anchura-espesor de la sección. La primera de estas dos variables influye en la estabilidad dentro y fuera del plano de la columna, y la segunda, en la desintegración por el pandeo local.

En la Fig. 15, vemos el caso de una prueba realizada a una columna de acero de alta resistencia. La relación de esbeltez mencionada en la figura es la relación de esbeltez alrededor del eje de flexión; en la prueba el eje de flexión es el eje fuerte de la sección H. El espécimen de la Fig. 15-1 tiene una sección con una ala cuya relación anchura-espesor es de 6; en el espécimen de la Fig. 15-2, el valor correspondiente es 9. Se observa que el espécimen con una relación anchura-espesor menor tiene mayor capacidad de deformación plástica.

En las construcciones japonesas la fuerza axial de diseño de la columna es de 0.2 a 0.4 en tasa de fuerza axial (fuerza axial accionante dividida por la fuerza axial al límite aparente de elasticidad), pero en este caso, se toma en cuenta su estabilidad bajo la fuerza axial alta (tasa de elasticidad = 0.48). De acuerdo con los resultados de la prueba, ninguno de los especímenes con diferentes relaciones de esbeltez mostró el pandeo por flexión-torsión (fenómeno de inestabilidad hacia afuera del plano de carga).

d) Conexión columna-viga.

En la Fig. 16 se muestra un caso de relación entre el momento de panel y el desplazamiento por cortante de un panel de conexión columna-viga. Como ya hemos visto en los ejemplos de daños sufridos por el sismo, un panel de conexión columna-viga de diseño de esfuerzo permisible tiene una alta capacidad de deformación plástica. Es bastante común que el espesor de la placa de panel coincida con el espesor del alma de la columna o de la viga, y en este caso, la resistencia al límite aparente de elasticidad del panel resulta ser menor al valor correspondiente de la columna o de la viga. Este tipo de conexión columna-viga se llama de "tipo panel débil". Si se agrega una placa de refuerzo al panel para aumentar su resistencia al límite aparente de elasticidad, y que ésta sea mayor al valor correspondiente de la columna o la viga, la conexión se llama de "tipo panel fuerte". Los dos tipos de conexión tienen una fuerza de recuperación con alta capacidad de deformación; la forma de la curva correspondiente toma una forma de incremento gradual bajo las condiciones de deformación repetida, mostrando una gran estabilidad. Sin embargo, la conexión tipo panel débil inicia la deformación a un esfuerzo menor y la pérdida de rigidez es mayor.

e) Armadura.

En la Fig. 17, se señala la interrelación momento-ángulo de rotación de la armadura. En el caso de la armadura, la resistencia y la capacidad de deformación plástica del total se determina por la resistencia y la capacidad de deformación plástica de los miembros de arriostramiento o de cuerda más cercanos al extremo del elemento. La deformación de estos miembros de arriostramiento o de cuerda ocupa apenas una muy pequeña parte de la deformación total, así es que aunque se utilicen materiales con alta capacidad de deformación plástica para estos miembros, de todos modos la capacidad de deformación plástica del total sería menor en comparación con una viga de alma llena. Por esta razón, el uso de estos miembros ya no es común en Japón, donde la exigencia de capacidad de deformación plástica es muy alta. Sin embargo, su uso no es poco frecuente para diseñar plantas industriales o gimnasios, donde las vigas están dentro del rango de elasticidad y las columnas son de material con alta capacidad de deformación plástica, y que se producen articulaciones plásticas en las columnas.

Para sujetar los miembros de arriostramiento o de cuerda normalmente se utilizan tornillos de alta resistencia, por lo que estos miembros se sujetan únicamente a la fuerza axial, y el momento que recibe es tan pequeño que se puede ignorar. La relación fuerza axial-desplazamiento axial es igual a la de la riostra. La relación carga-desplazamiento del total de la armadura refleja notoriamente las características de la curva fuerza axial-desplazamiento axial del miembro de arriostramiento o de cuerda de los extremos del elemento que se plastifica. La capacidad deformación plástica del total es mayor cuando ocurre el pandeo o la deformación en un miembro de cuerda que cuando ocurre lo mismo en un miembro de arriostramiento.

f) Marco de conexión rígida columna-viga (estructura de pórtico).

En la Fig. 18, aparece una relación fuerza lateral-desplazamiento lateral de una estructura de pórtico, con columna y viga de material de excelente capacidad de deformación plástica, y diseñada de tal forma que la conexión no se fracture hasta que los extremos de la columna o de la viga se hagan suficientemente plásticos. Esta curva fuerza lateral-desplazamiento lateral resulta ser fusiforme, mostrando estabilidad, ya que con el aumento del desplazamiento aumenta la resistencia. A la columna se aplica una fuerza axial correspondiente al peso del edificio, y su valor es de 20 a 30% de la fuerza axial al límite aparente de elasticidad (tasa de elasticidad = 0.2 - 0.3). Se produjeron articulaciones plásticas en las bases de las columnas del primer nivel y en los extremos de las vigas, se presentaron grandes desplazamientos antes de producirse el pandeo lateral en las vigas, y antes de llegar al estado final.

Este es un caso de una estructura con columnas y vigas de excelente capacidad de deformación plástica y con conexiones suficientemente resistentes. Cuando el material de los elementos no tiene suficiente capacidad de deformación, o las conexiones no son resistentes y se fracturan antes de que los elementos, como columnas, se hagan plásticos, la relación carga-desplazamiento de la totalidad de la estructura va a ser más frágil.

g) Marco con contraviento de tensión.

Es una estructura en que casi la totalidad de la fuerza lateral es soportada por el contraviento, cuya resistencia al pandeo por flexión es muy pequeña y la resistencia se da mayoritariamente por la fuerza de tensión. Las columnas y las vigas distribuidas alrededor de la riostra se supone que se conectan por juntas de perno y no cargan con la fuerza lateral, de acuerdo con el análisis estructural realizado en el momento del diseño. Por lo tanto, el detalle de conexión columna-viga es una conexión entre el alma de la viga con la columna, por medio de una escuadra de ensamble, sin que se conecte el ala de la viga.

Este tipo de estructura se usa en las construcciones de poca altura y de poco peso en Japón. La relación fuerza lateral-desplazamiento lateral del total de la estructura es semejante a la relación fuerza axial-deformación axial de la riostra. En este caso, si no son suficientemente resistentes las conexiones de los extremos de la riostra, las conexiones se fracturan antes de que se deforme la parte axial de la riostra, ocasionando un inmediato colapso de la estructura, porque la resistencia lateral de las columnas y de las vigas del marco es casi nula.

h) Marco con contravientos de tensión y de compresión.

En esta estructura, se utilizan contravientos que soportan la fuerza de compresión, por lo que la fuerza lateral se distribuye entre el marco rígido de columna y viga y los contravientos. Se utiliza frecuentemente para los edificios altos, o muy altos para oficinas, ya que el diseño puede asegurar una alta rigidez y una alta resistencia al mismo tiempo. En la Fig. 19, se muestran las propiedades de la fuerza de recuperación del marco con contravientos de forma de K, un ejemplo de este tipo de estructura. La curva de la fuerza de recuperación es diferente dependiendo del porcentaje de distribución de la fuerza lateral y la relación de esbeltez de la riostra. Cuando el porcentaje de distribución de la fuerza lateral es alto para el contraviento y la relación de esbeltez mediana, el volumen de energía absorbido en un ciclo de desplazamiento es bajo, presentando una curva de forma de S invertida; cuando el porcentaje de distribución de la fuerza lateral es baja para la riostra y la relación de esbeltez pequeña, el volumen de energía absorbida es grande, con la curva fusiforme correspondiente.

3. DISPOSICIONES DE DISEÑO PARA ASEGURAR LA DEFORMACION PLASTICA

3.1. Aseguramiento de la deformación plástica de la estructura contraventeada.

Los contravientos se flexionan en forma de V después del pandeo por compresión, y su resistencia disminuye pero todavía pueden deformarse suficientemente. Por consiguiente, si la parte axial del contraviento se deforma por la tensión antes de que su conexión se fracture, es posible lograr una deformación 10 a 20 veces mayor que la

deformación al límite aparente de elasticidad, manteniendo casi constante la resistencia como deformación plástica del lado de la tensión. Esto se confirma también por la relación esfuerzo-deflexión del material de acero bajo el esfuerzo de tensión que se demuestra en la Fig. 20.

Si tomamos como Py la fuerza axial al límite aparente de elasticidad de la parte axial del contraviento y Pu, la resistencia a la fractura (resistencia máxima a la tensión). ¿cuáles serán las condiciones de diseño que deben existir entre ellos para garantizar la deformación de la parte axial?.

$$Pu \geq \alpha Py$$

Una relación $\alpha = 1$ significa que la deformación en la parte axial y la fractura en la conexión ocurren simultáneamente, y no cumple con el requisito de que la deformación en la parte axial ocurra antes que la fractura en la conexión. Por lo tanto, el valor de α tiene que ser mayor a uno, pero tampoco debe ser muy grande, ya que en ese caso, si se garantiza que la deformación ocurre primero, pero va a ser imposible diseñar la conexión. De acuerdo con las normas japonesas, se establece una relación de $\alpha = 1.2$, tomando en cuenta el grado de incremento de esfuerzo desde la resistencia al límite de elasticidad hasta la resistencia a la tensión del material de acero, y también la fluctuación de estos valores. La resistencia a la fractura de la conexión Pu toma el más bajo de los valores de resistencia correspondientes a los diferentes patrones de fractura. Estos patrones de fractura incluyen la fractura por cortante de los tornillos, la fractura por tensión de la riostra en el orificio del tornillo, la fractura en los extremos del contraviento y la fractura en la parte soldada y en la escuadra de ensamble. Para calcular la resistencia a la fractura, como valor de resistencia del material, se usa la resistencia a la tensión (P u) en lugar de la resistencia al límite de elasticidad del material, ya que se trata de la resistencia máxima.

3.2. Capacidad de deformación de los elementos de columna y viga y el pandeo local.

Cuando se presenta el pandeo por flexión-torsión en la columna o el pandeo lateral en la viga, la resistencia no llega al momento plástico completo de flexión sino que se reduce con el aumento del desplazamiento, como ya lo hemos visto en el punto 2.3, que corresponde a la prueba de carga estática.

Para que la deformación avance manteniendo una resistencia estable aún después de llegar al estado plástico, es necesario seleccionar la sección de tal manera que la relación de esbeltez alrededor del eje débil sea pequeña, para que no se presente el pandeo en las columnas y vigas antes de que se llegue al momento plástico completo. Para lograrlo, a la viga se le agrega una compensación de rigidez lateral para restringir el pandeo lateral; las normas establecen la distancia para esta compensación de rigidez.

El volumen de deformación plástica del extremo del elemento después de llegar al momento plástico completo, depende de en qué punto de deformación se presenta el pandeo local en el elemento de placa de la parte en estado plástico. La resistencia al pandeo local se expresa por el factor de relación anchura-espesor del elemento de placa, cuando el pandeo ocurre dentro del rango elástico. Cuando el pandeo local se presenta en la zona plástica, la resistencia y la deformación no se pueden calcular teóricamente, por lo que se calculan por las pruebas, pero también se vincula con relación anchura-espesor del elemento de placa, igual que en el caso del pandeo ocurrido en la zona elástica. En las normas japonesas, el volumen de deformación plástica del material se expresa por la ductilidad, y se estipulan las relaciones de anchura-espesor del elemento de placa que garantiza esta ductilidad. (Ver cuadro 2).

3.3. Aseguramiento de la resistencia en conexiones y juntas.

Las resistencias de las conexiones columna-viga, o de las juntas de columnas y de vigas son un factor importante para que el marco tenga una suficiente capacidad de deformación aún después de su plastificación. Aunque se

utilicen materiales con alta capacidad de deformación plástica en las columnas y vigas, si sus conexiones y juntas no tienen suficiente resistencia y se fracturan antes de que las columnas y vigas se hagan plásticas, el total de la armazón puede presentar un comportamiento frágil por la pérdida repentina de resistencia lateral.

Ahora, ¿cuánta resistencia deben tener estas conexiones y juntas?. Se debe suponer el estado de esfuerzo en que se va a encontrar cada una de las columnas y vigas cuando el total del marco llegue al estado plástico, y bajo esta distribución de esfuerzo, calcular el esfuerzo correspondiente a las conexiones. Por ejemplo, si suponemos que se produce bisagra plástica en la cabeza y en la base de una columna cuando el total del marco llegue al estado plástico, el momento en el extremo del elemento columna es igual al momento plástico completo incluyendo la fuerza axial, y la distribución de esfuerzo presenta un cambio lineal del momento en la parte intermedia del elemento. Bajo esta distribución de esfuerzo, si tomamos como Mj el momento en las conexiones y como Mu, el momento máximo en las juntas, se aplica la siguiente ecuación de diseño:

$$M \geq \alpha \, Mj$$

En esta ecuación, α es el factor de seguridad, en que interviene mayoritariamente la variación en los valores de la resistencia al límite aparente de elasticidad, y de la resistencia a la tensión del material. Para cada tipo de material de acero está determinado un valor mayor a uno. El valor Mj se calcula basándose en la resistencia a la tensión del material, no en la resistencia al límite aparente de elasticidad, según el tipo de juntas.

Como se puede observar en la Fig. 22, el momento aumenta a medida que se acerca al extremo del elemento, por lo que para una junta colocada cerca del extremo del elemento se tiene que calcular un valor más grande del momento máximo de la junta.

Sobre todo, se debe diseñar un detalle de junta de la sección de conexión entre la columna y la viga, para que pueda resistir al momento plástico completo. En Japón, generalmente se diseña la soldadura en ranura de penetración completa del ala de la viga en el ala de la columna, y la soldadura con filete para el alma de la viga. Las soldaduras se ejecutan en la planta donde se fabrican los elementos de acero y no en la obra misma. Como la calidad de la soldadura de estas partes determina la resistencia de la sección de conexión, hay que realizarla en la planta, donde el control de la soldadura es más fácil, y se aplica la soldadura hacia abajo y con sumo cuidado, para garantizar una mejor calidad de la operación. Las juntas de la viga se instalan a una distancia de un metro de la columna, para que quepan en el espacio disponible en el camión de carga que se utiliza para el transporte de la fábrica a la obra, y en la obra se aplica el acoplamiento por fricción con tornillos de alta resistencia. Las columnas se fabrican en bloques integrados en dos o tres niveles en la planta, y en la obra se realiza el acoplamiento por fricción con tornillos de alta resistencia, o se aplica soldadura de ranura de penetración completa (en este caso, soldadura hacia abajo).

En las Figs. 23 y 24, se muestran algunos detalles de materiales de acero de uso generalizado en Japón.

REFERENCIAS

1. H. Kawasumi "Seimicity in Japan" Journal of Architecture and Buildin Science, No. 773, Architectural Institute of Japan (AIJ), 1951 (in Japanese).

2. The Building Standard Law of Japan. Ministry of Construction, Japanese Governement, 1981 (in japanese).

3. I. Nishiyama, et. al. "Seismic Behavior of full-Scale Concentrically Braced Steel Building Structure. "Journal of structural Engineering ASCE, Vol. 115 No. 8 Aug. 1989

4. K. Takanashi, et. al. "Flexural Buckling Strength of Pin-Endend Braces of High Strength Steel with Low Yield Ratio" Journal of Structural and Construction Engineering AIJ, No. 437 july 1992 (in Japanese)

5. M. Nakashima, et al. " Restoring Force Characteristics of Braces Made of High Strength Steel with Low Yield Ratio" Journal of Structural and Construction Engineering AIJ, No. 437 July 1992 (in Japanese)

6. K. Udagawa " Development on Techniques of Effective Use Of New Metallic Materials For Building Structures (Comprehensive Project on New & Advanced Materials) Part 18. Experiments on Lateral Buckling of H-Shaped Beams Made of 60 Class High Quality Steel" Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1991 (in Japanese)

7. K. Takanashi "Strength and Ductility of Connections And Members in Steel Structures-Memebers-."Quarterly Column, No. 79, Nippon Steel Corp., January 1981 (in Japanese)

8. Y. Tagawa " Experimental Study on Strength of Composite Girders under Positive Bending. "Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1983 (in Japanese)

9. H. Susuki, et. al. " Ductility of H. Shaped Beam- Columns with Moderate Slenderness" Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1992 (in Japanese)

10. I. Kohzu, et. al. "Development on Techniques of Effective Use of New Metallic Materials for Building Structures (Comprehensive Project on New Advanced Materials) Part 20. Beam- to- Column Connection of Low Yield Ratio 60 HT Steel" Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1991 (in Japanese)

11. I. Nishiyama "Plastic Deformation Capacity of Steel Trussed Frames" Quarterly Column, No. 105, Nippon Steel Corp., July 1989 (in Japanese)

12. T. Fukuta, et. al. "Seismic Performance of Steel Frames With Inverted V Braces." Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 115 No.8 Aug. 1989

13. H. aoki, et. al." Standardized Mathematical Expression for Stress- Strain Relation of Structural Steel under Monotic and Uniaxial tension Loading." TC83-CUS Fundamental Mechanical Properties of Metals, Materials and Structures. RILEM, 1990, 23

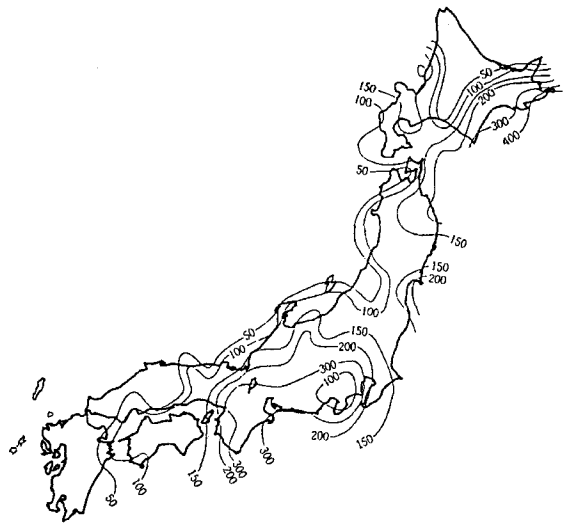
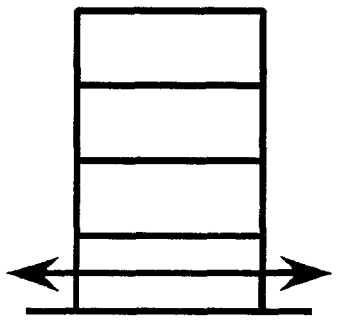
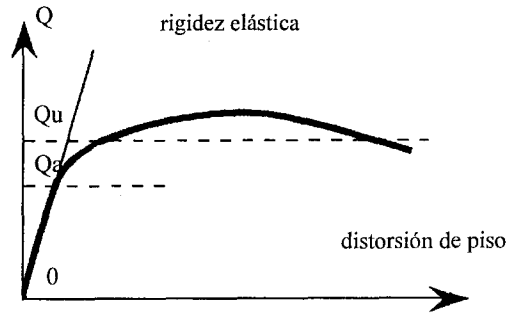


Fig. 1 Aceleración Sísmica Máxima del Terreno Anticipada para Ocurrir en los Próximos 100 Años según KAWASUMI[1]



Q



relación entre fuerza lateral y distorsión de piso

$Qa \geq 0.2\ W$

$Qu \geq Ds\ W$

Qa = resistencia lateral permisible de la estructura basada en análisis elástico y resistencia permisible de los miembros (My, Ny, Qy)

Qu = capacidad última de cortante lateral de la estructura basada en análisis plástico y resistencia plástica de los miembros (Mp, Ny, Ncr)

Ds = coeficiente estructural (0.25-0.5)

por ejemplo en caso de estructuras de acero con marcos resistentes a momento

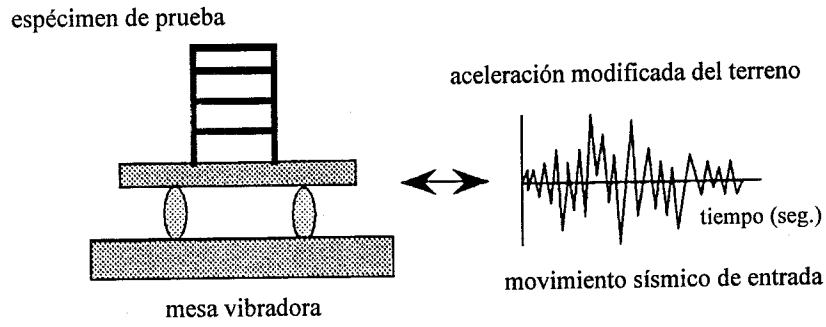
Ds = 0.25 : con la mayoría de los miembros dúctiles

Ds = 0.30 : con muchos miembros dúctiles

Ds = 0.35 : con miembros dúctiles

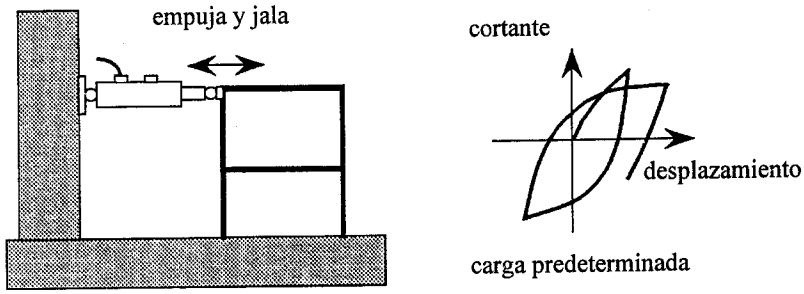
Ds = 0.40 : con otros miembros diferentes a los mencionados anteriormente

Fig.2 Fuerzas de Diseño Sísmico en Japón[2]



1. Modelo escalado del espécimen ---- efecto de escala
2. Aceleración modificada del terreno de entrada
   --- prueba de muy corta duración: menor a 60 seg.
3. Interacción entre el espécimen de prueba & mesa
   --- técnica de control alta y sofisticada

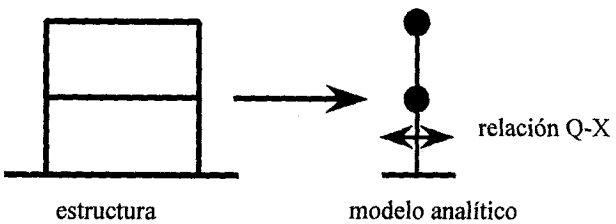
Fig. 3 Prueba de Vibración Usando Mesa Vibradora



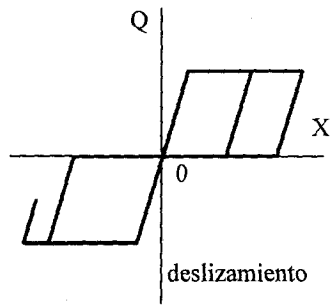
1. Carga estática
   --- fácil control y fácil observación
   --- sin efecto de tasa de deformación
2. Espécimen de prueba a escala natural
   --- carga predeterminada (monotónica, cíclica, etc.)
   --- todas las ventajas de la relación carga-desplazamiento
   --- no es la respuesta contra sismos

Fig. 4 Ensaye de Carga Estática usando un sistema de gato hidráulico

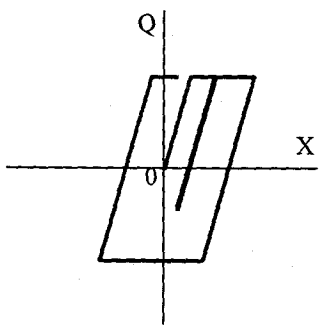
1) modelo analítico



5) marco contraventeado con contravientos largos

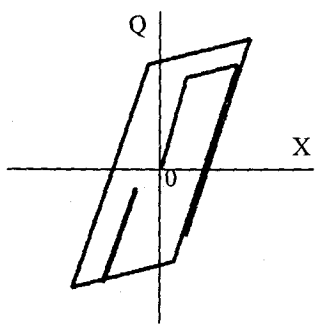


2) marco resistente a momentos 1



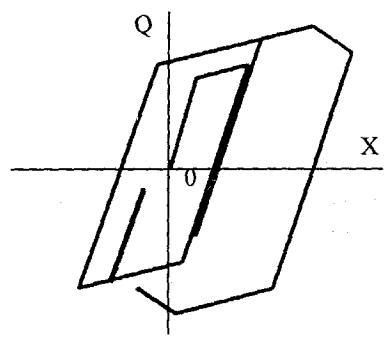
elasto-plástico perfecto

3) marco resistente a momentos 2



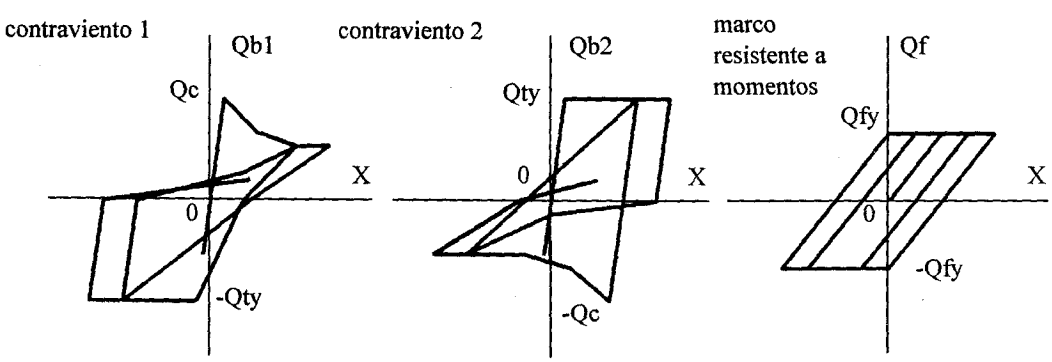
Bi-linear con expansión

4) marco resistente a momentos 3



tri-linear

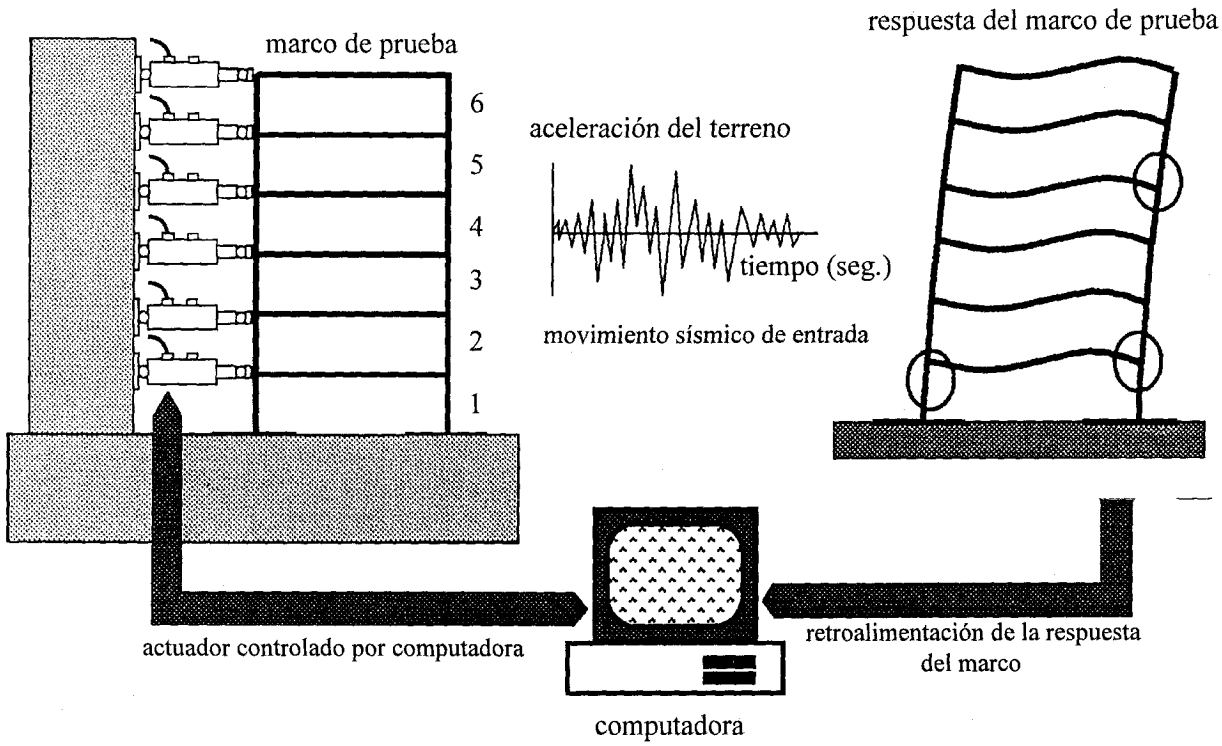
6) marco contraventeado con pequeños o moderados contravientos



estructura total Q = Qb1 +Qb2 + Qf

Fig. 5 Modelo de Histéresis de Estructuras de Acero para Análisis de la Respuesta

1) entorno de carga y análisis



1. carga estática y modelo a escala natural
   --- fácil de observar, sin efecto de escala
   --- sin efecto de tasa de deformación
2. respuesta ante un sismo real

Fig. 6 Ensaye Pseudo-dinámico

2) Procedimiento esquemático del método de prueba

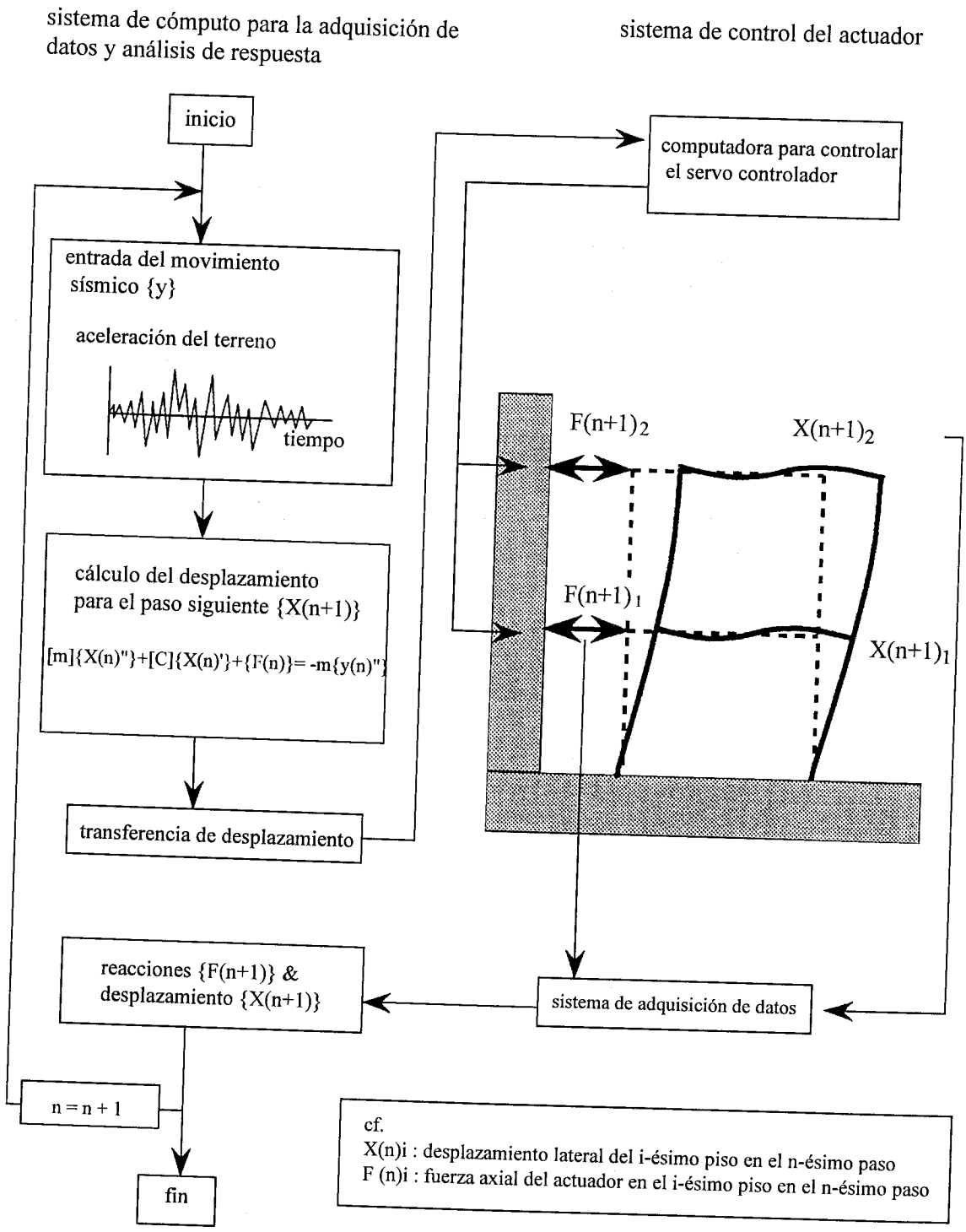


Fig. 6 (Continuación) Ensaye Pseudo-dinámico

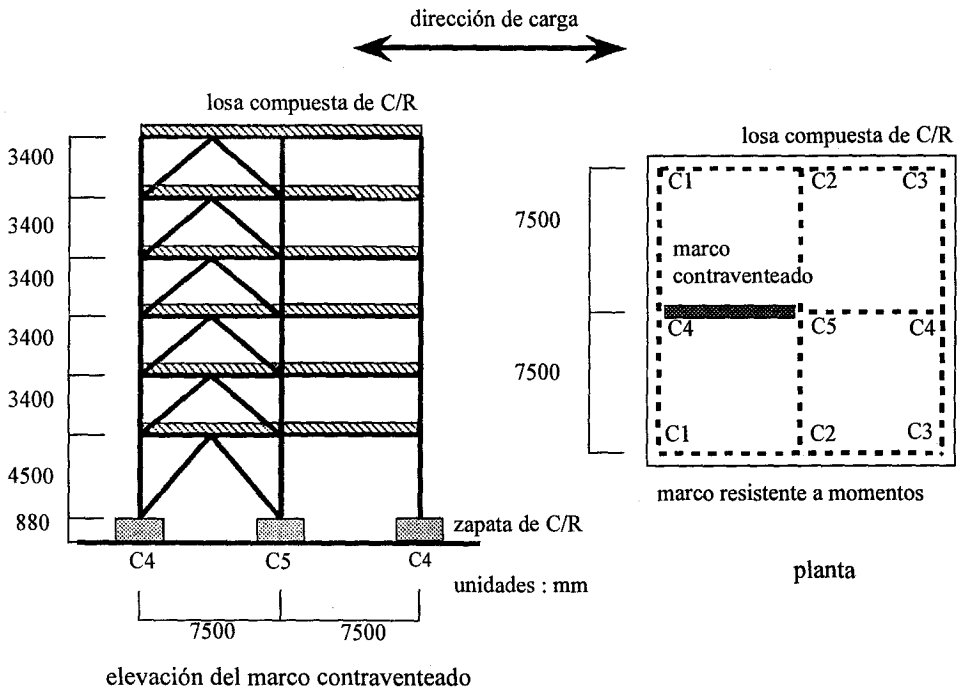
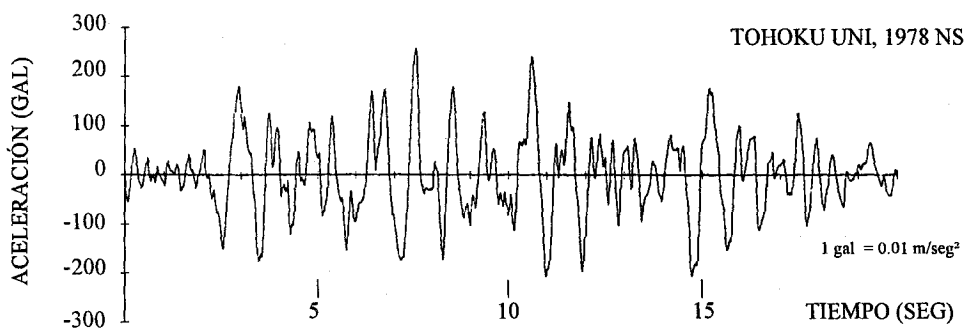


Fig. 7 Estructura de Prueba



El movimiento de entrada fue la componente NS de un acelerograma registrado en la Universidad de Tohoku en Miyagi, Japón, durante el sismo MIYAGI-KEN-OKI del 12 de julio de 1978. La aceleración pico del movimiento fué escalada a 500 cm/seg^2 en el ensaye inelástico final. La prueba se continuó hasta los 11.135 segundos del registro sísmico.

Fig.8 Componente del Acelerograma Registrado en la Universidad de Tohoku el 12 de julio de 1978 en el sismo de MIYAGI-KEN-OKI

Tabla 1. Miembros de la Estructura de Prueba

Catálogo de columnas

nivel	C1	C2	C3	C4	C5
6-5	10W33	10W33	10W49	10W33	12W40
4-3	10W39	12W53	12W65	10W60	12W72
2	12W50	12W65	12W79	12W79	12W106
1	12W65	12W87	12W87	12W106	12W136

Relación de Tamaño y Ancho-espesor de Secciones de Columna

marca	tamaño	H/tw	b/tf
10W33	H-247.1×202.2×7.37×11.05	33.5	9.15
10W39	H-252.0×202.8×8.00×13.46	31.5	7.53
10W49	H-253.5×254.0×8.64×14.22	29.3	8.93
10W60	H-259.6×256.0×10.67×17.27	24.3	7.41
12W40	H-303.3×203.3×7.49×13.08	40.5	7.77
12W50	H-309.6×205.2×9.40×16.26	32.9	6.31
12W65	H-307.8×304.8×9.91×15.37	31.1	9.92
12W72	H-311.2×305.8×10.92×17.02	28.5	8.98
12W79	H-314.5×306.8×11.94×18.67	26.3	8.22
12W87	H-318.3×308.0×13.08×20.57	24.3	7.49
12W106	H-327.4×310.4×15.49×25.15	21.1	6.17
12W136	H-340.6×315.0×20.07×31.75	17.0	4.96

Catálogo de Vigas

piso	marco resistente a momento	marco contraventeado
Rfl & 6fl	16W31	16W31
5fl	16W31	18W35
4fl	18W35	18W35
3fl	18W35	18W40
2fl	18W40	18W40

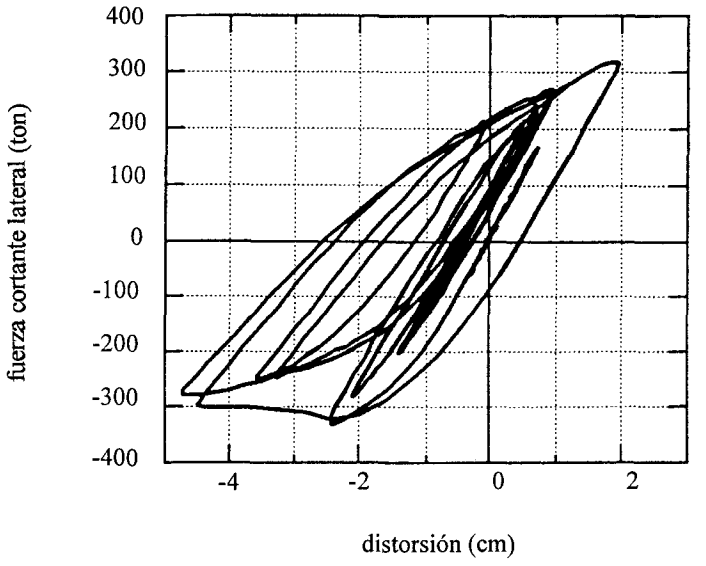
Relación de Tamaño y Ancho-espesor de Secciones de Viga

marca	tamaño (m.m)	H/tw	b/tf
16W31	H-403.4×140.3×6.98×11.18	57.8	6.27
18W35	H-449.6×152.4×7.62×10.80	59.0	7.06
18W40	H-454.7×152.8×8.00×13.34	56.8	5.73

Tamaño, Relación de Esbeltez y Relación Ancho-espesor de contravientos

nivel	tamaño del miembro (mm)	relación de esbeltez K L/r (K=0.7)	relación ancho-espesor (B/t)
6	box-101.6×101.6×4.57×4.57	78.6	22.2
5	box-127.0×127.0×4.57×4.57	62.0	27.8
4	box-127.0×127.0×6.35×6.35	62.5	20.0
3 y 2	box-152.4×152.4×6.35×6.35	51.2	24.0
1	box-152.4×152.4×12.7×12.7	64.0	12.0

1) Cortante lateral de piso vs. distorsión lateral de piso del 1er nivel.



2) Comportamiento del contraventeo en el 1er nivel

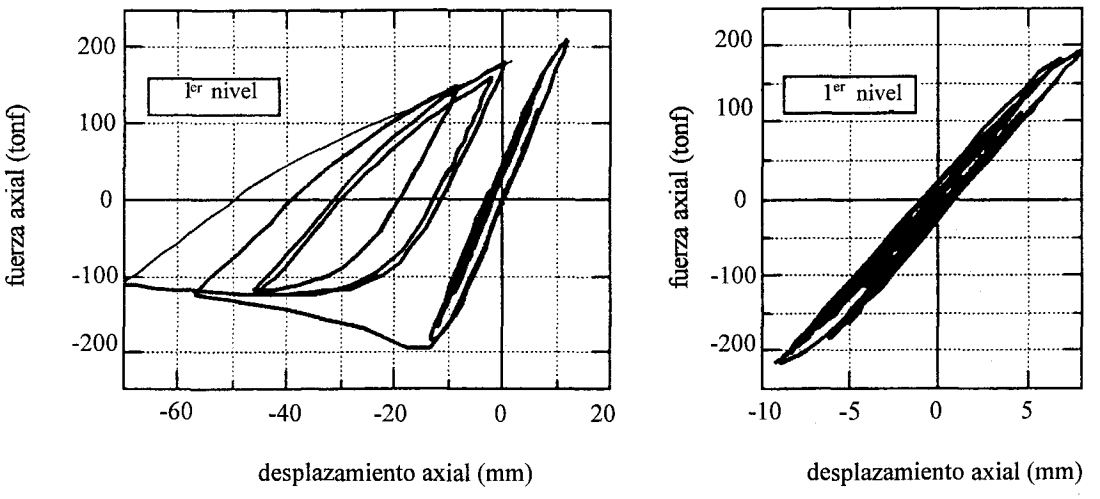
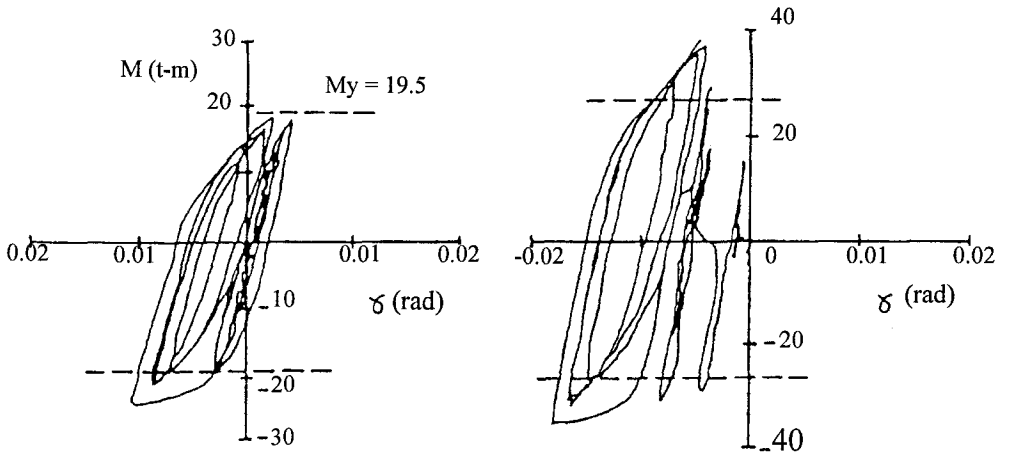


Fig. 9 Resultados de la Prueba Final Inelástica según NISHIYAMA[3]

3) Comportamiento del panel en la conexión viga-columna de una columna central en el 4° piso

(a) marco resistente a momento (b) marco contraventeado



4) Distribución del daño después de la prueba elástica final

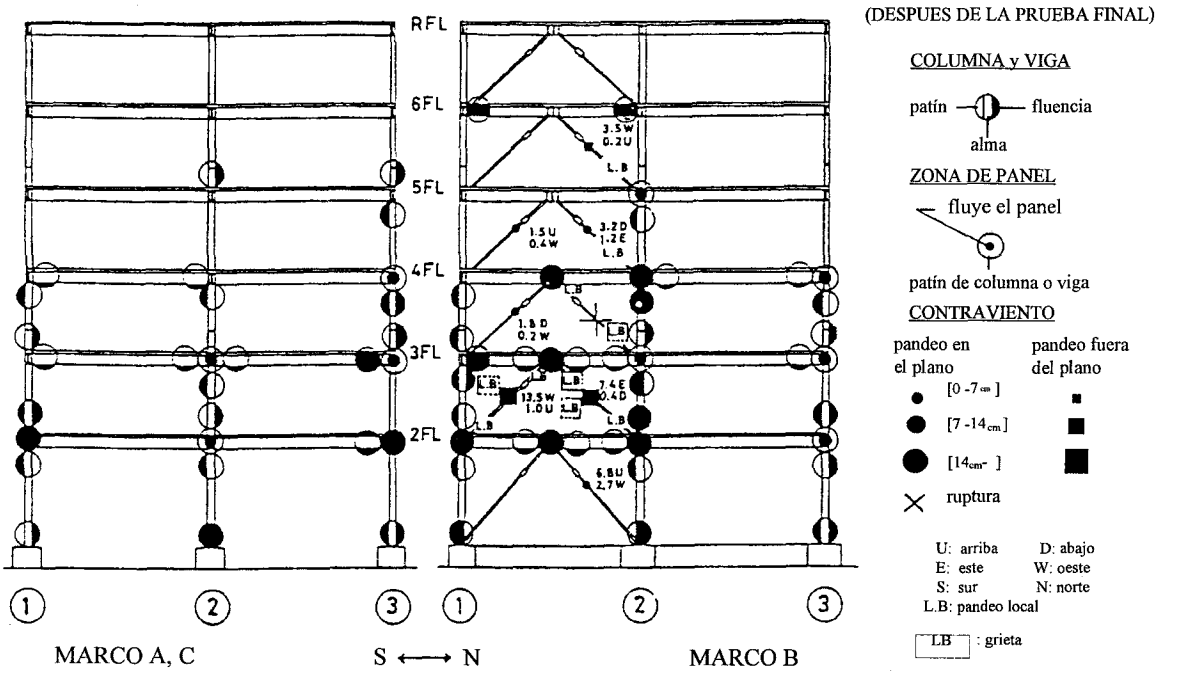
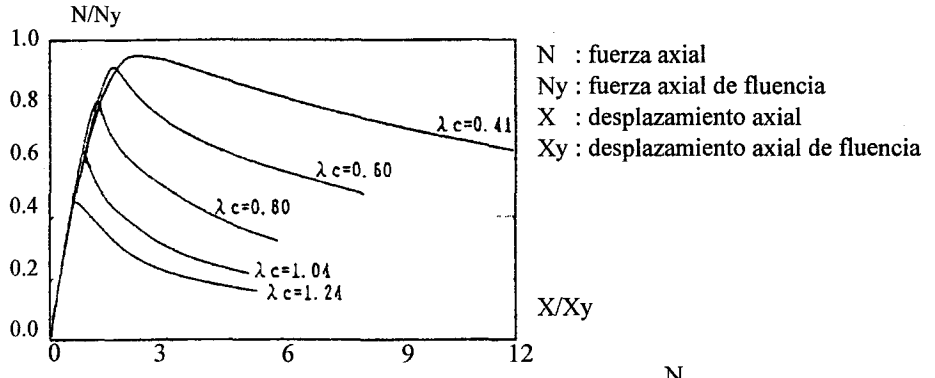


Fig. 9 Resultados de la Prueba Final Inelástica según NISHIYAMA [3] (continuación)

1) Relación de fuerza a desplazamiento axial



2) Fuerza axial - Deflexión lateral al centro del claro

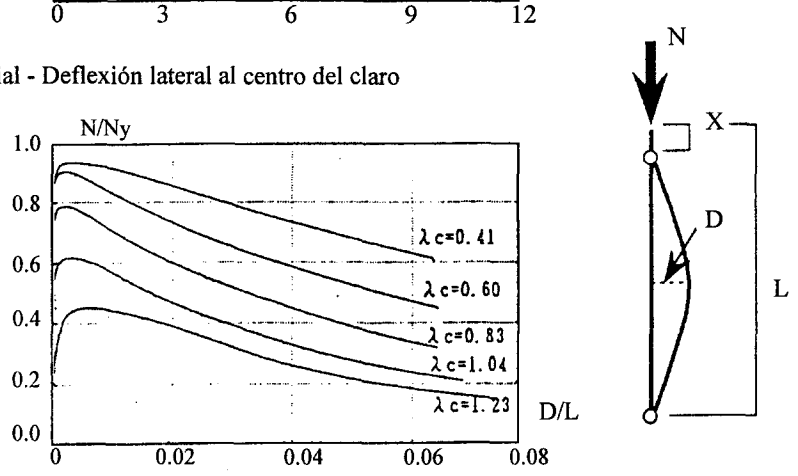


Fig. 10 Relación de fuerza a desplazamiento axial y deflexión lateral de contravientos con pernos en sus extremos según TAKANASHI & FUKUSHIMA[4]

1) contraviento corto

resistencia de fluencia del material = 24 kgf/mm², fuerza axial de fluencia = 33.4 tonf
relación de esbeltez L/r = 20

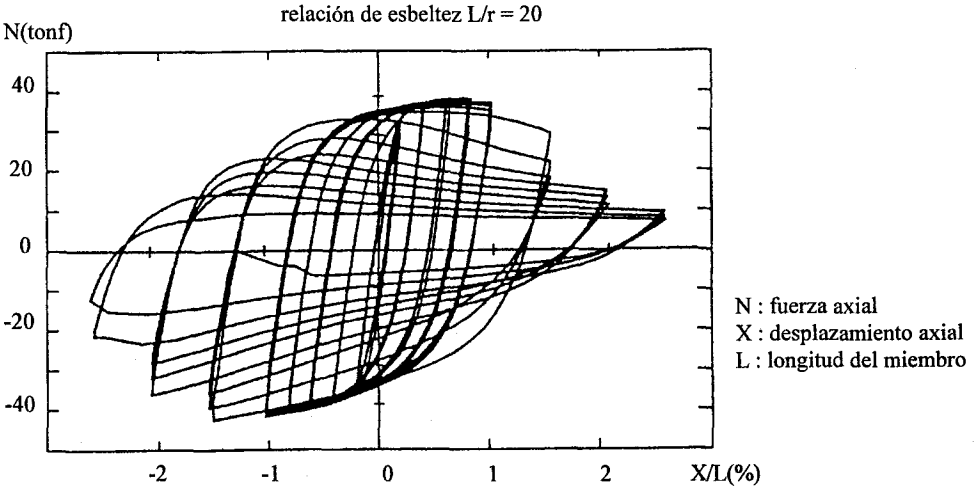
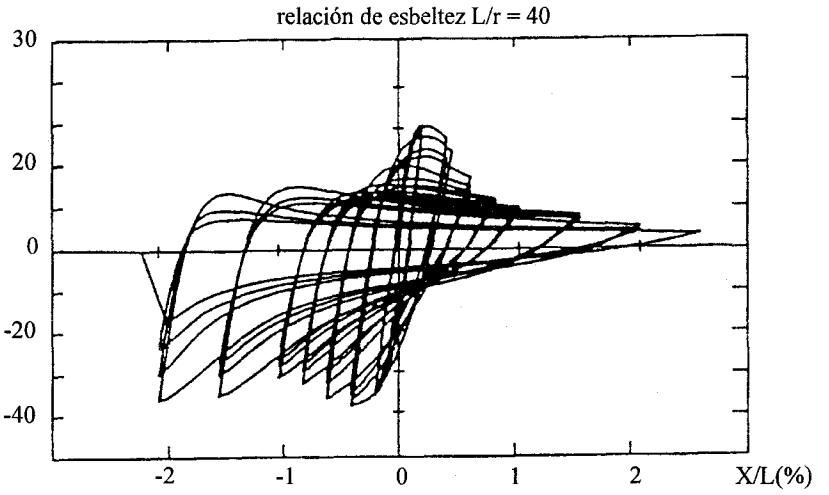


Fig. 11 Relación de fuerza axial de contravientos con pernos en sus extremos bajo cargas cíclicas NAKASHIMA[5]

2) Relación de fuerza axial a desplazamiento axial del contraviento intermedio

resistencia del material = 24 kg/mm²

fuerza axial de fluencia = 32.4 tonf



3) Resistencia de fuerza a desplazamiento axial del contraviento intermedio 2

resistencia del material = 24 kg/mm²

fuerza axial de fluencia = 34.1 tonf

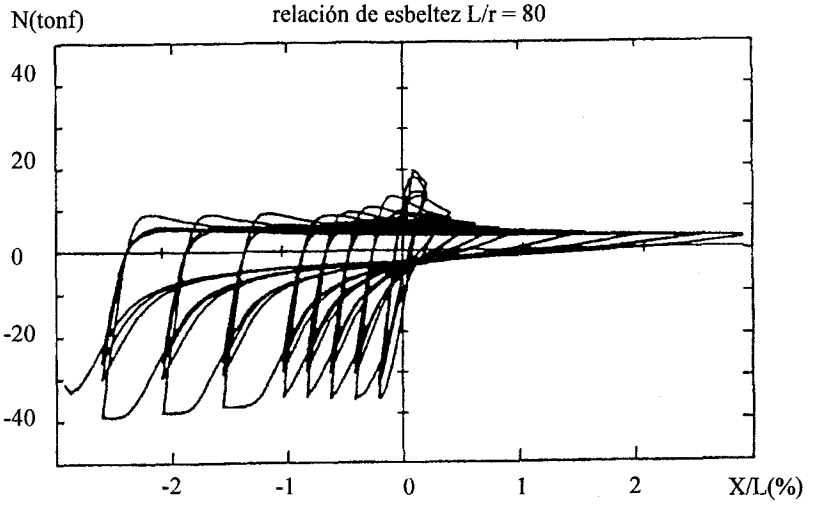
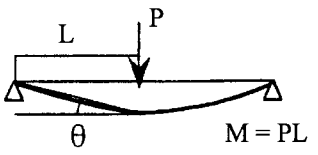


Fig.11 Relación de fuerza axial a desplazamiento axial de contravientos con pernos en sus extremos bajo cargas cíclicas según NAKASHIMA [5] (continuación)

1) Carga y materiales

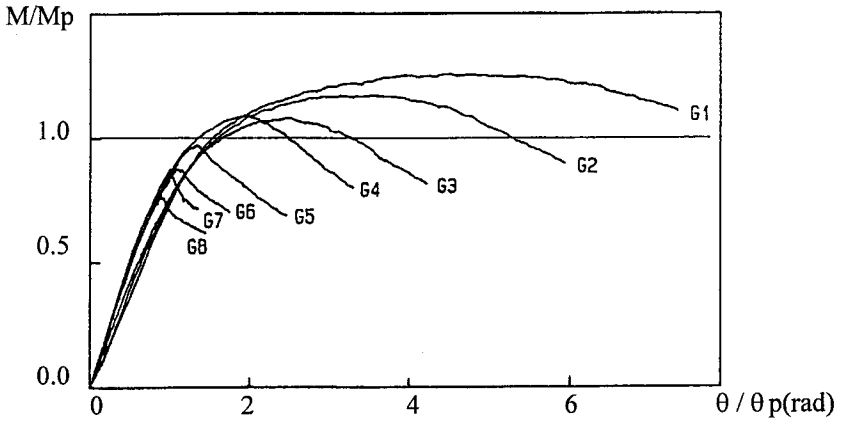


acero de alta resistencia y baja relación de fluencia
45 kg/mm² de punto de fluencia
60 kg/mm² de resistencia de tensión

2) Miembros de los especímenes de prueba

espécimen	L/ry	λn
G1	52.4	0.39
G2	64.0	0.47
G3	75.5	0.56
G4	90.4	0.66
G5	111	0.78
G6	129	0.90
G7	146	1.00
G8	164	1.09

3) Relación momento-rotación de los especímenes



4) Relación momento-ángulo de torsión de especímenes

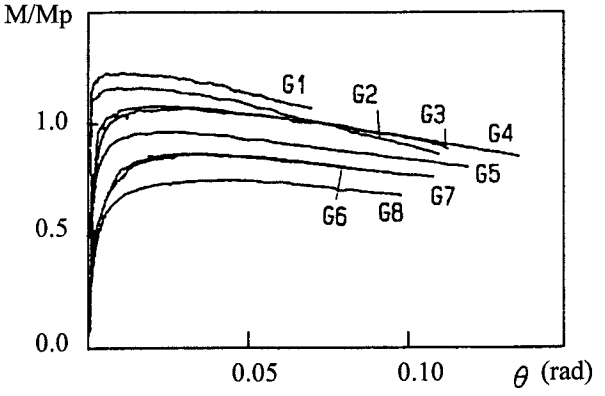


Fig. 12 Comportamiento de viga bajo un gradiente de momento según UDAGAWA [6]

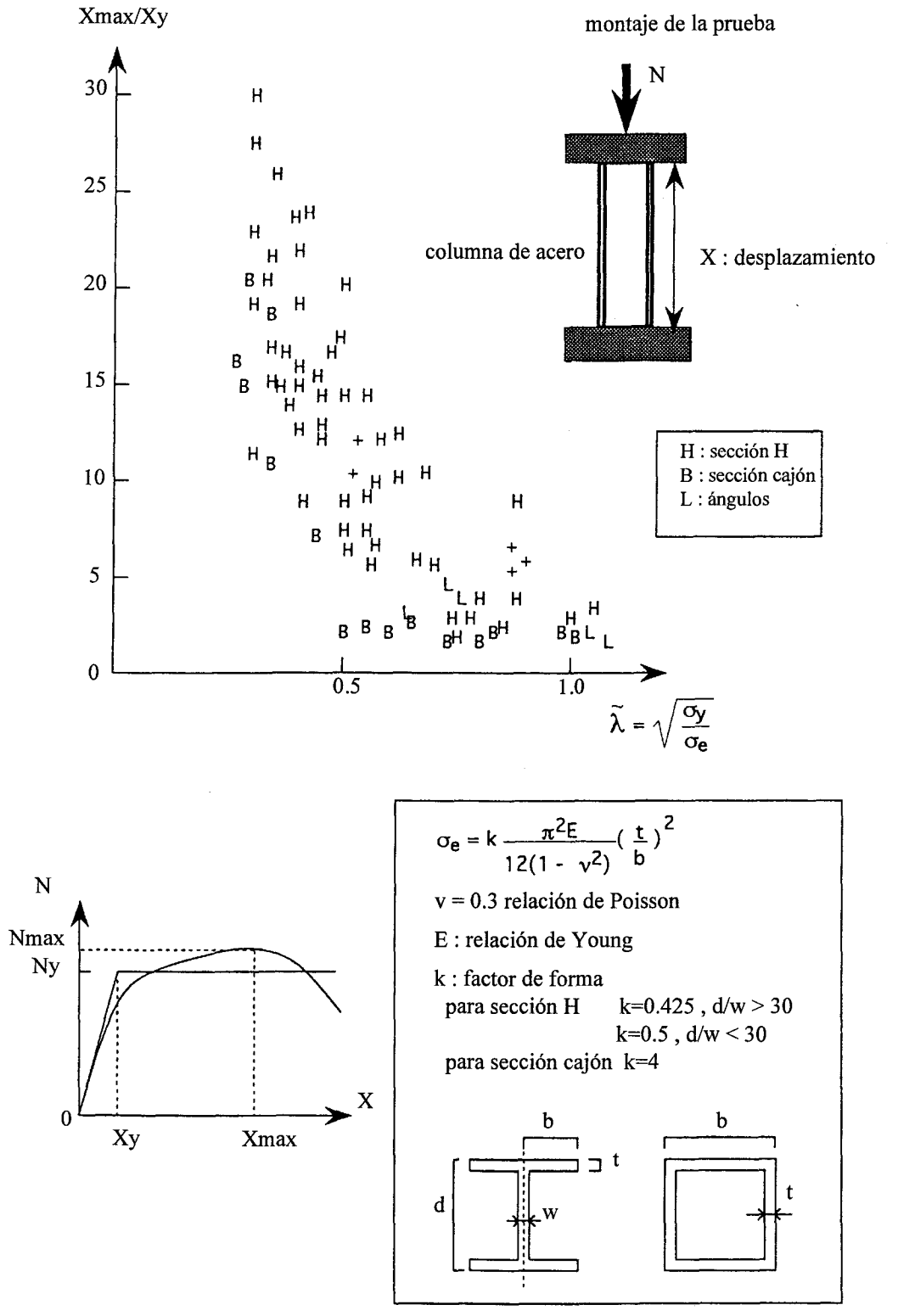
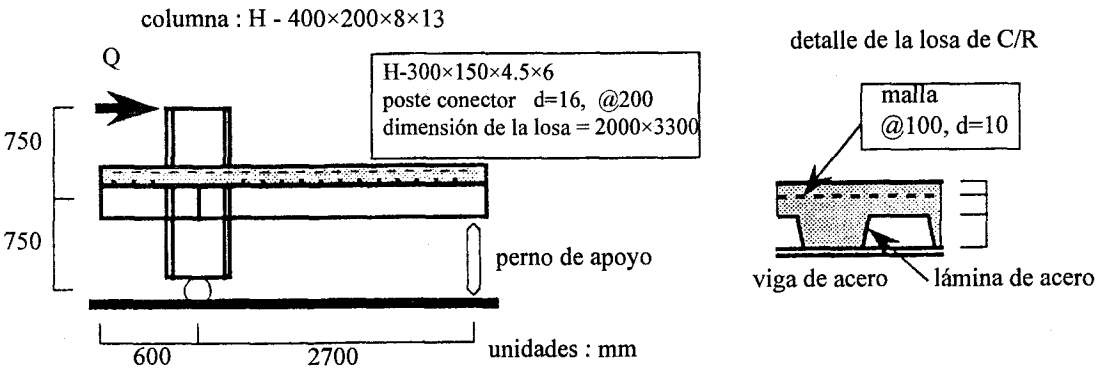


Fig. 13 Ductilidad de columna de acero según TAKANASHI [7]

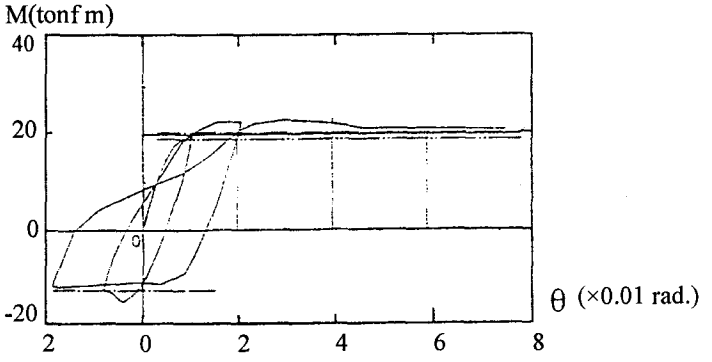
1) Montaje de la prueba



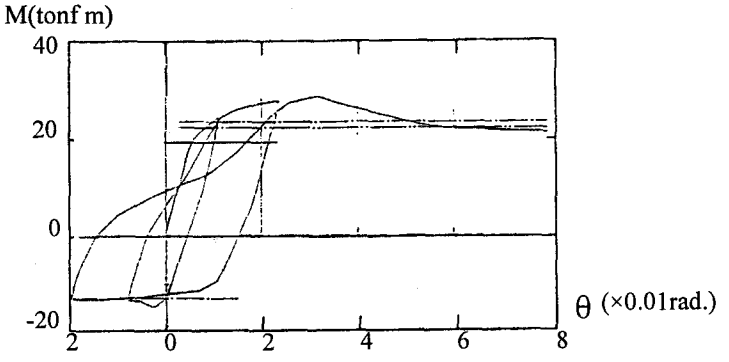
2) Espécimen A

t1=25 mm
t2=50 mm

M : momento en la viga en la cara de la conexión viga-columna
θ : rotación de la viga en M



3) Espécimen B



4) Espécimen C

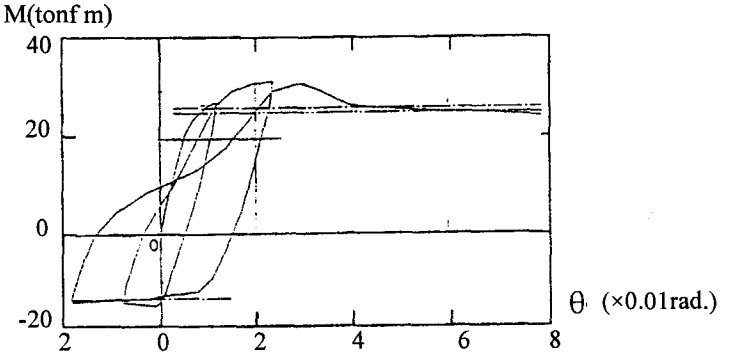
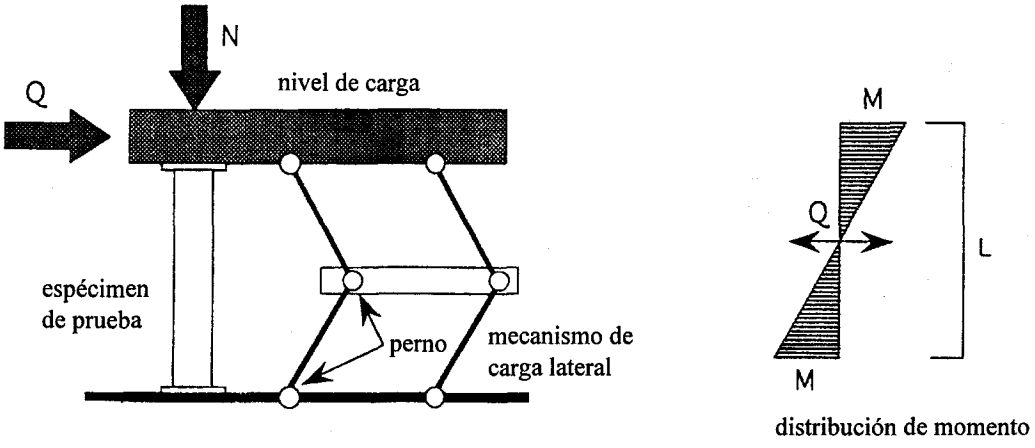
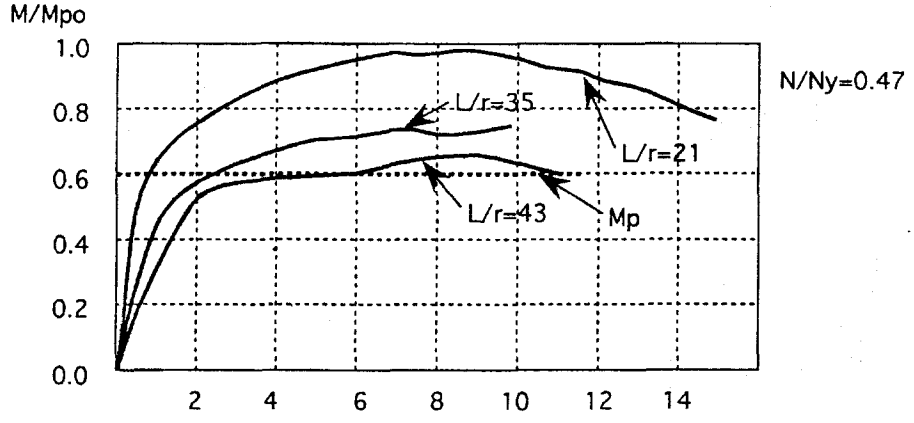


Fig. 14 Relación Momento-Rotaci ón de una viga compuesta según TAGAWA [8]

1) Montaje de la prueba y distribución de momentos del espécimen de prueba



2) Relación momento-rotación del espécimen A(b/t=6 del patín)



3) Relación momento-rotación del espécimen B(b/t=9 del patín)

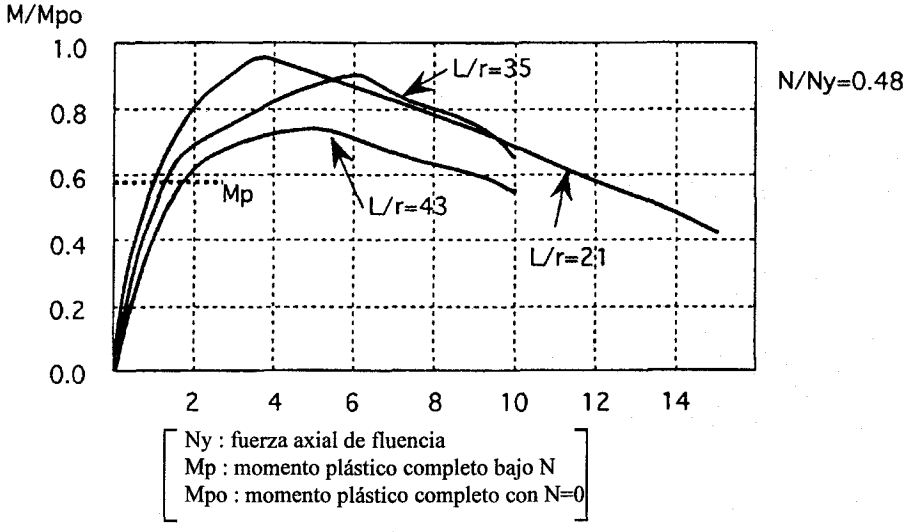
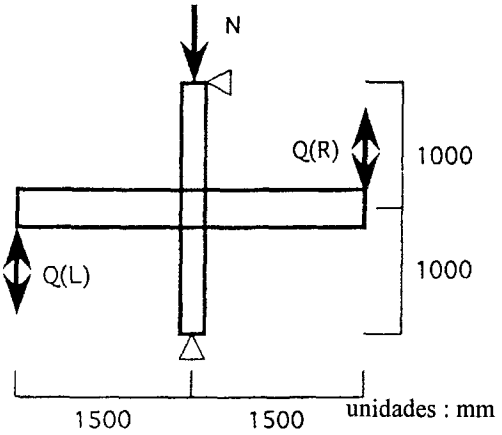


Fig. 15 Comportamiento de la columna según SUZUKI [9]

1) Montaje de la prueba



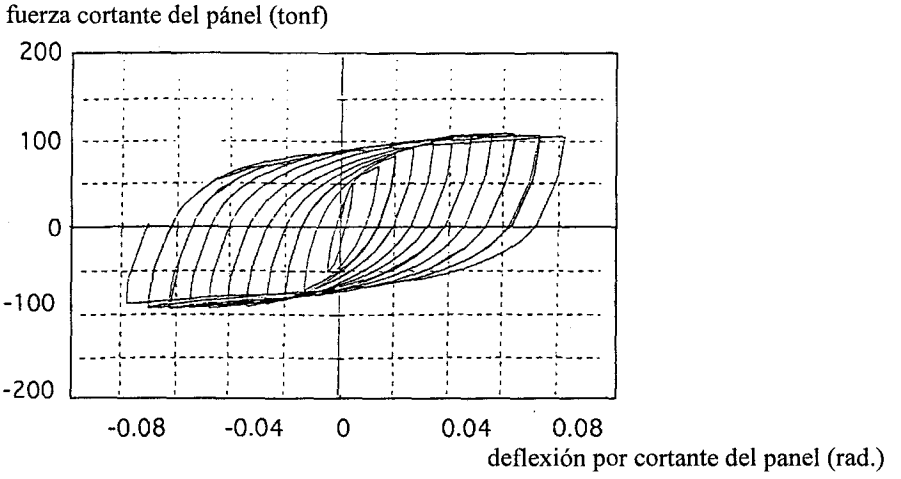
2) Miembros de los especímenes de prueba

material
resistencia de fluencia : 45kgf/mm²
resistencia de tensión : 60kgf/mm²

vigas : H-250×125×9×12
columnas : H-250×200×9×12

relación de fluencia del panel
espécimen A : Rp = 0.26
espécimen B : Rp = 0.77
(panel reforzado por placas dobles)

3) Relación cortante-deflexión del panel en la conexión viga-columna del espécimen A



4) Relación cortante-deflexión del panel en la conexión viga-columna del espécimen B

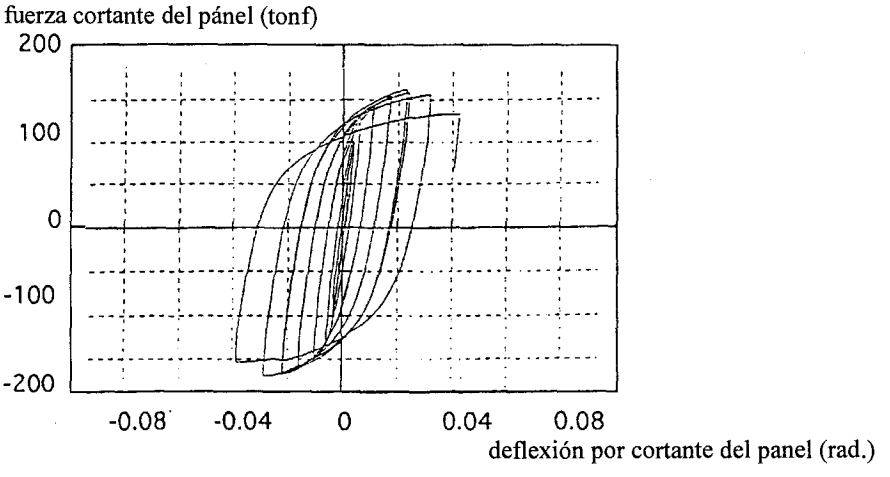
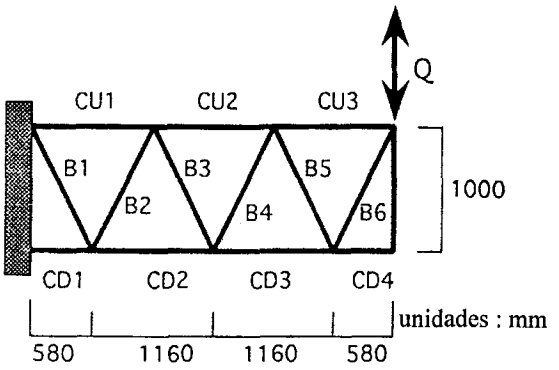


Fig. 16 Comportamiento de la Conexión Viga-Columna según KOHZU[10]

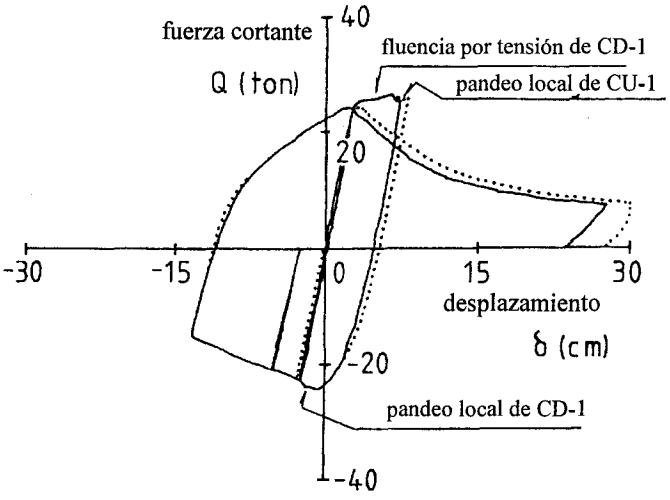
1) Espécimen de prueba



2) Lista de miembros

espécimen	A	B
sección de CU1-CU3 & CD1-CD4	H-194×150 ×6×9	H-194×150 ×6×9
sección de B1-B6	tubo 89.1×4.2	tubo 60.5×3.2
relación de esbeltez de CU1	32	32
relación de esbeltez de B1-B6	30	45

3) Relación carga-desplazamiento del espécimen de prueba A



4) Relación carga-desplazamiento del espécimen de prueba B

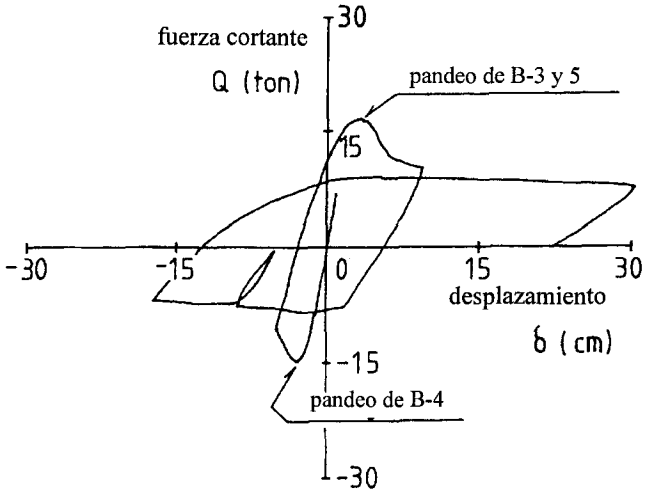
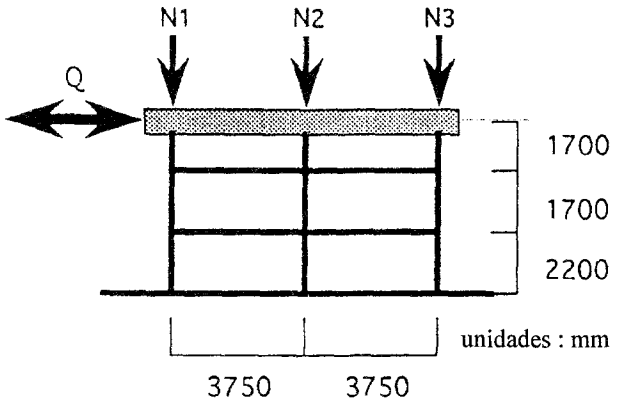
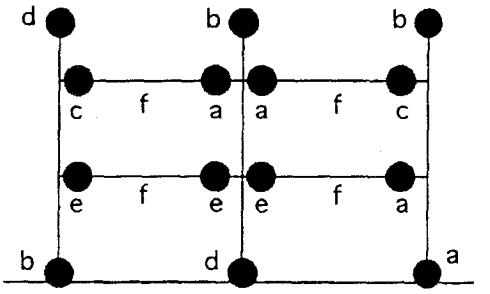


Fig. 17 Relación Carga-Desplazamiento de la armadura según NISHIYAMA[11]

1) Movimiento de la prueba



2) Daño después de la carga

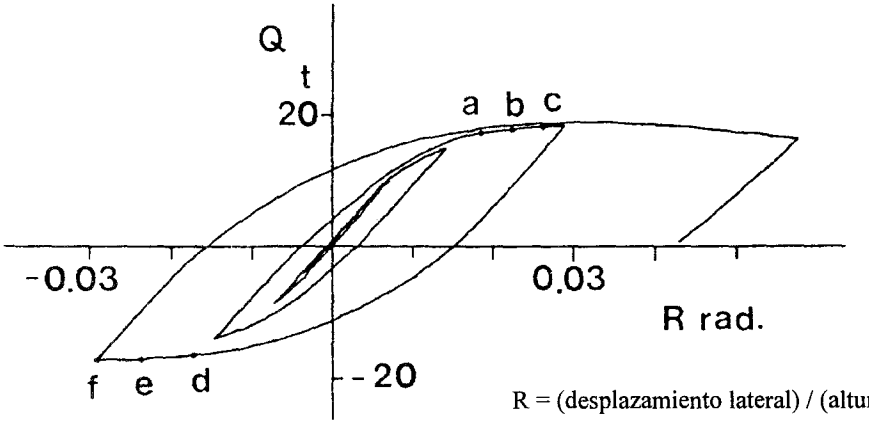


● : articulación plástica = pandeo local del patín

f : pandeo lateral

a - f corresponden a la misma letra en la curva Q-R

3) Relación fuerza-desplazamiento lateral



R = (desplazamiento lateral) / (altura del marco)

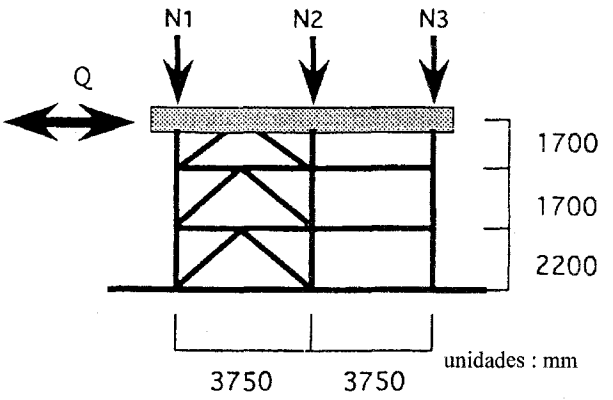
4) Miembros del marco de prueba

miembro	nivel	tipo	sección	H/tw	b/tf
columna extrema	1 - 3	6W20	H-157.5x152.9x6.60x9.27	23.9	8.25
columna central	2 & 3	6W25	H-162.1x154.4x8.13x11.56	19.9	6.68
	1	8W35	H-206.2x203.7x7.87x12.57	26.2	8.10
viga	3	8W10	H-200.4x100.1x4.32x5.21	46.4	9.61
viga	2	8W13	H-202.9x101.6x5.84x6.48	34.7	7.84

c.f. H : altura de la sección b : semi-ancho del patín
tw : espesor del alma tf : espesor del patín

Fig. 18 Relación Fuerza-Desplazamiento Lateral de un Marco Resistente a Momentos con Miembros Dúctiles según FUKUTA[12]

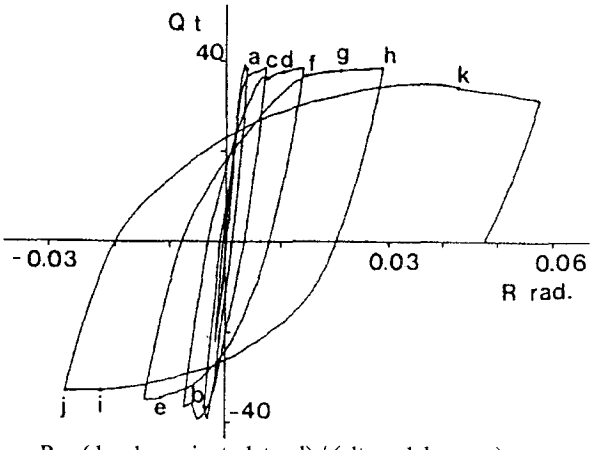
1) Montaje de prueba



relación de esbeltez de contravientos
K L/r = 69 (K=0.7)

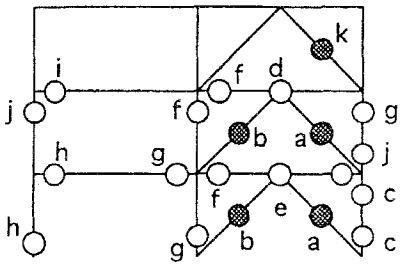
89% de la fuerza cortante lateral es tomada por los contraavientos en el rango elástico

2) Relación carga lateral-desplazamiento



R = (desplazamiento lateral) / (altura del marco)

3) Daño



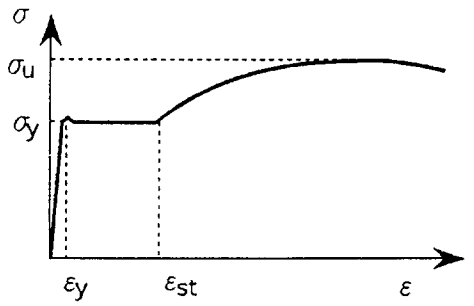
○ pandeo local de la placa
● pandeo de los contravientos

4) Miembros del marco de prueba

miembro	nivel	tipo	sección	H/tw	b/tf
columna extrema	1 - 3	6W20	H-157.5x152.9x6.60x9.27	23.9	8.25
columna central	2 & 3	6W25	H-162.1x154.4x8.13x11.56	19.9	6.68
	1	8W35	H-206.2x203.7x7.87x12.57	26.2	8.10
viga	3	8W10	H-200.4x100.1x4.32x5.21	46.4	9.61
viga	2	8W13	H-202.9x101.6x5.84x6.48	34.7	7.84

c.f. H : altura de la sección b : semiancho del patín
tw : espesor del alma tf : espesor del patín

Fig. 19 Relación Fuerza-Desplazamiento Lateral de un Marco Contaventeado con Vigas Dúctiles y Columnas según FUKUTA[12]



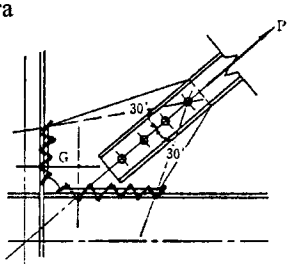
JIS SS400 acero estructural

variable	promedio	s	max.	min.
σy (N/mm²)	266	23	315	221
σu (N/mm²)	426	13	444	401
εst (%)	1.7	0.6	3.5	0.9

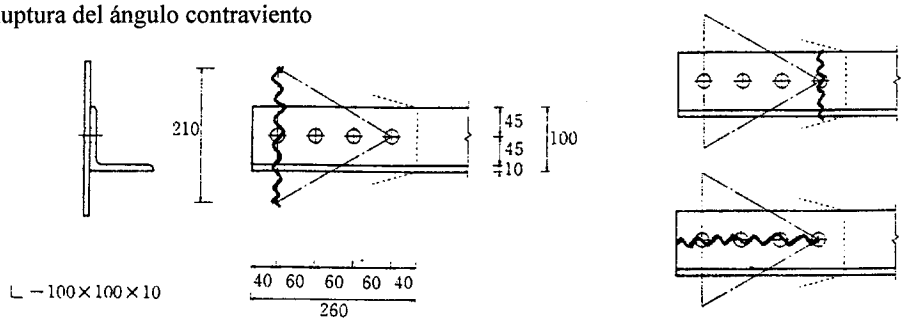
c.f. s=desviación estándar

Fig. 20 Relación Esfuerzo-Deflexio´n para el acero sometido a tensión.

1) Ruptura de la soldadura



2) Ruptura del ángulo contraviento



3) Ruptura del contraviento en canal-C

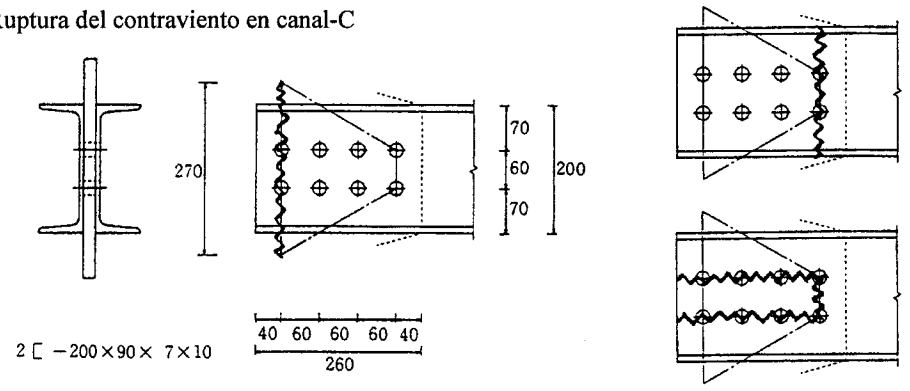


Fig. 21 Ejemplos de Modos de Ruptura en Conexiones de Contravientos

Tabla 2. Rangos Estructurales y Relación b/t de Vigas y Columnas Según el Reglamento Japonés

1) rangos estructurales y ductilidad

	rango A	rango B	rango C	rango D
ductilidad (μ)	$\mu > 7$	$7 = \text{or} > \mu > 5$	$5 = \text{or} > \mu > 3$	$3 = \text{or} 7 = \text{or} > \mu$

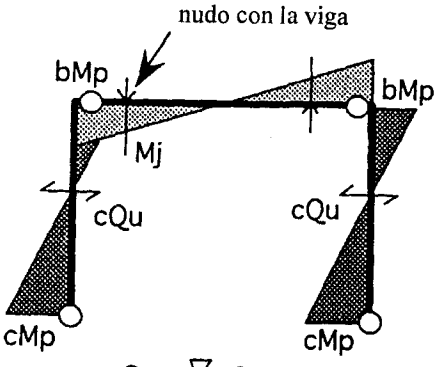
2) columnas

sección	porción	grado del acero	rango A	rango B	rango C	rango D
sección-H	patín	SS400 SM490	< = 9.5 < = 8.0	< = 12.0 < = 10.0	< = 15.5 < = 13.2	otros
	alma	SS400 SM490	< = 43 < = 37	< = 45 < = 39	< = 48 < = 41	otros
sección cajón		SS400 SM490	< = 33 < = 27	< = 37 < = 32	< = 48 < = 41	otros
tubo		SS400 SM490	< = 50 < = 36	< = 70 < = 50	< = 100 < = 73	otros

3) vigas

sección	porción	grado del acero	rango A	rango B	rango C	rango D
sección-H	patín	SS400	< = 9.0 < = 7.5	< = 11.0 < = 9.5	< = 15.5 < = 13.2	otros
	alma	SM490	< = 60 < = 51	< = 65 < = 65	< = 71 < = 61	otros

1)Distribución de esfuerzos con Qu



$Qu = \sum cQu$

O : articulación plástica

2) Relación fuerza lateral a distorsión de piso

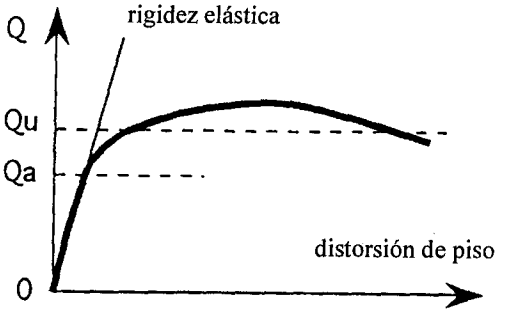
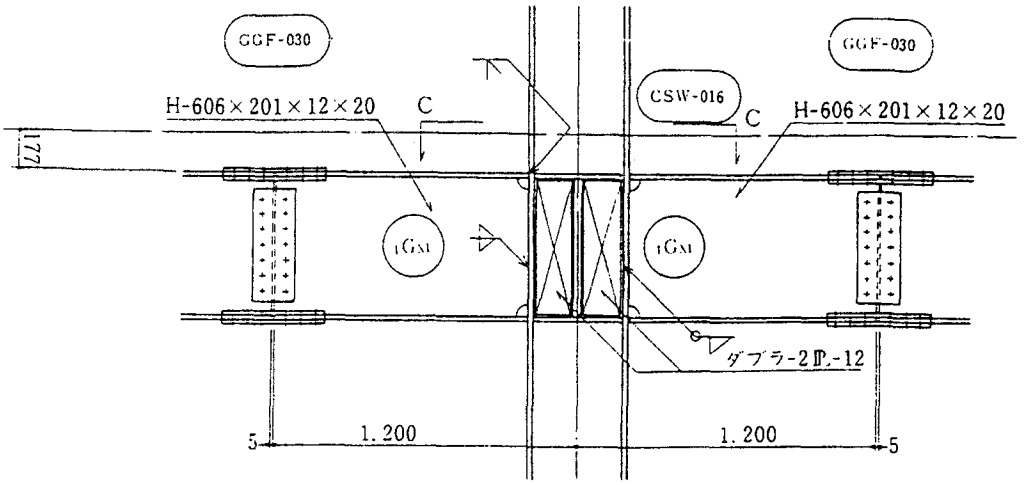
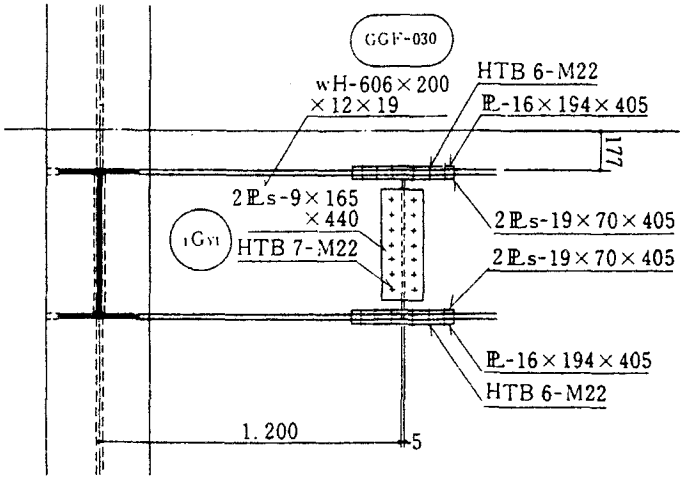


Fig. 22 Momentos de Diseño en los Nudos Según el Diseño Plástico

1) Elevación-1



2) Elevación- 2



3) Sección transversal

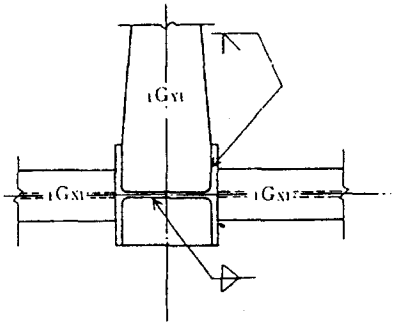


Fig. 23 Ejemplo de un Marco Resistente a Momentos en Japón

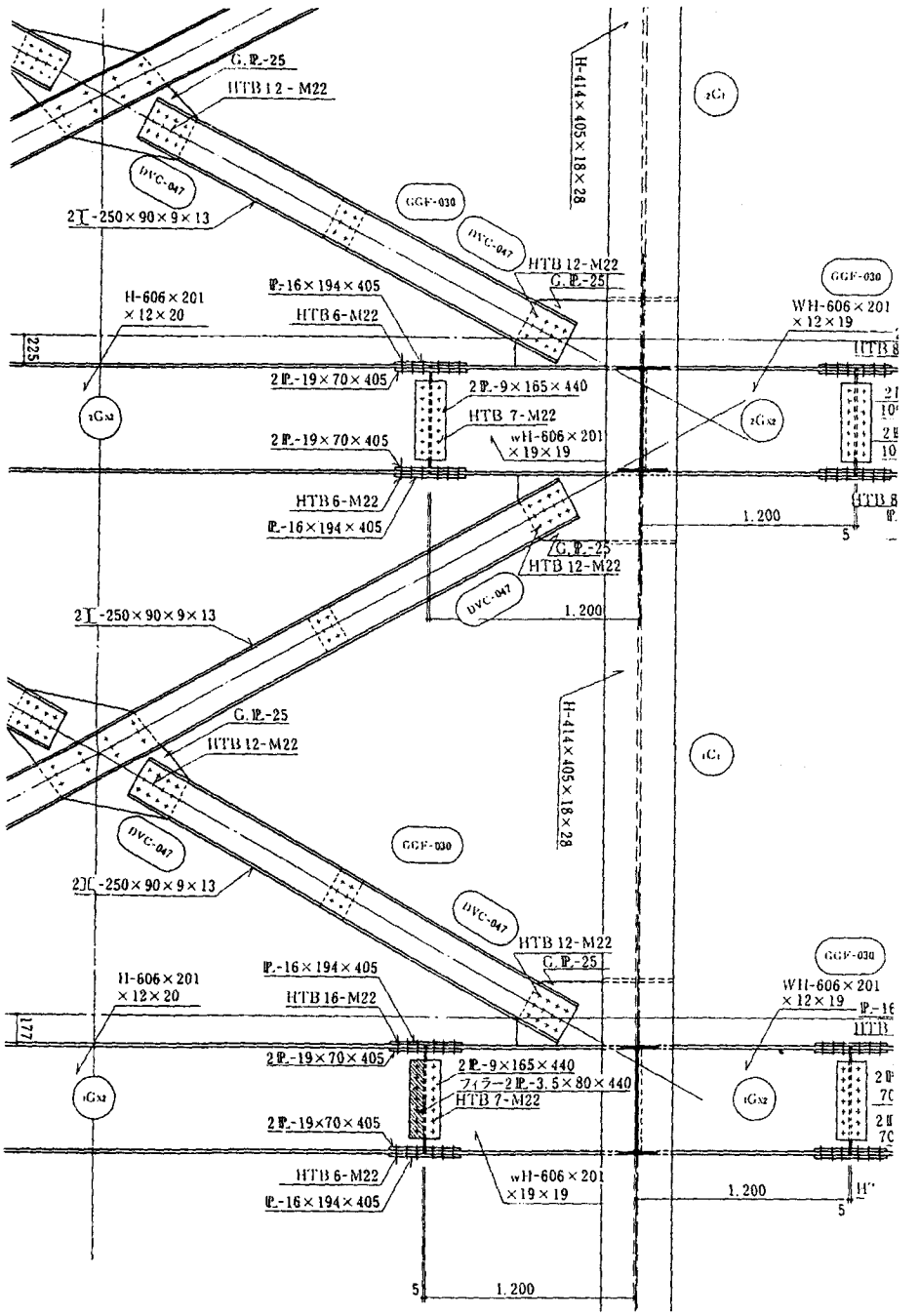


Fig. 24 Ejemplo de un Marco Contraventeado en Japón

TEMA " C "

CONOCIMIENTOS ESPECIFICOS DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMORRESISTENTE

Acerca de la Normatividad para el Diseño y Construcción de Cimentaciones en la Ciudad de México

M. en I. Manuel J. Mendoza

Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado

Dr. Oscar López
Dr. Sergio M. Alcocer

Tecnología del Concreto

M. en I. Juan Luis Cottier

Diseño y Construcción de Estructuras de Acero

M. en C. Enrique Martínez

Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería

Ing. Tomás A. Sánchez

Evaluación y Reparación Estructural de Edificios

Ing. Oscar de la Torre

ACERCA DE LA NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO

Manuel J. Mendoza López[1]

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

La reglamentación que la autoridad de una ciudad o entidad 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 en 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.

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. Como se menciona más adelante, esta tarea está todavía inconclusa debido por una parte a las dificultades que presenta el subsuelo de la metrópoli; y por otra, a las manifestaciones adversas de la naturaleza y de la actividad humana. Esta compleja problemática de la práctica geotécnica en esta ciudad está reconocida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones) y para Diseño por Sismo [*Refs 8, 9 y 10*], al señalarse que estas actividades presentan dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades; esta es la primera gran lección que deben tener muy presente los Directores Responsables de Obra, a quienes en particular está orientado este trabajo.

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. Precisamente las características del movimiento estuvo muy relacionado con la presencia de estos depósitos de suelos blandos que constituyen la Zona del Lago o Zona Geotécnica III de la ciudad de México, Fig 1.

---

[1]Asesor en Geotecnia, Centro Nacional de Prevención de Desastres. Investigador Titular, Instituto de Ingeniería, UNAM.

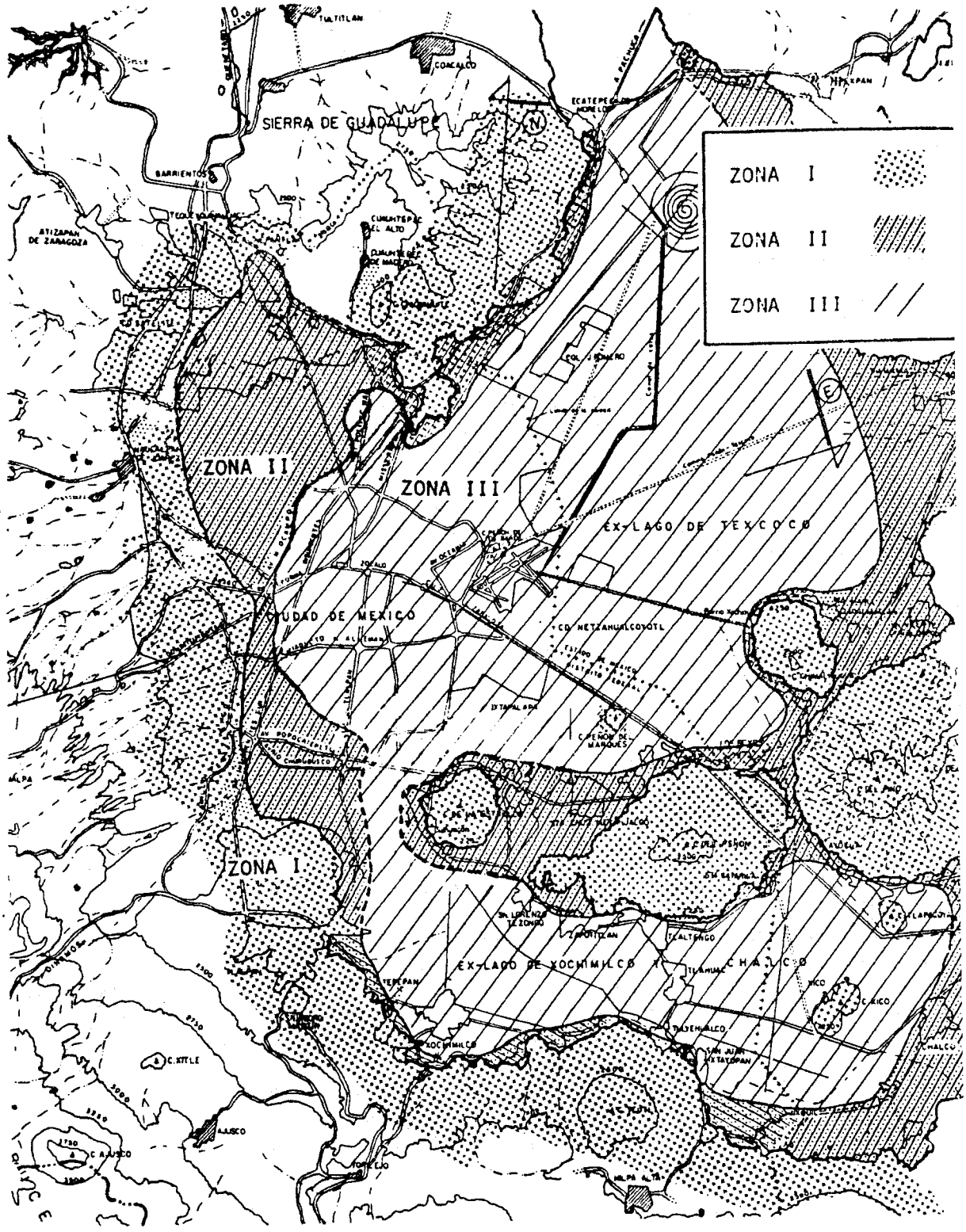


Fig 1 Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México

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 2, 15, 16 y 17*] 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 la desigualdad entre las fuerzas resistentes y las cargas actuantes, que establecía el Reglamento de Construcciones 1976 contra un eventual estado límite de falla; ello ocurría inclusive para sólo cargas permanentes. En dos de los casos se cumplía tal desigualdad para cargas permanentes, pero no para la combinación que incluía las cargas sísmicas que estipulaba dicho reglamento.

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 Reglamento de Construcciones 1987 para el Distrito Federal, 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 Reglamento 1976, pero de menor grado que el de las Normas de Emergencia 1985, emitidas inmediatamente después de los sismos.

El Reglamento vigente y sus Normas Técnicas Complementarias enfatizan la revisión que ante acciones sísmicas debe someterse el diseño de una estructura. En los artículos del reglamento se establecen los lineamientos generales invariantes que deben cumplir el diseño y la construcción de cimentaciones, en tanto que en las NTC se fijan sus criterios y métodos, a fin de cumplir con tales señalamientos.

1.2 Objetivos de este Trabajo

Los objetivos principales de este trabajo son *1)* hacer una breve revisión de los principios del análisis y diseño de cimentaciones; *2)* revisar, explicar y discutir la normatividad que se tiene al respecto para la ciudad de México; *3)* exponer las observaciones más importantes acerca del comportamiento que experimentaron las cimentaciones durante los eventos sísmicos de 1985; *4)* exponer y discutir los cambios más relevantes que se han introducido en el Reglamento y Normas vigentes para esta ciudad; y *5)* sugerir algunas posibles modificaciones y adiciones a las NTC-Cimentaciones vigentes.

1.3 Alcance

Las NTC-Cimentaciones son las únicas dentro del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal que además de las normas en sí, contiene Comentarios y Referencias. Ahí se indica expresamente que además de contar con los conocimientos básicos de mecánica de suelos, el diseñador debe conocer con profundidad las peculiaridades geotécnicas y sísmicas del Valle de México. Se proporciona una lista de referencias a las que se hace mención para dar respuesta a los diversos aspectos que inciden en el diseño y construcción de cimentaciones.

Desde luego no se pretende en este trabajo hacer un repaso de los fundamentos de mecánica de suelos, como tampoco de la información incluida en las referencias mencionadas en las NTC-Cimentaciones. Las referencias *2, 3, 11, 13, 15, 17, 18, 21, 24, 25, 26, 27, 28, 29 y 31* de este trabajo complementan a aquéllas, ya que incluyen información y resultados de estudios recientes. Durante el desarrollo de este trabajo se revisarán algunos de esos estudios y se comentará su incidencia, por una parte en la normatividad al respecto, y por otra en el análisis y diseño de cimentaciones.

Se repasan en este trabajo los fundamentos invariantes del diseño de cimentaciones en general y de la reglamentación al respecto para la ciudad de México, y luego se resumen las causas de mal comportamiento de las cimentaciones en la ciudad de México, primordialmente a raíz de los sismos de 1985. Posteriormente se revisan, comentan o explican los aspectos más relevantes del contenido de cada uno de los capítulos que contienen las NTC-

Cimentaciones. Cuando se ha considerado conveniente, se presenta una breve descripción de posibles procedimientos teórico-numéricos, a fin de cumplir con lo señalado en estos ordenamientos. Finalmente se exponen algunas de las lagunas o limitaciones que el autor estima adolecen las normas vigentes.

2. ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

2.1 Investigación Geotécnica

El requisito básico para un diseño geotécnico exitoso de una cimentación es, y siempre será, una buena investigación del subsuelo llevada a cabo con un conocimiento suficiente de los requerimientos de la estructura por soportar. Lo anterior implica:

▩ Adquirir un claro conocimiento de la estratigrafía y las condiciones hidráulicas en el sitio, enmarcadas en el contexto de la geología local y de experiencias en la región. Siempre será deseable una descripción detallada y sistemática del suelo en cada estrato, en términos de su identificación visual y tactil. Esto es particularmente cierto para el caso de la ciudad de México, y exige para alcanzarlo, la atención directa y el involucramiento de un ingeniero durante la investigación del subsuelo para realizar estas tareas. Es usual que en nuestro medio esta labor se le vea no propia para un profesional, y se le encargue a personal no calificado; muy frecuentemente los resultados de esta situación son deficiencias en el conocimiento acerca del perfil de suelos y de las condiciones hidráulicas, con los consecuentes retrasos, costos mayores e inclusive consideraciones equivocadas que conducen a errores de diseño.

No sería aventurado aseverar que en la gran mayoría de los casos, el diagnóstico del tipo y profundidad de desplante de la cimentación puede hacerse básicamente con el conocimiento antes mencionado. Además, la planeación de los procedimientos constructivos dependen fuertemente de esta información.

▩ Determinar las propiedades mecánicas relevantes de cada estrato, en función de las características y tipo de estructura por cimentar, por medio de las pruebas de laboratorio y/o de campo adecuadas. Una comprensión sólida de los factores que influyen en las propiedades mecánicas del subsuelo es esencial; sin embargo, esto debe estar unido a una conciencia acerca de las limitaciones en la teoría, técnicas de ensaye y en las incertidumbres en la información de las condiciones del terreno.

En el capítulo siguiente se exponen diversos comentarios al respecto; cabe adelantar sin embargo que se advierte en la actualidad un incremento de la construcción en las Zonas I y II de la capital. Ello exige particular atención al primer punto, y a la ejecución de ensayes sobre todo *in situ*, en los que no se cuenta con tanta experiencia y conocimientos como la que ya se ha acumulado para la Zona del Lago o Zona III.

2.2 Idealización y Realidad

Se reconoce que la ingeniería de cimentaciones no es una ciencia exacta [*Ref 33*], pero que sin embargo se requiere de una precisión suficiente para asegurar el diseño y construcción exitoso de una cimentación, para tampoco sacrificar la economía. Lo anterior exige un enfoque racional, alejado de dogmatismos y dejando en un segundo plano al empirismo.

En las últimas décadas se han desarrollado poderosos y muy valiosos métodos teorico-numéricos para obtener soluciones a problemas geotécnicos complejos, los que eran inabordables hace pocas décadas; sin duda, las computadoras personales de amplio acceso en la actualidad para prácticamente todos los ingenieros, han abierto la posibilidad de complementar la información mencionada en el subcapítulo 2.1 y llegar a diseños geotécnicos sanos. Desde luego la condición para ello es que estas poderosas herramientas y técnicas teorico-numéricas se usen con sensibilidad y discernimiento. Así empleadas, son de gran ayuda al diseñador de una cimentación, facilitándole

visualizar y cuantificar diversas soluciones, escenarios y consecuencias; empero, si se usan ciegamente, tales métodos son una amenaza y pueden ser extremadamente engañosos.

Con frecuencia se aprecia una tendencia a diseñar sobre la base de números contenidos en listados de computadora obtenidos por paquetes de computo y algunos informes de mecánica de suelos, en los que no están claras las hipótesis o idealizaciones implícitas en la solución analítica, y consecuentemente no existe una clara comprensión de que tan lejos o que tan cerca están de la realidad. Es indispensable por una parte escudriñar esas *cajas negras* que son los paquetes adquiridos de *software* para conocer su alcance; y por otra, alimentarlos con los parámetros adecuados y representativos de las propiedades mecánicas de los materiales involucrados en el problema. Finalmente, para cerrar el círculo y lograr avances en los métodos de diseño de cimentaciones es necesario observar y monitorear con la instrumentación conveniente las obras reales, orientándola principalmente a conocer el comportamiento durante el evento sísmico mismo.

Desde luego, también se ha podido detectar que en las rutinas de la ingeniería en la ciudad de México se emplean a menudo procedimientos demasiado simplistas, no justificados por las herramientas computacionales con que se cuenta en la actualidad, y menos por las hipótesis arbitrarias asumidas; tal es el caso por ejemplo, de ciertos procedimientos de cálculo de asentamientos de cimentaciones con pilotes de fricción.

2.3 Solicitaciones de Carga

Además de los conocimientos estratigráficos y de propiedades de los materiales del subsuelo, así como de los análisis geotécnicos mencionados en el inciso anterior, es indispensable conocer las solicitaciones de carga que ejercerá la estructura sobre el terreno. En general, las cargas permanentes (muertas principalmente) son razonablemente estimadas en función de la geometría de la estructura, aunque no son extraños en nuestro medio las diferencias que experimenta ésta entre lo diseñado y lo construido. Empero, son las cargas variables (vivas principalmente) y las accidentales (sobre todo las sísmicas) en donde se tienen las mayores incertidumbres en su magnitud.

Una de las lecciones más evidentes de los sismos de 1985 es que debe prestarse mayor atención a la cuantificación de las cargas de la construcción mismas que soporta la cimentación, así como de sus posibles variaciones durante la vida útil de la estructura. En efecto, buena parte de las cimentaciones dañadas se encontraban sobrecargadas y seguramente con una estimación optimista de la carga viva, o bien por un irracional cambio en el tipo de carga. Las consecuencias de esta situación inclusive con relativamente pequeños incrementos de esfuerzo, sobre todo en la Zona III, son los fuertes asentamientos o la creación de condiciones propicias a la falla general o local, primordialmente cuando se suma a acciones sísmicas. Es necesario que en el futuro los diseños de cimentación incluyan un análisis de sensibilidad a las hipótesis de cálculo y en particular a posibles diferencias entre las cargas reales y las de diseño.

2.4 Dimensiones del Area Cargada

Debe reconocerse por otra parte, la gran influencia de las dimensiones del área cargada de losas de cimentación o cajones que compensan parcialmente el peso de un edificio. Para ejemplificar lo anterior, se muestran en la Fig 2 los asentamientos calculados provocados por la combinación de áreas con anchos variables y de diferentes cargas uniformemente repartidas; para ello se consideraron las propiedades de compresibilidad del subsuelo muestreado en un sondeo realizado en una región precargada de la Zona del Lago. Se distingue que para misma presión neta, conforme aumenta el ancho de la cimentación crece el asentamiento esperado, y la razón de cambio es tanto más significativa cuanto mayor es la presión aplicada.

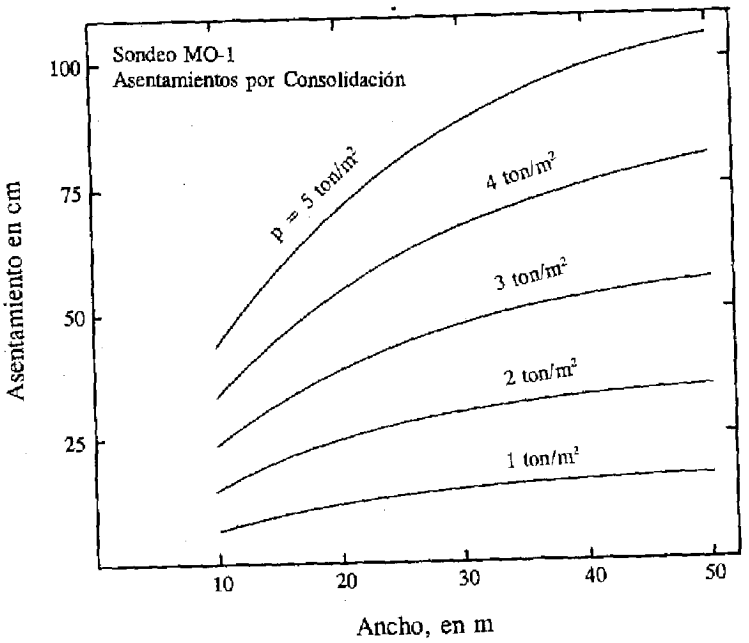


Fig 2. Asentamientos calculados para áreas cuadradas sometidas a diferentes presiones uniformes en un sitio de la Zona III de la ciudad de México

2.5 Interacción entre Profesionales

Los efectos de los sismos de 1985 sobre las cimentaciones de edificios de la ciudad de México pusieron al descubierto diversas prácticas que no contribuyen al mejor comportamiento de las estructuras, aunque por fortuna y en general se pudo comprobar que existen teorías y prácticas bien probadas con las que se diseñan y construyen cimentaciones con buen comportamiento, inclusive bajo severas acciones sísmicas. Entre aquéllas se pudo apreciar la fuerte división de actividades entre los ingenieros estructuristas y geotecnistas, lo que propicia que no se tomen en cuenta adecuadamente las interacciones entre superestructura y cimentación, y entre ésta y el subsuelo, principalmente bajo acción dinámica [*Ref 24*]. Así mismo, se distinguió que los ingenieros geotecnistas ponen mayor atención al problema de estabilidad asociados a los estados límite de falla, soslayando los problemas de movimientos de la cimentación, relacionados con los estados límite de servicio. En particular, casi nula atención se presta por lo general a la estimación de los movimientos permanentes o residuales que sufren cimentación y superestructura después de sismos intensos, a pesar de que los comportamientos indeseables más frecuentes de cimentaciones por los sismos de 1985 fueron los debidos a fuertes asentamientos diferenciales y totales, así como a desplomes.

3. NORMATIVIDAD

3.1 Criterios de Seguridad

Debe quedar muy claro que las NTC-Cimentaciones no son un manual de diseño, sino que son el instrumento normativo mediante el que la autoridad establece las normas mínimas 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 satisfacen los requerimientos mínimos de seguridad y *2)* si los procedimientos constructivos propuestos están de acuerdo con el estado actual de la práctica de la ingeniería. En la Fig 3 se muestra un esquema del proceso.

Los criterios de seguridad a que se refiere el primer punto tienen que ver con un problema de estabilidad, y a otro íntimamente asociado que es el de compresibilidad y/o deformabilidad. Para analizar el aspecto de estabilidad, aquellos criterios se basan comunmente en el cálculo del factor de seguridad tradicional, que es el cociente entre la capacidad de carga máxima o última que potencial y teóricamente puede soportar el sistema cimentación-subsuelo, y las cargas o acciones sobre el mismo. Por su parte, en el Reglamento de Construcciones para el D.F. y sus NTC se adopta un criterio considerado más racional, en el que se distinguen las diferentes fuentes de incertidumbre, y a cada una de ellas se les asocia un factor que las toma en cuenta.

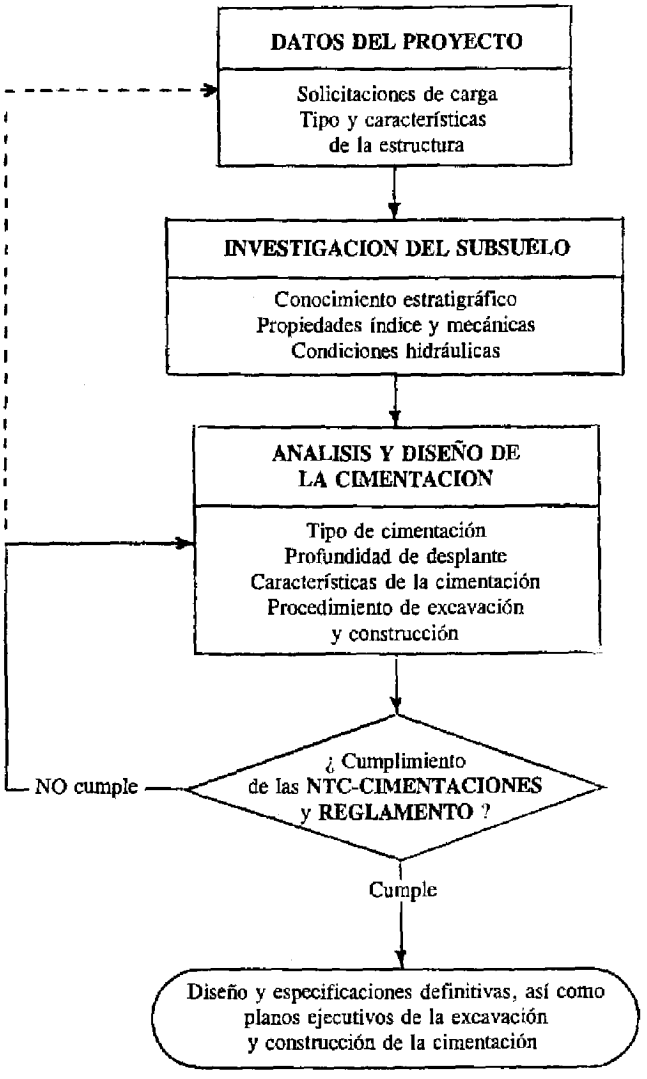


Fig. 3. Proceso de análisis y diseño de una cimentación, incluyendo su revisión a través del Reglamento de Construcciones

Así, a cada una de las diversas combinaciones de carga se les afecta por cierto *factor de carga* mayor que la unidad. Por su parte, a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se le afecta por un *factor de resistencia* menor que la unidad, antes de involucrarla en la determinación analítica de la capacidad de carga.

3.2 Estados Límite de Falla

La revisión de seguridad de acuerdo con las NTC consiste en comprobar que no se caiga en posibles *estados límite de falla*, al verificar el cumplimiento de que cada combinación de cargas o acciones "aumentadas" sea menor que la capacidad de carga "disminuida" del suelo. En el Art 224 del Reglamento se establece que esas posibles situaciones que provocarían una falla franca o colapso estarían asociadas 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), falla plástica general o local bajo la cimentación (mecanismo cinemáticamente admisible de identación del cimiento en el subsuelo), y falla estructural de algún elemento de la cimentación.

A las condiciones anteriores, habrán de añadirse en futuras versiones de las NTC-Cimentaciones otras posibles fallas que se han detectado podrían presentarse, dadas algunas prácticas cotidianas; éstas se mencionan en el capítulo 13 de este trabajo.

3.3 Estados Límite de Servicio

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 asentamiento o emersión, velocidad con que ésta puede ocurrir, inclinación o desplome y asentamientos diferenciales; éstos últimos, en función de la rigidez y tipo de estructura.

Se enfatiza que el Reglamento y sus Normas establecen requisitos mínimos, y reconoce que muy a menudo éstos son insuficientes para asumir 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. Debe quedar muy claro, por tanto, que aun cuando se establecen estos mínimos, la normatividad vigente no es exhaustiva y no exime de responsabilidad al Responsable de Obra 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. Cabe también puntualizar por una parte que para todo fin práctico y legal, igual fuerza y obligatoriedad tienen los artículos del propio Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal como lo estipulado en sus Normas Técnicas Complementarias; y por otra, que es posible adoptar criterios y métodos diferentes a los establecidos en las Normas, siempre y cuando se cuente con la aprobación expresa del Departamento del Distrito Federal.

4. COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES

4.1 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 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, que no son otra cosa que los depósitos del fondo del otrora lago de la ciudad. Al Portal de Agustinos, situado en la vieja calle de Tlapaleros -hoy 16 de Septiembre- se le describe [*Ref 7*] 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.

Las condiciones del subsuelo y sísmicas han obligado al uso de diferentes tipos de cimentación en la ciudad de México; en la Fig 4 se muestra un esquema de las más usuales.

Desde luego la problemática geotécnica de la ciudad no se circunscribe sólo al ámbito de las arcillas lacustres de la Zona III. 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.

4.2 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 25, 31, 26 y 28, 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.

INSTITUTO DE INGENIERIA

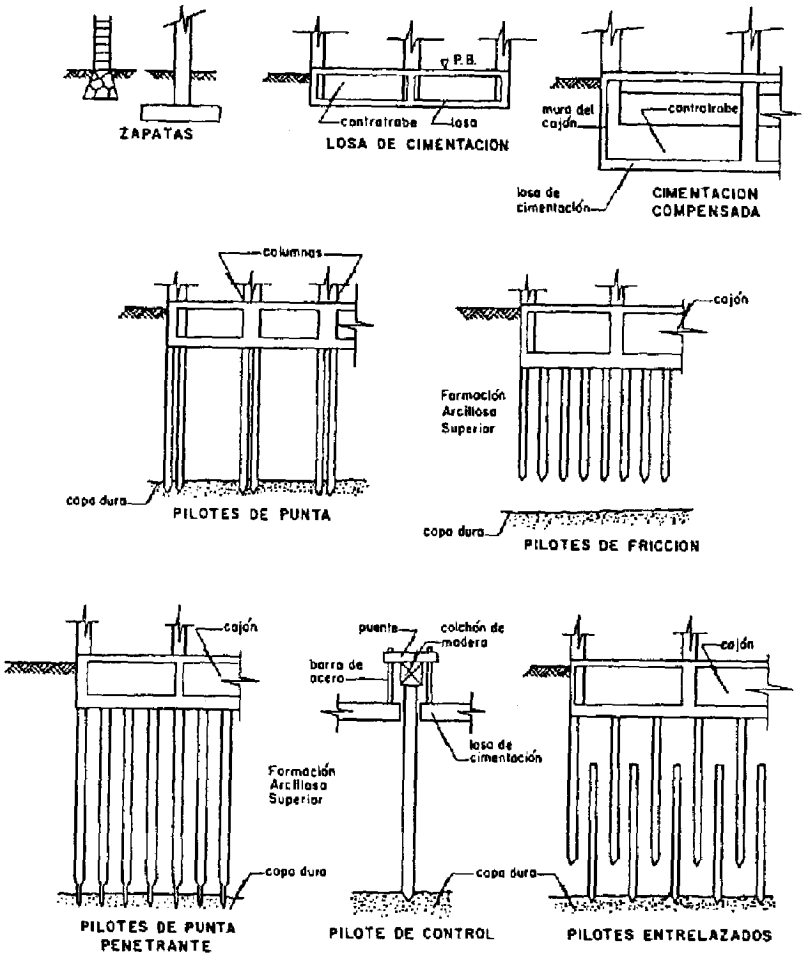


Fig 4. Tipos de cimentación empleados en la ciudad de México

Aun cuando se pudieron apreciar casos de mal comportamiento en todos los tipos de cimentación señalados en la Fig 4, 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 entre estos modos de vibrar y los de aquellos depósitos de suelo blando es que estas estructuras junto con este tipo de cimentación que era muy usual, 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 3*] una revisión actualizada de consideraciones para el diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas.

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, desplomes e incluso en colapsos. Estas conclusiones, junto con las que se indican enseguida, resultaron de un análisis de casos típicos reales con funcionamiento deficiente; la descripción completa de éstos y sus resultados se han publicado previamente [*Refs 2, 16 y 17*] 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.

- 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, y

- Cantidad y longitud reducidas de pilotes de fricción, 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.

Un común denominador en varios casos de comportamiento inadecuado de cimentaciones de edificios durante los temblores de 1985, fue que no cumplían con los criterios y normas vigentes; la gran mayoría ya habían mostrado un comportamiento deficiente bajo cargas estáticas, tales como asentamientos diferenciales y totales, así como desplomes.

5. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

5.1 Zonificación

En el Reglamento vigente sólo se reconocen 3 zonas geotécnicas que comprenden únicamente a la mancha urbana del D. F., Fig 1; desaparece la zona IV que correspondía principalmente a la zona sur del D. F., poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de suelos; se justifica esta exclusión desde un punto de vista práctico, ya que la construcción en esa zona montañosa es reducida. En el Art 219 del Reglamento y en el Capítulo 2 de las NTC-Cimentaciones se describen cada una de estas zonas. El lector puede encontrar una fuente de información muy documentada acerca de las propiedades del subsuelo de la ciudad, así como del comportamiento previo al sismo de 1985 de diversas cimentaciones, en la obra monumental de Marsal y Mazari [*Ref 14*].

Aun cuando se señala la preponderancia de los resultados de exploraciones directas del subsuelo en un sitio dado para definir la zona, se proporciona en las NTC un mapa indicativo más detallado que el del Reglamento anterior con la zonificación geotécnica; está basado en información recopilada en la década de los setenta, así como en exploraciones más recientes, con las que fue posible incluir la zona arcillosa blanda de los ex-lagos de Xochimilco y Chalco. Cabe señalar que el uso de ese mapa geotécnico está restringido sólo para aquellas construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras.

Sin poder precisar en ese mapa los límites de la Zona del Lago o Zona III con la información disponible, se esbozó un "istmo" blando entre los ex-lagos antes mencionados y los de la ciudad de México y Texcoco; resultados de exploraciones directas y relatos históricos de tránsito de chinampas entre esos lagos, señalan la presencia en esa "garganta" de potentes sedimentos de suelos lacustres blandos.

5.2 Exploración

Los requisitos mínimos de exploración que anteriormente estaban señalados en el reglamento, pasaron a las NTC. Para el caso, se dividieron las construcciones en sólo dos categorías: las ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras, y las pesadas, extensas o con excavaciones profundas; para hacer tal distinción se agregó al juicio basado en la magnitud de la presión media y de la profundidad de desplante de la cimentación, el perímetro de la construcción. Así, las exploraciones mínimas procedentes se establecen para cada tipo de construcción y zona geotécnica. Por cierto, se redujo el perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción, para definir el número mínimo de exploraciones; con ello se reconoce el relativo avance en el conocimiento de las propiedades de los suelos de la ciudad, y se indica la importancia de seleccionar y ejecutar el tipo de sondeo adecuado conforme al objetivo de la exploración.

En las NTC vigentes 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 no se establece la profundidad de la exploración, pero es claro que ésta está en función del tipo de construcción y zona geotécnica, así como de las dimensiones en planta de aquélla, de acuerdo a lo señalado en el subcapítulo 2.4.

5.3 Propiedades Indice y Mecánicas

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 en otros pormenores se encuentra en todo libro o manual de mecánica de suelos y que quien emplee estas normas les deben ser familiares.

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. En la *Ref 14* se proporcionan inclusive múltiples correlaciones de propiedades mecánicas con el contenido natural de agua de las arcillas de la ciudad. Alternativamente, se aceptan otros sondeos de penetración, como el de un cono, como indicador de las condiciones estratigráficas de un sitio.

Por otra parte, se 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. La mayor parte de los laboratorios de mecánica de suelos en la ciudad tienen limitaciones en cuanto a equipo adecuado (laboratorio o campo) para determinar tales propiedades; los sismos de 1985 mostraron que es menester modificar pronto esta situación.

Por lo que se refiere al hundimiento regional, el señalamiento que se hacía en las NTC-1977 para investigar los movimientos debidos al abatimiento piezométrico regional, forma parte ahora del Reglamento. Desafortunadamente la Comisión de Aguas del Valle de México ha dejado de publicar información relevante al respecto, que es básica para poder cumplir con este ordenamiento.

6. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

6.1 Acciones de Diseño

Como se señala en los Arts 193 y 223 del Reglamento, la verificación de la seguridad de las cimentaciones consistirá en la revisión de los estados límite de falla y de servicio. Esto es, como ya se ha señalado, que en el primer caso se asegure que la capacidad de carga, obtenida con una resistencia reducida al afectarla por un factor de resistencia menor que la unidad, sea superior a las acciones de diseño aumentadas por ciertos factores de carga.

Por lo que se refiere a los estados límite de servicio, los valores máximos permisibles están explícitamente señalados en la Tabla II. En esta tabla se distinguen límites diferentes para construcciones colindantes y aisladas; para éstas últimas se acepta inclusive que se sobrepasen tales límites si se diseña *exprofesso*.

Por otra parte y a diferencia de las NTC-1977 que no mencionaban las acciones de diseño, en las Normas actuales se repite de hecho el Art 188 para tener presente las combinaciones de cargas que deben considerarse en la verificación de la seguridad de las cimentaciones. Se señalan expresamente a las cargas sísmicas como parte de las acciones que deben involucrarse en la evaluación de deformaciones transitorias y permanentes. Ratificando lo dispuesto en las Normas de Emergencia, deberán considerarse las fuerzas de inercia debidas al sismo que actúan en la masa de suelo bajo la cimentación, potencialmente deslizante; en la *Ref 18* se describe un procedimiento para tomarlas en cuenta. Asimismo se reconoce en las cimentaciones profundas a la fricción negativa como una acción por considerar, afectándola con un factor de carga $F_c = 1.1$; no se indica el procedimiento para determinarla y habiendo diferentes metodologías que arrojan resultados diferentes, parece superfluo precisar el $F_c = 1.1$.

Más adelante en este mismo capítulo se aborda la verificación de estabilidad de los diferentes tipos de cimentación empleados en la ciudad, distinguiendo sistemáticamente para cada caso los eventuales estados límite de falla y de servico.

6.2 Factores de Carga y de Resistencia

Los factores de carga no han sufrido modificación respecto a los valores antes establecidos. Los factores de resistencia que se indicaban en el Reglamento, han pasado a las NTC; en éstas se aclara que no se trata de factores de reducción de la capacidad de carga, como antes se decía y que se prestaba a la interpretación de ser el inverso de un factor de seguridad tradicional, sino factores que reducen la resistencia cortante que se involucra en las determinaciones de la capacidad de carga de cimentaciones.

Los valores anteriores del factor de resistencia persisten, excepto para los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluyan las solicitaciones sísmicas; su valor está dado por:

$$F_R = 0.7 (1 - s/2)$$

en donde s es el cociente entre los máximos de la solicitación sísmica y la solicitación total que actúan sobre el pilote. De esta manera, se tomó en cuenta explícitamente en los cálculos de capacidad de carga la posible degradación de la adherencia pilote-suelo bajo cargas transitorias. Atendiendo a que las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron las más afectadas por los sismos de 1985 se adoptó en el Reglamento el criterio de que la resistencia a considerar en el análisis de estado límite de falla sea tanto menor, cuanto mayor sea la solicitación

dinámica respecto a la total, vía el factor de reducción de la resistencia. Los valores típicos que así se alcanzan del F_R varían entre 0.5 y 0.7. En el subcapítulo 6.5 de este trabajo se amplían los comentarios respecto a las cimentaciones con pilotes de fricción.

6.3 Cimentaciones Someras

Estados Límite de Falla. En las NTC anteriores se preveía la posibilidad de falla local reduciendo los parámetros de resistencia cuando la compresión simple $q_u < 5$ t/m^2. Considerando la experiencia local en suelos cohesivos, en las normas actuales no se reducen sus parámetros de resistencia, aunque sí en los suelos granulares cuando su compacidad relativa $D_R < 70$ %. Empero se indica que para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos, sus parámetros de resistencia aparente se deben determinar en ensayes triaxiales del tipo UU, y no de compresión simple.

En general se señala que se deberán revisar los posibles mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico, agrietamiento existente o presencia de taludes, mediante un método de análisis límite.

Por otra parte, para el caso de cargas excéntricas (particularmente las debidas a acciones sísmicas) se indica explícitamente que se deben tomar en cuenta dimensiones reducidas $B' = B - 2e$ del área en planta tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, atendiendo a la excentricidad e en esas direcciones.

Estados límites de servicio. A diferencia de la versión anterior en que se aportaban ayudas de diseño, tales como tablas y gráficas para calcular la distribución de esfuerzos y movimientos elásticos, en las NTC actuales sólo se indica que se calcularán usando la Teoría de la Elasticidad. Se ha juzgado que las NTC no deben pretender sustituir a un tratado o manual de mecánica de suelos. Asimismo, enfatizan la necesidad de evaluar deformaciones permanentes debidas a cargas cíclicas; se señala que se podrán estimar con base en los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

6.4 Cimentaciones Compensadas

Estanquidad. Se hace el ordenamiento expreso de que debe considerarse como llena de agua la porción de las celdas del cajón de cimentación que se encuentra por debajo del nivel freático y que no tenga un empleo funcional en el edificio. Esta medida está justificada, ya que después de los sismos de 1985, pudo constatarse que en una gran proporción las celdas del cajón de cimentaciones subcompensadas o compensadas, que se supusieron estancas en el diseño de la cimentación, se encontraban inundadas.

Estados límite de falla y servicio. Se señala la necesidad de verificar la estabilidad de la construcción ante la posibilidad de falla local o general, cuando se considera en la combinación de cargas a las acciones sísmicas. Para la revisión del estado límite de servicios se insiste en la necesidad de evaluar las deformaciones transitorias y permanentes bajo cargas sísmicas. En la *Ref 33* se proponen para estos casos procedimientos detallados para una razonable estimación.

Presiones sobre muros exteriores de la subestructura. En las NTC actuales se adiciona la disposición aplicable cuando el diseño de los muros exteriores de la subestructura deben resistir fuerzas horizontales; en tal caso la resistencia del suelo por considerar deberá ser menor al empuje pasivo afectado por un $F_R = 0.35$.

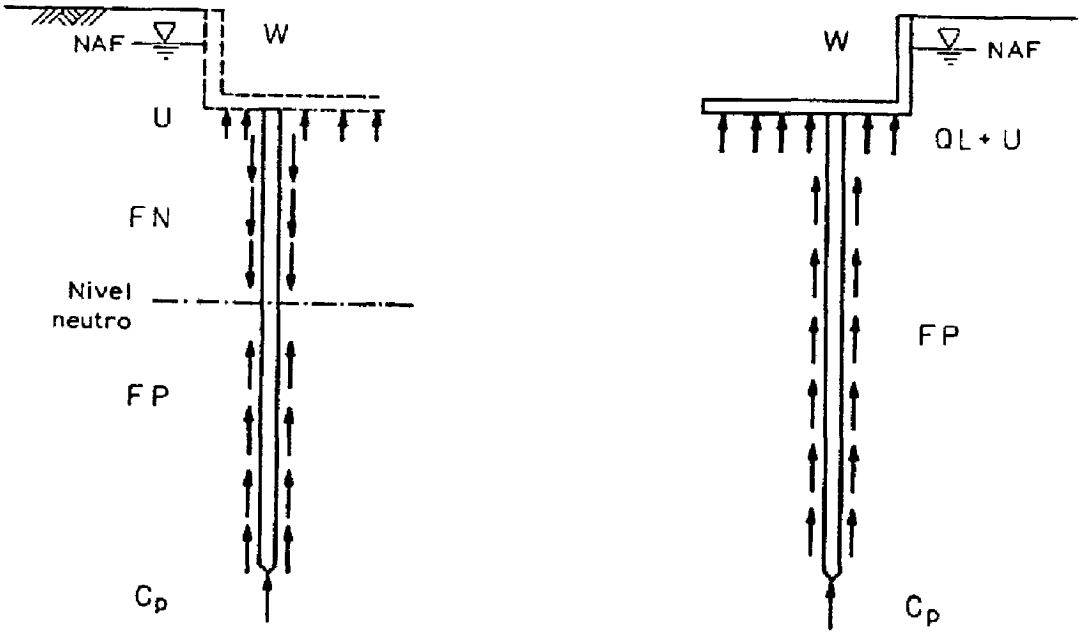
6.5 Cimentaciones con Pilotes de Fricción

Si bien se señala en las NTC que los pilotes de fricción podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado, debe tenerse prsente que también existe el diseño de este tipo de cimentación [*Ref 3*] en el que el número y las dimensiones de los pilotes se seleccionan de tal manera que por si solos sean capaces de soportar la carga del edificio, y con suficiente factor de seguridad, tanto para condiciones estáticas como bajo acciones sísmicas, Fig 5. De hecho, como se indica en el apartado siguiente, este enfoque de diseño es el

aplicable cuando se desprecia el aporte de la capacidad de la losa de cimentación.

En este tipo de cimentación persisten incertidumbres en su comportamiento, y ante las diversas evidencias de daños en edificaciones así cimentadas durante los sismos de 1985, en las NTC se han implementado disposiciones más bien conservadoras, que sólo los resultados de una investigación amplia al respecto podrán atenuar. A este respecto cabe tener en mente como se indicó al principio de este trabajo, que las regulaciones de construcción en zonas sísmicas usualmente se modifican con un enfoque más conservador cada que ocurre un temblor intenso, lo que demuestra lo insuficiente de tales disposiciones para enfrentar uno ulterior.

Estados límite de falla. En las NTC-1977 se aceptaba la sumatoria de las capacidades máximas de losa de cimentación y pilotes de fricción, aunque con la salvedad de que ello fuese compatible con las condiciones de trabajo de la cimentación; lo cierto es que prácticamente de manera indiscriminada se sumaban estas capacidades en los diseños de este tipo de cimentación. Por el contrario, las disposiciones actuales establecen que la capacidad de carga del sistema se considerará igual al mayor de los valores siguientes: la capacidad de carga de la losa de cimentación, sin considerar el aporte de pilotes, o bien la capacidad de carga de los pilotes sin tomar en cuenta la contribución de la losa. En este segundo caso, se hace mención expresa a



a) Carga menor a la capacidad de los pilotes

b) Carga mayor a la capacidad de los pilotes

Fig 5. Solicitaciones sobre pilotes hincados en un estrato arcilloso en proceso de consolidación

la aportación tanto por fricción como por punta del pilote, con lo que se reconoce que esta última contribución no necesariamente es despreciable.

Se establece que la adherencia lateral pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media de éste, misma que como en las cimentaciones someras, deberá determinarse con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas, con las que se puede tener mejor representatividad de las condiciones in-situ.

Para calcular la capacidad de carga de un pilote de fricción se procedé a multiplicar su área lateral por la resistencia cortante antes indicada, obtenida con especímenes muestreados antes del hincado. Debe tenerse presente que este procedimiento simplifica un fenómeno más complejo de transferencia de carga del pilote al subsuelo. En efecto, durante el hincado el suelo cercano al pilote se remoldea, pierde resistencia y se facilita su penetración; sin embargo, conforme transcurre tiempo el suelo que circunda al pilote se reconsolida y gana resistencia, la que por los altos esfuerzos laterales actuantes debido a la presencia de los pilotes, resulta a menudo mayor al valor correspondiente de la condición inalterada antes del hincado, *Ref 30.*

Por lo antes indicado parecería que el procedimiento que definen las normas subestima la capacidad, pero no es así, ya que por mediciones [*Ref 23*] en pilotes instrumentados ensayados en la ciudad de México y en otros sitios, se ha verificado que ocurre un fenómeno de falla progresiva a lo largo de un pilote. Mientras que en las partes cercanas a la punta se han generado desplazamientos suficientes como para que el suelo sobrepase la resistencia máxima y esté contribuyendo con la residual, en las partes cercanas a la cabeza los desplazamientos son reducidos y el suelo sólo se ve solicitado con una fracción de su resistencia máxima.

Así, al adoptar en los cálculos el valor medio de la resistencia inalterada obtenida antes del hincado, se está considerando que los dos efectos anteriores se compensan. Parece lógico suponer que el deslizamiento no ocurre en el contacto pilote-suelo, sino entre la zona remoldeada y reconsolidada anular al pilote y el subsuelo inalterado. Zeevaert [*Ref 33*] sugiere considerar un radio de esa interfase $R = 1.05\ r$, donde r es el radio del pilote, aunque sin considerar el mecanismo de transferencia antes descrito.

Asimismo, debe tenerse presente que en algunas cimentaciones en la ciudad que emplean pilotes de fricción, tienen éstos francamente un comportamiento de grupo; ello a juzgar por la separación no mayor de seis diámetros. A este respecto por cierto, en las NTC no se especifican separaciones mínimas entre pilotes, las que de acuerdo con otras regulaciones [*Ref 32*] son función de la longitud de los pilotes y de si trabajan más bien por fricción o por punta. En casos de grupos de pilotes existen evidencias, al menos en otras ciudades, de que lo que rige es el cortante (adherencia) en la periferia del grupo; ésto es, en la pila "envolvente". En la *Ref 4* se sugiere inclusive que para fines de diseño se considere que la carga total se transfiere al suelo a lo largo del perímetro del grupo de pilotes. Es claro que si se dispusiera de manera sistemática que rige el diseño el perímetro de la pila envolvente, debería establecerse una separación mínima entre pilotes. En las NTC se ha optado por aceptar el valor menor entre la suma de las capacidades de los pilotes individuales o de la capacidad de la pila envolvente.

Por otra parte, se establece en las NTC-1987 que debe tomarse a la fricción negativa como parte de las acciones que actúan sobre el pilote o grupo de pilotes de fricción, para el análisis de un eventual estado límite de falla. Su consideración no parece clara, ya que en ese estado desaparece ésta y el pilote desarrolla en toda su longitud fricción positiva. Desde luego en condiciones de trabajo, existe fricción negativa y debe considerarse para definir previamente el nivel neutro, y luego evaluar desplazamientos verticales a fin de cumplir con la revisión del estado límite de servicio.

De lo expuesto anteriormente se desprende la conveniencia de analizar el mecanismo de transferencia de carga de los pilotes al subsuelo, a fin de cumplir satisfactoriamente con la revisión del estado límite de falla. En relación con el comportamiento bajo condiciones dinámicas se justifica un enfoque conservador, en tanto no se cuente con información acerca del comportamiento real de pilotes en la ciudad, sometidos a cargas cíclicas provocadas por un sismo. Debe tenerse presente que la degradación de la resistencia que aumenta con el número de ciclos, nivel previo de esfuerzo y amplitud del incremento dinámico [*Ref 3*] se ve atenuado por la velocidad de aplicación de la carga dinámica; esto es, cuanto más rápida es su aplicación, mayor es la resistencia del suelo. Por lo arriba mencionado, será prudente aceptar para fines de diseño que predomina la degradación sobre el efecto de la velocidad de aplicación de carga, tal como se considera en la ecuación del factor de reducción de resistencia que para el caso

establecen las NTC en su inciso 3.2

En lo referente a la revisión que debe efectuarse de la capacidad de carga con la combinación de acciones que incluyen a la sísmica, se menciona explícitamente que debe despreciarse la capacidad de los pilotes sometidos a tensión salvo que se hayan diseñado y construido para tal fin. Esta disposición puede cumplirse al considerar un área reducida debido a cierta excentricidad, como en las cimentaciones someras, equivalente al momento de volteo sísmico; de esta manera se desprecia la presencia de pilotes fuera de esta área reducida.

Estados límite de servicio. En lo referente al análisis de asentamientos o emersiones para revisar los estados límite de servicio, debe tenerse presente también que en la medida que se haga explícita la manera en que los pilotes transfieren la carga al subsuelo, se podrán hacer estimaciones realistas de movimientos de la edificación; se evitarían así los procedimientos empíricos que se emplean frecuentemente.

En las NTC-1977 se requería la revisión de sólo los movimientos verticales a largo plazo; en las Normas actuales además de la revisión de los asentamientos o emersiones bajo cargas estáticas, se dispone la necesidad de calcular los desplazamientos horizontales, el giro transitorio y las deformaciones permanentes en general, bajo la combinación de cargas que incluya a la acción sísmica.

6.6 Cimentaciones con Pilotes de Punta o Pilas

Estados límite de falla. Para definir la capacidad de carga que debe resultar mayor que las acciones en la desigualdad correspondiente, se distinguen dos ecuaciones; una es aplicable cuando la punta del pilote o pila se encuentra en suelos cohesivos, y la otra cuando descansa en suelos friccionantes. Para el primer caso, se optó por una solución [*Ref 19*] válida para un mecanismo de falla propio de una cimentación profunda, lo que lleva a los valores tabulados del coeficiente de capacidad de carga, N_q.

Por lo que se refiere a los pilotes o pilas que descansan en un estrato friccionante, se recurrió a una solución [*Ref 5*] en la que el coeficiente de capacidad de carga, N_q , es función del cociente entre la longitud de empotramiento del pilote o pila en el estrato resistente y el ancho o diámetro del pilote o pila en esa misma longitud, L /B. Se proporcionan de manera tabulada los valores mínimo y máximo de N_q , que corresponden respectivamente a un empotramiento nulo en el estrato resistente y a un cociente $L/B = 4 \tan(45° + \phi'/2)$; para obtener los valores de N_q correspondientes a cocientes intermedios, se efectúa una interpolación lineal.

Debe tenerse presente que la solución de este problema no es único, habiendo otros mecanismos de falla de pilotes propuestos por diferentes investigadores que conducen a resultados que difieren de los adoptados en las NTC. Lo más importante sin duda será hacer la mejor evaluación del ángulo de fricción interna, ϕ', que es la variable más influyente en la determinación de N_q. Para el caso será deseable contar con muestras inalteradas para ensayarlas en el laboratorio en pruebas triaxiales representativas; aunque con ciertas dificultades técnicas es posible muestrear convenientemente los materiales de la capa dura o los depósitos profundos de la ciudad de México. Opcionalmente pueden usarse ensayes de campo como la penetración estándar, el presiómetro de Menard o el cono eléctrico. Asimismo, deberá asegurase durante la construcción que la longitud empotrada en el estrato de apoyo corresponda a la longitud de diseño; ello podría requerir una excavación previa.

Por otra parte, y a diferencia de las NTC-1977 que la ignoraban, se ha introducido una corrección por el efecto de escala en pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro; en este factor se toman en cuenta todas aquellas condiciones locales del subsuelo de apoyo que van en detrimento de la capacidad de carga de la punta, tales como zonas más sueltas o blandas, grietas, discontinuidades, etc. La probabilidad de que estén presentes tales heterogeneidades es mayor, cuanto mayor es el diámetro. Las ecuaciones indicadas del factor de reducción por escala, F_{re}, se deben a Meyerhof [*Ref 20*], son de naturaleza semi-empírica y válidas para elementos hincados o preexcavados. Una ecuación es para suelos friccionanates y otra para cohesivos; en los primeros es en los que en general la reducción de capacidad de caga es mayor, y tanto más drástica cuanto más denso sea el suelo granular.

Esta corrección sin duda afectará el costo de las cimentaciones para construciones pesadas, sobre todo en las zonas I o II, ya que el factor de reducción podría alcanzar valores tan bajos como 0.3. Si bien es cierto que esta corrección está basada en resultados de pruebas en diversos sitios del mundo, su aplicabilidad para el caso de la ciudad de México deberá verificarse. Podría pensarse en primera instancia y con base en los mínimos daños que sufrieron estas estructuras en tales zonas durante los sismos de 1985, que tal disposición es conservadora; sin embargo, debe tenerse presente que un reglamento de construcción debe cubrir no el sismo que ya ocurrió, sino los futuros por venir. En este sentido, temblores generados en fuentes más cercanas y diferentes a los de subducción del Pacífico, que podrían ser ricos en frecuencias altas, generarían condiciones adversas en las estructuras y zonas mencionadas. Adicionalmente, debe tenerse presente que para que alcance una pila una alta capacidad de carga, su punta o base debe sufrir una penetración considerable, que es una fracción proporcional a su diámetro, misma que podría ser incompatible con la rigidez de la propia estructura; y finalmente, la consideración de que la aplicación puntual de cargas altas en el subsuelo que dista de ser homogéneo, hace necesario un enfoque conservador.

Por otra parte, se señala expresamente que debe despreciarse tanto la eventual contribución a la capacidad de carga de la losa en contacto con el suelo, como la subpresión; ello se justifica plenamente por el hundimiento regional que asegura a largo plazo la pérdida del contacto entre la losa y el suelo, y por la imposibilidad práctica de conservar estanca la cimentación.

Lo hasta aquí señalado se refiere a las acciones y capacidades en dirección vertical; en las NTC-1987 se menciona por primera vez el requerimiento de revisar tanto la estabilidad del sistema, como de la capacidad estructural de los pilotes, ante cargas horizontales.

Estados límite de servicio. Para este tipo de cimentación se establece el requerimiento de estimar la emersión provocada por el hundimiento regional. Por lo que se refiere a los asentamientos que pudieran sufrir, llama la atención acerca de la contribución de los estratos bajo la punta (segunda formación arcillosa); ello es tanto más significativo cuanto menor sea el espesor del estrato resistente de apoyo. La magnitud de asentamiento inducido por acciones sísmicas podría calcularse con un procedimiento [*Ref 21*] en el que se involucra una solución elástica y propiedades del estrato resistente obtenidas en cámara triaxial dinámica; en ésta se reproducen primeramente condiciones semejantes del estado de esfuerzos in-situ cerca de la punta de los pilotes, y posteriormente se someten esos especímenes a un número de ciclos e incrementos de esfuerzo axial cíclicos, equivalentes a los de un sismo. Las deformaciones permanentes inducidas permiten hacer predicciones de los desplazamientos de una edificación debido a un temblor.

6.7 Pruebas de Carga en Pilotes

Se estipula en las NTC-87 la necesidad de recurrir a pruebas de carga cuando existan incertidumbres excesivas, en los casos de estructuras de los grupos A (aquéllas cuya falla podría causar gran cantidad de pérdidas humanas, económicas o culturales, o bien hospitales, escuelas, estaciones de bomberos, centrales telefónicas, etc.) o B (construcciones de más de 30 m de altura, o con más de 6 000 m^2 construidos en las zonas I y II; o bien, las de más de 15 m de altura ó 3 000 m^2 en la zona III). Ya que es difícil precisar lo señalado como incertidumbres excesivas, tal decisión queda en manos del responsable y corresponsables de la obra. En las normas anteriores se proporcionaba una ecuación que promediaba los valores de n capacidades de carga determinadas experimentalmente; en las normas actuales se omitió ésto y, con la salvedad antes indicada, se señala cuándo y para qué edificios proceden las pruebas de carga.

6.8 Cimentaciones Especiales y Recimentaciones

Aunque se precisa que todo tipo de cimentación especial debe proporcionar una seguridad equivalente y demostrada a la de las cimentaciones tradicionales, las normas vigentes no establecen requerimientos específicos para los diversos tipos de cimentaciones especiales. Actualmente muchas de ellas están en uso y muchas otras se han propuesto como factibles; al parecer, para no excluir a algunas de éstas, no se ha particularizado ninguna. Cabe

hacer el señalamiento de que como en cada uno de los diferentes tipos tradicionales de cimentación empleados en la zona lacustre de la ciudad, varias edificaciones con cimentación especial acusaron mal comportamiento durante los sismos de septiembre de 1985.

Merece algún comentario el aspecto referente a la recimentación de edificios. En el Reglamento y Normas no se establecen requerimientos específicos para éstas, aunque es obvio que deben cumplir todos los requisitos exigidos para las cimentaciones en general. Se aprecia sin embargo cierta tendencia actual a una mayor disposición y aceptación a las modificaciones estructurales, en relación con los consecuentes cambios necesarios en la cimentación de edificios por reforzar y/o remodelar. No son desusuales los proyectos de reconstrucción en los que se introducen cambios sustanciales en el comportamiento de la edificación original, al incluir por ejemplo muros de concreto para soportar acciones sísmicas, considerando muy optimísticamente o inclusive ignorando las repercusiones sobre la cimentación; sin duda, la adición de carga sobre la cimentación, la mayoría de las veces concentradas, requiere particular atención a posibles estados límite de falla.

7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

En las NTC-1987 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 contratabes 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.

8. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

De manera análoga a como se presentan las normas para cimentaciones, en las excavaciones se exponen sistemáticamente los posibles estados límite de falla y de servicio que deben revisarse.

Estados límite de falla. La seguridad de las excavaciones debe verificarse al revisar la estabilidad de sus taludes, paredes y fondo. A las normas anteriores se añadió el eventual estado de falla debido a la inestabilidad del fondo por flujo de agua en suelos granulares, así como el mecanismo consistente en el levantamiento del fondo de una excavación en una formación impermeable a la que subyace un estrato permeable con cierta presión hidráulica; esta última situación se presenta cuando el espesor entre el fondo de la excavación y el estrato permeable es suficientemente reducido como para que su peso propio y la posible resistencia en las superficies de ruptura, sean menores a la acción de la presión del agua en el estrato permeable.

El factor de resistencia prescrito en las normas actuales es de 0.6, en vez del 0.7 anterior; asimismo, el F_R que antes era de 0.8 para excavaciones temporales o secundarias pasó a un valor de 0.7.

Por lo que se refiere al análisis de estabilidad del fondo de la excavación, en la desigualdad por satisfacer se ha cambiado el factor de resistencia de 0.7 a 0.5, que puede ser el mismo 0.7 si la posible falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes. En principio esta reducción parece excesiva, aunque si se juzga que en las NTC-1977 se consideraba una resistencia reducida (0.67 c_u) cuando $c_u < 2.5$ t/m^2 , entonces el

resultado podría juzgarse como equivalente.

Estados límite de servicio. Además de las expansiones instantáneas y diferidas por descargas que ya señalaban las normas anteriores, se menciona en las actuales el requerimiento de estimar y monitorear los asentamientos en el terreno adyacente a cortes en arcillas blandas, como resultado de la cedencia lateral en el sistema de soporte. Para estimar los asentamientos y desplazamientos horizontales fuera de la excavación ademada, se sugiere recurrir al método propuesto por Clough [*Ref 6*], o bien a la solución ya clásica propuesta por Peck [*Ref 22*]. En la solución de Clough se evalúan los asentamientos y desplazamientos laterales en función de la rigidez relativa del sistema y del factor de seguridad tradicional contra levantamiento del fondo. En gráficas simples se presentan los desplazamientos de manera normalizada con respecto a la profundidad de excavación; tales resultados basados en estudios teórico-numérico y verificados con mediciones en diversos sitios con suelos blandos.

9. MUROS DE CONTENCION

Como en el caso de las cimentaciones y excavaciones, en las normas actuales se establecen por separado los estados límite de falla y de servicio para los muros de gravedad, los que incluyen aquellos con anclas o contrafuertes y los que emplean la acción de voladizo.

Estados límite de falla. Se señala que deben revisarse cuatro estados límite; éstos son volteo, deslizamiento, falla de la cimentación y ruptura estructural del muro en cuestión. Se acepta que puede emplearse el método semiempírico de Terzaghi para el cálculo del empuje activo sobre muros de menos de 6 m de altura, y se enfatiza la importancia del drenaje para evitar presiones hidrostáticas altas. En el caso de muros perimetrales de cimentación se especifica que deben diseñarse para soportar, entre otras acciones, el empuje en reposo del relleno.

Estados límite de servicio. Se indica que cuando la cimentación sea compresible, debe evaluarse el asentamiento e inclinación del muro. Aunque por el enfoque de las normas actuales parece obvio que procede la revisión de estos estados incluyendo las acciones sísmicas, no se menciona explícitamente.

10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Se resumen en el subcapítulo 7 de las NTC los lineamientos específicos acerca de los procedimientos constructivos de diversas cimentaciones, excavaciones y otras actividades geotécnicas; los ordenamientos anteriores a este respecto, estaban contenidos tanto en las NTC-1976 como en el Reglamento de ese año. Actualmente se establècen requerimientos para el colado de cimentaciones superficiales y de pilotes y pilas colados en el lugar. Entre otros aspectos, para pilotes hincados se especifican características del martillo y se acepta que el equipo de hincado se pueda definir con base en un análisis dinámico basado en la ecuación de onda; aquí cabe mencionar que este procedimiento teórico-experimental, que también es usado en otros países para predecir la capacidad de carga de pilotes o pilas, no es citado como una alternativa y complemento de las pruebas estáticas de carga tradicionales de estos elementos.

En lo referente al control del flujo de agua se mencionan los aspectos que comprende el diseño del sistema de bombeo y se definen los objetivos de éste en formaciones arcillosas de baja permeabilidad. En lo que concierne a excavaciones se señala al proceso por etapas para formar zanjas o porciones de dimensiones reducidas, a fin de disminuir expansiones del fondo, así como a la posibilidad de hincar pilotes de fricción antes de la excavación para el mismo fin.

Se estima que las normas adolecen de lineamientos que deben cumplir los tramos de pilote en sí; no se señalan requerimientos de colocación del armado y de la junta, inclinación máxima de la cabeza con respecto a su eje,

desviación angular de las juntas, etc; tampoco se precisa la necesidad de supervisión y control del hincado, ensayes de las juntas o criterios de rechazo, entre otros aspectos.

11. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

El requerimiento de efectuar nivelaciones topográficas periódicas en edificaciones pesadas, a partir de su construcción y hasta cierto tiempo después, se ha extendido también para aquellas construcciones con excavaciones de más de 2.5 m. Asimismo, 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. 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.

12. IMPLICACIONES ECONOMICAS

Se ha señalado que una normatividad que debe cubrir un nivel menor de riesgo ante acciones como las que generan los sismos, conlleva costos mayores de la construcción; éstos se derivan, por una parte, del dimensionamiento mayor de los elementos estructurales y del consecuente incremento en el peso sobre la cimentación, y por otra, de los requerimientos más conservadores implícitos en las normas para verificar la seguridad de la cimentación.

En efecto, un análisis y diseños comparativos *[Ref 1]* de un edificio de diez pisos señala que al aplicar las normas vigentes, el volumen de concreto aumenta un promedio de 35% respecto a la norma de 1976; el acero de refuerzo se incrementa en un 79%. Asumiendo *a priori* que este edificio se ubicase en la Zona del Lago y tuviese una cimentación mixta con pilotes de fricción, este sistema debe ahora soportar un peso mayor y cumplir las regulaciones comentadas en los subcapítulos 6.5 y 6.2.

Otro ejemplo se tiene con los pilotes o pilas trabajando por punta que se emplearían en construcciones pesadas, ya que el Reglamento vigente introduce una corrección por el efecto de escala cuando su diámetro es mayor de 50 cm. El factor de reducción que afecta directamente a la capacidad de carga última de esos elementos podría alcanzar valores tan bajos como 0.35; la cantidad requerida de pilas o pilotes varía de manera inversamente proporcional con este factor.

13. POSIBLES ADICIONES Y MODIFICACIONES A LAS NTC-CIMENTACIONES

Se mencionan enseguida algunos aspectos normativos que quien escribe considera se deberían evaluar para su inclusión en una futura versión de las NTC-Cimentaciones.

Aspectos Generales

* Las dificultades que enfrenta la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México, reconocidas en las NTC-Cimentaciones, deberían reflejarse en un mayor reconocimiento a esta actividad en otras porciones del propio Reglamento. Sería deseable que en éste se reconociese y precisase: Corresponsables en la Seguridad

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

Estructural y de la Cimentación; o bien, crear la figura de Corresponsable Geotécnico.

* Sería deseable contar con lineamientos geotécnicos para la construcción de basureros y rellenos sanitarios.

* Convendría establecer lineamientos específicos para la recimentación de edificios.

Procedimiento Constructivo

Se estima que en general, las NTC-Cimentaciones fijan criterios adecuados y suficientes para la revisión del diseño de cimentaciones para asegurar su seguridad. Se estima sin embargo, que su mayor limitación actualmente es que no pone igual énfasis en la normatividad para la construcción de la cimentación; esto es, para materializar convenientemente lo diseñado, parece conveniente precisar y agregar requisitos, limitaciones, tolerancias y lineamientos para la ejecución; entre éstos podrían citarse los siguientes:

+ Requerimientos acerca del detallado tanto del acero longitudinal como transversal en pilotes, así como lineamientos para su colado, curado y descimbrado.

+ Requisitos para la manufactura de pilotes en la obra y en planta.

+ Tolerancias en las dimensiones de los tramos de pilote.

+ Perpendicularidad de los extremos de cada tramo de pilote con su eje axial; cuál es la desviación máxima permisible ?

+ Criterios para desechar pilotes de concreto en función de su agrietamiento, recubrimiento y medio corrosivo en el que van a trabajar.

+ Cuándo recurrir a la perforación previa para hincar pilotes? Extracción de material, o no ?

+ Requerimientos para la verificación de la integridad de los pilotes.

Pilotes de punta

- Señalar algún criterio para revisar la eventualidad de una falla por punzonamiento o penetración de pilotes de punta o pilas en el estrato de apoyo, como resultado del reducido espesor de suelo resistente bajo la punta en comparación con el ancho o diámetro del pilote o pila, y de la presencia de estratos blandos debajo de la capa de apoyo.

- Otro posible mecanismo que se tendrá que revisar es el posible pandeo de pilotes de punta, en función de su esbeltez, carga que trasmiten y relativo bajo confinamiento que ejerce el suelo arcilloso circundante.

- Lineamientos para la verificación de la seguridad, con base en los resultados que se derivan de pruebas de campo bajo cargas sostenidas y cíclicas.

- Definir procedimiento/s para cuantificar fricción negativa.

- Revisar la reducción de la capacidad de carga por el efecto de escala, en pilotes de más de 50 cm y en pilas.

- Revisar la desviación permisible respecto a la vertical; con la actual y tratándose de pilotes de orilla, podrían incluso invadir el subsuelo de predios contiguos.

Pilotes de fricción

* Cabría reconocer explícitamente la posibilidad de dos enfoques de diseño, Fig 5 y *Ref 3*:

a) Como un sistema de cimentación en el que los pilotes de fricción soportan la totalidad de las cargas que actúan sobre la estructura, con sus diferentes combinaciones de acciones; esto es, en términos de capacidad de carga, y

b) Como un sistema de cimentación en el que los pilotes de fricción se usan como un suplemento a fin de disminuir los asentamientos de la estructura; en este caso, la capacidad portante de los pilotes es menor al peso de la estructura, y por lo tanto la losa de cimentación transfiere parte de esa carga al suelo.

* Que el factor de resistencia F_R que actualmente es función del término s que es un cociente sólo entre solicitaciones de carga (la máxima sísmica entre la total, incluyendo a aquélla), involucre más bien un cociente en el que se relacione la suma de las acciones estática y la semiamplitud cíclica sísmica, con la capacidad de carga última del pilote de fricción. Esta sugerencia se basa en los resultados de estudios recientes de campo [*Refs 13 y 17*] y laboratorio [*Ref 27*] que muestran la importancia de la magnitud de la solicitación estática sostenida, y ello en comparación desde luego con la capacidad de carga del pilote de fricción.

* Lineamientos para la verificación de la seguridad, con base en los resultados que se derivan de pruebas de campo bajo cargas sostenidas y cíclicas.

* Definir espaciamientos mínimos entre pilotes, en función de su longitud; así mismo, cabría establecer si este espaciamiento mínimo es el mismo si se trata de pilotes de fricción o de punta.

Diseño estructural de la cimentación

+ Señalar requisitos que deben cumplir el acero y los agregados del concreto con que se construyen pilotes.

+ Definir un esfuerzo mínimo de tensión sobre los pilotes, que deben soportar tanto la conexión entre tramos de pilote, como el refuerzo longitudinal; ello con objeto de cubrir tanto las diferentes combinaciones de acciones como los esfuerzos debidos al transporte, izado e hincado.

+ Definir criterios de revisión específicos para pilotes de acero.

+ Lineamientos para la determinación experimental de la rigidez de los pilotes, conside-rando la conexión o junta entre tramos.

14. CONCLUSIONES

El Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias vigentes para el diseño y construcción de cimentaciones refleja el estado actual del conocimiento y práctica en la materia, así como las incertidumbres que aún persisten en el comportamiento de ciertos tipos de cimentación, sobre todo bajo acciones sísmicas; por ésto último, y porque como lección de los sismos de 1985 se sabe que las solicitaciones dinámicas que entonces ocurrieron fueron mayores a las reconocidas antes de esos eventos, se estima que el criterio adoptado en las NTC para el diseño de cimentaciones, es justificado y racionalmente más conservador que el de las NTC-1976. Sólo la observación de las edificaciones a través del tiempo y los resultados de investigación en aspectos específicos podrán modificar la

normatividad actual; entre otros, de éstos últimos puede citarse aquéllos que den luz acerca de :

* mecanismos de transferencia de carga en pilotes de fricción bajo acciones cíclicas,

* propiedades dinámicas de la arcilla; en particular, condiciones de generación de deformaciones permanentes

* mecanismo de trabajo conjunto de pilotes de fricción y losa de cimentación,

* procedimientos para estimar desplomes y asentamientos de edificaciones, debido a carga sísmica

Por otra parte, el autor considera que las NTC actuales no ponderan el aspecto de la construcción de cimentaciones con la misma atención que se trata lo relativo al diseño. Se estima que sería muy deseable señalar requerimientos más específicos para la supervisión y control de la construcción de los elementos de una cimentación, de tal suerte que su verificación por parte de una entidad supervisora, asegurara que la obra se construye según lo diseñado; o bien, que se revisen las implicaciones en el proyecto original de los cambios dictados por la construcción.

La modificación a los Reglamentos de Construcción, aquí y en otras partes del mundo, ha estado estrechamente relacionado con la ocurrencia de sismos de gran intensidad, que han provocado múltiples pérdidas humanas y cuantiosos destrozos materiales; ojalá los próximos cambios a las NTC actuales estén motivados por los resultados de la investigación, y no por una manifestación severa de la naturaleza; ahí está el reto para los ingenieros e investigadores geotécnicos, así como para las autoridades correspondientes.

REFERENCIAS

1. Apango, L. y Gómez, Ch., "Estudio Comparativo de Dimensionamiento para un Edificio Típico Considerando los Criterios del RCDF-76 y RCDF-87", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, p D-32, Querétaro, Qro., 1987

2. Auvinet, G. y Mendoza, M. J., "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., 1986

3. Auvinet, G. y Mendoza, M. J., "Consideraciones respecto al Diseño de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción en Zonas Sísmicas", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp C-223 a C-239, Querétaro, Qro., 1987

4. Burland, J. B., Broms, B. B. and DeMello, V. F. B., "Behavior of Foundations and Structures", State-of-the-Art Report, Proc 9th ICSMFE, Vol 2, pp 495-546, Tokyo, 1977

5. Caquot, A. y Kérisel, J., Traité de Mécanique des Sols, Gauthier- Villars, 2nd ed, Paris, 1956

6. Clough, G. W., "Effects of Excavation Induced Movements in Clays on Adjacent Structures", Contributions on the Influence of Earthwork Construction on Structures, Eds. D. Reséndiz y M. P. Romo, XI ICSMFE, San Francisco, 1985

7. De Valle-Arizpe, A., Calle Vieja y Calle Nueva, Ed. Diana, México D. F., 1980

8. DDF, Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, México, D. F.,

Versiones 1976 y 1987

9. DDF, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, México, D.F. Versiones 1976 y 1987

10. DDF, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México, D. F., Versiones 1976 y 1987

11. Jaime, A., "Comportamiento Dinámico de las Arcillas del Valle de México", Tesis Doctoral, DEPFI-UNAM, México D. F., 1988

12. Jaime, A., "Foundation Engineering in Mexico City: General Aspects and Subsoil Conditions", Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, Vol. 2, pp 225-243, SMMS, México D. F., 1990

13. Jaime, A., Romo, M.P. y Reséndiz, D., "Comportamiento de Pilotes de Fricción en Arcilla del Valle de México", Series del Instituto de Ingeniería, No. 515, México, D.F., 1988

14. Marsal, R. J. y Mazari, M., "El Subsuelo de la Ciudad de México", Facultad de Ingeniería, UNAM, México D. F., 1969

15. Marsal, R. J., "Notas sobre el Diseño y Construcción de Cimentaciones en el Distrito Federal", CFE, Public. No. 61, México D. F., 1986

16. Mendoza, M. J. y Auvinet, G., "Comportamiento de Cimentaciones en Edificios en la Ciudad de México durante el Sismo del 19 de Septiembre de 1985", Informe del I de I-UNAM al DDf y CONACYT, México D. F., 1986

17. Mendoza, M. J., "Foundation Engineering in Mexico City: Behavior of Foundations", Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, Vol. 2, pp 351-367, SMMS, México D. F., 1990

18. Mendoza, M. J., "Effect of Soil Inertial Forces due to Seismic Actions on Bearing Capacity of Shallow Foundations on Clayey Soils", Reunión del Comité Internacional sobre el Comportamiento de Cimentaciones bajo Cargas Sísmicas y su Influencia en Reglamentos de Construcción, SMMS, México D. F., 1992

19. Meyerhof, G., "Bearing Capacity and Settlements of Pile Foundations", Eleven Terzaghi Lecture, J. of the Geotech. Engrg, Div., ASCE, Vol 102, GT3, 1975

20. Meyerhof, G., "Scale Effects on Ultimate Pile Capacity", J of the Geotech. Engrg., ASCE, Vol 109, 1983

21. Ovando, E., Mendoza, M. J. y Romo, M. P., "Ensayes Cíclicos en Suelos de la Capa Dura de la Ciudad de México y Estimación de Asentamientos Inducidos por Sismo en Pilotes de Punta", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp E-95 a E-111, Querétaro, Qro, 1987

22. Peck, R. B., "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground", State-of- the-Art-Volume, 7th ICSMFE, pp 225-290, México, 1969

23. Reséndiz, D., "Estudio de Campo sobre Pilote de Concreto Reforzado", Revista Ingeniería, México D. F., enero 1964

24. Reséndiz, D., "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., 1991

25. Romo, M. P. y Seed, H. B., "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, 1986

26. Romo, M. P., "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., 1990

27. Romo, M. P., "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, 1990

28. Rosenblueth, E. y Ovando, E., "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 Mo., 1991

29. Rosenblueth, E. y Reséndiz, D., "Disposiciones Reglamentarias de 1987 para Tener en Cuenta Interacción Dinámica Suelo-Estructura", Series del Instituto de Ingeniería, No. 509, México D. F., 1988

30. Seed, H. B. and Reese, L. C., "The Action of Soft Clay along Friction Piles", Transactions, ASCE, Vol 122, 1957

31. Seed, H. B., "Influence of Local Soil Conditions on Ground Motions and Building Damage during Earthquakes", 8a. Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, Mazatlán Sin., 1986

32. Swedish Building Code, Chapter 23.3, Pile Foundations, 1980

33. Zeevaert, L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, New York, 1972

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO (I)

Aspectos fundamentales sobre elementos viga y columna, comentarios sobre estructuras de cimentación

Oscar López Bátiz[1]

1. INTRODUCCION.

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]Centro Nacional de Prevención de Desastres. Delfín Madrigal 665, Coyoacán D.F.

1) Asegurar, con una estructura, el proporcionamiento de un espacio vital para un propósito determinado.

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 Fig.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 %.

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 $\quad Ec = 14000 \times (\sigma_B)^{0.5} \quad (kgf/cm^2)$

ACI $\quad Ec = \gamma^{1.5} \times 0.14 \, (\sigma_B)^{0..5} \quad (kgf/cm^2$, para valores $\gamma = 1440$ a $2480 \; kgf/m^3)$

AIJ $\quad Ec = 2.1 \times 10^5 \times (\gamma/2.3)^{1.5} \times (\sigma_B/200)^{0.5} \quad (kgf/cm^2)$

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 Fig.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 Fig.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.

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 Fig.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 Fig.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 Fig.4(b), no se presenta un punto de fluencia bien definido.

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 Fig.5.

En el caso de barras de acero de alta resistencia, como se indica en la Fig.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.

3. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS LINEALES A FLEXION (VIGAS) Y FLEXOCOMPRESION (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 Fig.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 $\quad M = \sigma_B \times b \times D^2 \{g_1\, (A_{st} \times f_y)/(\sigma_B \times b \times D)\}$

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.

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 Fig.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.

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:

$$\phi_y = \epsilon_y / d\, (1 - c_1)$$

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:

$$\phi_u = \epsilon_{cu} / (c_{1u} \times d)$$

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 calculo de la posición del eje neutro medido desde la fibra a compresión, c_1 y c_{1u}, como se muestra:

$$c_1 = [\ (n \times p_t)^2 + 2 \times n \times p_t\ ]^{0.5} - n \times p_t$$

$$c_{1u} = (p_t - p_c)\ f_y / \sigma_B$$

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:

$$\mu = \phi_u / \phi_y = \epsilon_{cu}\ (1 - c_1) / \epsilon_y\ (c_{1u})$$

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 Fig.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 Fig.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:

$$U = \sigma_B \times b \times d\ [\epsilon_{cu} - c_{1u} \times \epsilon_y / 2\ (1 - c_{1u})\ ]\ (1 - 0.425\ c_{1u})$$

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 Fig.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 Fig.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.

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 Fig.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.

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 :

$$p_t = A_{st} / (b \times D) \text{ ; entre 0.4 y 2.8 \%}$$

$$N / (b \times D) \leq N_b / (b \times D)$$

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 investigación 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 (Fig.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 (Fig.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.

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 (Fig.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_l / p_w (donde p_l 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 (Fig.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.

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 υ_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 Fig.14.

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 M_c del concreto mismo en la zona de compresión. La representación de estos fenómenos claramente se aprecia en la Fig.15.

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 (Fig.16). El efecto del mecanismo de arco resulta inefectivo cuando la fuerza de cortante se transmite a la zona a tensión.

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 Fig.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 x 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 Fig.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 Fig.18.

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 (Fig.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.

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 Fig.20 se presentan algunos ejemplos de refuerzo lateral en columnas básicos para lograr comportamientos adecuados de los elementos.

- 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 loa 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 (Fig.21)

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 Fig.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.

Cuando el traslape es convencional, se recomienda seguir la tendencia de no realizarlos en la misma sección del elemento estructural.

c) Finalmente, en las Fig.23 y Fig.24 se ejemplifican gráficamente fallas típicas en vigas y columnas. En la Fig.25 se muestra una viga con un detalle de refuerzo típico para un agujero en el alma propio de requisitos para instalaciones. En la Fig.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.

7. COMENTARIOS SOBRE EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACION.

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, Volumen 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).

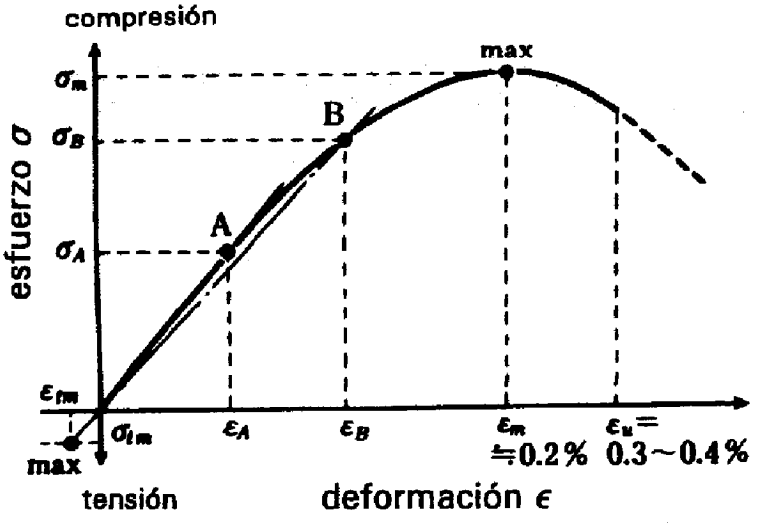


Fig. 1 Curva Esfuerzo Deformación de concreto normal

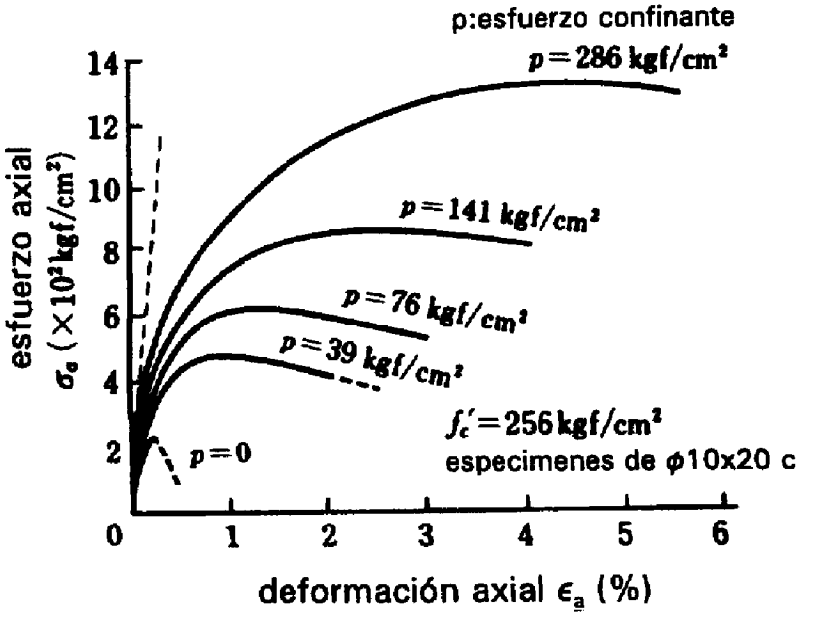
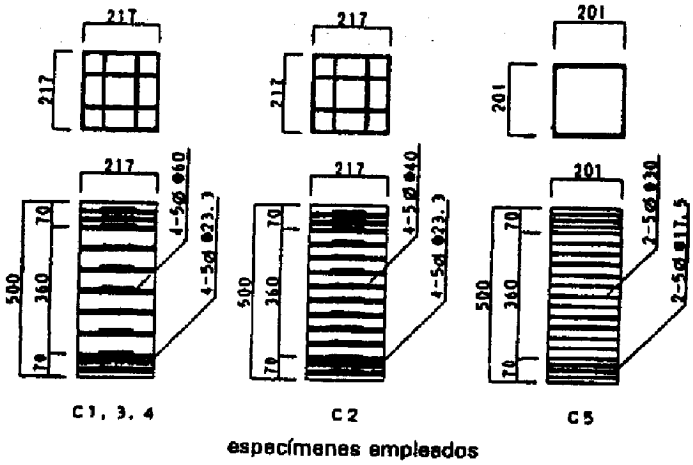


Fig. 2 Curva Esfuerzo Deformación del Concreto con confinamiento Lateral



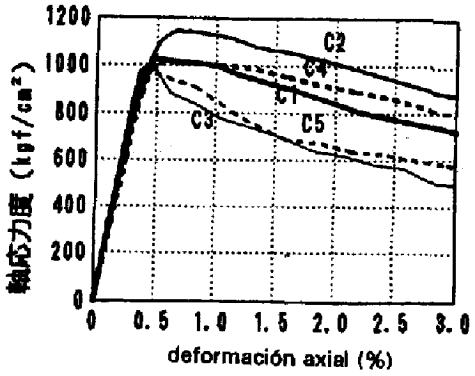


Fig. 3 Relación esfuerzo deformación de elementos cargados axialmente a compresión

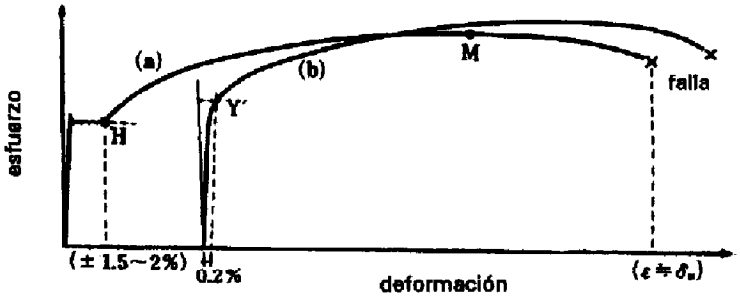


Fig. 4 Relación esfuerzo deformación real del acero

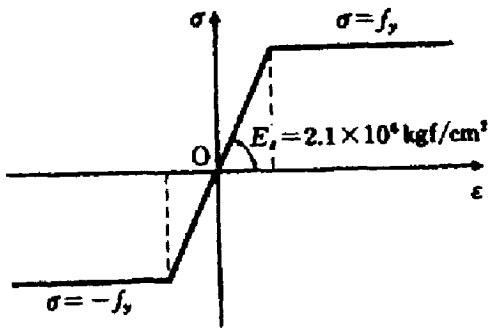


Fig. 5 Relación esfuerzo deformación idealizada del acero

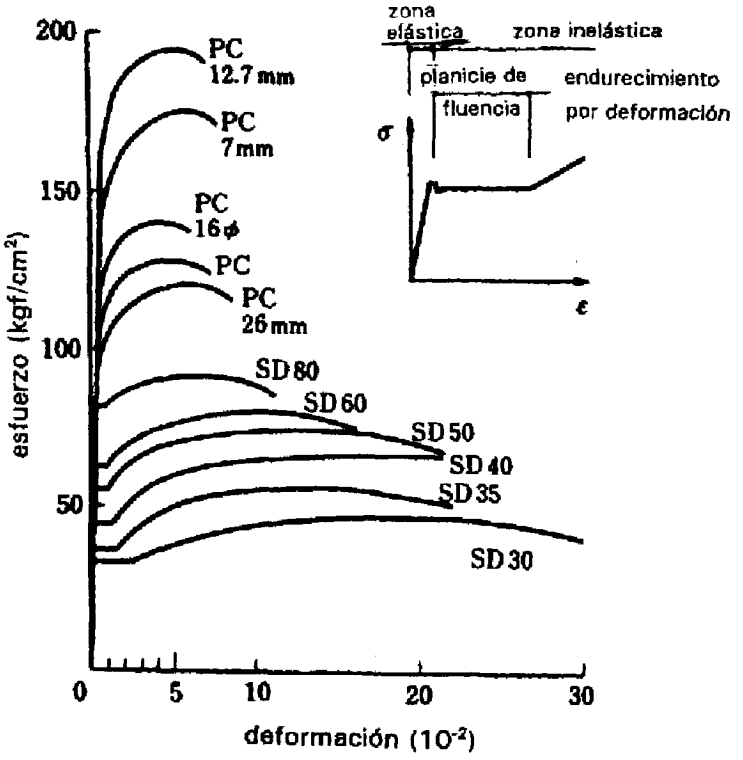
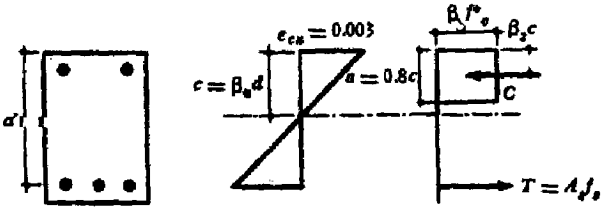


Fig. 6 Relaciones esfuerzo-deformación para barras de refuerzo de diferentes características



$\beta_2 = 0.40$ para sec. rectangulares

$$\beta_2 = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1\,400}\right) \leq 0.85$$

$f_s \leq f_y$

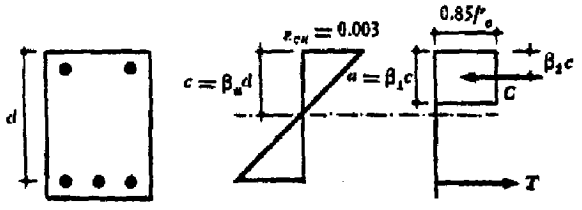
$f_c^* = \alpha f'_c (1 - v)$

$f_y^* = \gamma f_y$

v = coeficiente de variación del concreto

α y γ = coeficientes que dependen del tipo de carga

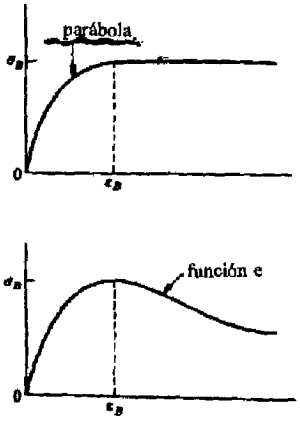
(a) RDF



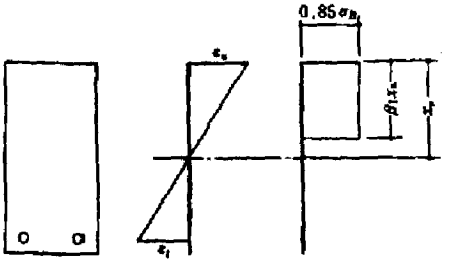
$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1\,400}\right) \leq 0.85$$

f'_c en kg/cm²

(b) ACI



Relación σ - ε normalmente empleado en el concreto



$\beta_1 = 0.85$ [$\sigma_B \leq 280$ kgf/cm²]

$\beta_1 = 0.85 - 0.005\,(\sigma_B - 280)/70$ [$\sigma_B \geq 280$ kgf/cm²]

Xn: posición del eje neutro a calcular

(c) AIJ

Fig.7 Hipótesis simplificatorias para el análisis por flexión según los reglamentos RDF, ACI y AIJ

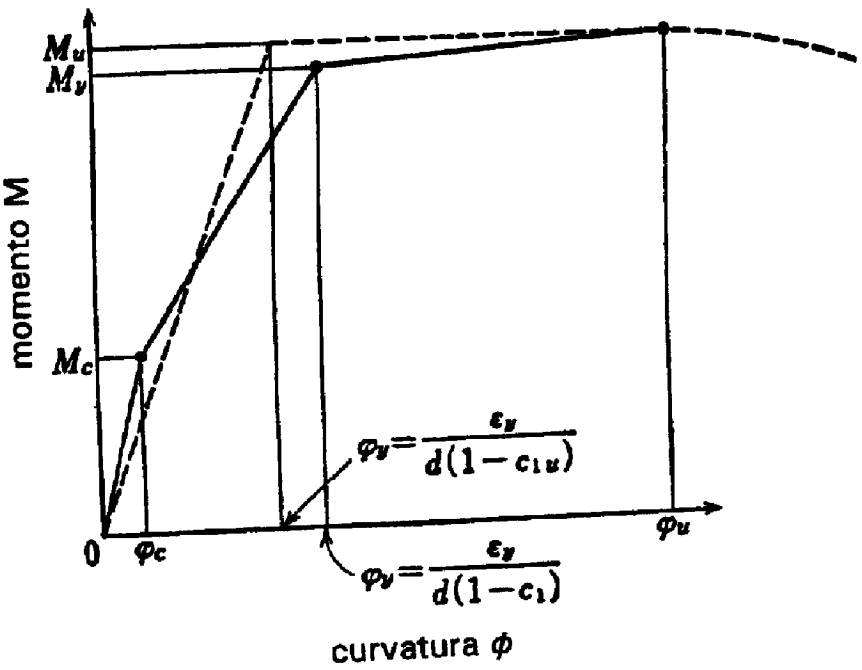


Fig. 8 Diagrama momento-curvatura hipotetizado

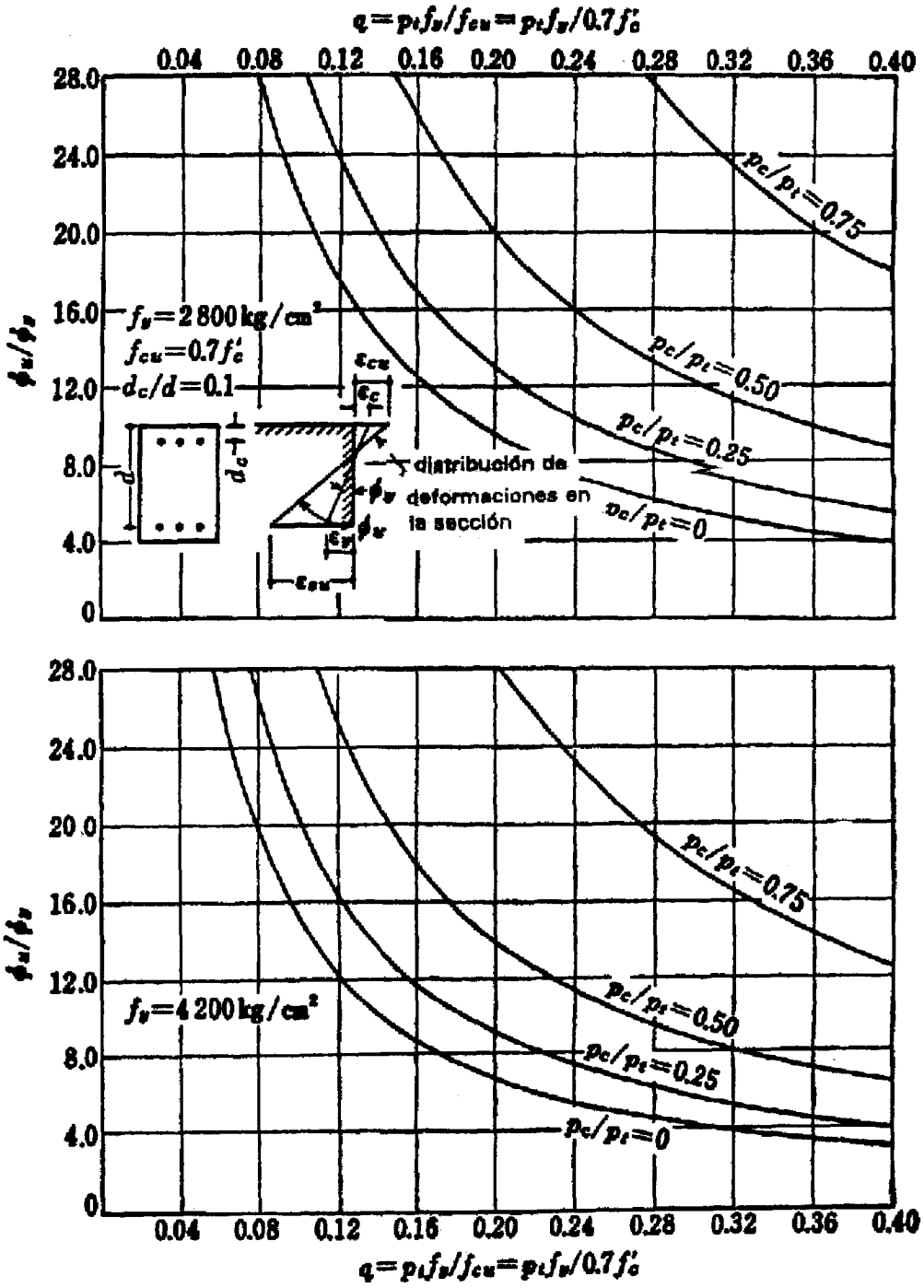


Fig. 9 Ductilidad calculada de la sección transversal de una viga

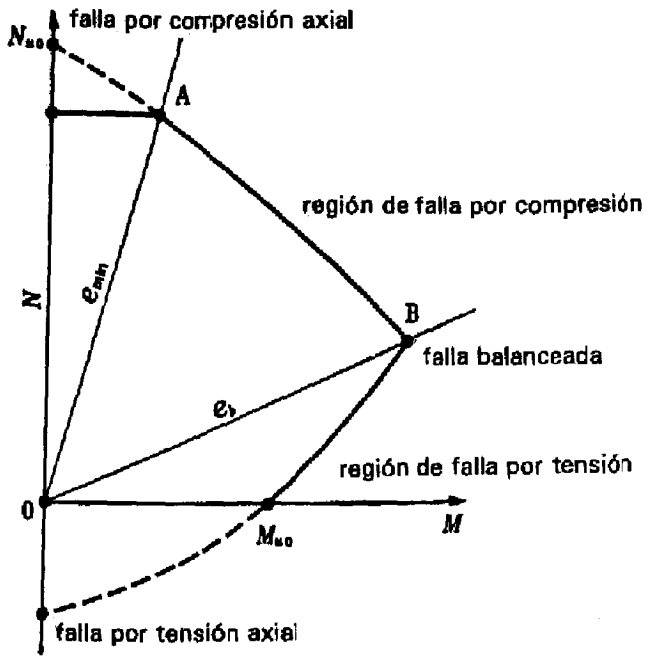


Fig. 10 Diagrama de interacción carga axial (N) y momento flexionante (M)

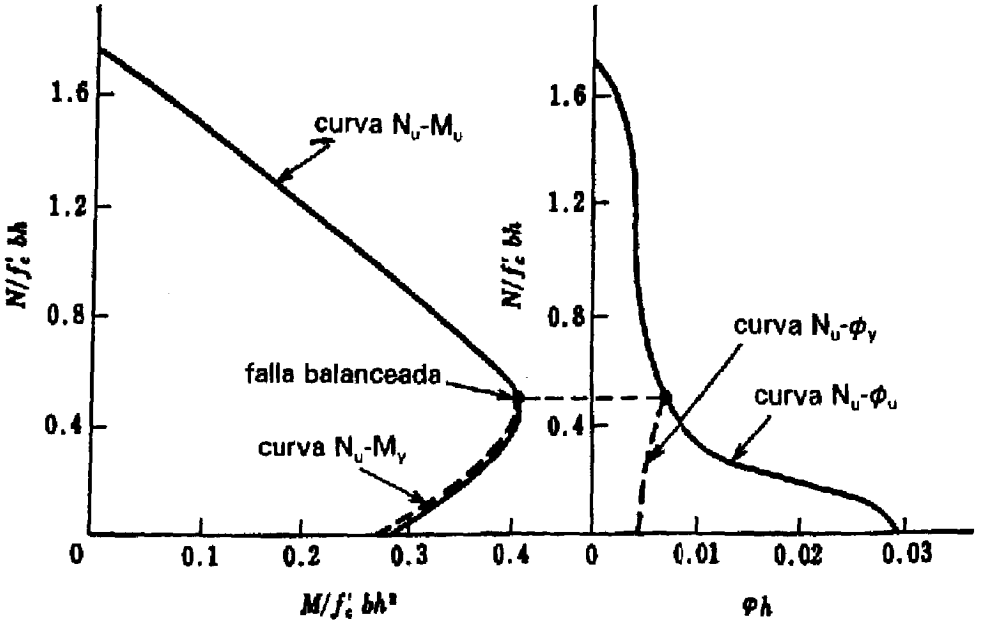


Fig. 11 Gráfica de carga axial (N), momento (M) y curvatura (ϕ

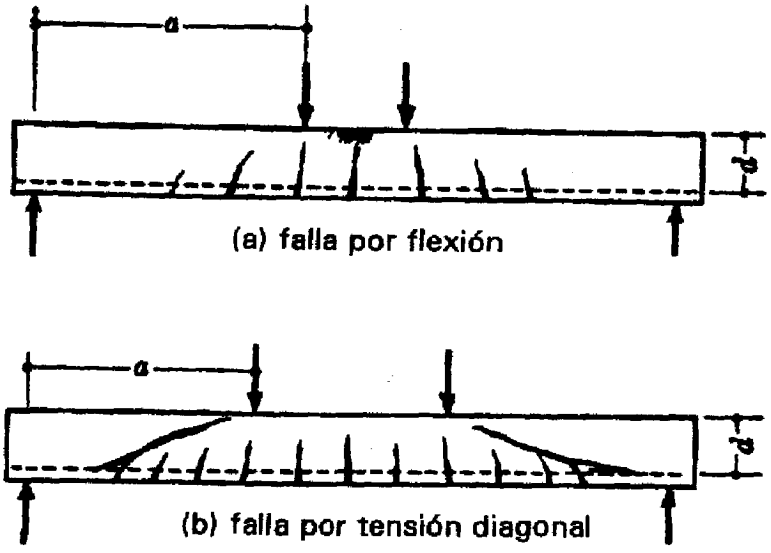


Fig. 12 Representación de la falla por cortante en vigas de relación a/d grande

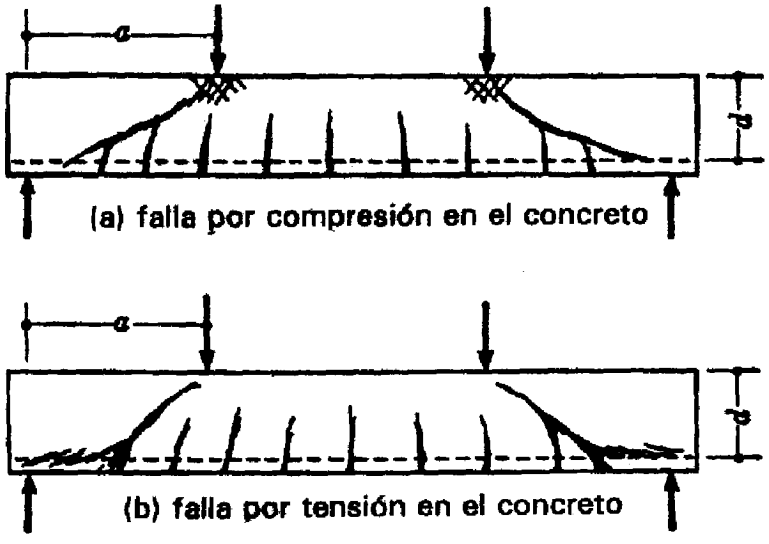


Fig. 13 Representación de la falla por cortante en vigas de relación a/d pequeña

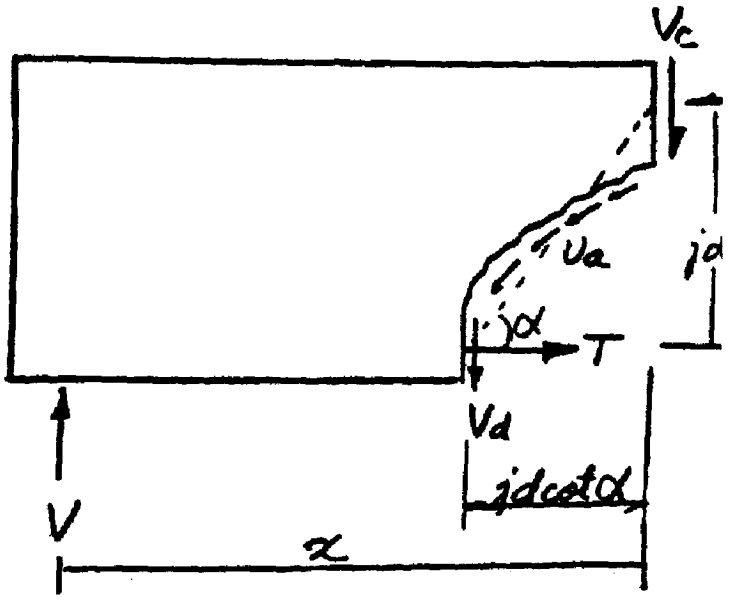


Fig. 14 Equilibrio en el claro de cortante de la viga
(sin refuerzo lateral)

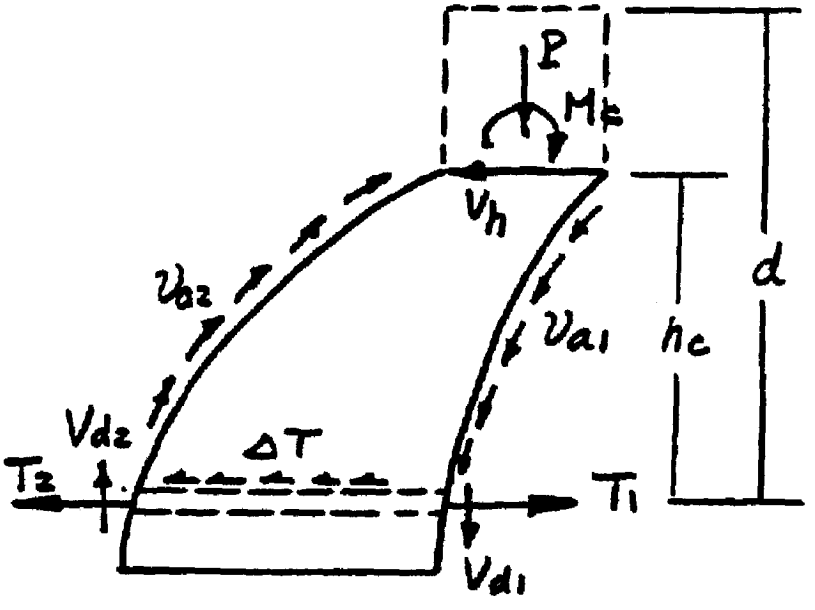


Fig. 15 Acciones en el "cantilever" formado por grietas
de flexo-cortante

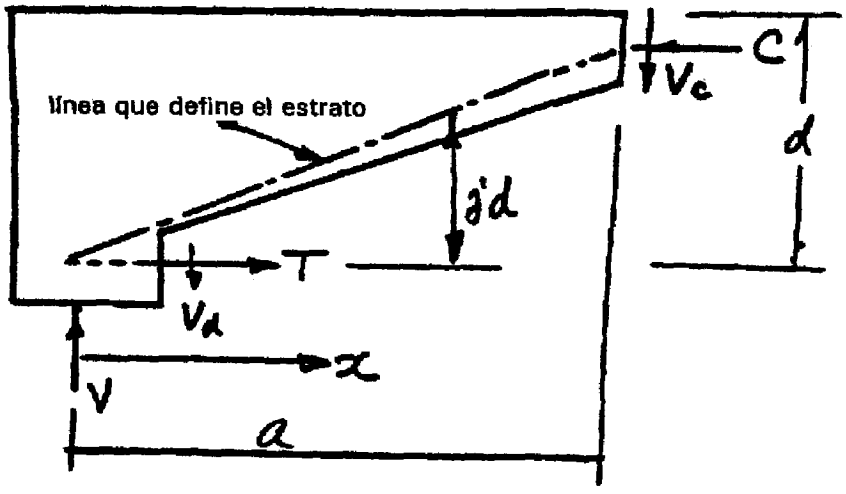


Fig. 16 Mecanismo de arco de transmisión de fuerza cortante

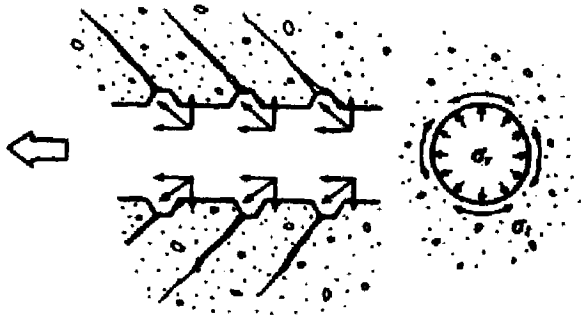


Fig. 17 Cortante directo o cizalleo entre el acero corrugado y el concreto circundante

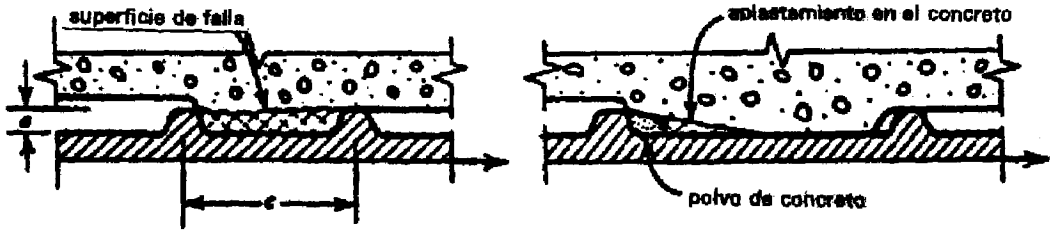


Fig. 18 Dos mecanismos de falla representativos en el problema de adherencia y anclaje

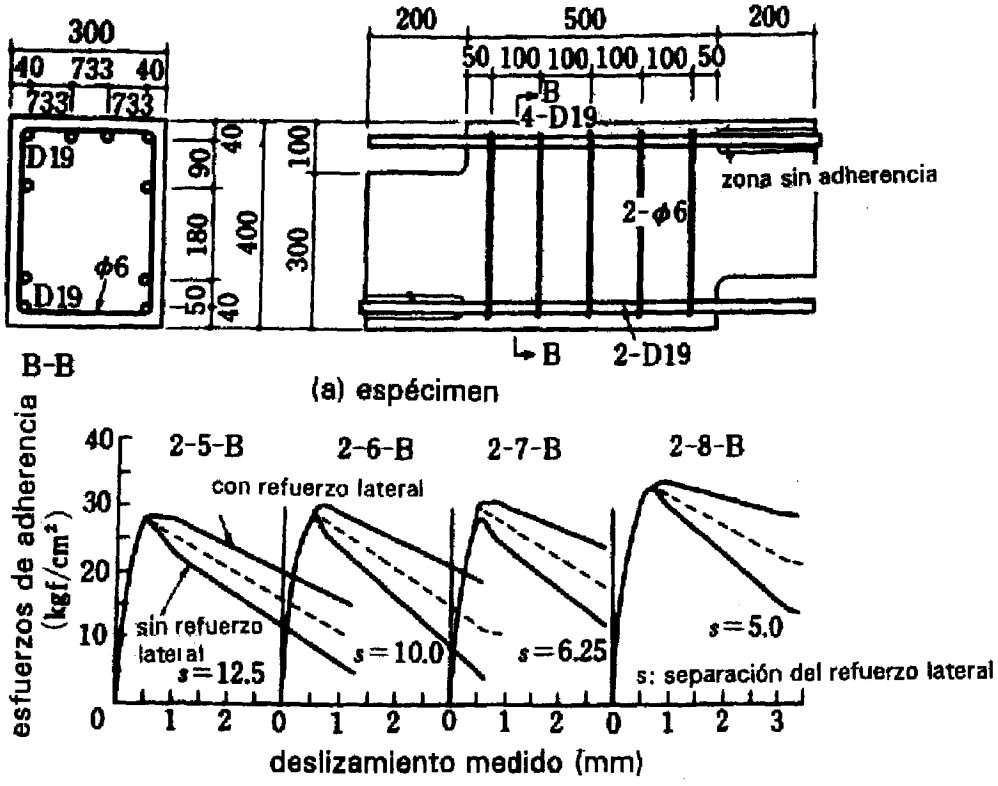


Fig. 19 Resultados experimentales sobre adherencia y anclaje en acero corrugado

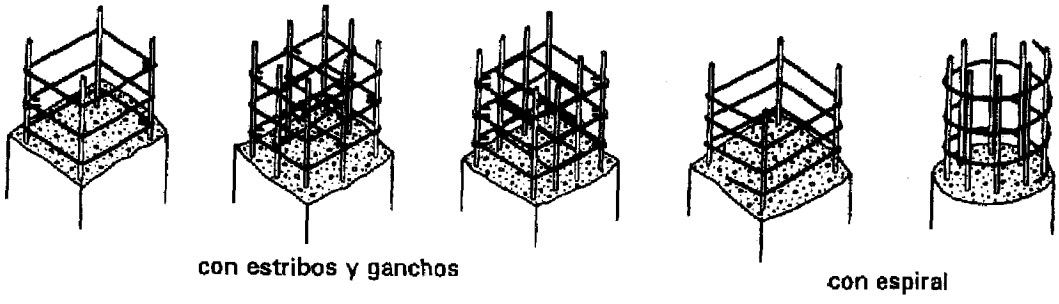


Fig. 20 Diatribución de refuerzo lateral típico en columnas

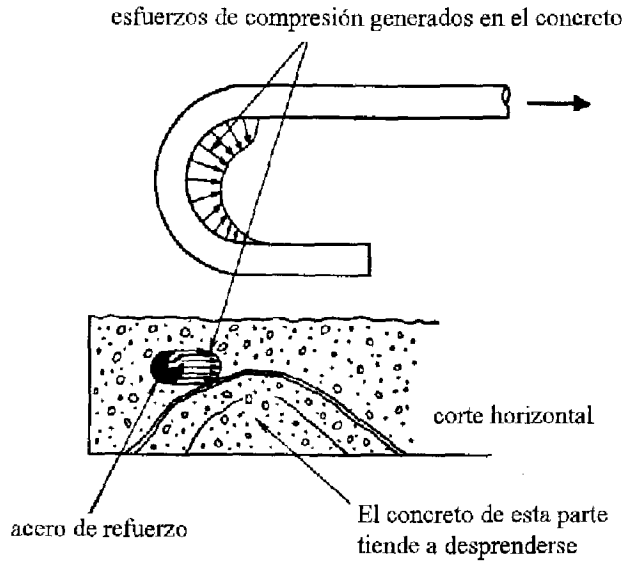


Fig. 21 Efecto del gancho en el traslape de refuerzo

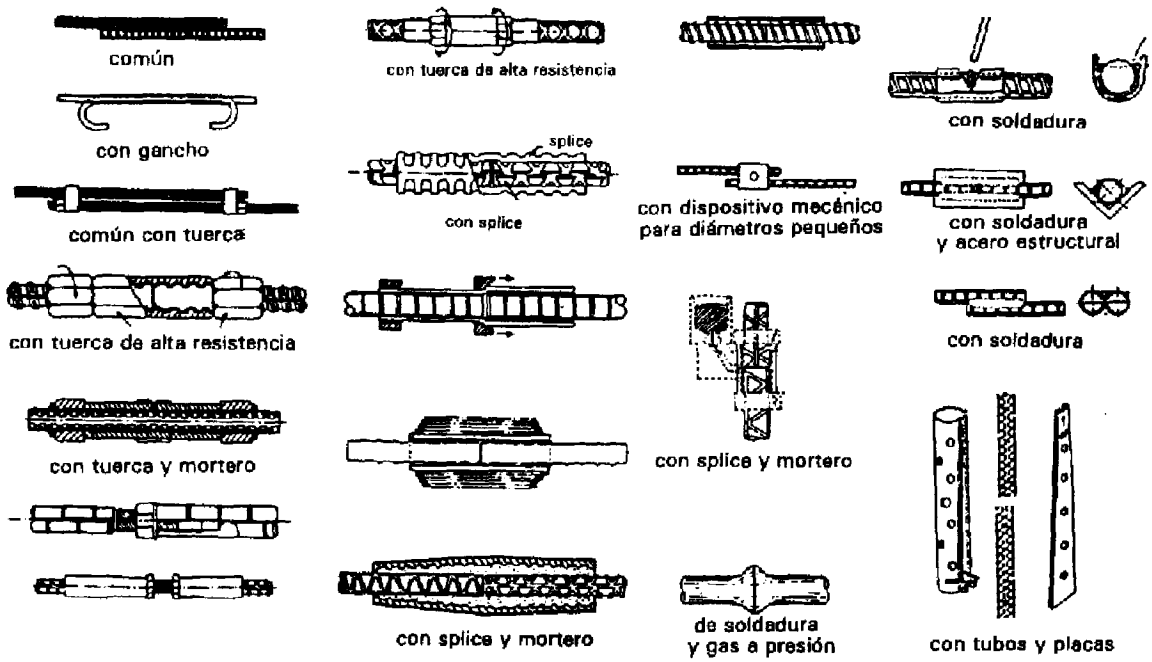


Fig. 22 Diversos métodos de traslape en acero de refuerzo

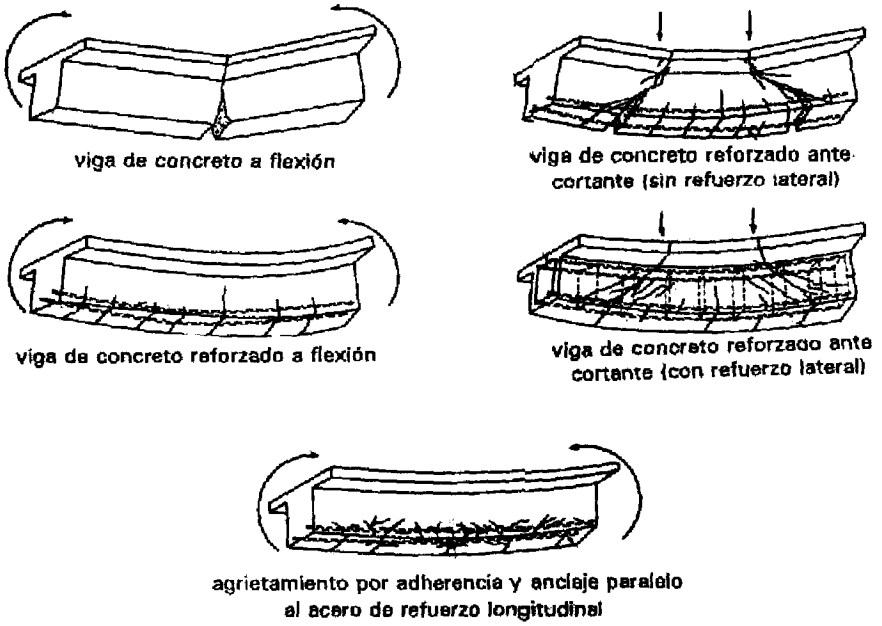


Fig. 23 Modos de falla en vigas

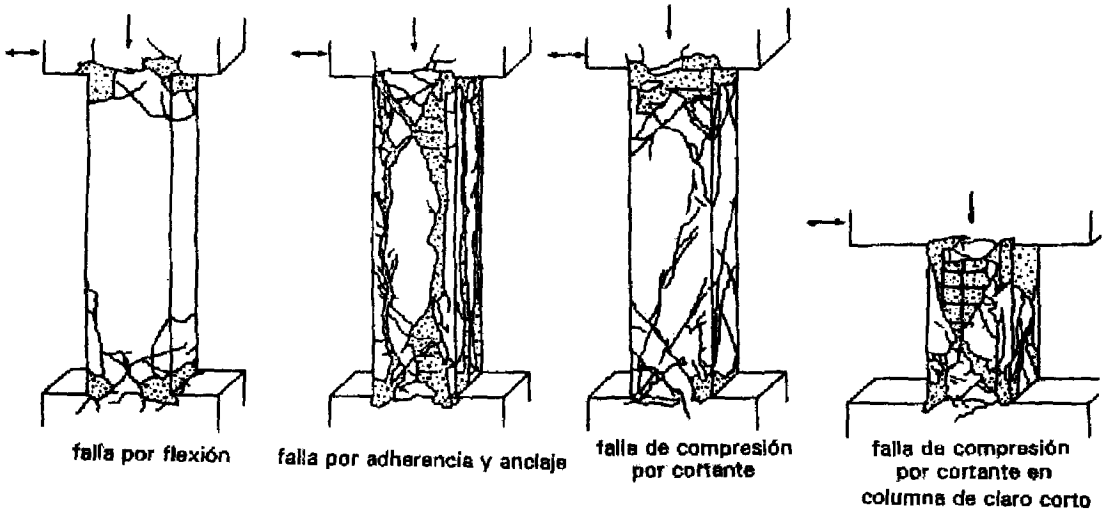


Fig. 24 Modos de falla en columnas

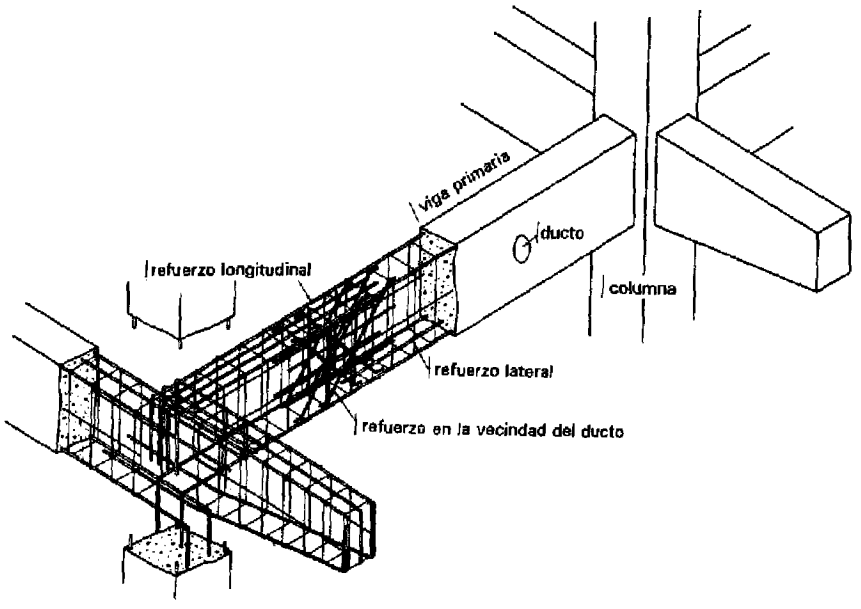


Fig. 25 Detalle de refuerzo para ductos en el alma de viga

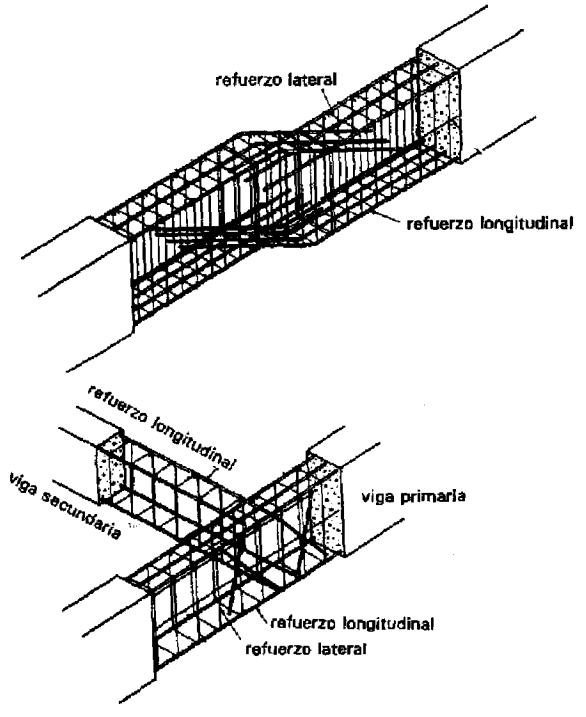


Fig. 26 Detalle de refuerzo en viga con desnivel y del apoyo de una viga secundaria en una primaria

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

MUROS ESTRUCTURALES

Sergio M. Alcocer[1]

1. INTRODUCCION

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 (Fig. 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.

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 (Fig. 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.

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 Fig. 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

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería

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.

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 (Fig. 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.

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 Fig. 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 (Fig. 5b). Si las aberturas se colocan en forma regular se obtiene un tipo de muros llamados acoplados que poseen excelentes características de comportamiento sísmico (Fig. 6).

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 (Fig. 7b y 7e). Se deben evitar los modos de falla debidos a la fractura del acero a flexión (Fig. 7f), a tensión diagonal (Figs. 7c y 7g) o a compresión diagonal causados por cortante (Fig. 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 (Fig. 7d) y la falla por cortante o adherencia a lo largo de uniones

de barras o de anclajes.

En la Fig. 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 Fig. 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.

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.

$$M_n = 0.5 A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_n}{A_s f_y}\right) \left(1 - \frac{c}{l_w}\right) \qquad (1)$$

donde A_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 Fig. 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).

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 a la 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 menos 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 $3\sqrt{f'_c}$, 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 (Fig. 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.

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 Fig. 12 se muestran detalles típicos del refuerzo transversal en los patines.

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 Fig. 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.

En la Fig. 14 se presentan esquemáticamente los modos de falla por cortante de muros robustos. Se produce una falla por tensión diagonal (Fig. 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 (Fig. 14b).

Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo horizontal es adecuado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (Fig. 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 (Fig. 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.

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 Fig. 15c corresponde a un muro con refuerzo diagonal (Fig. 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.

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 (Fig. 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.

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 (Fig. 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.

6.2 Criterio de Diseño

Para garantizar un comportamiento 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 (Fig. 19c).

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 Fig. 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 Fig. 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 para acero por cambio volumétricos y se colocará en dos capas, próximas a las caras de la viga, por afuera 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.

9. REFERENCIAS

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.

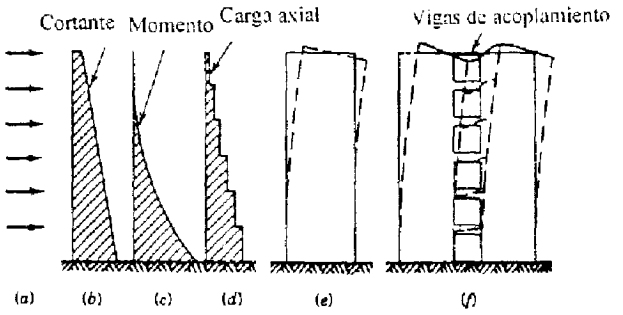


Fig. 1 Variación de la fuerza cortante, momento y carga axial en un muro estructural aislado

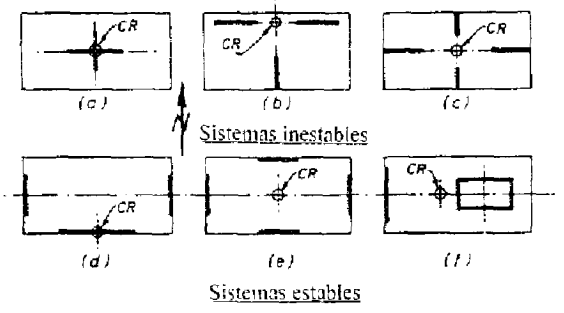


Fig. 2 Ejemplos de estabilidad torsional en sistemas de muros estructurales

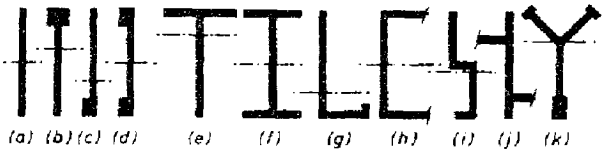


Fig. 3 Secciones transversales comunes de muros estructurales

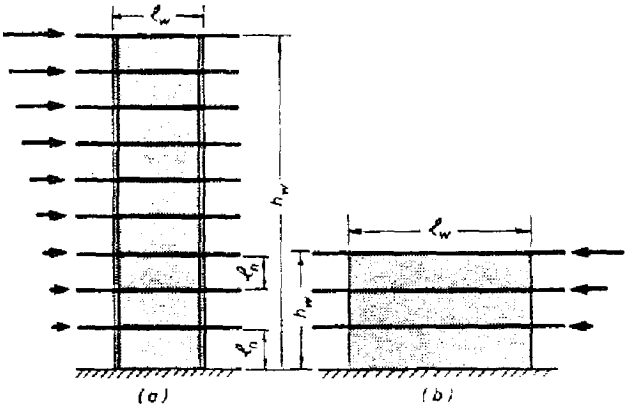


Fig.4 Muros estructurales esbeltos y robustos

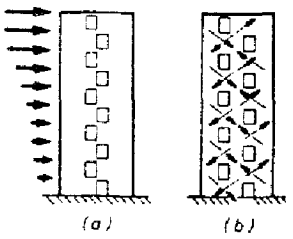


Fig. 5 Resistencia al corte afectada por aberturas en muros

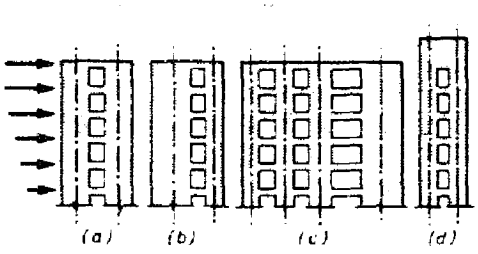


Fig. 6 Tipos de muros estructurales acoplados

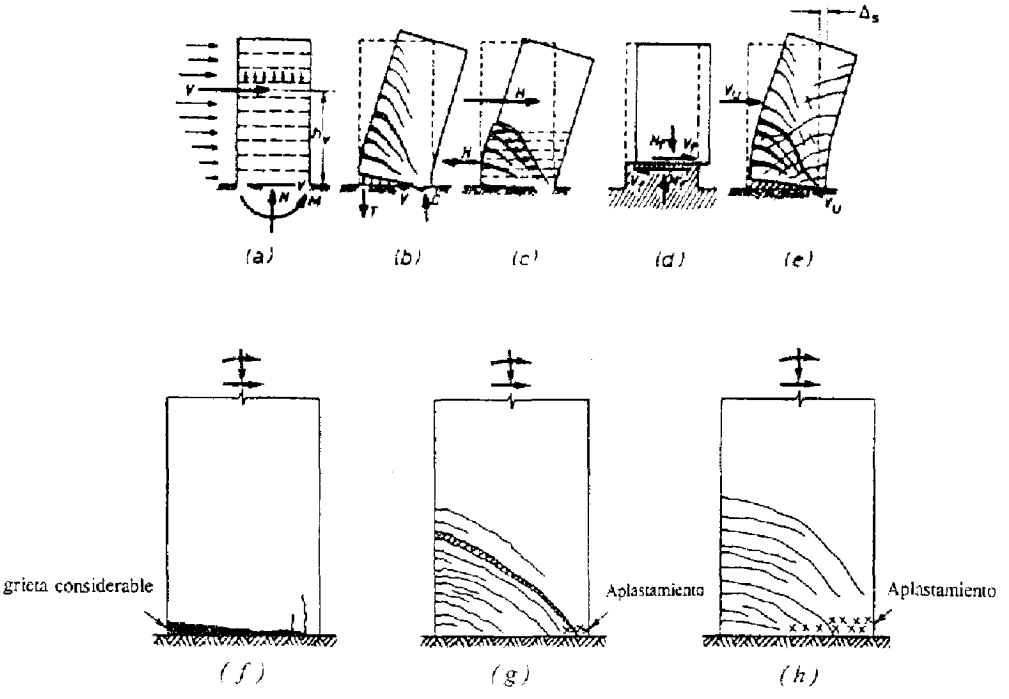


Fig. 7 Modos de falla en muros esbeltos

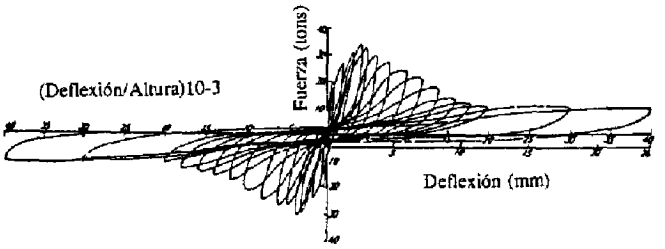


Fig. 8 Respuesta histerética dominada por la resistencia al corte de un muro estructural

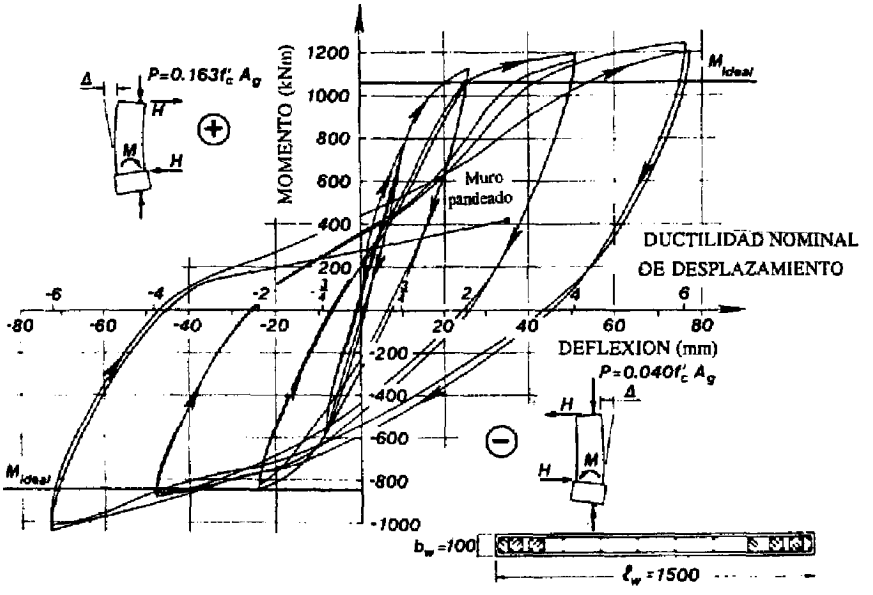


Fig. 9 Respuesta histerética estable de un muro estructural dúctil

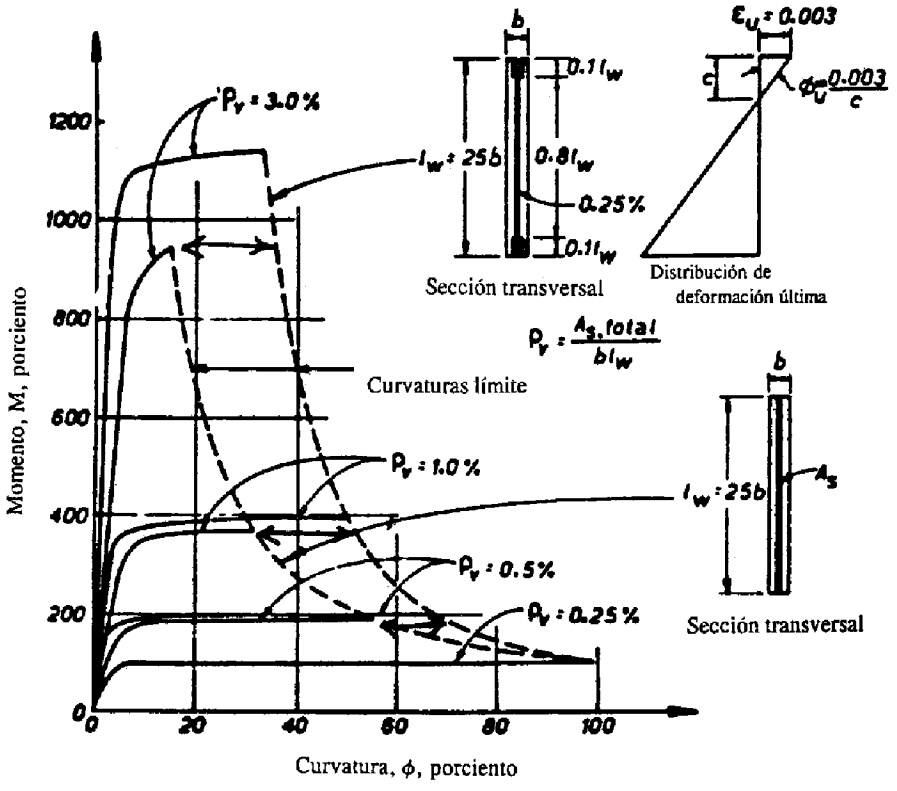


Fig. 10 Efecto de la distribución del refuerzo y de la cuantía en la resistencia a flexión y en la curvatura

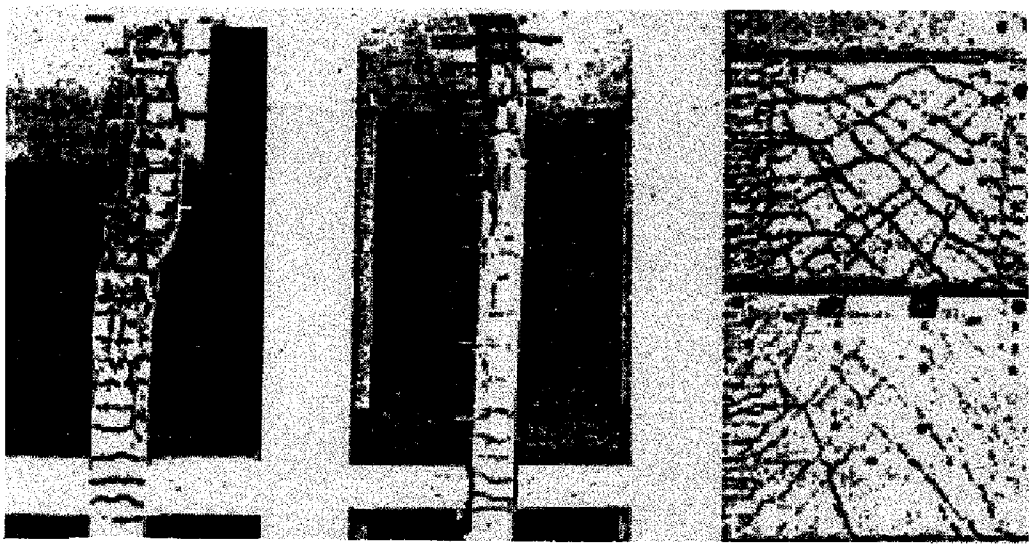
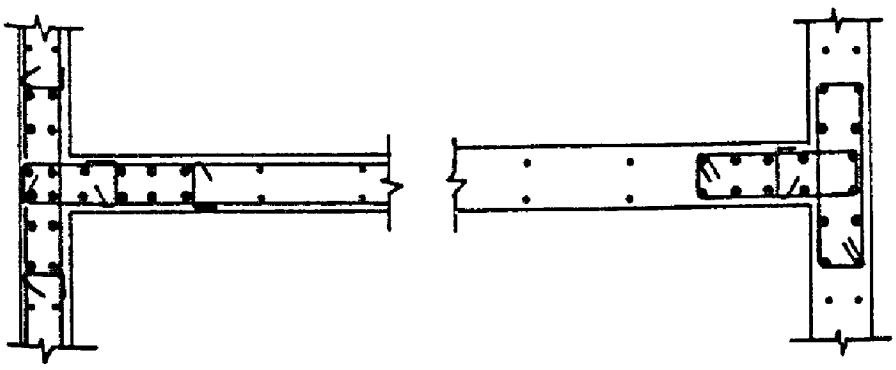


Fig. 11 Pandeo en la región de la articulación plástica de un muro estructural



Sección transversal
a nivel del refuerzo
horizontal

Sección transversal
entre niveles de refuerzo
horizontal

Fig. 12 Detalles de confinamiento en patines de muros

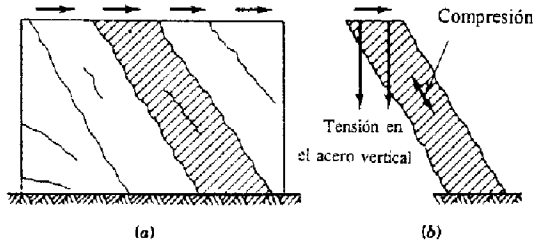


Fig. 13 Puntal de compresión entre grietas para muros robustos

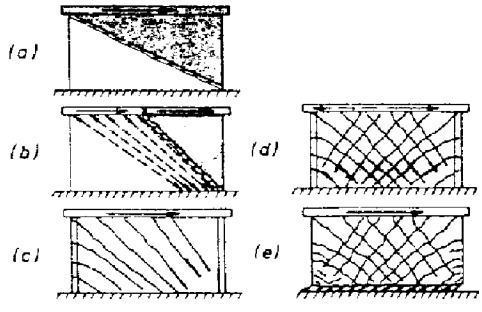


Fig. 14 Modos de falla de muros robustos

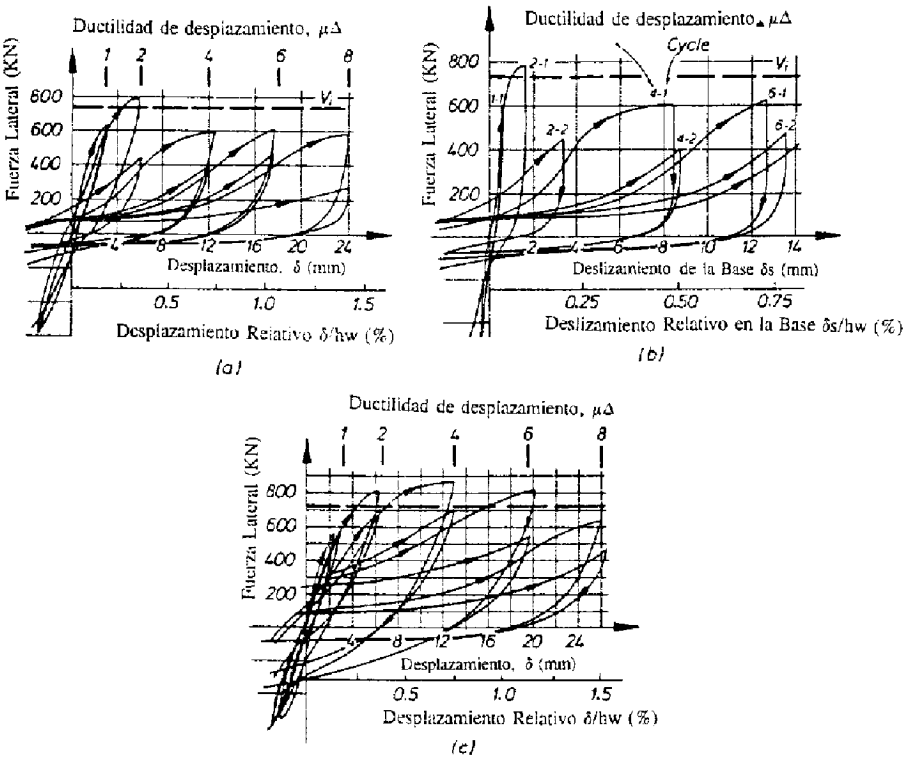


Fig. 15 Respuesta histerética de muros robustos con patines con falla controlada por deslizamiento en la base

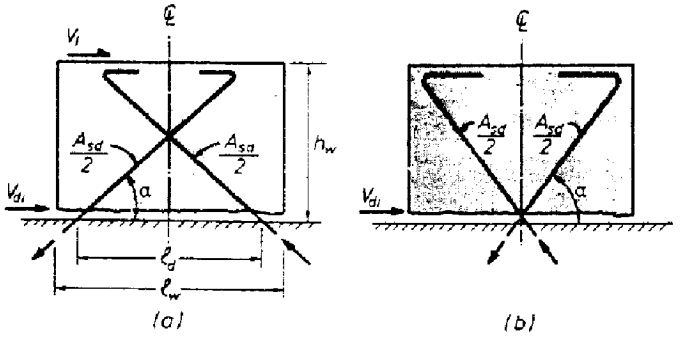


Fig. 16 Refuerzo diagonal en muros robustos

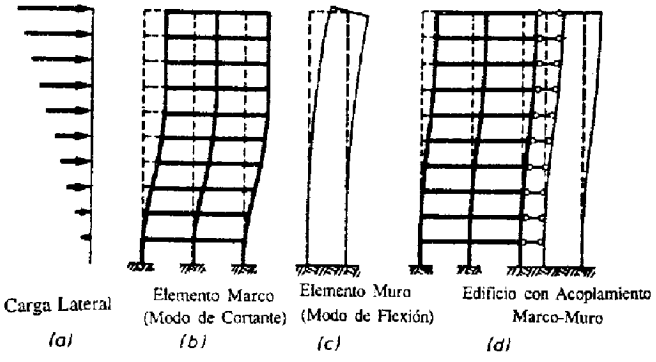


Fig. 17 Patrones de deformación ante cargas laterales de un marco, un muro y un sistema mixto muro-marco

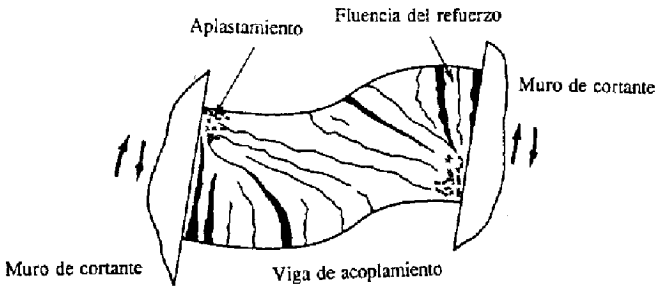


Fig. 18 Deformación y agrietamiento de vigas de acoplamiento

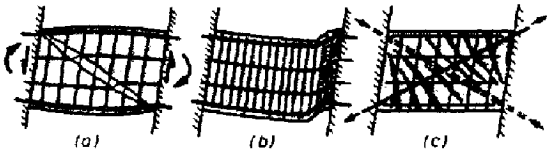


Fig. 19 Mecanismos de resistencia al corte de una viga de acoplamiento

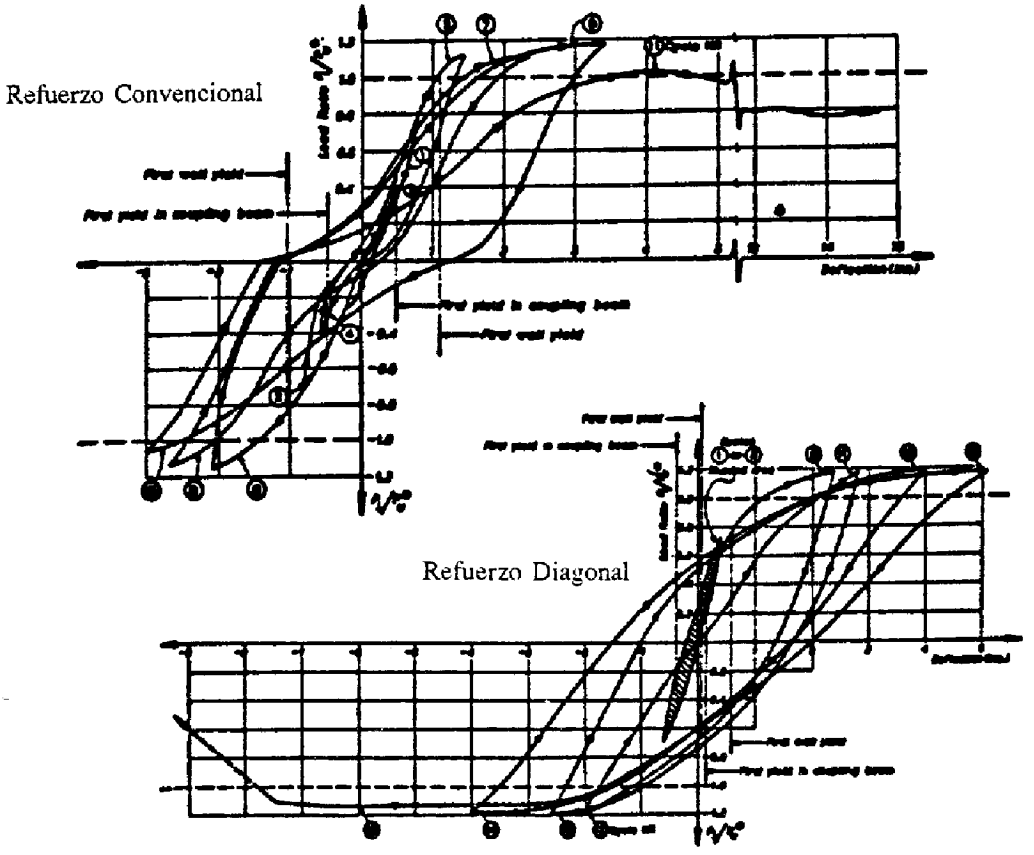


Fig. 20 Comportamiento de vigas de acoplamiento reforzadas convencionalmente y con acero diagonal

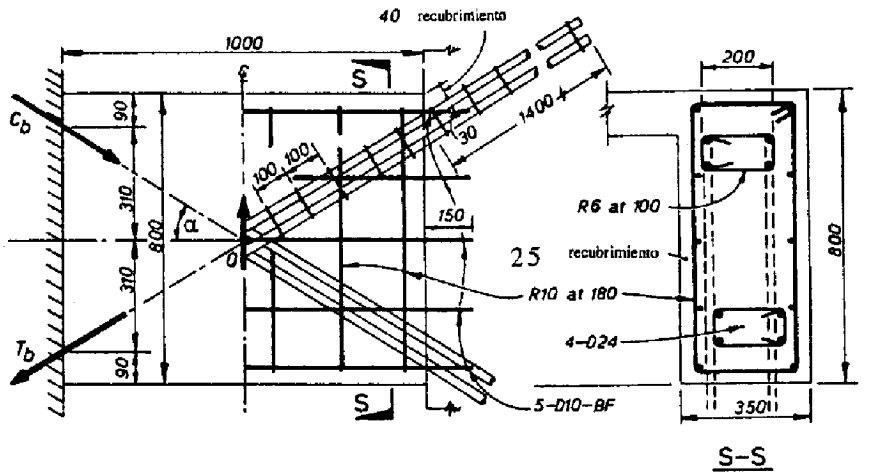


Fig. 21 Detalles del refuerzo de una viga de acoplamiento

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

LOSAS Y SISMOS

Sergio M. Alcocer[1]

1. INTRODUCCION

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 (Fig. 1). Las losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas (Fig. 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 (Fig. 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.

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.

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.

---

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería

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 (Fig. 2) formados por la grieta crítica a tensión diagonal alrededor de la carga concentrada o del apoyo.

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 (Fig. 3b). La falla no ocurre como se ilustra en la Fig. 3a.

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 limite 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 (Fig. 4). En la Fig. 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 Fig. 4b se presenta un acercamiento de la región de falla de la losa una vez retirado el concreto fracturado.

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 marcos 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

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)\ /\ (c_2 + d)}}$$

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)

$$(0.5 + \gamma)\sqrt{f^*_c} \leq \sqrt{f^*_c}$$

donde γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. En la Fig. 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 (Fig. 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 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 Fig. 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 SEGUN 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 que 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.

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%.

6. REFERENCIAS

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.

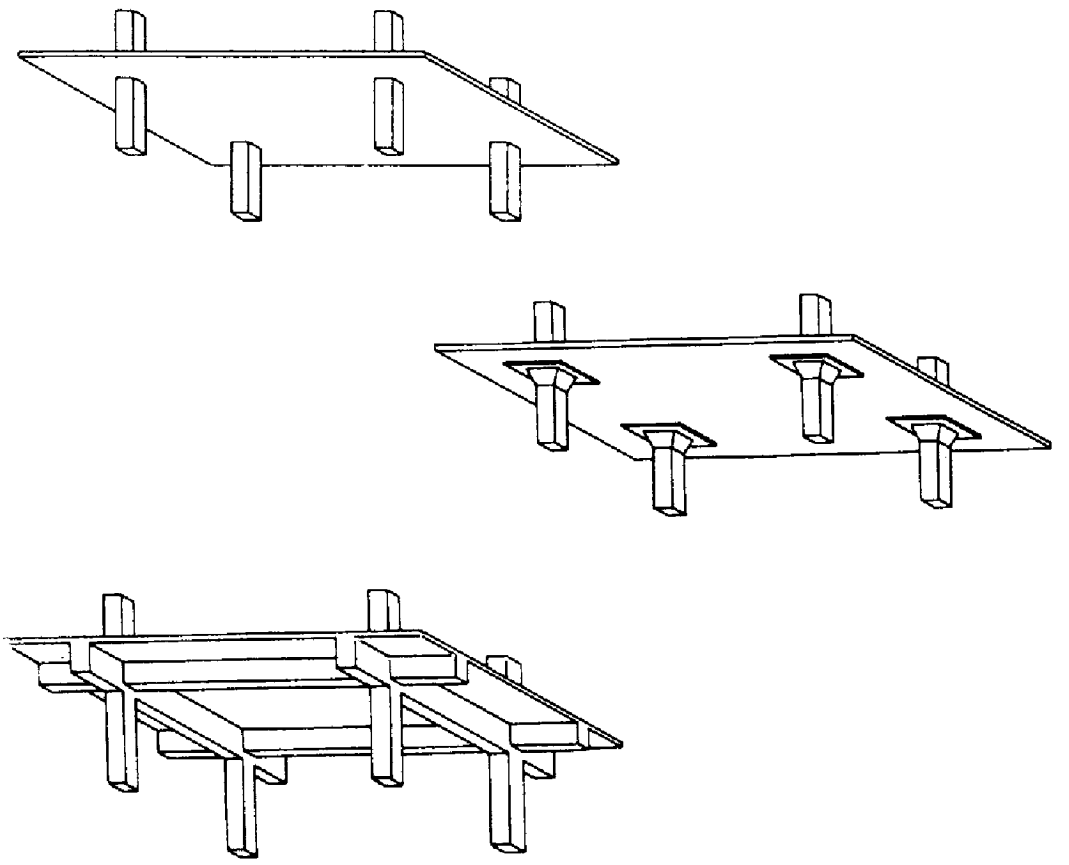


Fig. 1 Tipos de losas

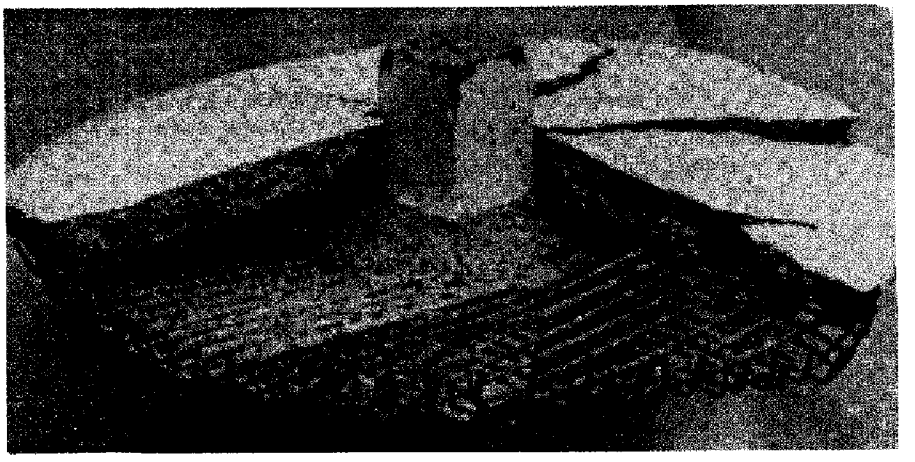


Fig. 2 Modelo losa-columna de concreto reforzado después de la falla por punzonamiento debida a la carga axial en la columna

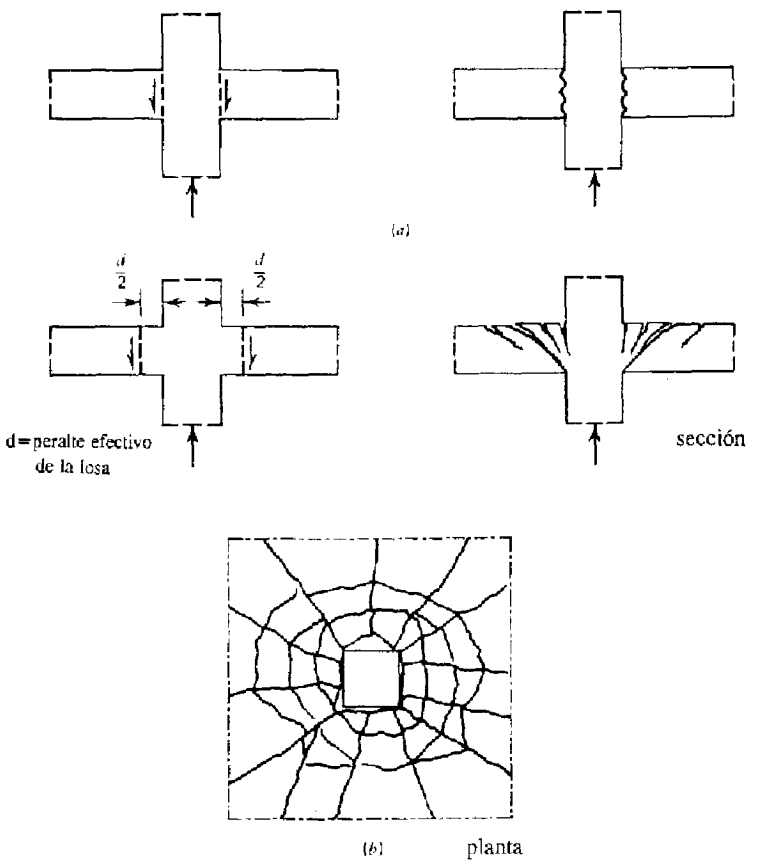


Fig. 3 Falla por punzonamiento en una conexión losa-columna de concreto reforzado

Fig. 4 Espécimen losa-columna de concreto reforzado después de la falla que transmitía cortante y momento de desequilibrio

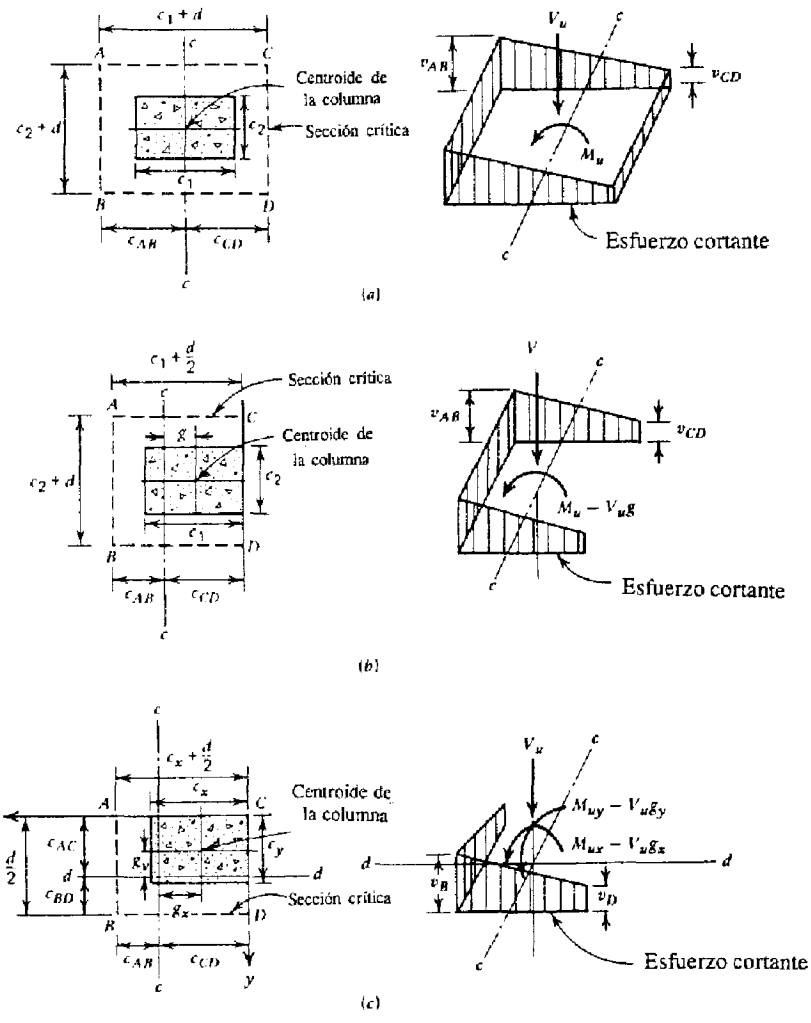


Fig. 5 Sección crítica supuesta y distribución de esfuerzos cortantes en la losa para uniones que transmiten cortante y momento de desequilibrio

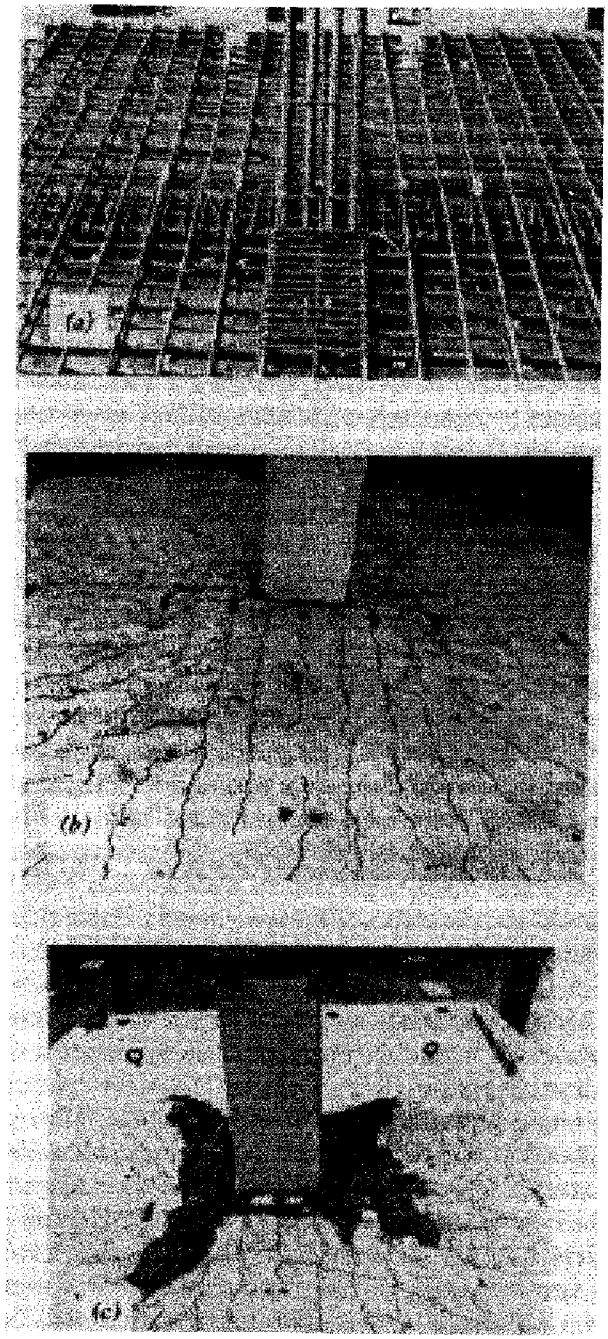


Fig.6 Ensaye de una conexión interior losa-columna con refuerzo por cortante en forma de estribos

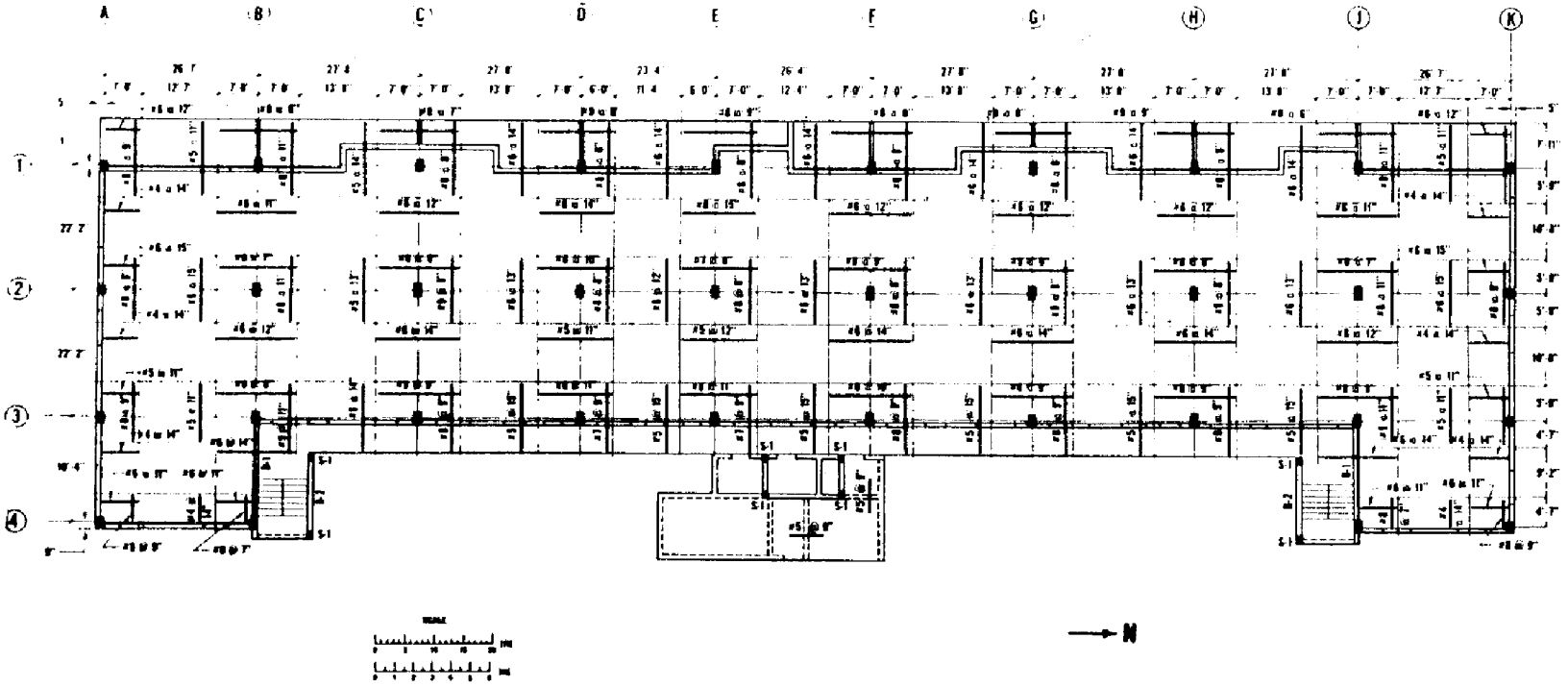


Fig. 7 Refuerzo en el lecho superior de la losa plana de un edificio de condominios en Cocoa Beach, Florida

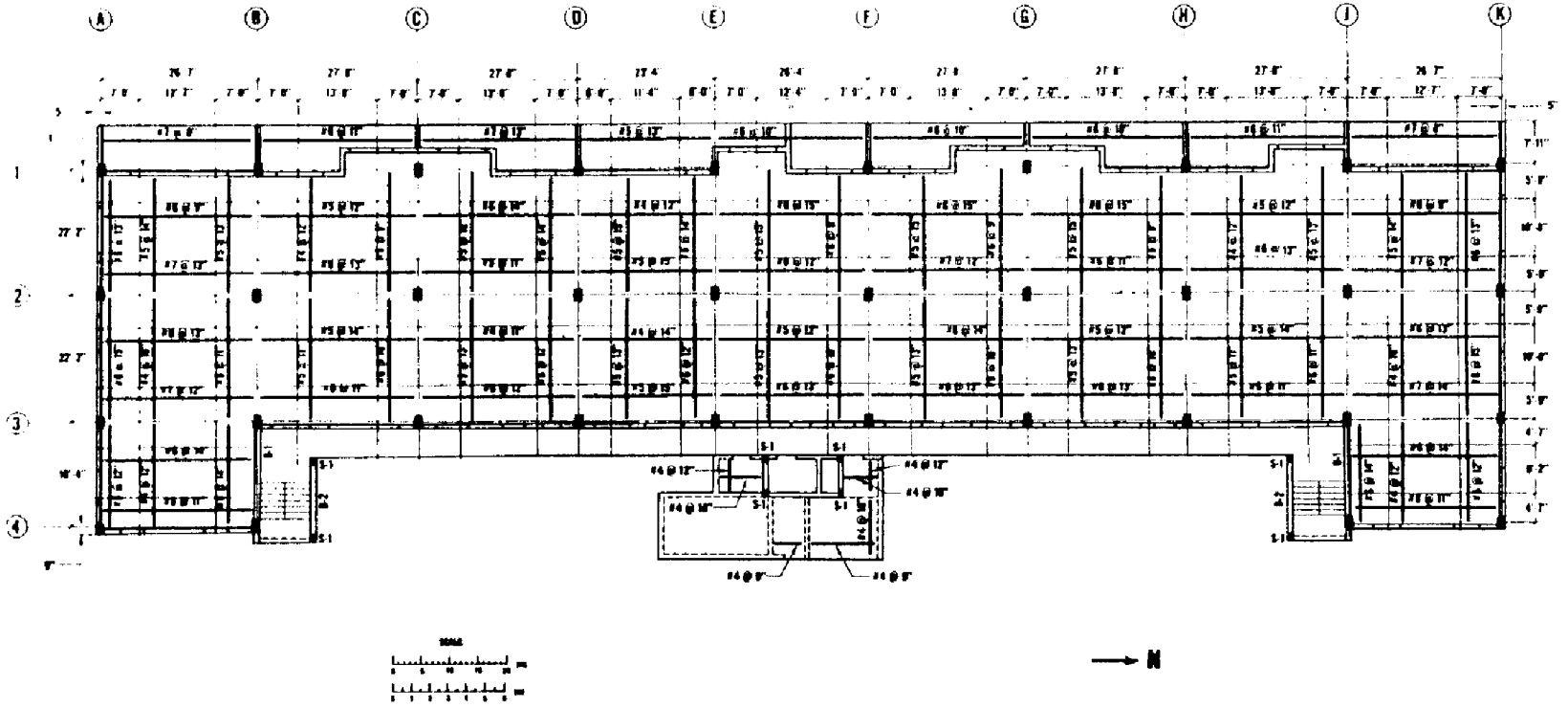


Fig. 8 Refuerzo en el lecho inferior de la losa plana de un edificio de condominios en Cocoa Beach, Florida

COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

UNIONES DE ELEMENTOS

Sergio M. Alcocer[1]

1. INTRODUCCION

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 (Fig. 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.

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.
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.

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería

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 Fig. 2. En la Fig. 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 (Fig. 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.

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, Fig. 3) y en exteriores (las barras se anclan mediante ganchos, Fig. 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).

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 (Fig. 5), de manera que esta permanezca en el intervalo elástico. Para este tipo de marcos la unión será elástica.

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 Figs. 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.

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 la vigas.

Se han identificado dos mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores. El mecanismo del puntal diagonal de compresión (Fig. 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 Fig. 7 se muestran los lazos histeréticos de una unión que falló por cortante.

En el segundo mecanismo, llamado de armadura, se forman pequeños puntales diagonales distribuidos en la unión (Fig. 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 Fig. 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.

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 (Fig. 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).

De acuerdo a la gráfica, para resistir los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes sísmicas, se formará un puntal diagonal (ver Fig. 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 (Fig. 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.

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 (Fig. 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.

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 Fig. 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.

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 (Fig. 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.

10. LAS UNIONES EN LOS PLANOS DE CONSTRUCCION

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.

11. REFERENCIAS

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.

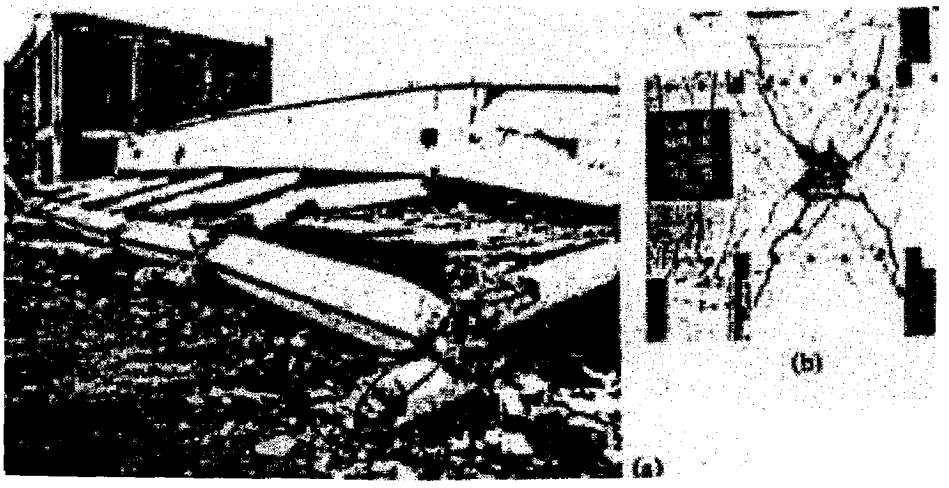


Fig. 1 Falla de uniones viga-columna en (a) el sismo de El Asnam y (b) en un espécimen de laboratorio

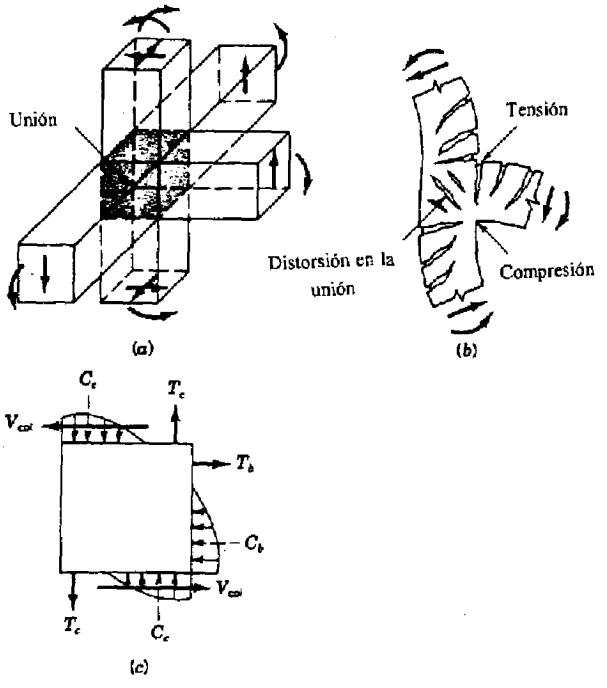


Fig. 2 Fuerzas y distorsión de una unión viga-columna

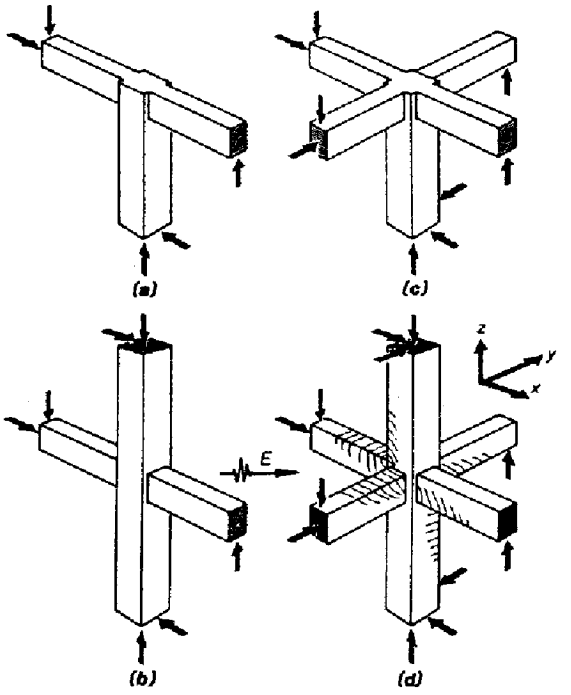


Fig. 3 Uniones interiores viga-columna

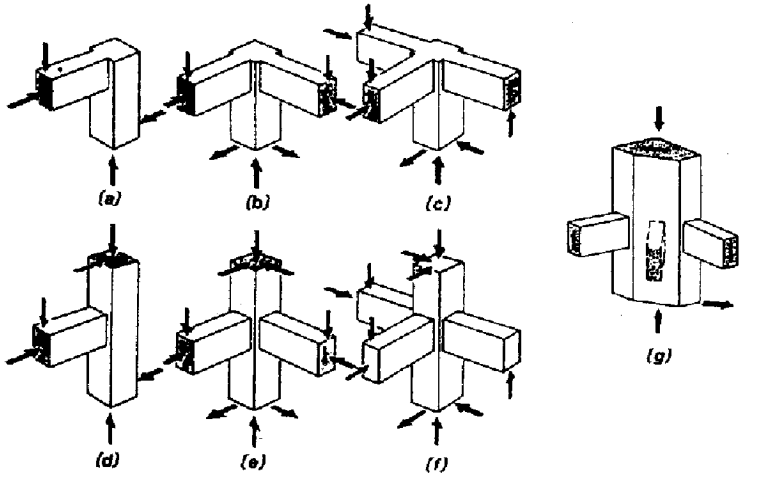


Fig. 4 Uniones exteriores viga-columna

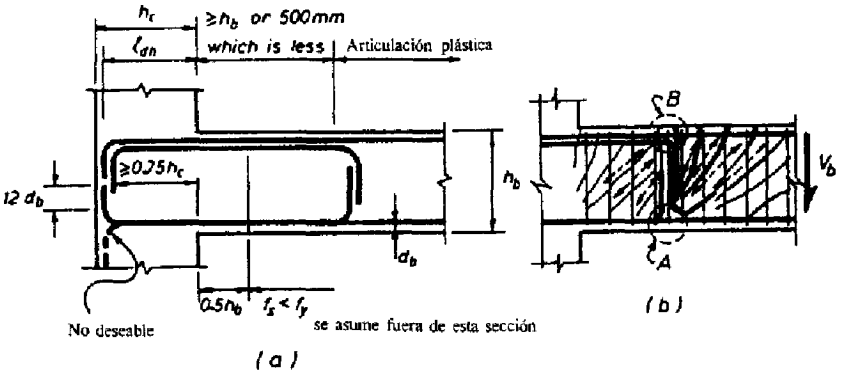


Fig. 5 Relocalización de la región de articulación plástica lejos de la cara de la columna

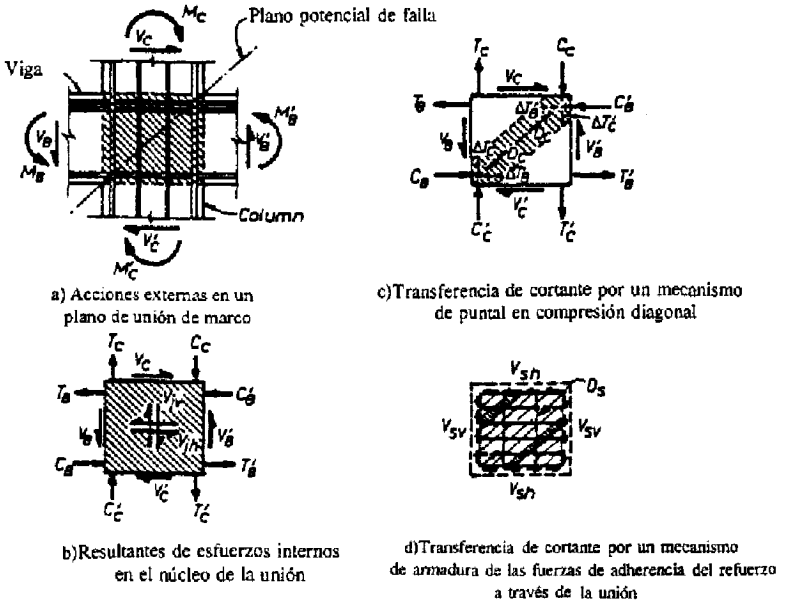


Fig. 6 Mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores viga-columna

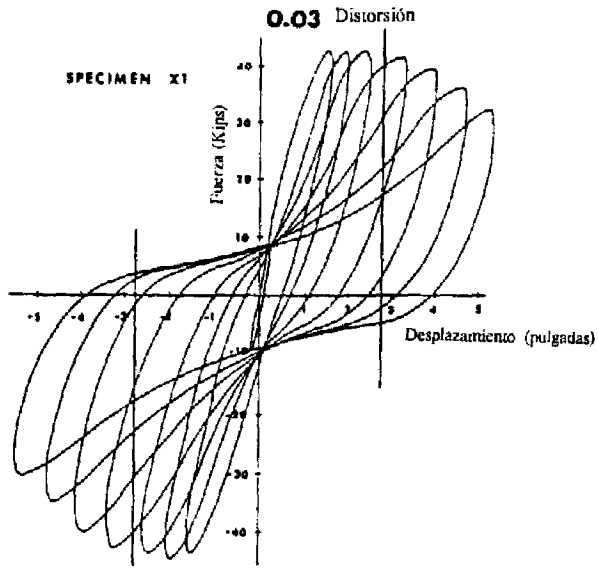


Fig. 7 Falla por cortante en una unión interior viga-columna

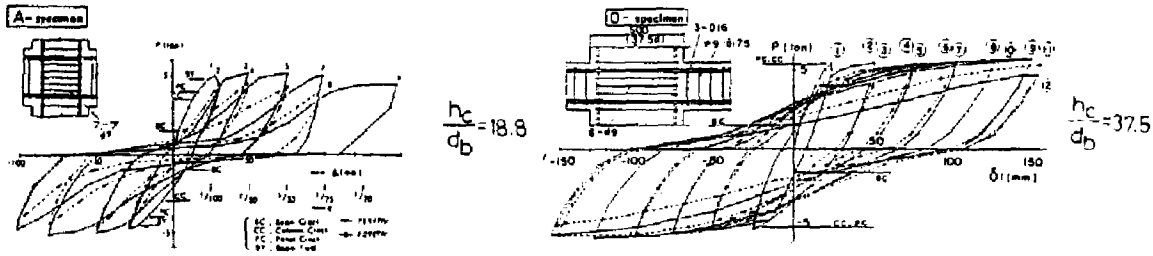


Fig. 8 Influencia del anclaje en la respuesta histerética de una unión interior viga-columna

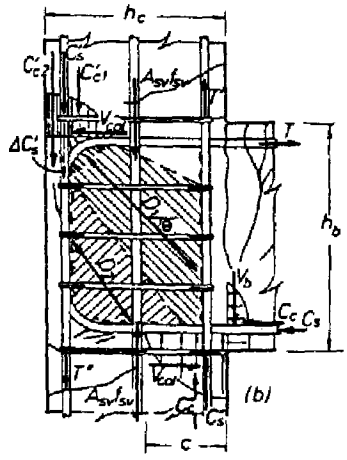


Fig. 9 Mecanismos de resistencia al corte en uniones exteriores viga-columna

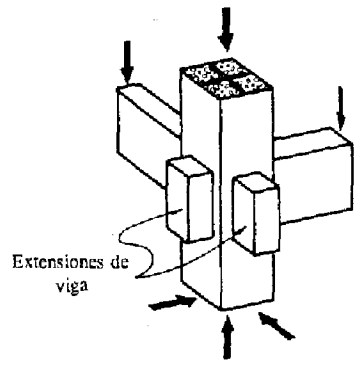


Fig. 10 Extensiones de viga para colocar las varillas

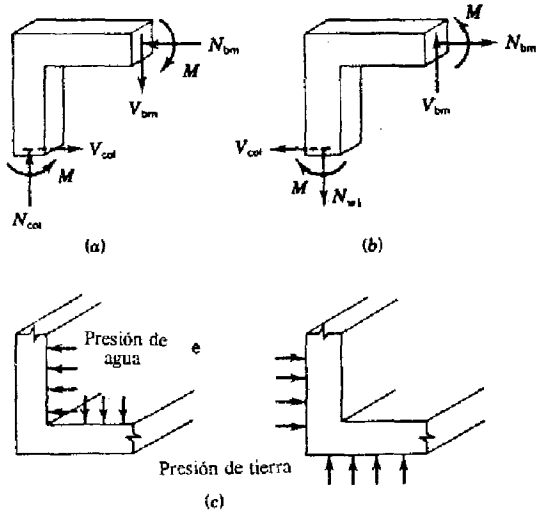


Fig. 11 Uniones de esquina

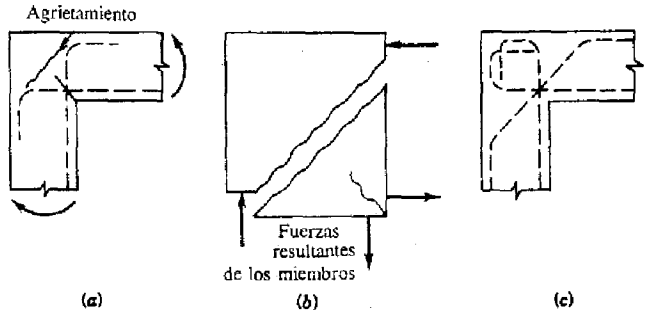


Fig. 12 Unión de esquina que se trata de abrir

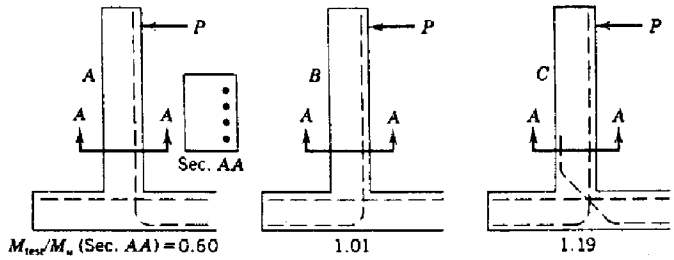


Fig. 13 Uniones en "T"

COMPORTAMIENTO SISMICO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO Y POSTENSADO

S. M. Alcocer[1]

I. INTRODUCCION

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.

II. 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 Fig. 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 deformacion, aun para elementos no estructurales, para permitir que resistan grandes

[1]Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería

deformaciones.

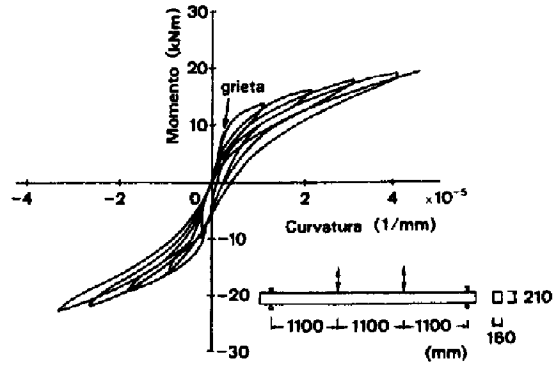


Fig . 1 Relación momento-curvatura para una viga de concreto presforzado (Wakabayashi, 1986).

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.

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 Fig. 2). Sin embargo, la ductilidad disminuye ya que la distancia entre la fibra extrema a compresión y el eje neutro aumenta (Fig. 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.

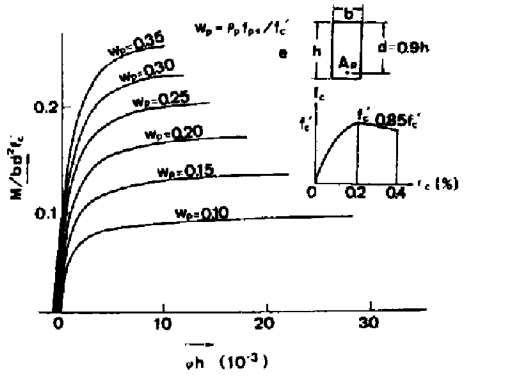


Fig. 2 Relaciones momento-curvatura para vigas de concreto presforzado con diferentes cuantías de acero de presfuerzo (Wakabayashi, 1986).

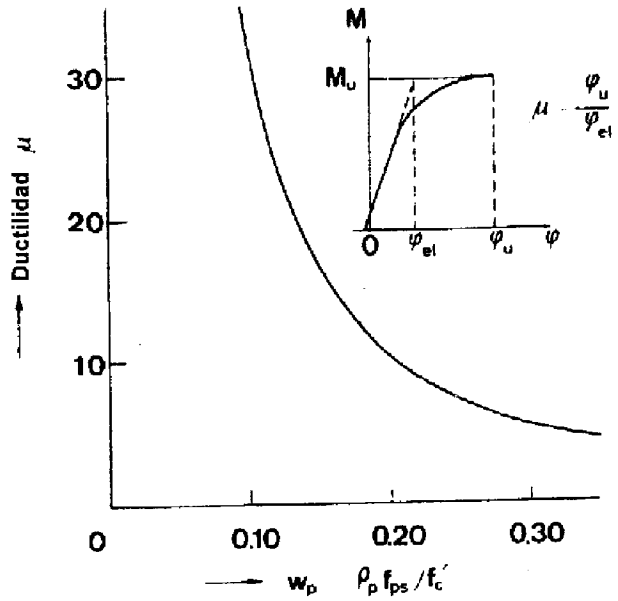


Fig. 3 Relación entre w_p y ductilidad (Wakabayashi, 1986).

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.

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.

III. 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 (Fig. 4a). En el sistema de componentes, los elementos en forma de T , cruz, y H se ensamblan en la obra (Fig. 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.

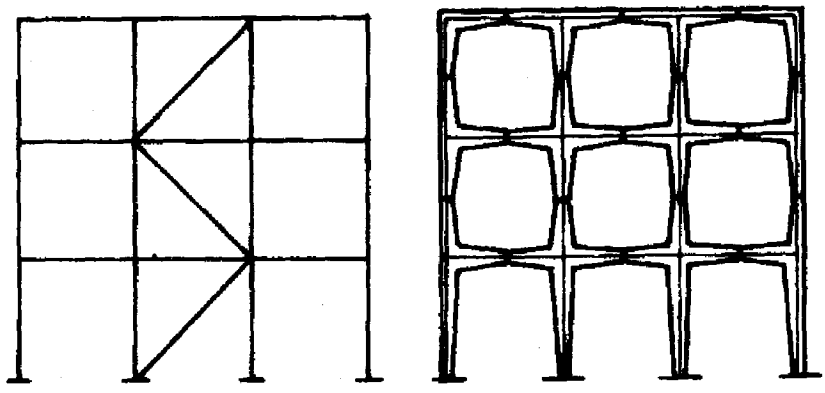


Fig. 4 Sistema de marco con elementos precolados (Wakabayashi, 1986).

El sistema a bases de paneles presenta muchas variaciones incluyendo el sistema de paneles pequeños, el de paneles grandes, y el sistema caja (Fig. 5). Para todos ellos, la resistencia y la ductilidad de las conexiones son importantes consideraciones de diseño.

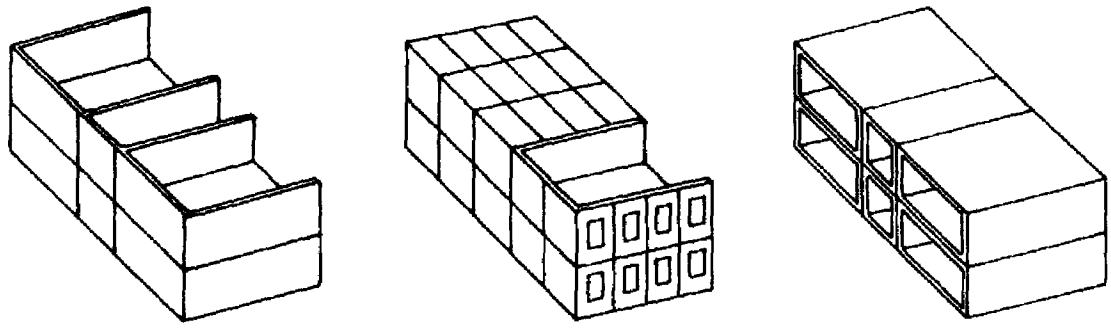


Fig. 5 Sistema de paneles precolados (Wakabayashi, 1986).

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 Fig. 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 Fig. 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.

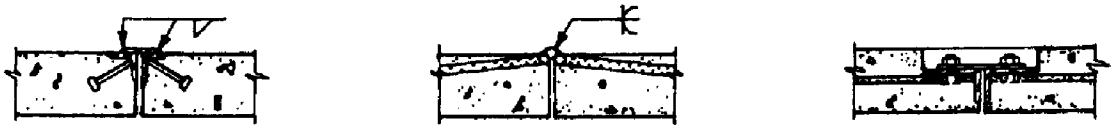


Fig. 6 Conexiones secas para transmitir cortante (Martin y Korkosz, 1986).

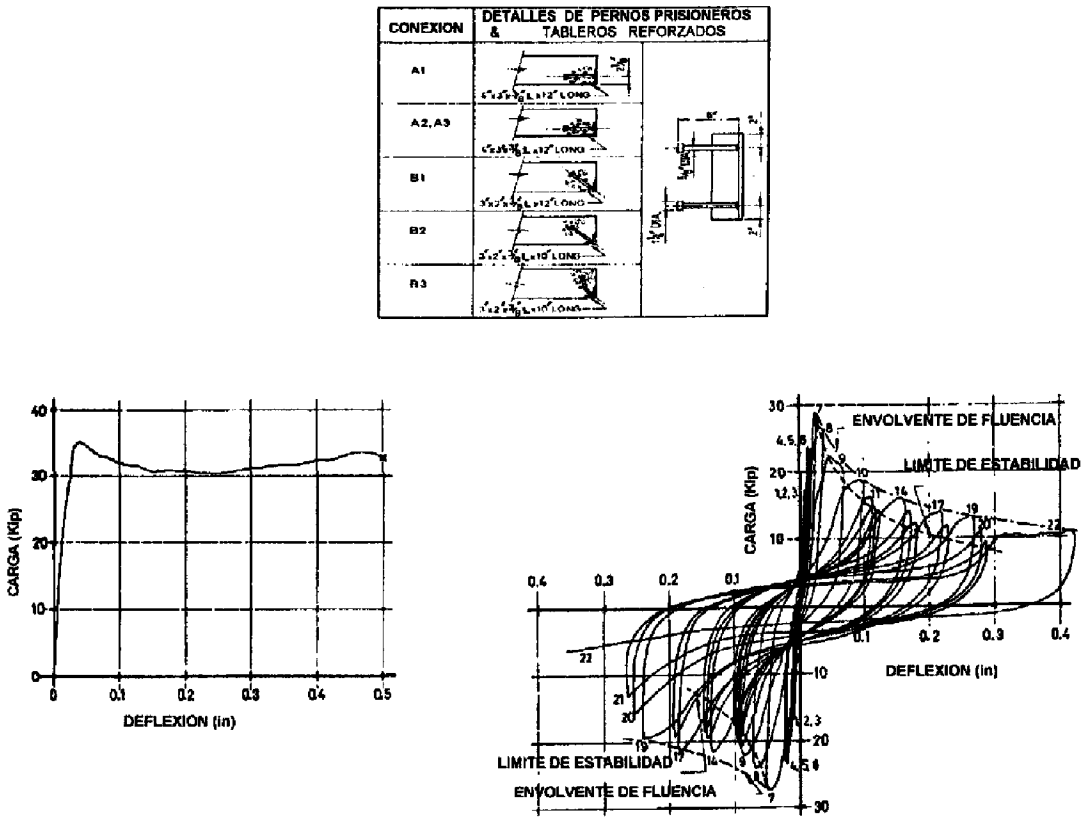


Fig. 7 Curvas carga-desplazamiento para conexiones secas sometidas a cargas monótonas y cíclicas (Martin y Korkosz, 1986).

En la Fig. 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 Fig. 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.

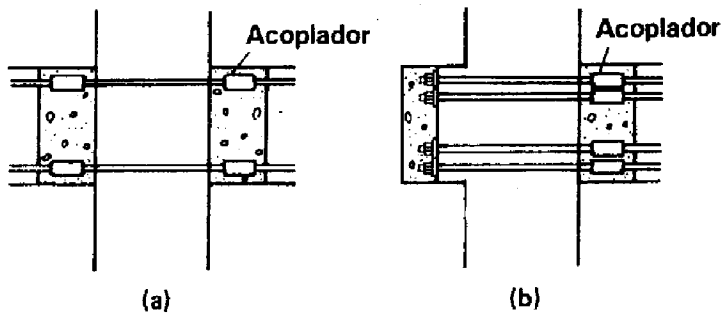


Fig. 8 Conexión viga-columna. a) Concreto armado. b) Concreto presforzado (Wakabayashi,1986).

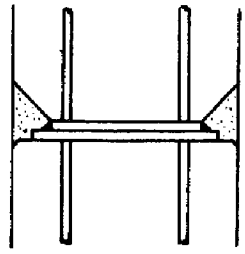


Fig. 9 Junta columna-columna (Wakabayashi, 1986).

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 Fig. 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.

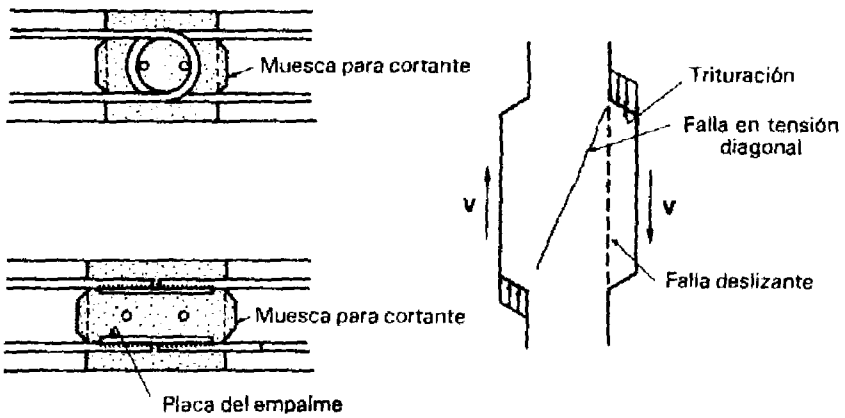


Fig. 10 Junta muro-muro (Wakabayashi, 1986).

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 Fig. 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.

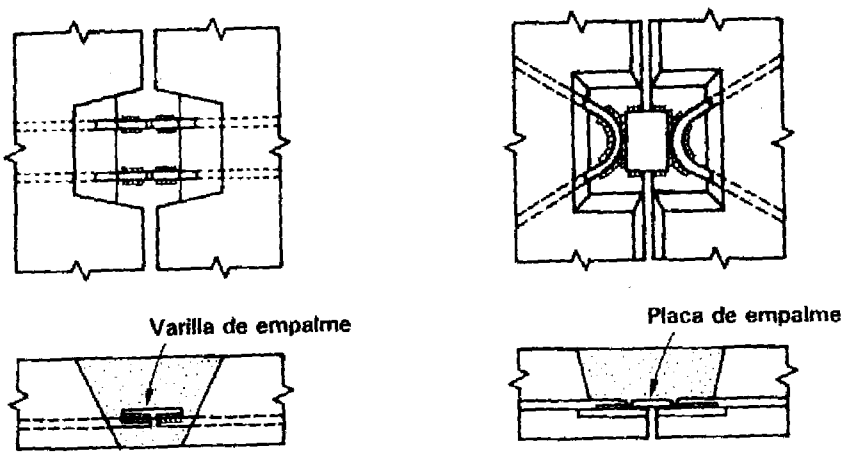


Fig. 11 Junta en el sistema de piso (Wakabayashi, 1986).

En la Fig. 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.

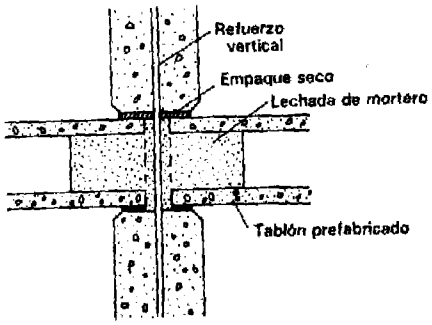


Fig. 12 Conexión muro-losa (Wakabayashi, 1986).

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 (Fig. 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.

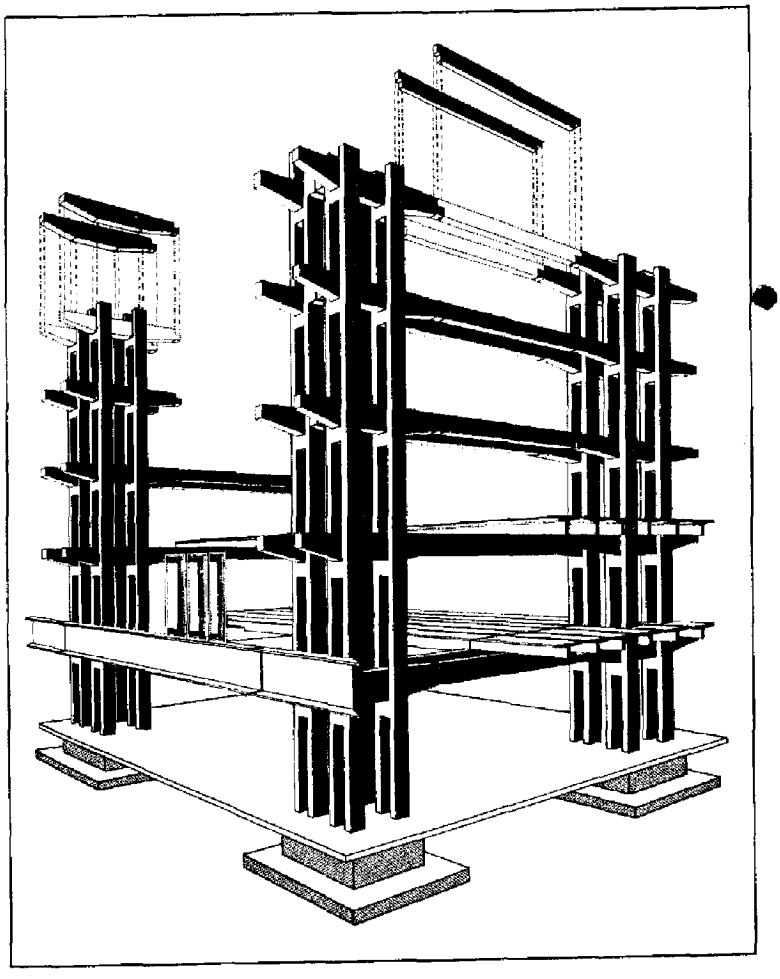
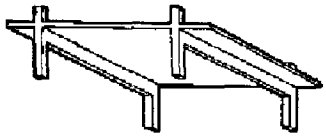


Fig. 13 Perspectiva del sistema estructural (Rioboo, 1990)

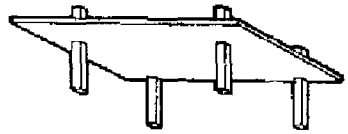
IV. LOSAS POSTENSADAS CON CABLES NO ADHERIDOS

4.1 Antecedentes

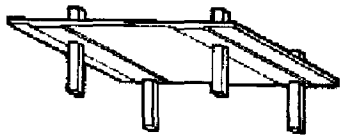
Las losas postensadas con cables no adheridos contituyen uno de los sistemas de piso más empleados en edificios de oficinas, estacionamientos, centros comerciales, y edificios para habitación en Estados Unidos de América, Canadá y países europeos. La popularidad del sistema se debe al ahorro que resulta 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 (fig. 14). El sistema de monotorones postensados se presenta en la fig. 15.

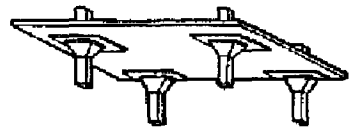


(a) Losa sobre vigas en un sentido

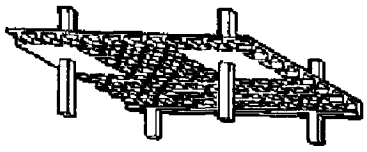


(b) Losa plana

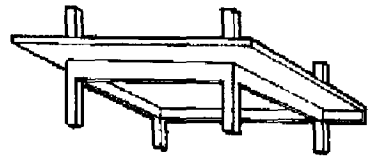




(c) Losa con vigas anchas poco peraltadas (d) Losa con capiteles de columnas y ábacos



(e) Losa reticular



(f) Losa en dos direcciones sobre vigas

Fig. 14 Tipos de losas postensadas (Collins y Mitchell, 1991).

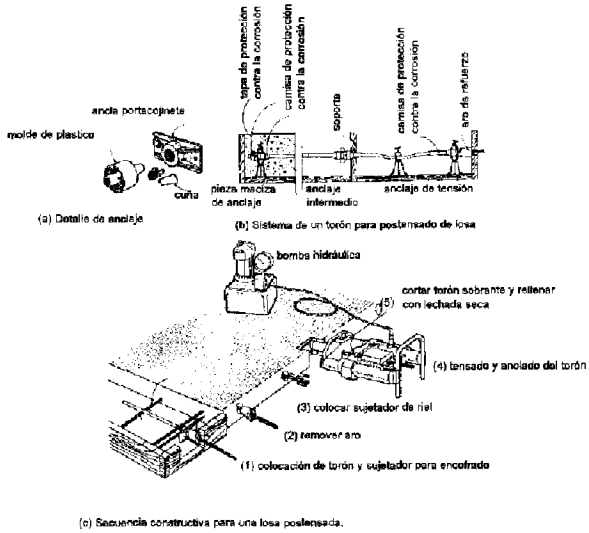


Fig. 15 Sistema de monotorones postensados (Collins y Mitchell, 1991).

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.

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 (Fig. 16). Así, se permite que cada porción se acorte independientemente. Después de un lapso, comúnmente entre 30 y 60 días, la franja se cierra 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.

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.

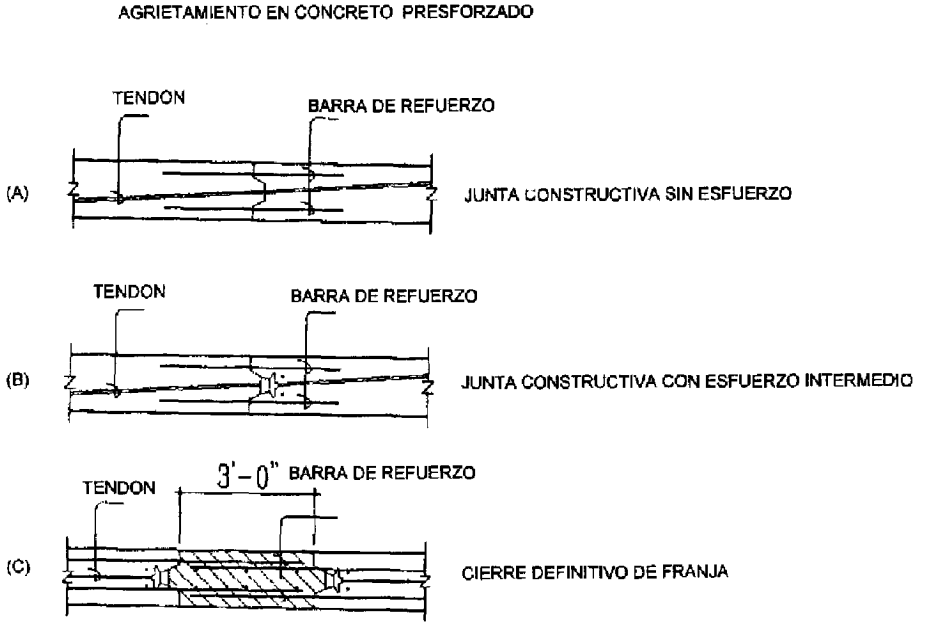


Fig. 16 Franja de cerramiento (Aalami y Barth, 1989).

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.

V. 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.

TECNOLOGIA DEL CONCRETO

Juan Luis Cottier Caviedes[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 excito 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 esta trabajando y con ello parte de la seguridad de la estructura.

1. INTRODUCCION

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 patento 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 caracter de inherte, aportaciones importantes han puesto en evidencia que los agregados participan activamente en la vida del concreto lo que desmiente la idea que se guardo 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% .

---

[1]Director General de Control y Patología de Obras Civiles, S.A de C.V

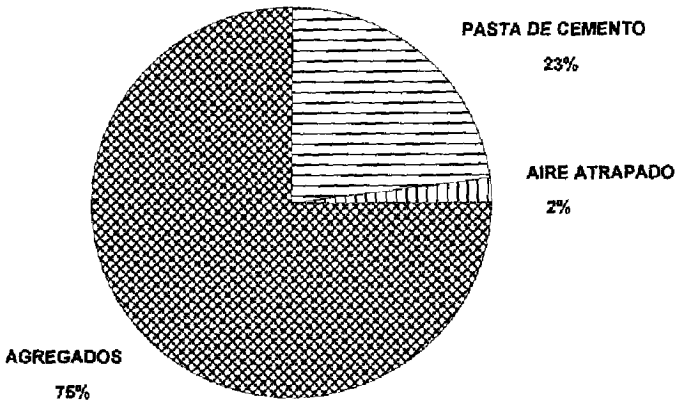


Fig. 1 Componentes del concreto en porcentaje.

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 calízas 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 integracion del yeso.

Cada etapa requiere de actividades muy especializadas sin embargo pondremos atención a la etapa de Clinkerización que es el preceso 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	Disosiación 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 estan 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 tambien 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.

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

VALORES TIPICOS DE COMPOSICION 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

Fig. 2 Tipos de cementos y sus óxidos principales.

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, acidos, 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 efectuen ensayos o pruebas; o, si no se dispone de tiempo, comparar la resistencia y durabilidad de especimenes de concretos o morteros hechos con dicha agua con las de especimenes de control hechos con agua que se sabe que es satisfactoria.

4. AGREGADOS

Los agregados son la parte mayoritariaen 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 1.

TABLA 1

CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS QUE INCIDEN EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO	
Propiedades del concreto	Caracteristicas de los agregados
Durabilidad	Composicion mineralogicaTextura superficial
Resistencia	Dureza
Cambio de volumen	Modulo de elasticidad
Peso especifico	Coeficiente de dilatacion termica
Modulo de elasticidad	Resistencia a la tension
Resistencia al desgaste	Particulas friables
Dosificacion	Absorcion
Trabajabilidad	Permeabilidad
Bombeabilidad	Estructura de los poros
Acabado del concreto	Estabilidad de volumen
Tiempo de fraguado	Granulometria
Exudacion	Tamaño maximo
Economia	Finos
	Forma
	Estabilidad quimica
	Sales solubles
	Adherencia en los granos
	Particulas de arcilla
	Materia organica
	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 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 particulas 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 particulas 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 matríz 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 dificil 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 influiran 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 dc 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 del 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. 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 determinan 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 restruictivo 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 tienen una contracción aún más grande, dado que la finura conduce a un contenido mayor de vacios.

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 orígen 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 paramnetros 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 valua 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.

4.6 Influencia de los agregados reactivos.

Los agregados pueden reaccionar con los componentes del concreto con resultados negativos para la calidad de este.

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 álcalis-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, produciodas 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 inhibición 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 límites de contenido de aire recomendados.

CONTENIDO TOTAL DE AIRE RECOMENDADOS PARA EL CONCRETO

Tamaño nominal máximo de agregado, mm	Contenido de aire, 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

Fig. 3 Contenido total de aire para varios tamaños de grava para concretos de peso normal.

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 280Kg/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.

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.

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 vulométrico 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.

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 realizar las 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 vaces 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 consistencia del concreto paresca variar, y siempre que se fabriquen cilíndros para pruebas a compresión en el sítio.

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 115m^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.

El moldeado de los especímenes para pruebas de resistencia deberá comensar dentro de los quince minutos que siguen a la obtención de la muestra. El espécimen estandar para las pruebas que se determina la resitencia a compresión de concretos con tamaños máximos de agregado de 51mm (2") o menores es un cilíndro de 15cm de diámetro por 30cm de altura. para agregados de mayor tamaño, el diámetro del cilíndro deberá ser de por lo menos tres veces el tamáño 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 moldedesechable que satisfagan la NOM. 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 una maceta 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, defprmidad 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
Material que pasa la malla NOM. No. 200 en la erena y contracción lineal de los finos en ambos agregados.	Una vez por mes

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. Los materiales pétreos grava y arena deberán cumplir con los requisitos de la Nom C 111, con las modificaciones y adiciones indicadas a acontinuación.

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 el harán pruebas de revenimiento y peso volumétrico. Estas se harán con la frecuencia que se indica.

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 fín de facilitar aún más la colocación del concreto, se podrá admitir el uso de aditivos superfluidificantes. 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 y el valor determinado deberá concordar con el especificado con las siguietes toleracias

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 NOMC 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, en un laboratorio acreditado por SINALP.

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 ningúna 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, 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.

	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 despues de 28 días de curado húmedo y 28 días de secado estandar, máx.	0.0005	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.

7. 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 Ingeneria UNAM. 1987.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Enrique Martínez Romero[1]

RESUMEN

Siendo el objetivo fundamental del Curso, tratar sobre la seguridad sísmica de las construcciones, estas notas enfocan este tema en torno a las estructuras de acero; es decir, a los conceptos fundamentales que es necesario cuidar cuando se diseñe, fabrique y construya una edificación a base de estructura de acero, para lograr un nivel aceptable de confianza, en su buen comportamiento ante la acción de los sismos intensos, tal que salvaguarde la vida de sus ocupantes y su contenido y permita también en el mejor de los casos, su operación continuada dependiendo del nivel de seguridad estructural, con que se haya diseñado.

Se discutirá primeramente el comportamiento sísmico de las estructuras, repasando someramente los aspectos fundamentales de ductilidad, comportamiento inelástico y disipación de energía, para derivar las características que deben tener las construcciones sismorresistentes. Dentro de esta temática, se hará una rápida revisión de las lecciones aprendidas de sismos recientes y se estudiarán los mecanismos de falla observados con más frecuencia que dieron lugar a los cambios más importantes en las normas, y a la importancia de observarlas durante la fase del diseño y de la construcción.

En seguida se hará una exposición de los criterios de diseño por esfuerzos permisibles ASD (Ref. 1) y por cargas últimas LRFD. (Ref. 2) enfatizando las Normas Sísmicas AISC para edificios con estructuras de acero, (Ref. 3) pero sin entrar al detalle propio de un curso de especialidad sobre estructuras de acero. De igual manera se harán referencias a los aspectos básicos del Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal (Ref. 4), de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (Ref. 5) y a los Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos editados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Ref. 6)

A partir de estos puntos se irá de lleno a los criterios para el detallado de estructuraciones sismorresistentes en acero, ilustrando con algunos ejemplos los casos más comunes de las conexiones y destacando la importancia de un control esmerado de su calidad a través de una supervisión eficaz, tanto en planta como en el campo.

Se concluye haciendo un repaso general sobre la paquetería de cómputo para el análisis, diseño y dibujo automatizado de estructuras de acero, más comunes y accesibles en el mercado.

CRITERIOS DE DISEÑO

El estado actual del conocimiento sobre ciertos aspectos del comportamiento y diseño de los miembros de acero, de sus conexiones y de los distintos arreglos estructurales, ha permitido avances notables en el campo de las estructuras metálicas en los últimos diez años.

En especial el rápido desarrollo de los sistemas de cómputo, equipos y programas, ha hecho posible que los ingenieros puedan comprender mejor y hasta predecir con un buen grado de precisión, el comportamiento de las estructuras cuando se ven sometidas a distintos tipos de solicitaciones y combinaciones de carga. Asimismo, los

---

[1]Profesor, Facultad de Ingeniería, UNAM. Ingeniero Consultor

avances en las técnicas de análisis estructural aunado a un mejor entendimiento del comportamiento estructural, ha permitido que ahora los ingenieros en estructuras enfoquen sus diseños adoptando una filosofía basada en los estados de límite de falla y de servicio; es decir, en las condiciones en las cuales los miembros estructurales o sus conjuntos, cesan de comportarse según la función en que se previó lo harían bajo condiciones normales de trabajo (límite de servicibilidad), o fallarían bajo condiciones severas de trabajo (estados límite de falla).

Los reglamentos de construcción modernos han venido enfocando directa o indirectamente esta filosofía del diseño estructural, reconociendo la mayor o menor capacidad de distintos conjuntos estructurales para sobrellevar sin colapso sobrecargas importantes en condiciones extremas; sin embargo, por simplicidad en los análisis estructurales, pretenden mediante una serie de coeficientes y factores aplicados a las cargas y a las resistencias de los miembros estructurales, simular su comportamiento no lineal, en los rangos límites de resistencia y servicio. En el caso de las estructuras metálicas para edificaciones urbanas, y en particular, las estructuras de acero, el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), tradicionalmente ha venido rigiendo su diseño, fabricación y montaje en nuestro medio, primeramente con el criterio de diseño y dimensionamiento elástico a base de esfuerzos permisibles (Allowable Stress Design. ASD) (Ref. 1) y desde hace aproximadamente ocho años, con el criterio de diseño y dimensionamiento basado en la filosofía de los estados límites de carga y servicio, que denominó "Diseño por Factores de Carga y Resistencia" (Load and Resistance Factor Design, LRFD) (Ref. 2). Ambos criterios de diseño son perfectamente válidos hoy en día. aunque se ha notado que el último conduce a estructuras más económicas y con factores de seguridad individuales y globales más uniformes que el primero de los criterios.

Sin embargo, siempre ha existido una cierta resistencia en el medio profesional para adoptar de lleno una nueva filosofía de diseño, o un cambio en sus procedimientos de trabajo, hasta que se va notando el rezago tecnológico, por lo que es normal que se lleve un tiempo de transición de varios años, el cambio de sistemas convencionales de diseño a los más modernos y eficaces.

El Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal, versión 1993 (RCDF) y sus Notas Técnicas Complementarias (NTC), recogen también la filosofía del diseño relativo a los estados límite de falla y de servicio, aunque debido a esa transición al cambio, dejan abierta la posibilidad de seguir utilizando procedimientos alternativos de diseño elástico, siempre que se apeguen a ciertos lineamientos mínimos establecidos con claridad en el artículo 195 del Título Sexto (Ref. 4).

LOS SISMOS Y SUS EFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS

Podríamos quizás ver a los sismos como un fenómeno natural de movimientos repentinos y acomodamiento de partes de la corteza terrestre, con los cuales se libera la energía interna de la tierra durante su milenario proceso de enfriamiento. Esta energía del movimiento de las capas superficiales de la tierra, es desde luego transmitida a todos los elementos construidos sobre dicha superficie, quienes después de absorberla, pretenden a su vez liberarla de la mejor manera posible en ocasiones llegando al daño estructural y no estructural, y hasta el colapso.

La función de los ingenieros en estructuras es precisamente la de diseñar conjuntos estructurales capases de resistir sin colapso los efectos de los sismos intensos que puedan presentarse en la región o zona donde se edifican, salvaguardando la vida de sus ocupantes y protegiendo sus contenidos. Es decir, producir estructuras que disipen mediante un comportamiento estable, la energía absorbida durante un sismo.

Se reconoce a la ductilidad de las estructuras, o capacidad de sobrellevar sin fallar grandes deformaciones, como la fuente mayoritaria de liberación de energía de un conjunto estructural. Otras formas de liberación de energía en los conjuntos estructurales, son el amortiguamiento interno, la propia energía cinética del movimiento de la estructura y la energía de deformación elástica de los materiales que la componen; las tres últimas representan de un tres a un siete porciento del total de la energía liberada. (Ref. 7).

Por ello, la construcción sismorresistente se caracteriza por aquellos arreglos estructurales que permiten aprovechar al máximo la que tal vez sea la propiedad más preciada del acero: la ductilidad en forma tal que sin que se presenten fallas por inestabilidad, local o global, ni fallas por resistencia insuficiente o por deformaciones excesivas (límites de falla y de servicio), se libere la energía absorbida por los sismos. El comportamiento dúctil de un sistema estructural es desde luego más fácil de lograr cuando los componentes que lo integran son de acero, en vez de concreto, por ser este material instrínsecamente dúctil.

Sin embargo, los miembros estructurales de acero sometidos a cargas axiales de tracción (tensión) y/o compresión, adquieren un límite de servicio por deformación cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia Fy del material, o su límite de falla, cuando se alcanza el esfuerzo critico de pandeo elástico, y las estructuras que fundamentan su resistencia a cargas laterales sísmicas en estos elementos, no pueden desplegar una buena liberación de energía; es decir, liberan solamente una parte mínima de la energía que absorben durante un sismo mediante energía cinética, energía de amortiguamiento y energía elástica de deformación, más no, mediante la energía de su comportamiento inelástico o ductilidad. Por ello se debe hacer énfasis en los detalles de diseño que garanticen que el sistema estructural en si funcione correctamente cuando sus miembros se desempeñan en sus rangos inelásticos.

Sabemos que un miembro estructural sometido a flexión, puede alcanzar el esfuerzo de fluencia del material en su fibras exteriores, sin que esta condición represente un limite de servicio o de falla, siempre que las proporciones de sus componentes (relaciones de ancho a espesor) sean lo suficientemente pequeñas como para que no se presenten inestabilidades o pandeos locales antes. Lo que es más, puede excederse la carga que produce esta fluencia incipiente del material disipando energía durante su deformación inelástica, hasta que la fluencia plástica del material haya progresado hacia las fibras internas del miembro para producir lo que se conoce como una rotula o articulación "plástica". Al momento flexionante que produce la articulación plástica en un elemento, se le designa comúnmente como Mp.

Así, hasta que en un miembro de un conjunto estructural, se presentan un número mínimo de tres articulaciones, físicas o "plásticas, se formará un mecanismo de falla que limitaría su capacidad de resistencia. Lógicamente, se pretende que un conjunto estructural que va a estar sometido al efecto de los sismos, pueda propiciar la formación del mayor numero posible de articulaciones plásticas hasta que se forme el mecanismo de falla, logrando con ello la mayor disipación posible de energía durante un comportamiento histerético estable. Para ello, las conexiones viga-columna deben ser capases de transmitir sin fallar, un momento flexionante igual a la capacidad plástica de la viga. Los marcos que logran esto, el AISC los denomina "Marcos Continuos Especiales" (MCE), como se verá adelante.

El principio del trabajo virtual establece que el trabajo externo de un sistema de fuerzas aplicadas a un cuerpo, es igual al trabajo interno desarrollado por fuerzas y deformaciones en dicho cuerpo. En el caso de una estructura, las aceleraciones sísmicas aplicadas a las masas de los entrepisos, genera un sistema de fuerzas laterales que al deformar la estructura producen el trabajo externo o la energía que la estructura absorbe del sismo. De igual manera, los momentos flexionantes internos que originan las fuerzas laterales sísmicas, producen las articulaciones plásticas en algunas zonas de los miembros estructurales, y al girar éstas a momento constante (Mp), generan un trabajo interno o energía de deformación inelástica que tiende a igualar al trabajo externo.

Por lo anterior, es bien sabido que los sistemas estructurales a base de marcos continuos resistentes a cargas laterales, son los más aptos para resistir los sismos, por ser los que propician la formación de articulaciones plásticas que son las que disipan la mayor cantidad de energía. Estos marcos se les conoce como marcos "dúctiles"; sin embargo, cabe hacer la muy seria reflexión de que cuando los miembros estructurales que trabajarán a flexión son armaduras, resulta altamente cuestionable la formación secuenciada de articulaciones plásticas, la redistribución de las cargas para formar los mecanismos de colapso y por ende, la disipación de energía del conjunto, dado que las armaduras no son otra que un arreglo de barras sometidas fundamentalmente a cargas axiales de tensión y compresión, donde no puede darse la ductilidad individual, como ya se mencionó con anterioridad. Esta situación no viene tratada con toda la claridad deseable en los Reglamentos, pero definitivamente es delicada, como ya se demostró en los contados pero dramáticos casos de colapso y daños estructurales de algunas edificaciones metálicas

durante los sismos del 85. (Refs. 8, 9 y 10).

Para que un mecanismo incipiente provoque deformaciones que lo transformen en un mecanismo de colapso, se requiere que las articulaciones plásticas tengan una "longitud", o extensión de material plastificado, lo suficientemente grande para que giren, lo que representa que muy posiblemente ciertas zonas de las fibras exteriores de los miembros, alcancen esfuerzos mayores a Fy, dentro del rango del endurecimiento por deformación del acero, lo que equivale a admitir que existan momentos en torno a las articulaciones plásticas mayores que Mp. La NTC de estructuras de Acero consideran en ciertos casos que estos mecanismos se forman con momentos de 1.25 Mp.

La combinación balanceada de marcos dúctiles y contravientos concéntricos forman también un arreglo eficaz para resistir los sismos, quedando la disipación de energía a cargo únicamente de los marcos. En el caso de que los contraventeos se hagan excéntricos, el eslabón comprendido entre las intersecciones de esos contraventeos fluye plásticamente por cortante y por flexión, formando una articulación plástica, como se explicará con detalle más adelante en el texto de estas notas. Esta situación permite contar con una fuente adicional de disipación de energía que incrementa la ductilidad del sistema, a la vez que se tiene la gran rigidez lateral proporcionada por las diagonales. Por ello, los contraventeos excéntricos representan hoy en día una de las soluciones de mayor actualidad para los sistemas sismorresistentes ya que combinan la habilidad de una alta rigidez en su rango elástico, junto con una excelente ductilidad y capacidad de disipación de energía en su rango inelástico. (Refs. 11 y 12).

También durante los últimos diez años han surgido sistemas estructurales que combinan el acero y el concreto reforzado para formar un sistema mixto que ha probado un buen comportamiento y excelentes niveles de economía con la solución de edificios altos sometidos a cargas sísmicas.

Los marcos continuos "compuestos", como suele denominarse a este tipo de construcción, consisten en columnas de acero esbeltas ahogadas o recubiertas en concreto reforzado. La columna de acero suele calcularse para las cargas de construcción consistentes en los entramados metálicos para un determinado número de entrepisos (2 a 8) que llevan diferentes etapas de avance (en algunos solamente estructura, en otros estructura más lámina; en otros estructura más lámina más conectores de cortante y acero de refuerzo, y en otros con el concreto de la losa ya colado, inclusive) de manera que la construcción, pueda avanzar verticalmente hacia arriba con una gran rapidez constructiva, en tanto que el concreto reforzado viene recubriendo las columnas unos cuantos pisos detrás del montaje del acero. (Refs. 13 y 14). Las columnas de acero permiten también una fácil conexión de las trabes de los entrepisos para la formación de marcos dúctiles. Cuando el espesor del recubrimiento de concreto es lo suficientemente grande, la conexión entre trabe y columna no requiere ser totalmente continua, sino solamente del tipo flexible, ya que la continuidad la adquiere posteriormente con un adecuado detallado del acero de refuerzo del recubrimiento de concreto.

Las investigaciones recientes han demostrado que este tipo de construcción permite conexiones simples de viga a columna, del tipo semirígido, que son de fácil ejecución, las cuales al quedar ahogadas y confinadas por el concreto de las columnas. permiten una continuidad del nudo, altamente eficaz en su comportamiento sismorresistente. Así, el concreto que ahoga las columnas proporciona la capacidad de carga axial complementaria de la columna compuesta a la vez que una gran rigidez a las deformaciones laterales.

De la misma manera estos marcos compuestos pueden integrarse en un trabajo conjunto ante fuerzas laterales con los núcleos de elevadores formados por muros de concreto de gran rigidez. Estos sistemas generalmente denominados sistemas duales ofrecen también comportamientos sismorresistentes excelentes y una buena disipación de energía inelástica, aunque los armados en los extremos de los muros demandan un detallado especial y por lo general muy laborioso. Asimismo, las conexiones híbridas entre vigas de acero y muros de concreto tienen un grado de dificultad no despreciable que demanda una alta presición en las preparaciones antes del colado. El nombre de sistemas duales proviene del hecho de que al tener rigideces diferentes el muro de los marcos dúctiles, uno trabaja inicialmente hasta que comienza a comportarse de manera dúctil, y es hasta entonces cuando el otro inicia un trabajo en pleno, hasta llegar a un comportamiento dúctil también.

Para terminar con la descripción de los sistemas estructurales resistentes a sismos, citaremos por último el caso de aquellos sistemas que incorporan disipadores de energía. o "amortiguadores sísmicos" a los marcos del edificio, los cuales reportan el enorme beneficio de señalar zonas bien definidas en donde el comportamiento inelástico durante cargas sísmicas se presenta de una manera controlada e independiente de la estructura básica del edificio. Así, se incrementa notablemente la cantidad de disipación de energía por ductilidad de los sistemas estructurales, cuya mayor parte es llevada por los disipadores suplementarios de energía. o amortiguadores.

El término ADAS (Added Damping And Stiffness Elements) se aplica a uno de estos tipos de dispositivos, y son elementos mecánicos consistentes en unas placas de acero estructural en forma de X que al colocarse estratégicamente en la estructura entre el paño inferior de una viga y el vértice de unión de un contraventeo en forma de "V" invertida, se deforman en doble curvatura, al transferir el cortante sísmico de un entrepiso a otro, fluyendo plásticamente y creando ciclos histeréticos estables cuya área es precisamente la energía disipada. (Refs. 15 y 16).

Los elementos ADAS así instalados en una estructura de edificios actúan como una primera línea de defensa ante el sismo y fluyen plásticamente disipando energía mientras la estructura original trabaja con niveles de carga dentro de su rango elástico, conservándose así su reserva de resistencia inelástica para el caso de sobrecargas no previstas. Por otra parte, el amortiguamiento interno adicional que proveen estos elementos disipadores de energía, es del orden del 20 y el 25% del crítico. (Refs. 17 y 18), con lo cual las ordenadas espectrales de las aceleraciones se ven dramáticamente reducidas a valores fácilmente manejables por la estructura con un comportamiento linealmente elástico. Esta peculiaridad de estos dispositivos es la que hace se les conozca también como "amortiguadores sísmicos".

En México, se han empleado con gran éxito estos sistemas en combinación con estructuras de concreto reforzado dañadas por los sismos, cuya ductilidad o reserva inelástica no es del todo confiable, y se están planteando para algunos edificios altos actualmente en estudio.

CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

Las NTC del RCDF proporcionan las bases para diseñar estructuras de acero dúctiles con sistemas sismorresistentes. De importancia capital para el autor son sin duda los Comentarios y Ayudas de Diseño a estas NTC editadas recientemente por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ref. 6), que presentan una extensa y clara explicación de la filosofía de los criterios empleados en las NTC y de la interpretación de los mismos. Sin embargo, el Instituto Americano de la Construcción en Acero ha editado unas normas específicas para el diseño de estructuras de acero resistentes a sismos (Ref. 3), en las que se enfatiza el criterio de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), sin excluir el clásico criterio de diseño por esfuerzos permisibles (ASD). Las siguientes notas resumen estas recomendaciones, con la interpretación y glosa del autor, y están encaminadas a servir de guía para aquellas estructuras de acero específicamente diseñadas para resistir las fuerzas sísmicas a base de la disipación de energía producida durante su trabajo inelástico o ductilidad. Se exponen aquí con el propósito de que el lector les conozca y a su juicio considere su incorporación en su práctica profesional particular, ya que bien puede colaborar a complementar algunos casos particulares de sus diseños sismorresistentes.

Primeramente se asignan cinco categorías de edificios en función de dos parámetros fundamentales: la importancia del edificio en cuanto su uso se refiere, y la zona sísmica donde se ubique, la cual se establece ya sea como una medida de la aceleración pico efectiva, relativa a la velocidad, Av, que relaciona el coeficiente sísmico que los códigos en ordenamientos sísmicos urbanos establezcan para el diseño de los edificios. Cs. Estas categorías las denomina el AISC como **"categorías de comportamiento sísmico"**.

A su vez, la importancia del edificio se clasifica de manera semejante a lo que el RCDF establece como "construcciones clase A, B o con, en tres grupos nominados I, II y III, los cuales se definen como sigue:

Grupo III: Edificios que alojen instalaciones cuya operación se considera indispensable o esencial para manejar las acciones de emergencia, pos-terremoto, y que por lo mismo deben contar con la más alta seguridad sísmica para permanecer operativas y funcionales.

Grupo II: Edificios cuya falla constituiría un auténtico peligro para la población en virtud del tipo de uso a que se destine y

Grupo I: Todos aquellos edificios no comprendidos en los grupos II y III.

La referencia 19 detalla con más claridad y con ejemplos los Grupos anteriores, pero vale la pena notar que no podríamos con facilidad hacer una comparativa equivalente a las "clases" de edificios establecidas por el RCDF, ya que aparentemente el Grupo I abarcaría a nuestras clases B y C, quedando tal vez los Grupos II y III, como nuestra clase A.

Las cinco categorías de comportamiento sísmico, A, B, C, D y E, pretenden agrupar a los edificios según la seguridad sísmica que puedan ofrecer distintos tipos de estructuraciones de manera semejante a la forma en que se definen las clasificaciones para asignar el factor de comportamiento sísmico Q en el RCDF. Aquí se observa la intención de las normas AISC de "garantizar" un comportamiento dúctil de los edificios para disipar confiablemente la energía sísmica a través del trabajo inelástico de sus componentes estructurales y conexiones, sin que se presenten fallas.

La tabla I siguiente establece cómo se asignan las cinco categorías de comportamiento sísmico, según el AISC.

Tabla I. Categorías de comportamiento sísmico

Valor de A	Grupo de Importancia		
	I	II	III
$0.20 \leq A_v$	D	D	E
$0.15 \leq A_v \leq 0.20$	C	D	D
$0.10 \leq A_v \leq 0.15$	C	D	C
$0.05 \leq A_v \leq 0.10$	B	B	C
$A_v \leq 0.05$	A	A	A

El AISC maneja esencialmente cuatro tipos de estructuración sismorresistente en acero, para los cuales establece de manera clara y precisa, los requisitos que deben cumplirse en su diseño y construcción para satisfacer las distintas categorías de comportamiento sísmico. Estos requisitos los establece el AISC **adicionalmente** a los que establezca el Reglamento Sísmico particular del lugar donde se ubique el edificio, pretendiendo con ello que si algún Reglamento haya dejado poco claro o un tanto indefinido algún cieno tipo de requisito que garantice un buen comportamiento sísmico de la estructura, éstos lo complementen.

Los cuatro tipos de estructuración sismorresistente que establece el AISC, son:

Marcos contínuos ordinarios **(MCO)**

Marcos continuos especiales **(MCE)**
Marcos contraventeados con contravientos concéntricos **(MXC)**
Marcos contraventeados con contravientos excéntricos **(MXE)**

Una vez definidos los tipos de estructuración sismorresistente de acero y las categorías de comportamiento sísmico de los edificios. se establecen una serie de condiciones y combinaciones de carga para las cuales se deberá revisar el cumplimiento de las normas LRFD o ASD, satisfaciendo los requisitos específicos que se enuncian adelante.

Las cinco categorías A a E dadas en la tabla 1, establecen una serie de requisitos para el diseño y detallado de conexiones indispensable para que el edificio funcione según la categoría de comportamiento en cuestión. Se establecen pues requisitos para el método de análisis, la consideración de los efectos ortogonales del sismo, los posibles cambios en el uso del inmueble, el control de calidad de la manufactura y montaje de la estructura, el detallado de sus conexiones, etc.

Las combinaciones de carga que el AISC ha considerado se deben estudiar específicamente, son:

1) 1.4 CM
2) 1.2 CM + 1.6 CW+0.5 (CV_t ó CN ó G)
3) 1.2 CM + 1.6 (CV_t ó CN ó G) + (0.5 CV ó 0.8 W)
4) 1.2 CM + 1.3 W + 0.5 CV + 0.5 (CV_t ó CN ó G)
5) 1.2 CM $\pm$ 1.0 S + 0.5 CV + 0.2 CN
6) 0.9 CM $\pm$ (1.0 S ó 1.3 W), más otras dos condiciones que se detallan adelante, donde:

CM = Carga muerta debido al peso propio de la estructura y de todos los elementos permanentes sobre el piso.
CV = Carga viva de ocupación del piso.
CV_t = Carga viva sobre el techo o azotea del edificio. W = Carga debida a la acción del viento.
CN = Carga debida al peso de la nieve.
G = Carga debida a una probable acumulación de agua de lluvia o granizo.
S = Carga debida al sismo, cuya componente horizontal se deriva del cortante basal $V = C_s W_g$.
C_s = Coeficiente sísmico según Reglamento
C_g = Peso total del edificio según el Reglamento aplicable.

En el caso de tratarse de estacionamientos de autos, áreas de aglomeración de personas y todas aquellas áreas que soportan cargas vivas mayores a 500 kg/m^2, el factor de carga aplicado a la carga viva CV, será igual a 1.0.

Se incluirán en el análisis los efectos ortogonales del sismo en X y en Y, según lo establezca el código del lugar. Nótese que los factores de carga y las combinaciones anteriores reflejan el hecho de que cuando varias condiciones de carga actúan simultáneamente en una combinación, solamente una de ellas se manifiesta con un valor máximo posible durante la vida útil del edificio, en tanto que las demás reproducen proporciones arbitrarias de las cargas individuales que pudiesen presentarse en el edificio, en cualquier momento. El efecto más crítico puede presentarse cuando dos o más cargas individuales no se incluyen en la combinación.

REQUISITOS ESPECIALES PARA EL ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

Las estructuras pertenecientes a las categorías A y B, y a la categoría C en zonas de baja sismicidad (A_v < 0.10) y de los grupos I y II, se pueden analizar con métodos tradicionales a base de marcos planos o marcos tridimensionales, siguiendo los lineamientos que marcan el RCDF, sus Notas Técnicas Complementarias y las

Ayudas de Diseño y ejemplos, o bien. según el criterio LRFD o el ASD observando, siempre el Título VI del RCDF.

En el caso particular de las estructuras con categoría de comportamiento sísmico C, pero del Grupo III, o bien, en el caso de las estructuras con categoría D o E, el análisis estructural se deberá hacer por métodos más refinados, como por ejemplo. un análisis tridimensional bajo condiciones de carga estáticas y dinámicas.

Adicionalmente cuando se trate de las estructuras de categoría D y E, del Grupo III, se deberán tomar en cuenta los efectos secundarios P-Δ, aunque sea de manera empírica y siempre que se cuente con las herramientas de cómputo apropiadas, los efectos no-lineales del comportamiento inelástico (dúctil) de la estructura, en sus rangos cercanos a sus niveles últimos de resistencia.

Los análisis refinados permitirán verificar que condiciones de servicio de la estructura se satisfagan bajo las distintas combinaciones de carga a que se vea sometida, por lo que el cálculo numérico de los elementos mecánicos y las deforrnaciones de la estructura adquiere rangos de aproximación tales que permite hacer los refinamientos en la estructura que le haga económicamente competitiva con altos niveles de confiabilidad en seguridad estructural.

MATERIALES

Se pueden utilizar aceros estructurales ASTM-A36, A500 (Grados B y C), A501, A572 (Grados 42 y 50) y A588. El acero utilizado para placas base de columnas deberá cumplir con cualquiera de las normas anteriores, o bien con la A283 Grado D. Estos materiales garantizan comportamientos histéricos estables y soldabilidad en su trabajo ante cargas sísmicas extremas; esto es, permiten una amplia disipación de energía por ductilidad. Para cumplir con lo anterior deben tener las siguientes características:

- Relación de esfuerzo último, F_u a esfuerzo de fluencia F_y, entre 1.2 y 1.8
- Una curva esfuerzo-deformación sensiblemente plana y pronunciada, durante una fluencia plástica.
- Una amplia capacidad de deformación inelástica en un rango de endurecimiento por deformación.
- Alargamiento unitario de 20% o más en longitudes de 2" (51 mm).
- Buena soldabilidad para su comportamiento inelástico.

REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO RESISTENTES A SISMOS

1) Resistencia a los Miembros Estructurales

El término "resistencia" (semejante al término "capacidad total") significa que los miembros deberán ser capases de desarrollar las siguientes fuerzas o momentos mínimos:

- Momento, en miembros a flexión $M = ZF_y$
- Cortante, en miembros a flexión $V = 0.55\ F_y dt$
- Compresión axial en miembros a flexión $P = 1.7\ F_a A$
- Tensión Axial en miembros a flexión $T = F_a A$
- Tornillos 1.7 x carga admisible
- Soldadura de penetración completa $F_y A$
- Soldadura de penetración parcial 1.7 x esfuerzo admisible
- Soldadura a filete 1.7 x esfuerzo admisible

REQUISITOS PARA LAS COLUMNAS

Durante el temblor máximo esperado probable en cualquier sitio, las fuerzas sísmicas calculadas utilizando el temblor de diseño especificado, pueden excederse. Esto se suscita como resultado de la reducción en la magnitud de las fuerzas laterales que se emplea en el modelo elástico de la estructura, la estimación poco conservadora de las fuerzas que ocasionan el momento de volteo o de volcamiento en este análisis y las aceleraciones verticales concurrentes que no se especifican de manera explícita como una de tantas cargas requeridas en el análisis.

Para contrarrestar esta situación se establecen unos coeficientes de amplificación a las cargas axiales provenientes de distintas causas. Así, cuando $P_u/\Phi P_n > 0.5$, las columnas de los marcos resistentes a fuerzas sísmicas, se pide que adicionalmerlte a los requisitos que marcan las NTC sean capases de resistir lo siguiente:

1) Compresión axial: $1.2P_{CM} + 0.5\ P_{CV} + 0.2P_N + 0.4\ R \times P_S \leq \Phi_c\ P_n$

donde 0.4R es mayor que 1.0

El factor de P_{CV} será 1.0 en el caso de que se revisen columnas de estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de aglomeración de personas y todas aquellas áreas donde la carga viva es mayor a 500 kg/m^2.

En las expresiones anteriores, P_u es la carga axial última que revista la columna: P_n es la carga axial nominal que lleva la columna; Φ es un factor reductivo de la resistencia, indicado en las normas LRFD, Φ_c es factor de resistencia de columnas en compresión, según LRFD y R un factor relacionado con la respuesta estructural que se define adelante.

2) Tensión axial: $0.9\ P_{CM} - 0.4\ R \times P_s \leq \Phi_t\ P_n$

donde Φ_t es el factor de resistencia de las columnas en tensión, según el LRFD.

Las dos expresiones anteriores toman en cuenta los problemas anteriores: la primera como una capacidad mínima requerida a la compresión y la otra a tensión, y se aplican sin considerar ningún efecto combinado con la flexión. Sin embargo, la resultante de estas combinaciones de carga no necesita exceder lo siguiente:

i) Las máximas cargas transmitidas a la columna, considerando 1.25 veces la resistencia de las vigas o contravientos de la estructura, y,

ii) La capacidad de tensión por volcamiento (momento de volteo) de la cimentación (zapatas, pilotes, pilas, etc.)

EMPALMES DE COLUMNAS

Los empalmes de columnas deberán tener una resistencia de diseño capaz de permitir desarrollar las cargas axiales calculadas según las expresiones anteriores, así como también los momentos cortantes y cargas axiales derivadas de las combinaciones de carga 1 a 6 especificadas anteriormente.

Las soldaduras a tope en empalmes de columnas donde se esperan cargas dinámicas procedentes exclusivamente de la acción del viento o del sismo, no requieren que el cambio de espesores entre los patines de las columnas superior o inferior, se haga mediante una transición suavizada (AWS Dl.l, Sec. 9.20). Sólo en el caso de que existan un elevado número de ciclos de carga dinámica se requerirá dicha transición.

Las soldaduras de penetración parcial en miembros de espesores gruesos (patines de columnas pesadas), son por lo general sumamente frágiles y no pueden desempeñar un trabajo dúctil. Por ello se recomienda que los empalmes

se ubiquen lo suficientemente separados de los nudos como para permitir reducciones importantes en los momentos flexionantes (generalmente alrededor de 90 o 100 cm) y se estipula un incremento del 50% en la resistencia del empalme.

Es decir, el diseño de las soldaduras se recomienda que no sea menor de 0.5 Fy_c A_f, donde Fy_c es el esfuerzo de fluencia del material de la columna y A_f el área del patín de la columna más pequeña que llegue a la conexión.

Por otra parte; la resistencia de diseño de las soldaduras de penetración parcial será la menor de:

$\Phi_W F_W A_W$ ó $\Phi_W F_{BM} A_W$, o del 150 porciento de la resistencia requerida, donde:

$\Phi_W = 0.8$ y $F_W = 0.6\ F_{EXX}$

F_{BM} es la resistencia nominal del material base a soldar

F_W = resistencia nominal del material del electrodo

A_W = área efectiva de soldadura

F_{EXX} = clasificación de la resistencia del electrodo en KSI

(60 KSI, si se usan electrodos E60XX o 70KSI si se usan electrodos E70XX)

Los aspectos fundamentales a cuidar en los edificios, según el AISC, incluyen:

a) Uniones de viga-columna.
b) Deformabilidad de los paneles de alma en los nudos integrados por vigas y columnas; (alma de la viga paralela al alma de la columna).
c) Proporciones en las dimensiones de las conexiones de viga a columna.
d) Placas de continuidad en nudos.
e) Relaciones de Momentos Viga/Columna.
f) Restricciones al pandeo local de las conexiones viga-columna.
g) Soporte lateral de las vigas, en las vecindades de los nudos.
h) Requisitos de estabilidad para las Diagonales de contraventeo.
i) Conexiones de contraventeo.
j) Configuraciones especiales de sistemas de contraventeo.
k) Recomendaciones para los contraventeos excéntricos.
l) Eslabones o muñones de fluencia en los contraventeos excéntricos.
m) Atiesamiento de los eslabones o muñones de fluencia.
n) Conexiones eslabón de fluencia a columnas.
o) Soporte lateral de eslabones de fluencia.
p) Diagonal del contraventeo excéntrico y tramo de viga fuera de la zona de fluencia.
q) Conexiones viga del contraventeo excéntrico a columna.
t) Requisitos de resistencia de las columnas adyacentes a las diagonales del contraventeo excéntrico.
s) Requisitos de resistencia de las columnas en general.
t) Empalmes de columnas.
u) Limitaciones en las deformaciones laterales de los marcos.

Estos requisitos varían dependiendo del tipo de estructuración que se trate, **MCO, MCE, MXC o MXE.**

REQUISITOS PARA MARCOS CONTINUOS ORDINARIOS MCO

Los marcos contínuos ordinarios de acero, **MCO** deberán desarrollar su resistencia a las cargas laterales mediante el trabajo conjunto por flexión de vigas y trabes unidas rígidamente en los nudos.

La experiencia ha mostrado que los marcos **MCO** construídos en zonas sísmicas se comportan bien ante sismos moderados y con daños leves ante sismos intensos. Se considera prudente que estos marcos tengan sus conexiones de viga a columna diseñados adecuadamente para que les permita desarrollar la resistencia de los miembros que lleguen al nudo, calculada bajo las combinaciones de carga 5) y 6) descritas anteriormente. En caso de que lo anterior no se llegue a cumplir cabalmente. la conexión deberá suministrar suficiente resistencia para satisfacer las siguientes combinaciones de carga:

7) $1.2CM + 0.5\ CV + 0.2\ CN \pm 0.4\ R \times S$

y

8) $0.9\ CM \pm 0.4\ R \times S$

donde R es un término adimensional mayor o igual que 1.0, denominado "coeficiente de respuesta sísmica modificado" y se utiliza como $R=3/8\ R_w$, siendo R_w definido numéricamente en la referencia 19 para diferentes tipos de edificios. y presentando para facilidad adelante.

Se hace nuevamente la aclaración de que al tratarse de estacionamientos de autos. áreas de aglomeración de personas y todas aquellas áreas que soportan cargas vivas mayores a 500 kg/m_2, el factor de carga aplicado a la carga viva CV, será igual a 1.0. Adicionalmente, el término 0.4R en las combinaciones 7 y 8 anteriores, será siempre mayor o igual a 1.0. Cuando se utilice la carga de sismo amplificada por este factor 0.4R, no se requiere considerar el efecto ortogonal simultáneo dcl sismo.

El factor R_W considera las diferentes características de absorción de energía de los sistemas estructurales durante cargas cíclicas, incluyendo desde luego su comportamiento inelástico y su amortiguamiento.

Arreglo Estructural Sismorresistente		R_WH
Marcos con Contraventeos excéntricos (MXE)		72 m
Marcos con Contraventeos concéntricos (MCC)	8	50 m
Marcos Contínuos Ordinarios (MCO)	6	60 m
Marcos Contínuos Especiales (MCE)	12	ilimitado
Sistema Dual Muros de Cortante-		
Marcos Continuos Especiales	12	ilimitado
Sistema Dual MXE con MCE	12	ilimitado
Sistema Dual MXC con MCE	10	ilimitado

H es la altura límite recomendada para el sistema estructural en cuestión. en m.

Los requisitos para que las uniones de viga a columna puedan desarrollar las necesidades de disipación de energía de un marco continuo ordinario (MCO), son, el cumplimiento de por lo menos uno de los siguientes:

a) Deberán de tenerse conexiones totalmente restringidas (FR, del inglés "Fully Restrained"), con M_u, la resistencia por flexión de la conexión viga a columna no necesariamente debe exceder del momento plástico de la conexión M_p.
b) Las combinaciones de carga 7 y 8 deberán ser resistidos por las conexiones "FR"
c) Cualquiera de las conexiones "FR" o "PR" "(del inglés "parcialmente restringidas"), deberán cumplir lo siguiente:

i) Las conexiones puedan o hayan demostrado mediante pruebas cíclicas, una capacidad de rotación adecuada para que pueda desarrollarse un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles consecutivos, bajo una carga horizontal de 0.4 R x E ($R \geq 1.0$) (aquí por ejemplo, se prohíben las conexiones con ángulos en el patín superior y en el patín inferior por restringir la rotación).

ii) La deformación lateral adicional que se tenga debido a la utilización de uniones PR (Parcialmente restringidas), se deberán tomar en cuenta en el diseño.

REQUISITOS PARA LOS MARCOS CONTINUOS ESPECIALES (MCE)

Estos marcos se denominan "especiales" por una serie de detalles que nos permiten garantizar que las articulaciones plásticas se puedan formar en las vigas de ambos lados del nudo y en el nudo en sí, al fluir por cortante el alma comprendida entre los patines de la columna v los atiesadores de continuidad de la trabe, en lo que se conoce en la terminología técnica de las estructuras de acero como "zona del tablero o zona del panel" (del inglés, "Panel Zone").

Un marco con estas características tiene un probado comportamiento dúctil que lo hace apto para las zonas de alta sismicidad, permitiendo que la mayor parte de sus miembros se desempeñen sin pandeo local en sus rangos inelásticos para desarrollar una amplia disipación de energía durante los sismos, mediante un comportamiento histerético estable.

Si bien los requisitos no son nuevos, los diseños deben refinarse de manera que se puedan formar las articulaciones plásticas por flexión en las vigas, en las vecindadas del nudo en tanto la zona de panel fluye por cortante de una manera estable. Así, en tanto se observen los límites de las deformaciones laterales de los marcos, es posible permitir que se presenten cada una de las articulaciones plásticas anteriores solas o simultaneas, por lo que la principal preocupación en cuanto a diseño se refiere consiste en evitar tanto una falla frágil o un pandeo local, antes de que se desarrolle todo el trabajo inelástico.

La fluencia plástica de las columnas aunque podría permitirse, es la menos deseable de los comportamientos inelásticos debido a que suele estar acompañada por situaciones de esfuerzos secundarios y de potenciales pérdidas de equilibrio. Por ello, el concepto de "columna fuerte trabe débil" sigue siendo preferido por muchos ingenieros en estructuras como el modo de falla que conlleva un factor de seguridad más confiable.

De la misma forma, si el diseñador selecciona, que el primer modo inelástico de disipación de energía sea la fluencia plástica por cortante en la zona de panel, se deberán utilizar requisitos adicionales en el diseño, ya que por lo general esto resulta en una flexibilidad de la zona de panel que contribuye de una manera muy significativa a las deformaciones laterales de los entrepisos, situación que debe ser considerada cuidadosamente en los análisis.

Los detalles precisos de estos requisitos de diseño aparecen bien documentados en los códigos y reglamentos (por ejemplo, las Referencias 2,3,4 y 5), por lo que no se hará mayor énfasis sobre ellas en estas notas, las cuales pretenden apuntar únicamente filosofías del diseño y criterios generales de diseño, a sabiendas de que los requisitos detallados podrán ser consultados por el lector interesado en ello en forma particular.

Las figuras que aparecen en el Apéndice A de estas notas proporcionan detalles generales de las conexiones de marcos dúctiles especiales.

De principal importancia es el de proporcionar a la zona de momento negativo de las vigas un soporte lateral lo suficientemente resistente como para evitar el pandeo lateral antes de que se presenten las aniculaciones plásticas. Dado que los momentos máximos durante un sismo se presentan en las vecindades de los nudos y se van alternando de positivo a negativo ciclo tras ciclo durante un sismo, los patines superior e inferior estarán sometidos

alternativamente a tensiones y comprensiones producidas por dichos momentos.

Cuando la compresión en un patín llega a ser elevada este puede pandearse solamente hacia los lados de la viga pandeo que ocurre con alabeo y que se denomina "pandeo lateral"

Como el patín superior de las vigas se encuentra debidamente soportado lateralmente por las losas de los entrepisos (en la mayor parte de los casos) es necesario darle soporte lateral unicamente al patín inferior de las vigas, a una distancia tal del nudo que les permita cumplir con los requisitos de las secciones "compactas", para que se pueda formar la aniculación plástica en las vecindades de la columna.

El soporte lateral se proporciona fácilmente mediante una riostra ó "pata de gallo" que vaya del patín inferior a sujetar, hacia algún otro elemento rígido lateralmente, o bien mediante un atiesador que haga lo suficientemente indeformable lateralmente a la viga, soldándolo al patín superior siempre que este se encuentre restringido contra rotaciones. En el Apéndice A se proporcionan figuras aclaratorias a lo anterior.

REQUISITOS PARA LOS MARCOS CON CONTRAVENTEO CONCENTRICOS (MXC).

Otra forma muy común para proporcionar a los marcos una rigidez y resistencia lateral ante los sismos consiste en contraventearlos concéntricamente, es decir de nudo a nudo en forma de X o bien entre nudos y el punto de convergencia de los contraventeos, como se muestran en los arreglos del apéndice A.

La resistencia lateral de marcos suele ser proporcionada mayoritariamente por los contraventeos concéntricos, sobre todo si los marcos en sí no son continuos. La combinación de marcos continuos y contraventeos concéntricos es también frecuente en las construcciones sismorresistentes.

En estos casos estos sistemas se denominan también "sistemas duales" en virtud de que trabajan de manera simultánea ambos hasta cierto límite de carga, definido por la resistencia al pandeo o a la fluencia por tensión de los contraventeos; a partir de esta carga los contraventeos concéntricos cesan de tomar cualquier incremento adicional de carga y la transfieren a los marcos continuos, hasta que se forman las articulaciones plásticas y los mecanismos de colapso correspondientes. Por esta razón algunos Reglamentos restringen el uso de este tipo de contraventeos concéntricos en zonas de alta sismicidad y en construcciones cuya importancia demanda un sistema más confiable sismorresistente. Algunos otros Reglamentos los permiten siempre que la resistencia de dichos contraventeos sea de 1.25 veces su resistencia de diseño.

De cualquier manera resulta difícil predecir tanto la capacidad de carga de los contraventeos como las deformaciones laterales que producen.

Las recomendaciones para el diseño de estos marcos con contraventeos y para los contraventeos en sí se dan de manera específica en los Reglamentos de Diseño. por lo que se omiten de las presentes notas.

Sin embargo, sí se proporcionan a manera de croquis las recomendaciones de algunas conexiones. con el objeto de servir de orientación en su detallado.

En lo que toca a los contraventeos con arreglos en K, en V o en Λ, presentan algunas objeciones adicionales para su utilización en zonas de alta sismicidad. por el hecho de que al fallar la diagonal en compresión la diagonal en tensión que se conecta a la parte media de las trabes o de las columnas, les causa una carga puntual que debe ser equilibrada únicamente por el cortante transversal en el miembro, situación totalmente desfavorable tal y como se indica en la figura correspondiente al apéndice A.

REQUISITOS PARA MARCOS CON CONTRAVENTEOS EXCENTRICOS (MXE)

Las investigaciones recientes han demostrado que este tipo de marcos poseen la característica de tener una rigidez en su rango elástico conjuntamente con una excelente ductilidad y disipación de energía en su rango de comportamiento inelástico, ya que los hace francamente aptos para ser utilizados en sistemas sismorresistentes en zonas de alta sismicidad.

La excentricidad de los contravientos se origina al no convergir en un nudo o en un punto común. como en el caso de los contraventeos concéntricos, de manera de que siempre exista una porción de viga en la cual la carga del contraventeo origine un momento en la viga que provoque una articulación plástica capaz de disipar energía sísmica.

Los croquis que aparecen en el apéndice de estas notas muestras casos especiales de contraventeos excéntricos.

Al igual que en el caso de los contraventeos concéntricos, los contraventeos en sí deben de ser capases de transmitir cargas axiales (tensión o compresión) tales que produzcan las articulaciones plásticas en los tramos de tMbe denominados "eslabón o muñón de cortante" (del inglés shear-link). Lo anterior implica que dichos contraventeos no sufran pandeo ni fluencia plástica antes de que se forme la articulación plástica en el eslabón de cortante, lo cual puede ser logrado siguiendo las reglas que específicamente establecen las Normas correspondientes pero que por lo general solicitan que la resistencia de la viga y de los contraventeos diagonales excedan 1.25 veces la resistencia nominal del eslabón de cortante, lo que implica en el caso de los contraventeos, para los cuales se emplea un factor Φ de reducción igual a 0.85 para compresión axial, que el factor de sobre resistencia efectiva sea de 1.25/0.85 = 1.5. De igual manera, para los momentos en las vigas, el factor de reducción Φ es de 0.9, en cuyo caso la sobre resistencia efectiva real se vuelve 1.25/0.9 = 1.4, factores que han sido confirmados por pruebas en laboratorios.

Las dos condiciones anteriores en principio controlan la longitud del eslabón de cortante e.

Por ejemplo

Para $e \geq 2\ M_p/V_p$ el cortante en el eslabón es $= 1.25\ V_p$
y el momento en el extremo del eslabón es $= e\ (1.25\ V_p)/2$

Para $e > 2\ M_p/V_p$ el cortante en el eslabón es $= 2\ (1.2S\ M_p)/e$
y el momento del eslabón es $= 1.25\ M_p$

Para $e \leq 1.3\ M_p/V$ junto a la columna, el cortante en el eslabón es $= 1.25\ V_p$
el momento en el extremo del eslabón adyacente a la columna es $= 0.8$ Mp
y el momento en el extremo del eslabón en su unión al contraviento es $= e(1.25$ Vp$)-0.8\ M_p$

Las ecuaciones anteriores se basan sobre la suposición de que los momentos extremos en el eslabón se igualan cuando el eslabón alcanza su resistencia límite. Para longitudes de eslabones $e \leq 1.3\ M_p/V_p$ unidos a las columnas, los experimentos han mostrado que los momentos extremos no se igualan (Ref. 20).

La fuerza cortante en el eslabón genera a su vez una fuerza axial en el contraviento y en la mayor parte de las configuraciones de contraventeos excéntricos genera también (por equilibrio de fuerzas) una fuerza axial sustancial en el segmento de la viga fuera del eslabón.

Las uniones entre los contravientos excéntricos y los muñones o eslabones de cortante están normadas en su detallado y diseño por las especificaciones de las Referencias 2, 3, 4 y 5, por lo que no se tratan en el texto de estas notas.

PLACAS DE CONTINUIDAD

Como su nombre lo indica, para transferir un momento flexionante del extremo de una trabe al otro a través del nudo que forman con la columna, se requiere reforzar el alma de la columna con unas placas o atiesadores de continuidad, las cuales a su vez definen con los patines de la columna las llamadas zonas de paneles o zona de tableros. En el caso de que las columnas sean de sección de cajón, estas placas de continuidad demandan procedimientos especiales de fabricación, ya sea haciendo "ventanas para soldar dichas placas por el exterior de los patines", o bien utilizando el moderno procedimiento de soldadura interior llamado "electro-slag", el cual consiste en introducir una barra de acero de alta resistencia con una perforación central longitudinal, a través de la cual se introduce a su vez un alambre de electrodo, que es el que provoca el arco eléctrico. Mediante un altísimo voltaje, el arco eléctrico funde simultáneamente tanto al electrodo como a la barra de acero y a las caras interiores de la hoquedad donde se introdujo el conjunto barra-electrodo, llenando de metal fundido líquido la hoquedad desde su raíz hasta su apertura superficial.

Este ingenioso procedimiento permite que la cuarta cara no soldada de las placas de continuidad quede integrada monolíticamente al metal base de la columna en cajón por fusión, a pesar de quedar implícitamente inaccesible a los procedimientos de soldadura normales.

ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

Dado que el comportamiento de toda estructura de acero durante un temblor intenso, depende en una gran parte de la calidad de la mano de obra y los procedimientos del fabricante para producir uniones estructurales sanas y completas, el ingeniero de diseño, el Corresponsable en Seguridad Estructural y desde luego, el Director Responsable de Obra deben de hacer los arreglos necesarios para garantizar un aseguramiento de la calidad adecuado en la manufactura de la estructura: en especial en las uniones soldadas a tope sometidas a tensión.

La referencia 19 proporciona una lista detallada de los requisitos para la inspección y pruebas basado en la categoría de comportamiento sísmico del edificio a construir.

PAQUETERIA MAS COMUN PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

SAP 90. Este programa editado por Computer and Structures Inc. es un programa de análisis estructural tridimensional, estático y dinámico a base de elementos, finitos para cualquier tipo de estructura. Sus posprocesadores **SAPSTEEL, SAPLOT y SAPTIME,** permiten hacer revisiones de los esfuerzos en las estructuras de acero según los criterios **AISC, ASD o LRFD**; hacer representaciones gráficas, estáticas o animadas de la estructura analizada sin deformar o deformadas bajo cargas, y hacer análisis dinámicos de historia en el tiempo, respectivamente.

Las intensidades de los esfuerzos y las relaciones de interacción se presentan mediante tonalidades cromáticas que permiten hacer iteracciones sucesivas para optimizar el diseño de las estructuras en corto tiempo.

ETABS. Programa de análisis estructural tridimensional, estático y dinámico a base de elementos finitos, desarrollados por Computers and Slructurcs Inc. para el análisis de edificios con columnas verticales y trabes horizontales. Su posprocesadores **STEELER, PLOTTER Y TIMEH,** permiten hacer las revisiones de los miembros de acero según los Reglamentos **AISC, ASD. y LRFD,** representar gráficamente figuras sin deformar y deformadas (estática o animada), y realizar análisis dinámicos con historias en el tiempo, respectivamente.

Al igual que en el caso del programa **SAP 90** las relaciones de interacción de esfuerzos combinados se **presentan**

por medio de tonalidades cromáticas que facilitan su interpretación y elaborar las iteracciones sucesivas necesarias.

Las versiones - PLUS de estos programas hacen un uso más eficiente de la velocidad de las nuevas microcomputadoras 386,186,586 y Pentium, para el caso de estructuras muy complejas.

Existe un preprocesador llamado **FLOOR,** con el cual se realiza el diseño optimizado de los sistemas de piso bajo consideraciones de cargas estáticas y dinámicas, bajo los criterios de diseño **ASD** y **LRFD** del **AISC**, el cual revisa además los criterios de vibración según Murray (referencias 21 y 22). Este programa genera los patrones de carga para el programa ETABS en forma automatizada,lo que representa un ahorro en tiempo bien importante.

SADSAP. Versión avanzada del programa **SAP 90** desarrollada por el Dr. Edward Willson, para el análisis tridimensional de estructuras no lineales. Sus posprocesadores **PLOT y TPLOT** permiten visualizar la estructura deformada, ver el comportamiento histerético de los elementos no lineales, y las gráficas fuerza deformación de los mismos, así como también las gráficas de las distintas formas de disipación de energía durante un evento sísmico.

RAMSTEEL. Es un programa para el análisis y diseño optimizado de entrepisos metálicos semejante al **FLOOR**, pero sin quedar dentro del ambiente de **AUTOCAD**.

Este programa aunque de uso mas amigable que el **FLOOR**, no ha sido todavía ligado al **ETABS**, por lo que su utilidad es todavía limitada aunque para los fines que fue creado cumple estupendamente su propósito.

AVANSSE. Es un programa de análisis tridimensional a base de elementos finitos para estructuras de acero exclusivamente, creado en un ambiente totalmente gráfico e interactivo.

Este programa original de Cochabamba Bolivia, por el Dr. Boris Kraljevic, es un ejemplo de eficiencia y simplicidad aunque desafortunadamente su uso no se ha difundido, por restricciones de mercadeo.

El programa permite además de identificar el comportamiento global de la estructura, conocer el comportamiento local de los componentes de los miembros estructurales (patines, almas, atiesadores, placas de base, etc.) bajo **distintos tipos** de solicitaciones. Sin embargo, su uso esta limitado a estructuras con menos de 3,000 ecuaciones.

DESIGN ADVISOR (antes CONEXPRT)

Es un conjunto de programas desarrollados por Structural Engineers Inc. bajo contrato especial del AISC. El

paquete completo incluye 9 subprogramas

+ SECTIONS
+ CONEXPRT ModuleI - Double Angles
+ CONEXPRT Module I - Shear End Plate
+ CONEXPRT Module I - Shear Tab
+ CONEXRT Module I - Single Angles
+ CONEXPRT Module II - LRFD SDI Floor Design
+ FLOOR VIB - Floor Vribations Evaluation

Con él es posible diseñar la mayor parte de las conexiones estructurales entre miembros de acero, observando los requisitos para que se cumpla el diseño dúctil según los lineamientos **LRFD o ASD**.

REFERENCIAS

1. **AISC.** (American Institute of Steel Construction, Inc.) *"Specifications for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel Buildings"*. **ASD** (Allowable Stress Design), 1986.

2. **AISC.** (American Institute of Steel Construction, Inc.) *"Specifications for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel Buildings"*. **LRFD** (Load and Resistance Factor Design, 1988.

3. **AISC.** (American Institute of Steel Construction, Inc.) *"Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*. June 15, 1992.

4. **DDF.** (Departamento del Distrito Federal) *"Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal"*. Agosto 1993.

5. **DDF.** (Departamento del Distrito Federal) *"Notas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas"*. 1987.

6. **II.** (Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México) *"Comentarios y ayudas de Diseño y Ejemplos"*. 1993.

7. **Martínez Romero, E.** *"Mejoramiento de la Respuesta Sísmica de Edificios Dañados por los Sismos. Mediante la Adición de Elementos Disipadores de Energia"*. Seminario Internacional. Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural. **SMIS** (Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica) Octubre 1990.

8. **Cassaro, M. y Martínez Romero, E.** *"The México Earthquakes of 1985 Factors Involved and Lessons Learned"*. **ASCE** (American Society of Engineers), Septiembre 19, 1986.

9. **Krar. linker, H. y Martínez Romero, E.** *"Performance Evaluation of Steel Structures in México City"*. CE 37-86 (N) National Science Foundation; Eanhquake Hazard Mitigation Program. March 1986.

10. **Martínez Romero, E.** *"Comportamiento de las Estructuras de Acero Durante los Sismos de 1985 en la Ciudad de México"* Congreso Latino Americano de Siderúrgica **ILAFA 27.** Octubre 1986.

11. **Roeder, C.W. and Popov, E.P.** *"Eccentrically Braced Frames for Earthquakes"* Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. 3, American Society of Civil Engineers, March 1978.

12. **Libby, J. R** *"Eccentrically Brace Frame Construction A Case History"*, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago IL, Vol. 18, No. 4. 1981.

13. **Iyengar, H.** *"Recent Developments in Mixed Steel-Concrete Systems. High Rise Buildings"*. Recent Progress. Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 1986.

14. **Griffis, L.** *"Composite Frame Construction"* Capítulo 4.5 del Libro Constructional Steel Design; and International Guide. Elsevier Applied Science. 1992.

15. **Bergman, D.M. y Goel, S.C.** *"Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Devices for Added Damping and Stiffness"*. Report UMCE 87-10. The University of Michigan. Ann Arbor. November 1987.

16. Scholl, R.E., y Martínez Romero, E. *"Earthquake Retrofit Design of a R-Story Building using Structural Dampers"*
Proc. of the 2nd. International Engineering and Technology Conference, **AMIME/SHPE, México** City, México, Agosto 1986.

17. Martínez Romero E. *"Amortiguamiento"*. **Capítulo** 8 del Libro "Reto Sísmico". Teléfonos de México, 1988.

18. Martínez Romero E. *"Experiences on the Use of Supplementary Energy Dissipators on Building Structures"*. Earthquake Spectra Magazine, Vol. 9, No. 3, August 1993. **EERI** (Eanhquake Engineering Research Institute).

19. ASCE (American Society of Civil Engineers) *"Minimum Design Load for Buildings and Other Structures"*. **ASCE-7-92** (Formerly ANSI A58.1), New York, N.Y., 1992.

20. Kasai, K, y Popov, E.P. *"Cyclic Behavior of WF Steel Shear Link Beams"*. Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 2, American Society of Civil Engineers, February 1986.

21. Murray, T.M. *"Building Floor Vibration"*, **AISC** Engineering Journal, Third Quarter, 1991, pages 102-109.

22. Murray, T.M. *"Acceptability Criterion for Occupant-Induced Floor Vibrations"*, **AISC** Engineering Journal, Second Quarter, 1981, pages 72-78.

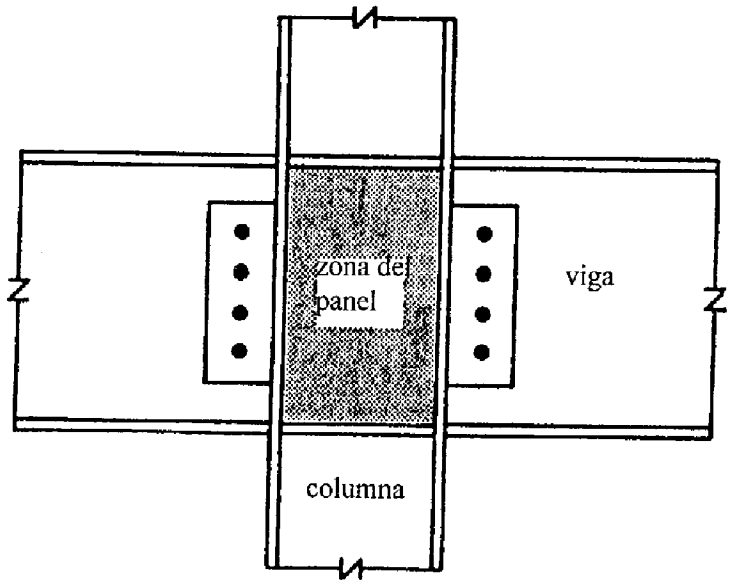


Fig. 61 Zona del Panel

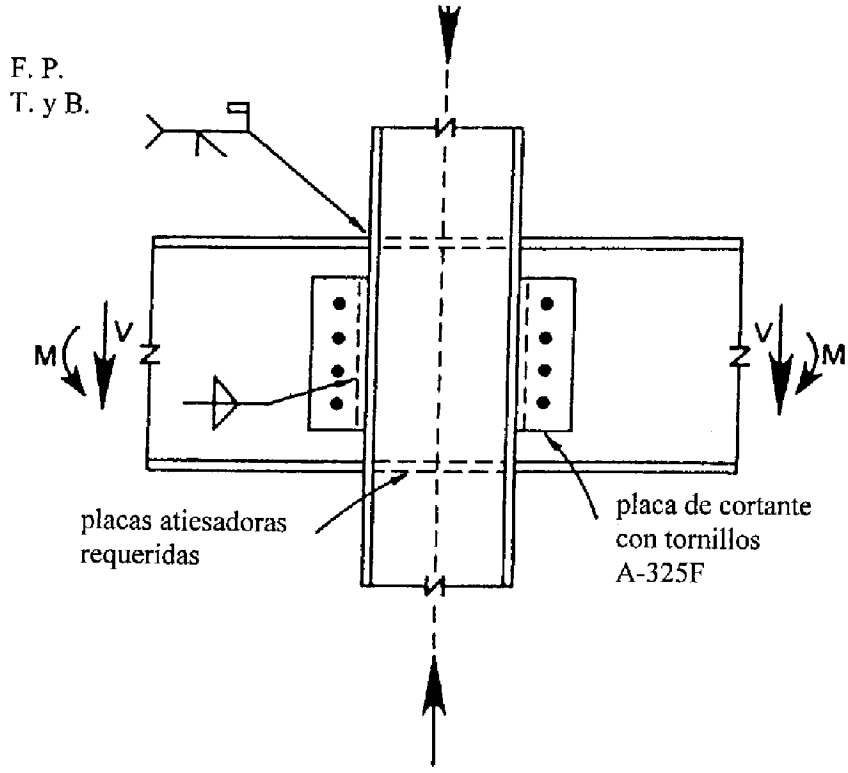


Fig. 60 Conexión Típica Resistente a Momentos

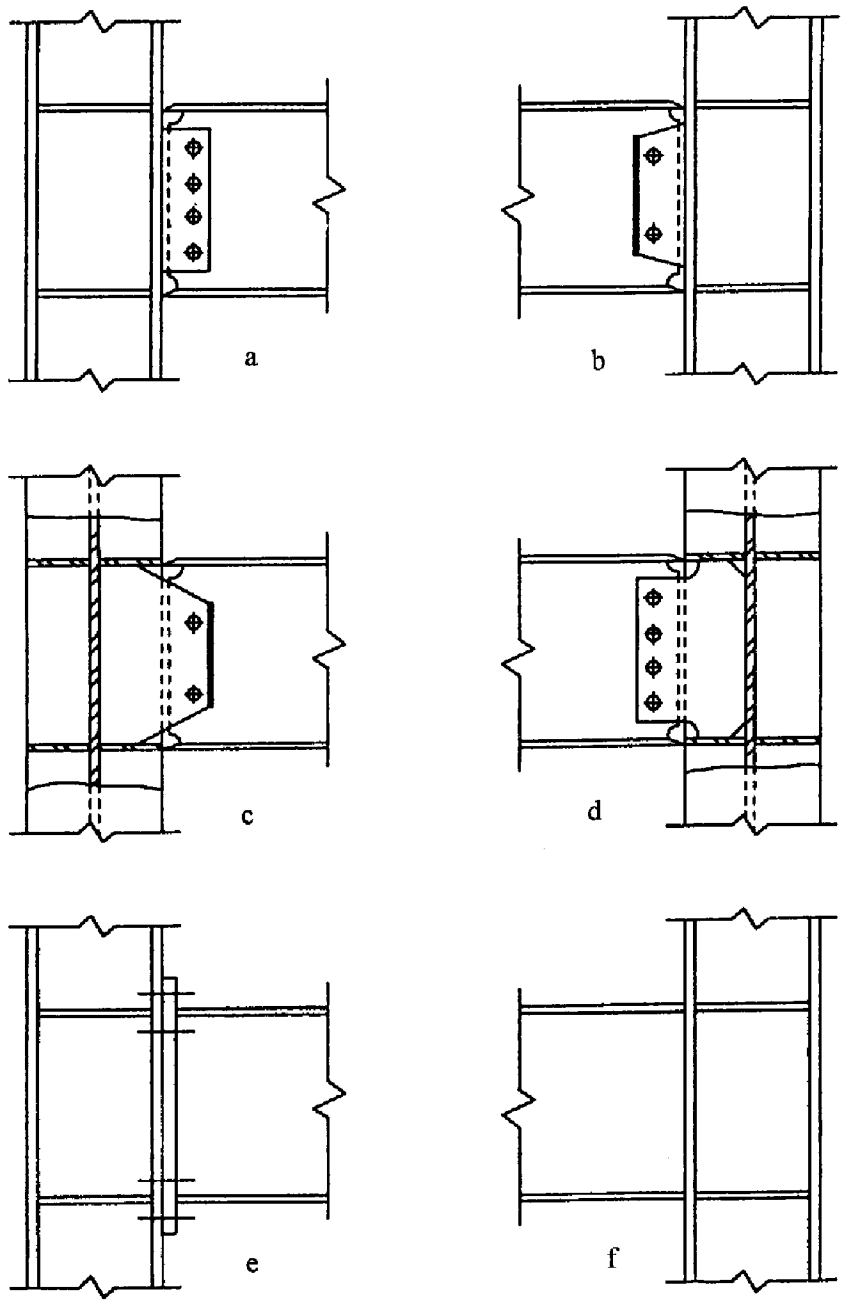


Fig. C-8.1. Conexiones viga-columna.

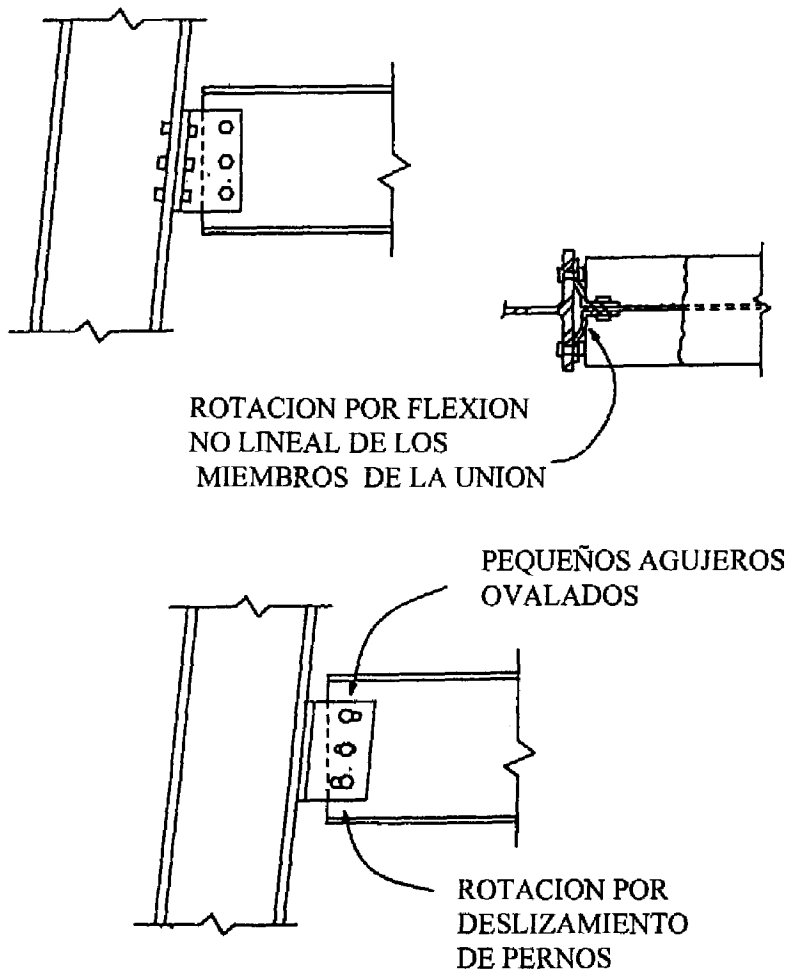
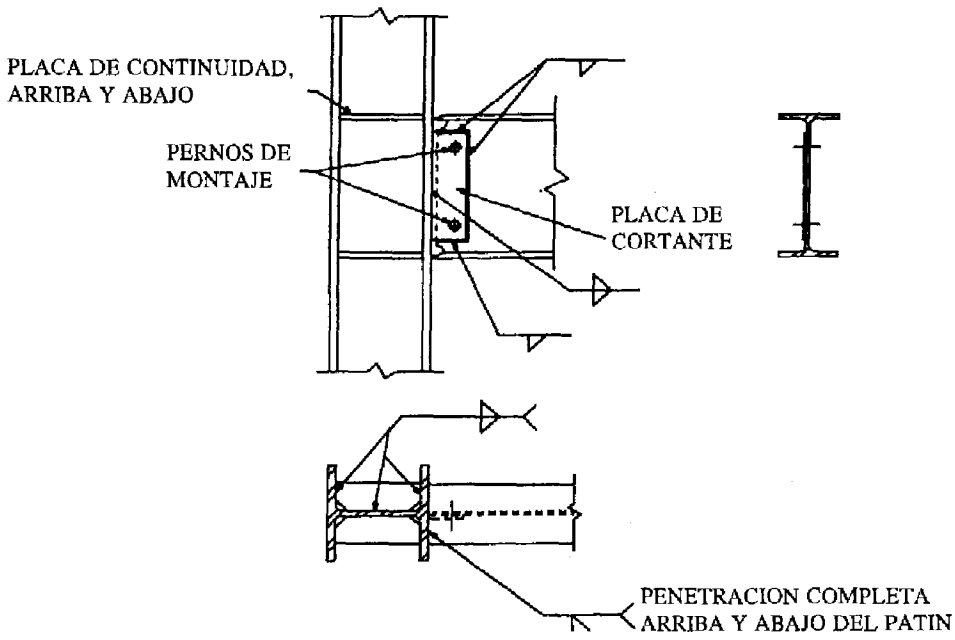


Fig. C-8.2. Conexiones Simples.

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES



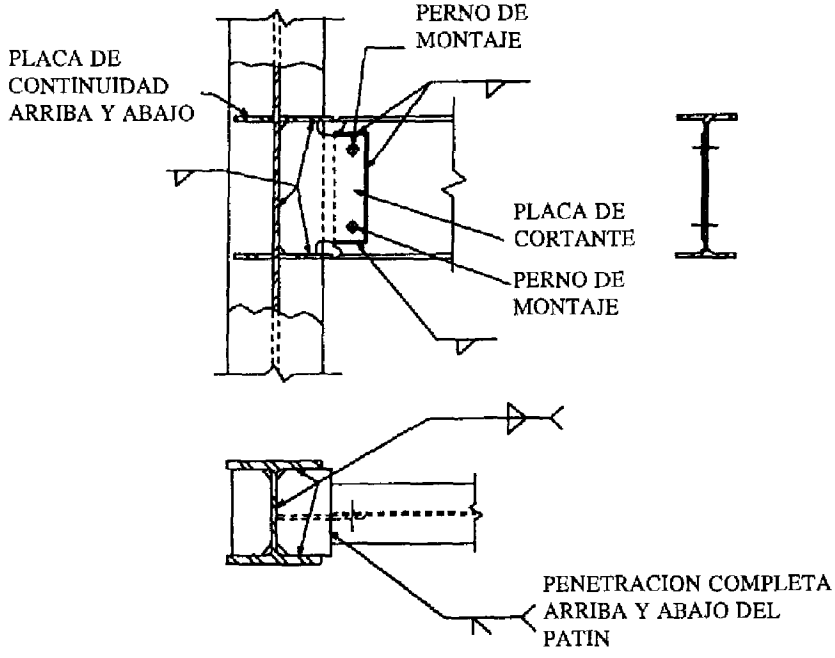


Fig. C.8.3. Unión viga-columna

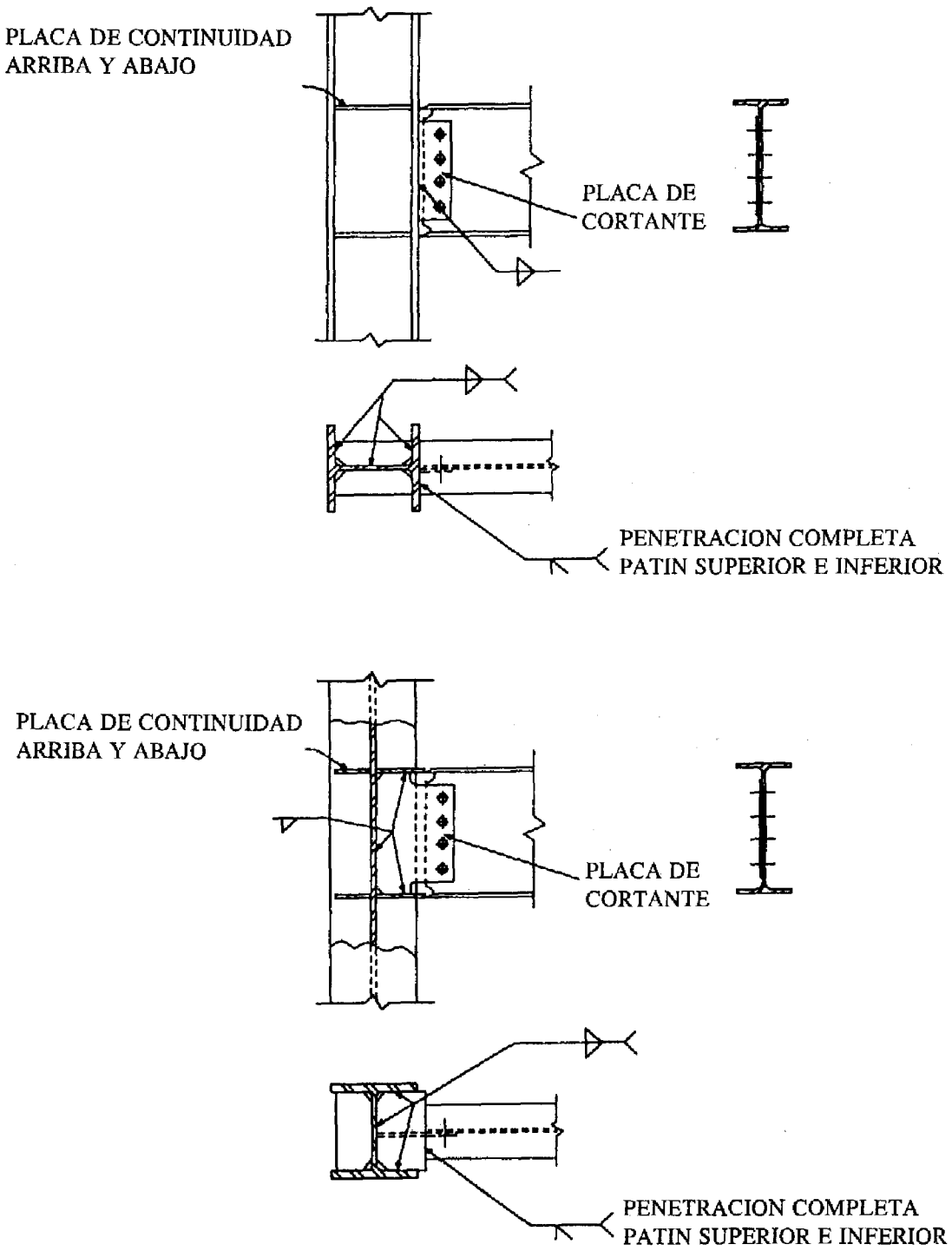
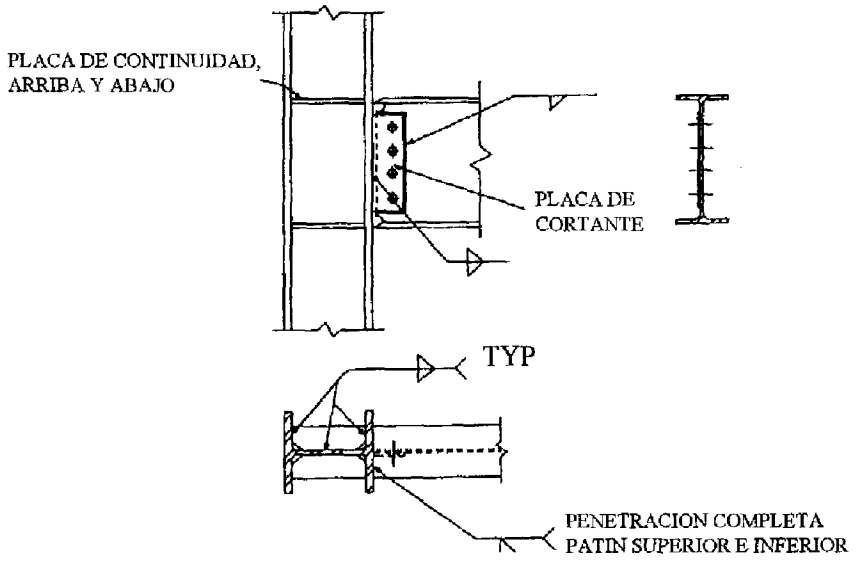
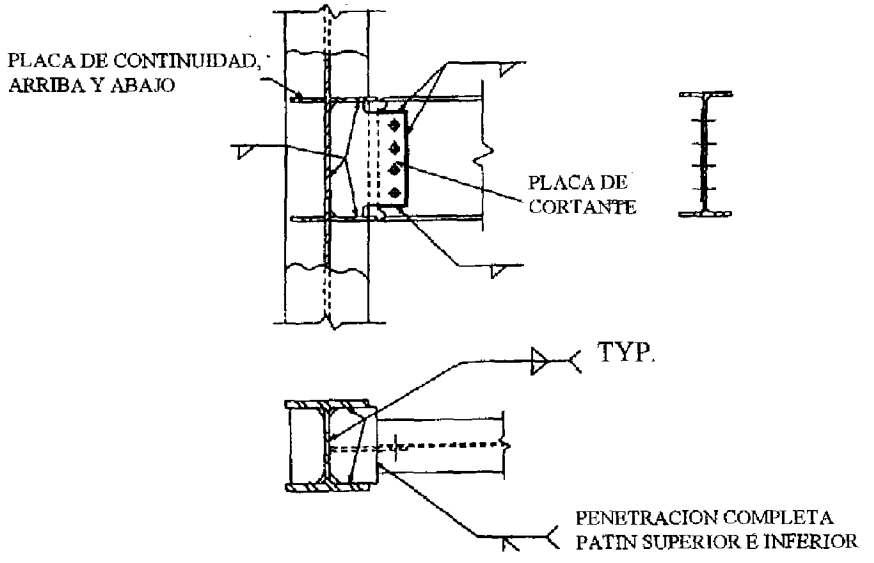


Fig. C.8.4. Unión viga-columna



(a)



(b)

Fig. C-8.5. Unión Viga-Columna, $b_f t_f (d_b - t_f) F_y < 0.7 F_y Z_x$

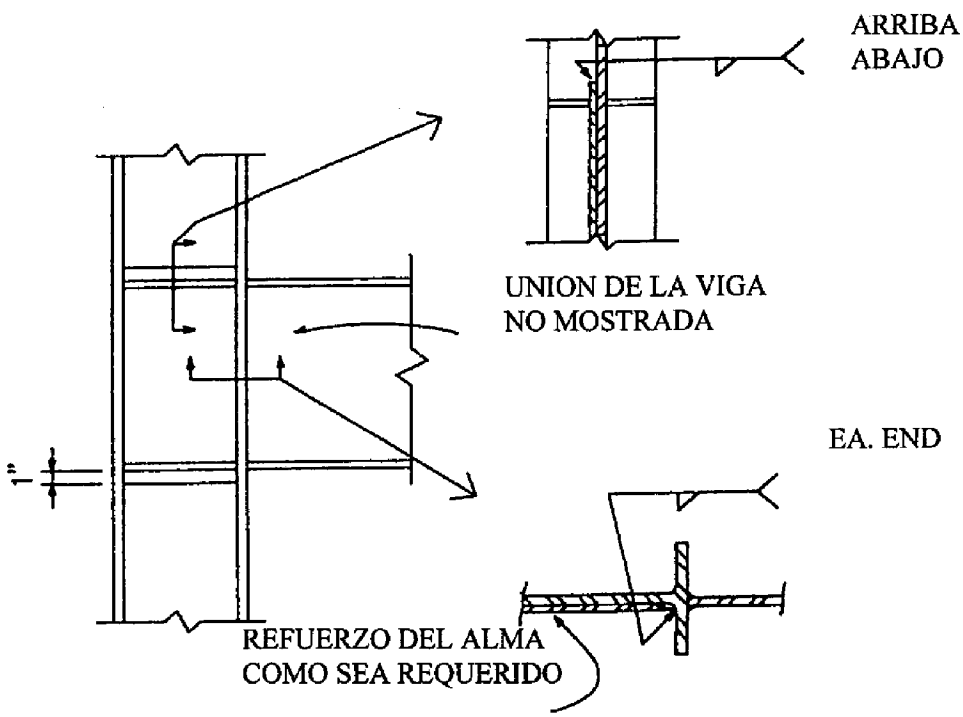
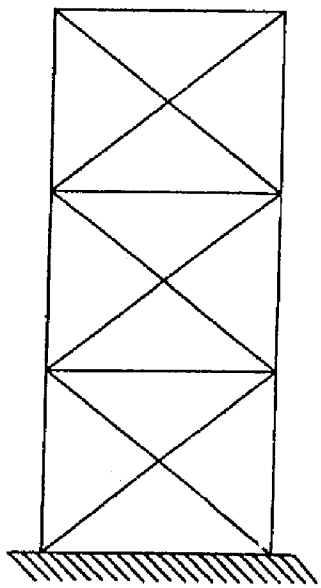
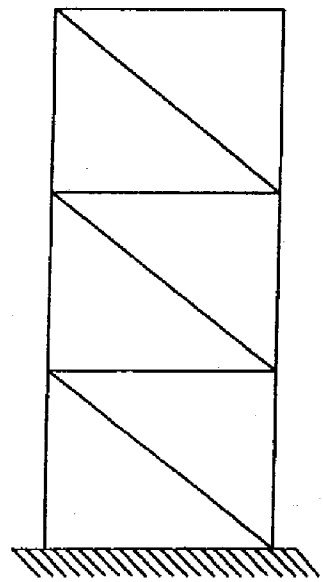


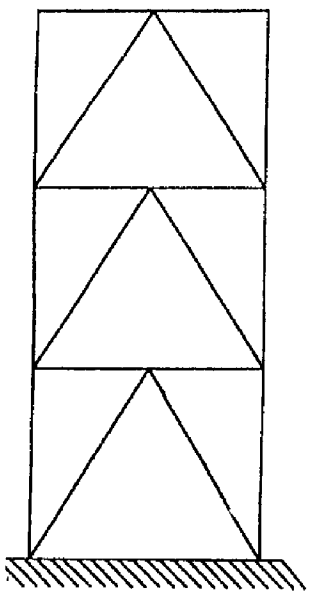
Fig. C-8.6. Detalle en la Zona de Panel (con refuerzo)



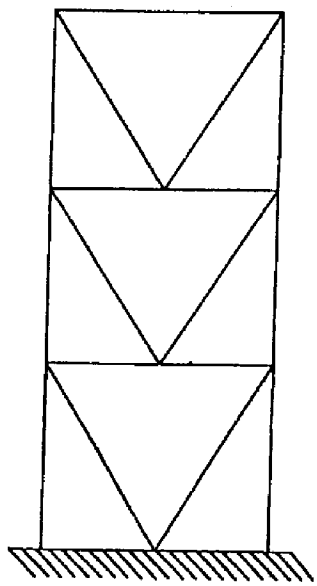
en X



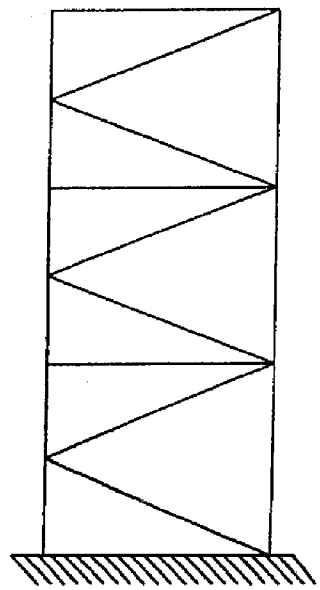
Diagonal Simple



en V



en Λ



en K

Tipos de Marcos con Contraventeos Concéntricos (MXC)

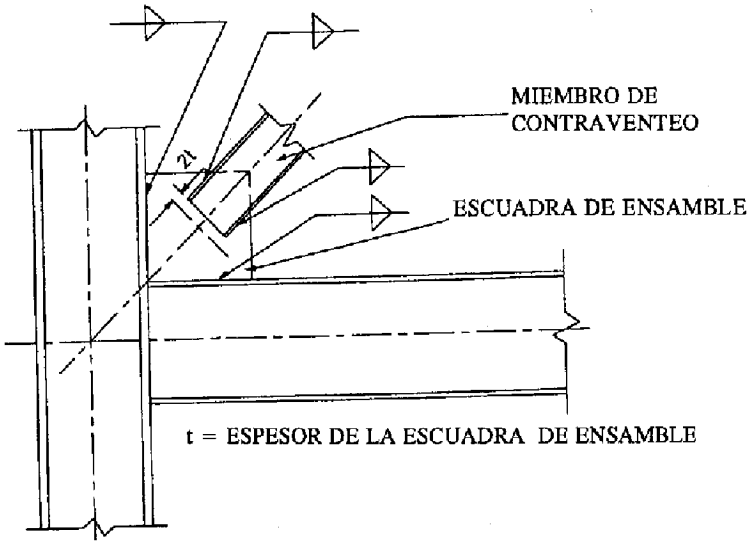


Fig. C-9.7. Requerimiento por Pandeo Fuera del Plano de la Unión Contraventeo-Escuadra de Ensamble en un Sistema Contraventeado.

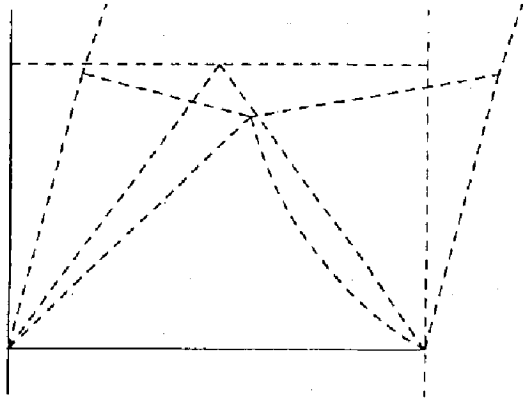
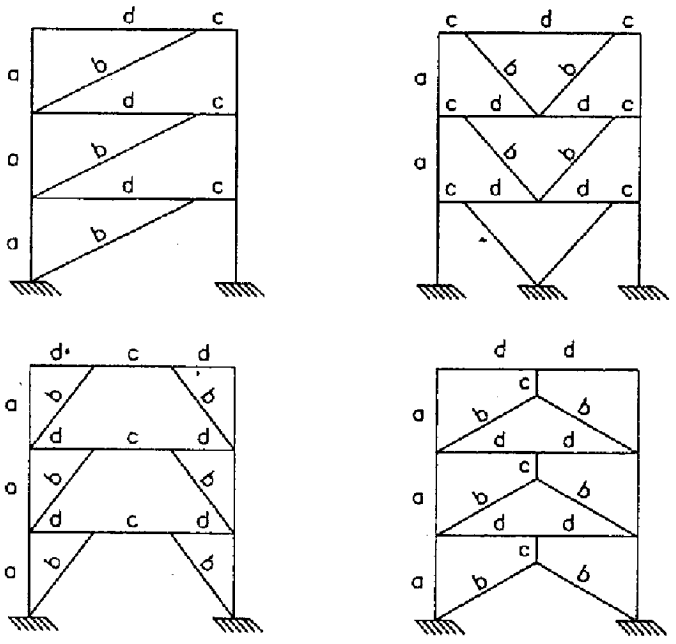
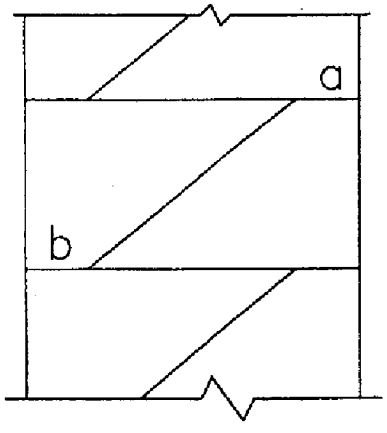


Fig. C-9.8. Mecanismo de Falla de un Marco con un Contraventeo en V invertido.



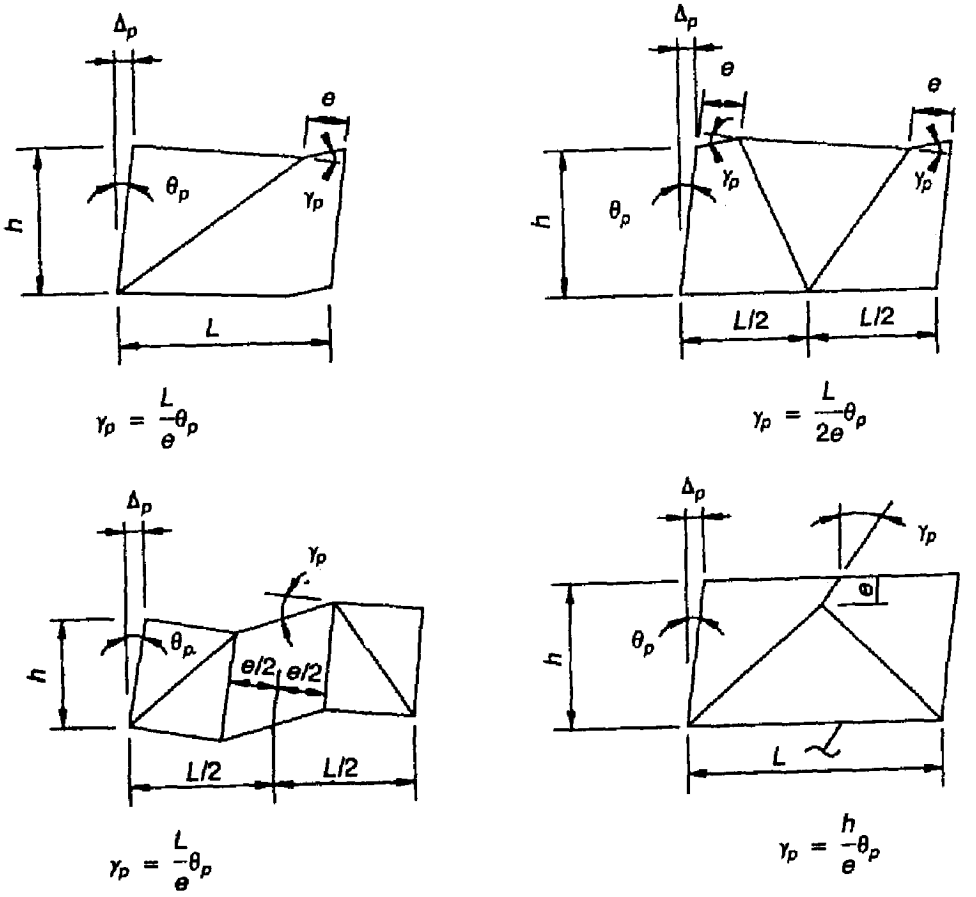
a=columna
b=contraviento
c=zona de articulación plástica potencial
d=porción de la viga fuera de la zona de posible plastificación

Fig. C.10.1 Tipos comunes de marcos contraventeados excéntricos



ϕV_n-zona de posible plastificación a (activa) < ϕV_n-zona de posible plastificación b (inactiva)

Fig. C.10.2 EBF-Articulación plástica potencial activa e inactiva



Δ_v = Distorsión de piso determinada al utilizar el corte basal v, en pulgadas.
Δ_t = Distorsión total de piso, en pulgadas = Δ_v x e' / e.
Δ_e = Distorsión de piso elástica, en pulgadas = Δ_v veces el factor de carga sísmico.
Δ_p = Distorsión de piso plástica, en pulgadas = Δ_t - Δ_e (conservadoramente $\Delta_e = 0$).
e = Longitud de articulación plástica potencial, en pulgadas.
h = Altura de entrepiso, en pulgadas.
L = Distancia entre columnas, en pulgadas.
θ_p = Angulo de la distorsión de piso plástica, en radianes = Δ_p / h.
γ_p = Angulo de rotación de la zona de articulación plástica potencial, en radianes.

Fig. C-10.3. Angulo de Rotación de la Zona de Articulación Plástica Potencial.

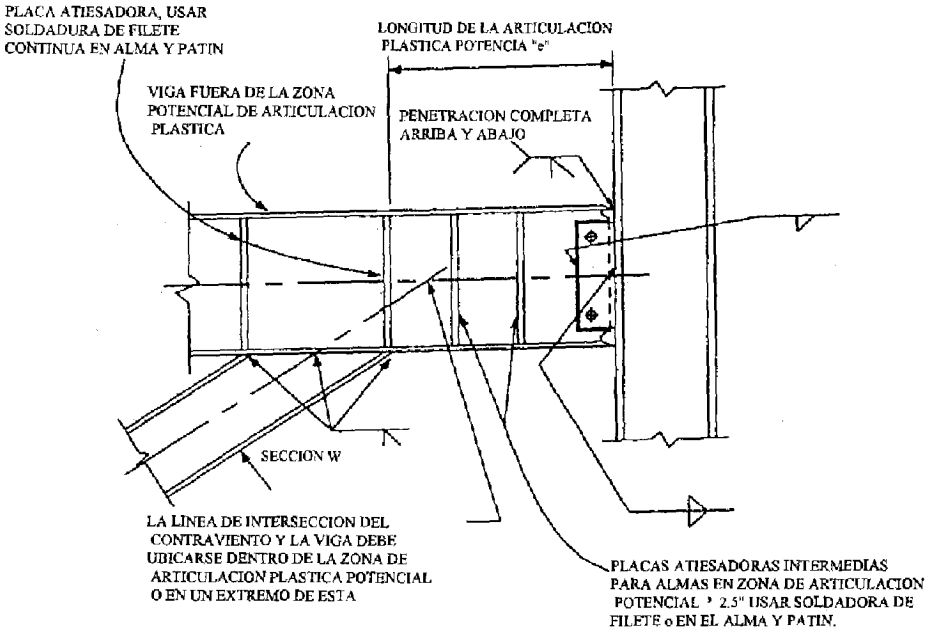


Fig. C.10.4

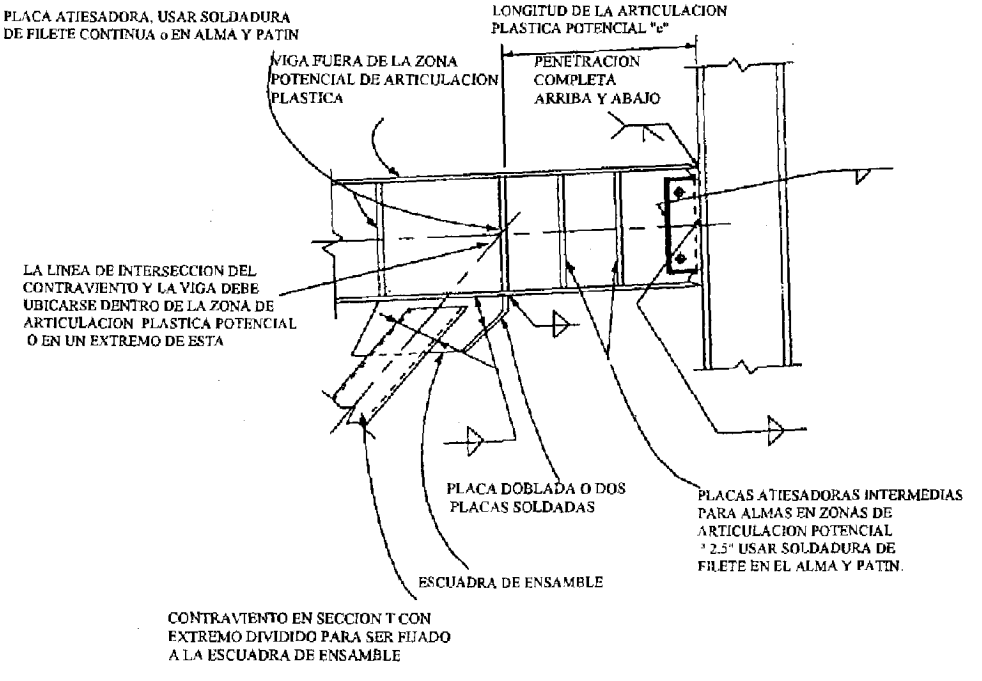


Fig. C.10.5

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Tomás A. Sánchez[1]

I. 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. El término mampostería abarca una gran diversidad de materiales que difieren en el tipo de pieza. Las piezas, 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 (Fig. 1).

Es importante mencionar, que 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.

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 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 con fundamento en las especificaciones del último Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-93). Finalmente se

[1]Investigador en el Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D. F.

discuten algunos aspectos importantes de la supervisión en edificaciones de mampostería.

II. TIPOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

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:

a) 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 (Fig. 2).

b) 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 (Fig. 3).

c) 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 (Fig. 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.

d) 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.

e) Otros

Se podrán 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 y que 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.

III. COMPORTAMIENTO SISMICO

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.

Muros no reforzados.

La experiencia en construcciones de adobe (Fig. 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 Fig. 6 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.

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 aplanado de mortero como recubrimiento.

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 nuestro medio. 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. 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 verticalmente 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.

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 (Fig. 7). 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.

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:
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 (Fig. 8).
c) Proveer de las holguras y detalles necesarios para que los elementos no estructurales se comporten realmente en la forma supuesta en el diseño (Fig. 9).

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.

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 hundimientos diferenciales previos a sismos, escasez de muros en alguna dirección y distribución asimétrica de los mismos.

IV. 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.

Durante los sismos de 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 (Fig. 10) 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.

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

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \quad \ldots (1)$$

En 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.

$$V_m = F_R\,(0.85\, v^* A_T) \quad \text{para muros diafragma} \quad \ldots (3.a)$$

$$V_m = F_R(0.5 v^* A_T + 0.3P) < 1.5 F_R\, v^* A_T \quad \text{para otros muros} \quad \ldots (3.b)$$

En términos de esfuerzo: $v_m = F_R(0.5 v^* + 0.3\sigma) < 1.5 F_R\, v^*$

En 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:

$$M_O = F_R A_S f_y d' \qquad \ldots (4)$$

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 :

$$M_R = Mo + 0.3 P_u d; \text{ si } P_U < P_R/3 \qquad \ldots (5.a)$$

o con la ecuación:

$$M_R = (1.5 M_O + 0.15 P_R d)(1 - P_U/P_R) \text{ si } P_U > P_R/3 \qquad \ldots (5.b)$$

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

V. METODOS DE ANALISIS

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.

V.1. METODO 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:

$$V_R = (\Sigma A_m) v_m \qquad \ldots(6)$$

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:

$$F_i = (1.33\ L/H)^2 < 1 \qquad \ldots\ (7)$$

La fuerza cortante resistente del entrepiso debe compararse con la fuerza cortante sísmica actuante, que para el método simplificado se determina como sigue:

$$V_A = F_c F_n C_s W_T \qquad \ldots\ (8)$$

En 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 1).
Finalmente, W_T es el peso total del edificio.

Tabla 1. 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
II y 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

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:

$$W_T = nwA_p \qquad \ldots\ (9)$$

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:

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

$$F_n=\frac{(n+j)(n-j+1)}{n(n+1)} \qquad \ldots(10)$$

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:

$$d=\frac{\Sigma F_i A_m}{A_p} \qquad \ldots (11)$$

La resistencia sísmica mínima necesaria se deriva de la igualación de las fuerzas cortantes actuantes y resistentes

$$V_A=F_c C_s n w A_p=V_R=F_R v_M \Sigma F_i A_m \qquad \ldots (12)$$

de donde se obtiene que:

$$d=\frac{\Sigma F_i A_m}{A_p}=\frac{F_c n C_s w}{F_R v_M} \qquad \ldots (13)$$

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.

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.

V.2. METODOS REFINADOS DE ANALISIS

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 Fig. 11 se presentan los criterios para las propiedades de la viga equivalente. En la Fig. 12 se muestra un ejemplo de un marco equivalente para la fachada de un edificio típico.

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 (Fig. 13). 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:

$$w_o = (0.35 + 0.022\lambda)h \qquad ...(14)$$

En esta expresión h es la altura del tablero entre ejes y λ 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.

VI. COMENTARIOS FINALES

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 Fig. 14, 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.

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.

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 para todos los 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. Por lo tanto se espera que muy pronto exista un mayor control en las propiedades mecánicas de estos productos.

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.

VII. 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.

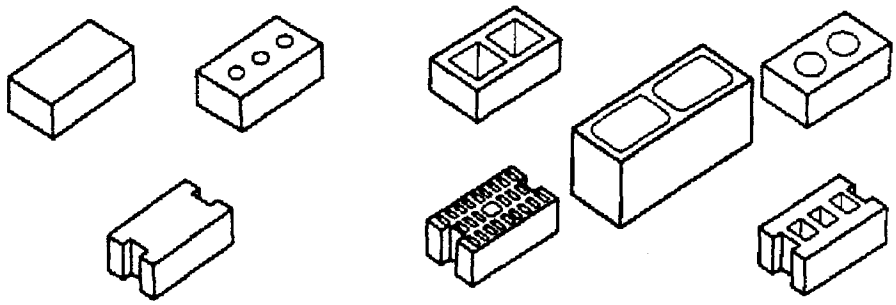
6. Hernández, O., "Comportamiento y Diseño de Elementos de Mampostería", XIV Curso Internacional de Ingeniería Sísmica. División de Educación Continua, UNAM, agosto de 1988,47 pp.

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 #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).



a) Piezas macizas

b) Piezas huecas

Fig. 1. Tipos Comunes de Piezas de Mampostería

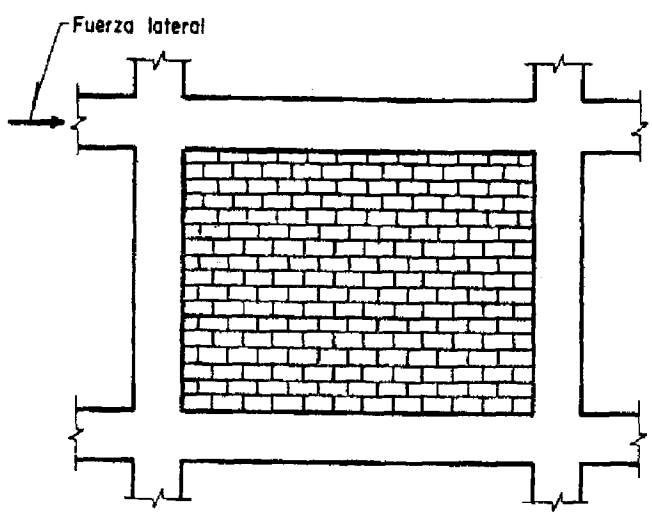
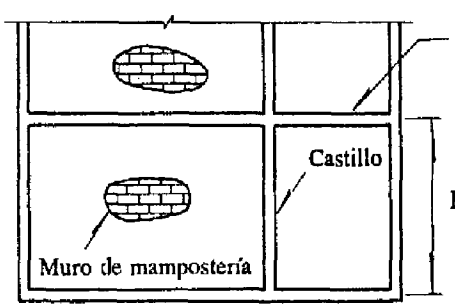
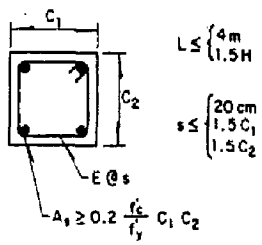


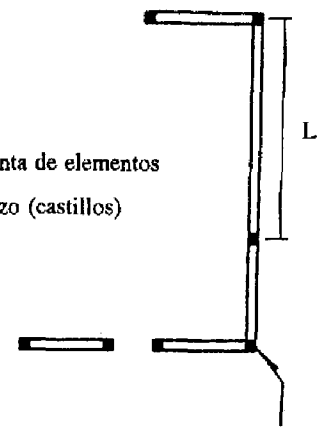
Fig. 2. Muro Diafragma



Distribución en elevación de elementos de confinamiento verticales (castillos) y horizontales (dalas)



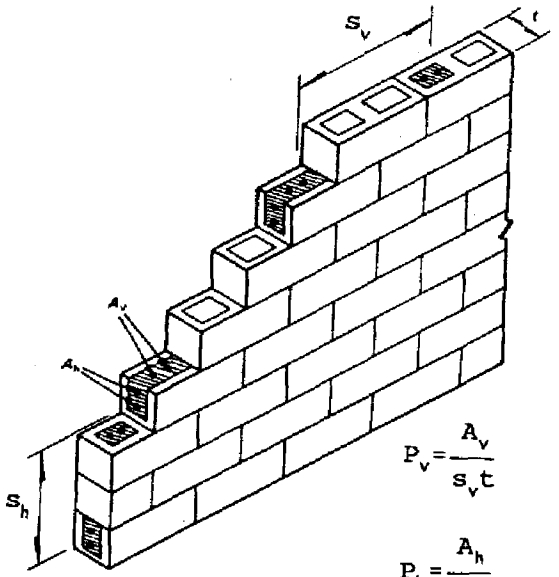
Criteros de refuerzo según RDF-87



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

Fig. 3. Características de la Mampostería Confinada



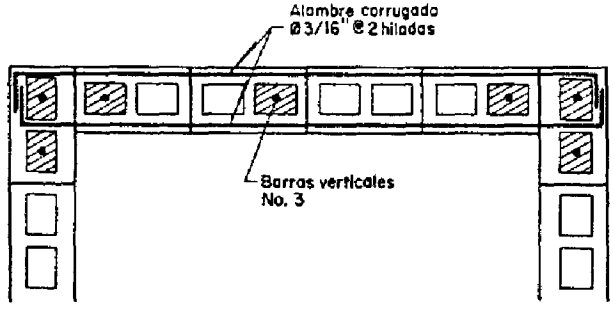
$$P_v = \frac{A_v}{s_v t}$$

$$P_h = \frac{A_h}{s_h t}$$

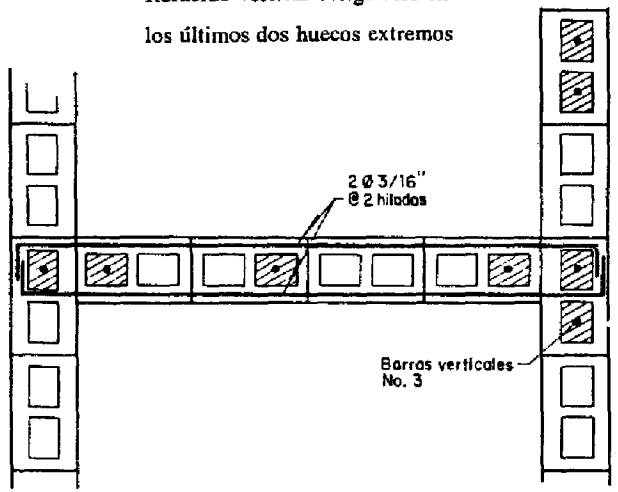
$$P_h, P_v \geq 0.0007$$

$$P_h + P_v \geq 0.0020$$

$$s_h, s_v \leq \begin{cases} 6t \\ 60\,cm \end{cases}$$



Refuerzo vertical obligatorio en los últimos dos huecos extremos



Detalle del refuerzo en algunos muros

Fig. 4. Características de la Mampostería con Refuerzo Interior

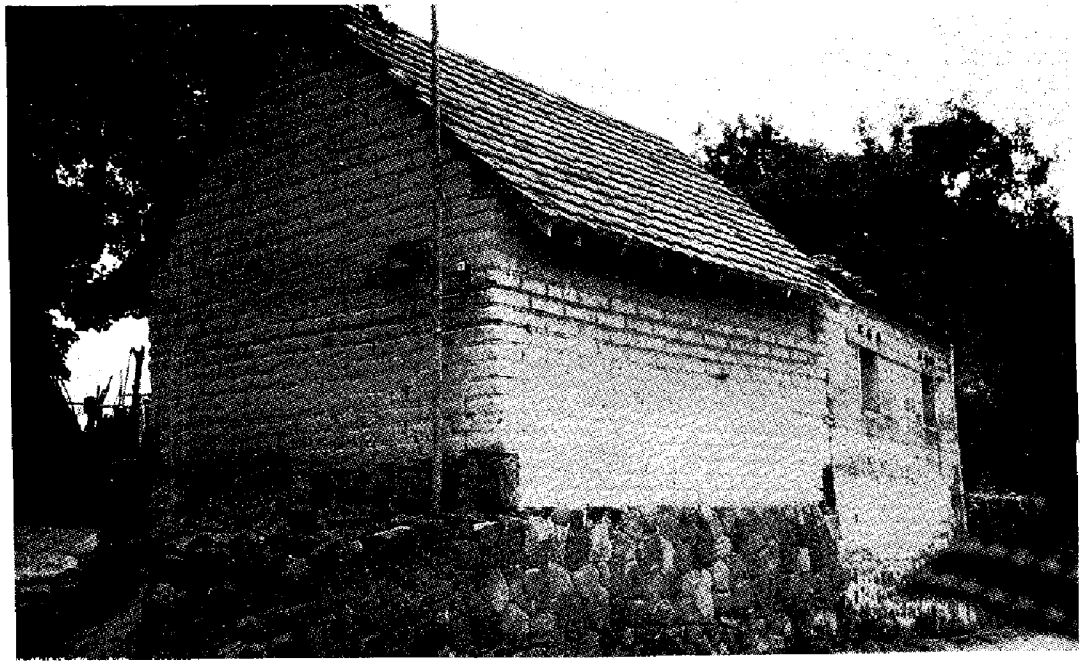


Fig. 5. Mampostería de Adobe sin Refuerzo

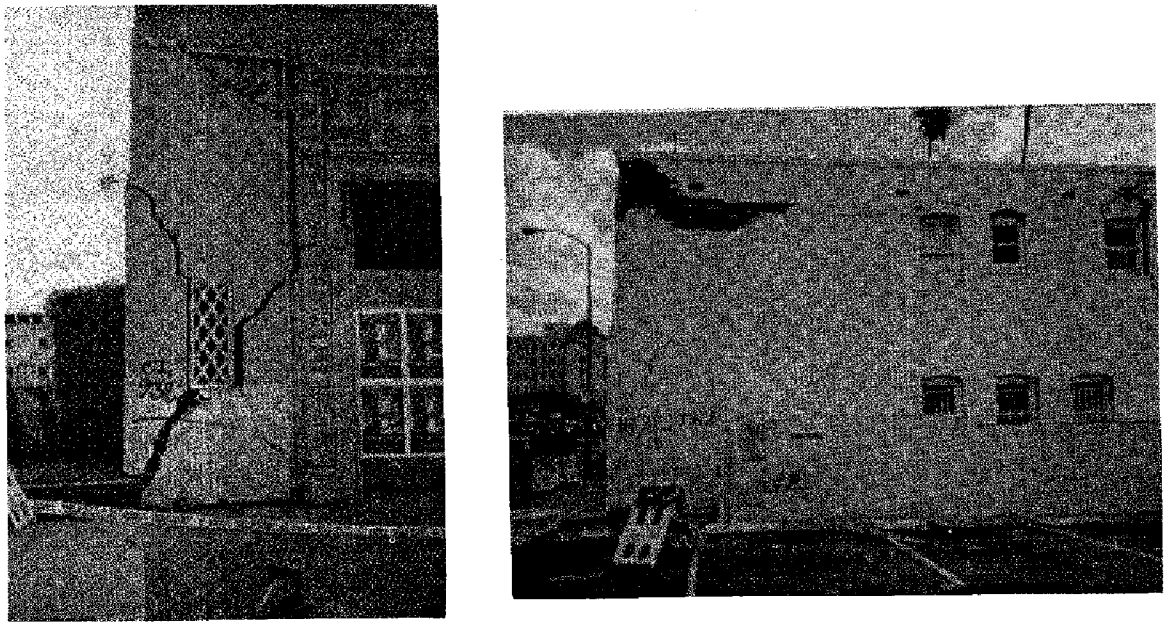


Fig. 6. Fallas Típicas de la Mampostería sin Refuerzo

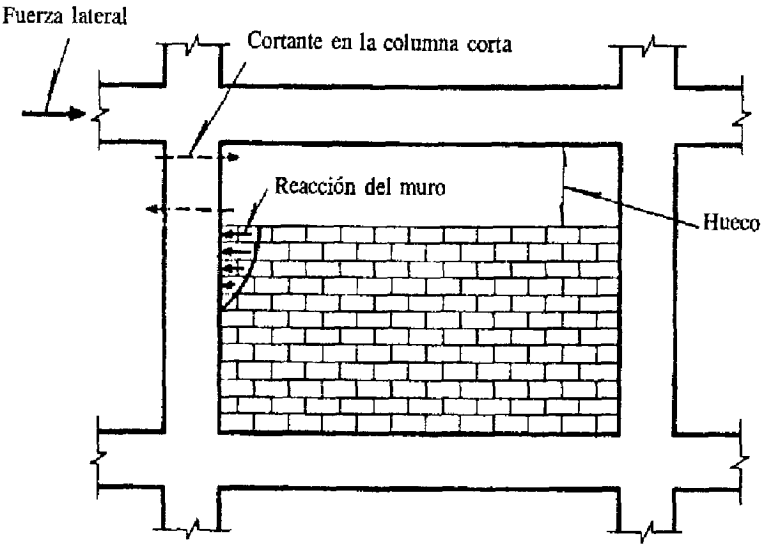


Fig. 7. Efecto de Columna Corta en Muro Diafragma de Altura Incompleta (Ref. 8)

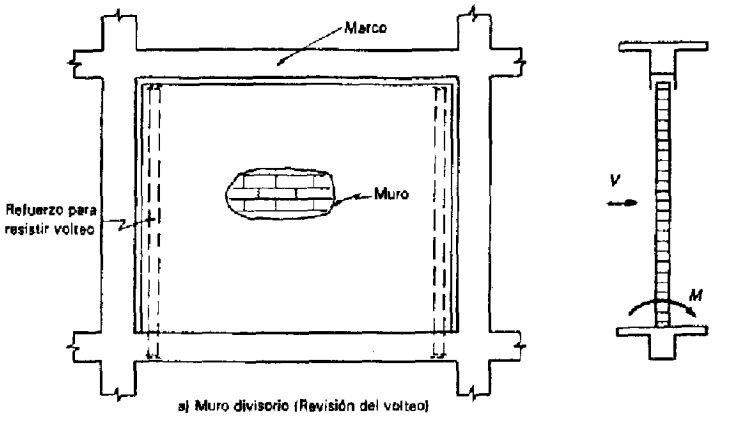


Fig. 8. Revisión del Volteo en Muro no Estructural (Ref. 5)

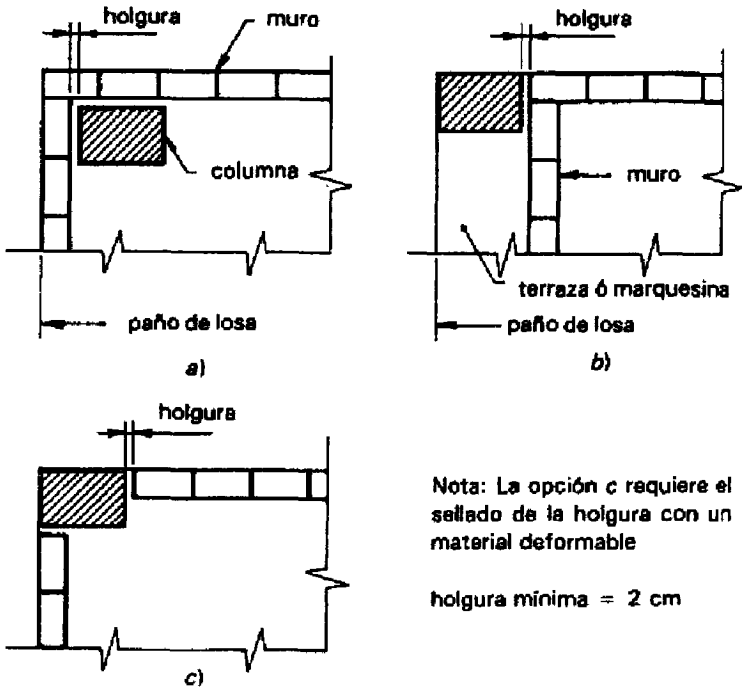
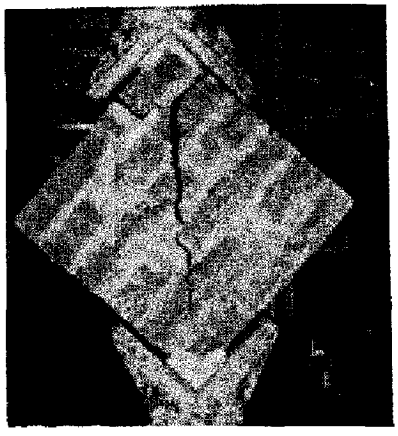
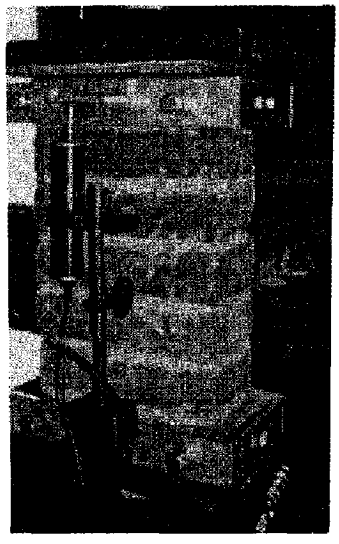


Fig. 9. Posibles Disposiciones de Muros en Planta para Desligarlos de la Estructura



a)La logitud de los muretes deberá ser de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud, Ref. 1)



b)Las pilas se forman por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 5 y se ensayarán a la edad de 28 días, Ref. 1)

Fig. 10. Ensayes para la Determinación de las Propiedades Mecánicas de la Mampostería

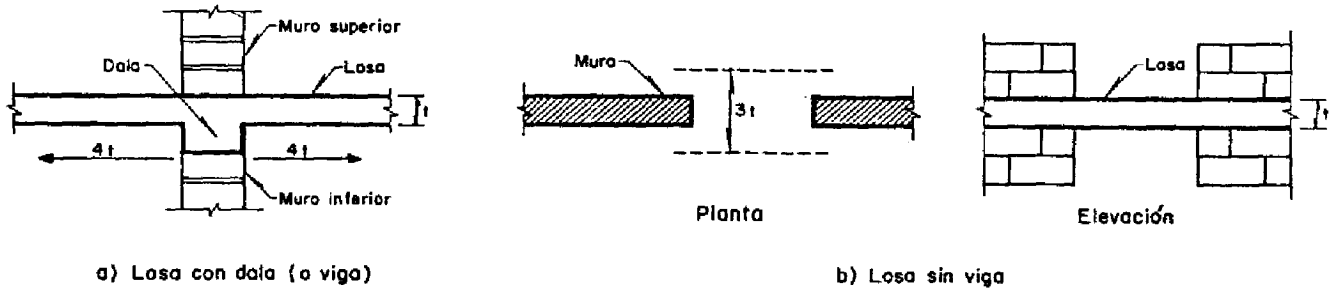


Fig. 11. Ancho Efectivo de Losa para Cálculo de Momento de Inercia de la Viga Equivalente

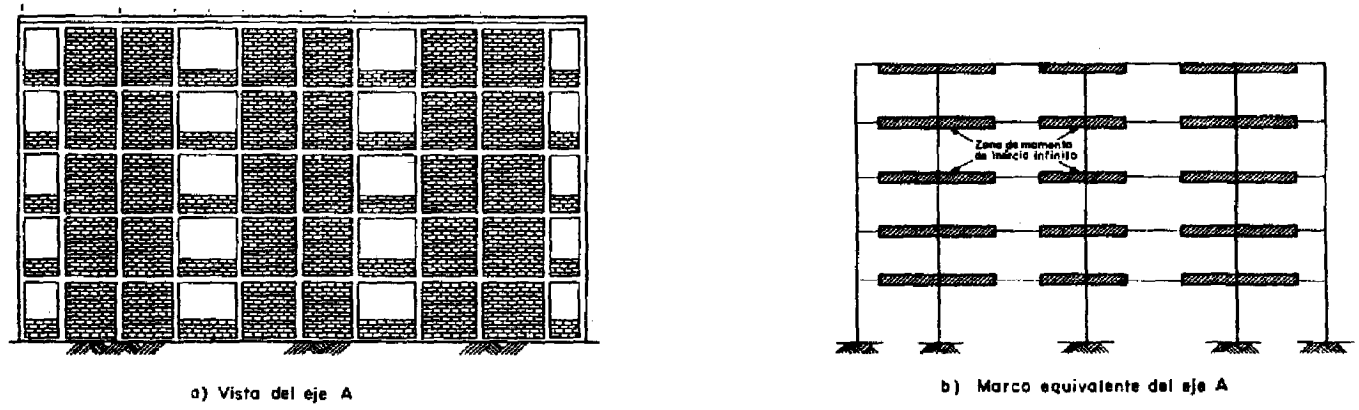


Fig. 12. Modelo de Marco Equivalente para el Análisis

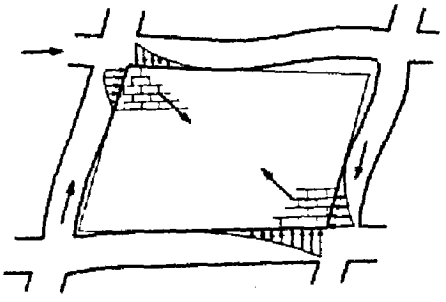


Fig. 13. Interacción entre un Muro Diafragma y el Marco que lo Rodea

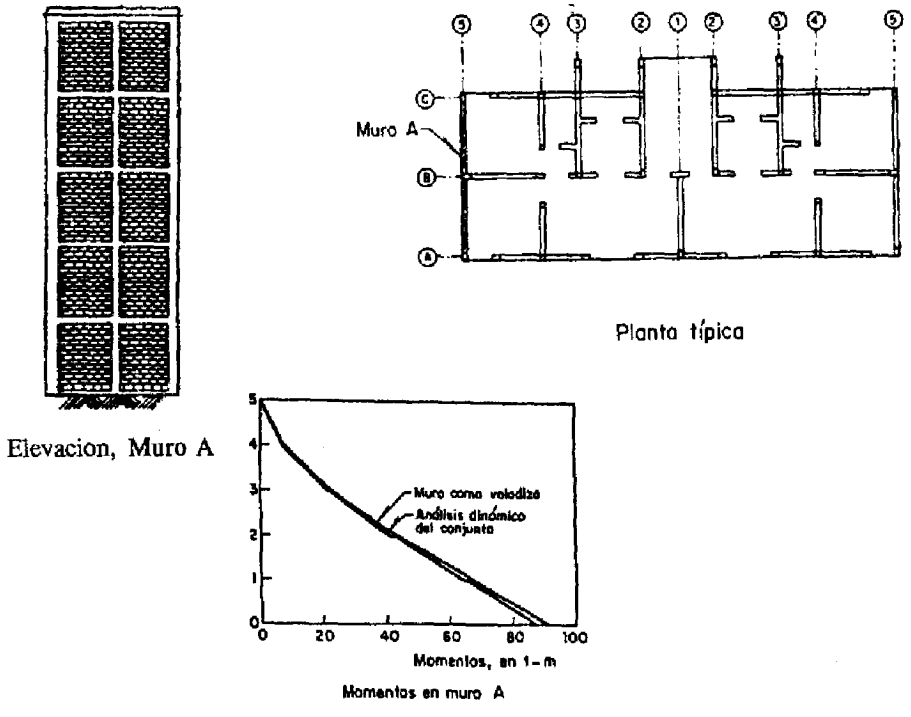


Fig. 14. Comportamiento Como Voladizo de un Muro Cabecero

EVALUACION Y REPARACION ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

Oscar de la Torre Rangel[1]

A). EVALUACION ESTRUCTURAL

A. 1 RECONOCIMIENTO Y EVALUACION 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.

---

[1]Gerente General - Proyecto Estructural, S.A. México, D.F. (1994)

PROPOSITOS 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 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 EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL BAJO ACCIONES SISMICAS

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:

$$K_i = \frac{(V_R)_i}{(V_A)_i} S$$

en donde:

$(V_R)_i$ 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.

$$(V_A)_i = (F.C.) \frac{\sum_{j=i}^{n} \omega_j h_j}{\sum_{j=1}^{n} \omega_j h_j} W_{TOT}$$

n = número de pisos
ϖj = peso del piso j
hj = 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	DESCRIPCION
0 No estructural	Daños unicamente 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 INTRODUCCION

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 REHABILITACION (RETROFITTING)

B.1.2 REPARACION (REPAIR)

B.1.3 REFORZAMIENTO (STRENGTHENING)

B.1.4 RIGIDIZACION (STIFFENING)

Estos estudios y trabajos representan un arte personal o de grupo, que rápidamente se están convirtiendo en una ciencia, debidamente apoyada por:

- INVESTIGACION Y ENSAYES.

- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EFICIENTES Y REALIZABLES.

- VERIFICACION 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 ó 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)

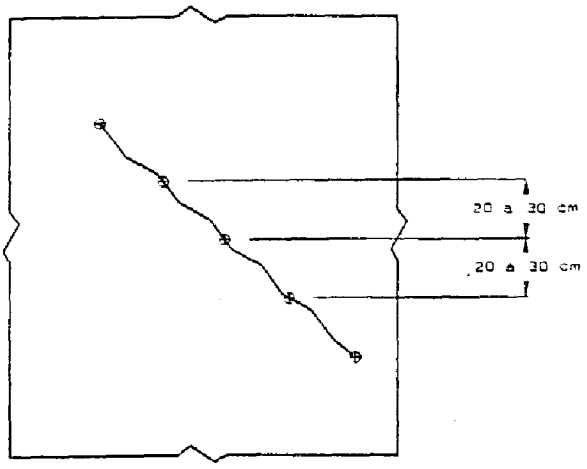
CONDICIONES EXTERNAS (EXPOSICION)	ANCHO TOLERABLE mm
AIRE SECO O MEMBRANA PROTECTORA	0.40
HUMEDAD - AIRE SECO SUELO (TIERRA)	0.30
PRODUCTOS QUIMICOS PARA DESHIELO	0.20
AGUA MARINA - BRIZA MARINA HUMEDECIDO - SECADO	0.15
MUROS DE CISTERNA O RETENEDORES DE AGUA	0.10

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.

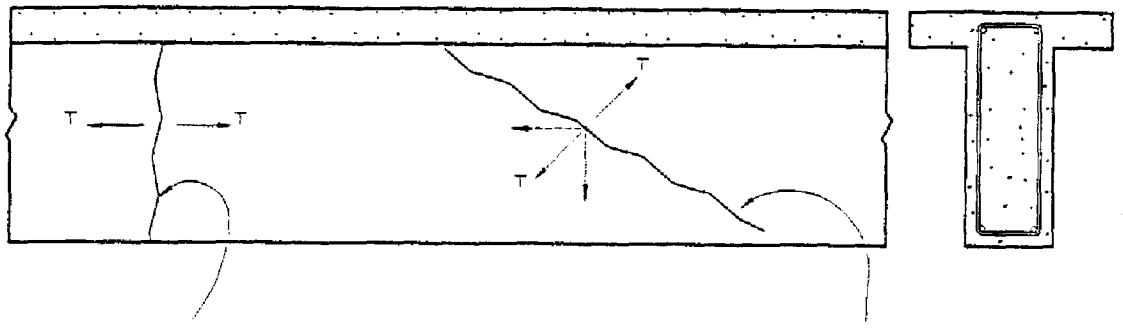
2.-) El proceso de rellenado debe hacerlo personal especializado, con calafateo previo, para decidir inyección simple o a presión.

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 inyectándolo 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 inyectándolo por el taladro 2, y así en tramos superiores hasta completar todo el desarrollo de la fisura.

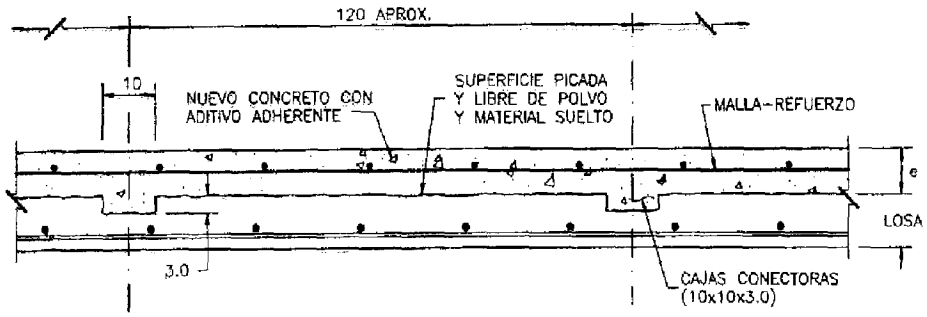


Grieta o fisura debida a contracción volumétrica; y es muy probable que se presentendurante el proceso de fraguado del concreto, por defecto de curado.

Generalmente no pasan a la losa y coinciden con la posición de los estribos.

Grieta o fisura debida a una tensión diagonal que es la combinación de una fuerza de corte (vertical) y otra de contracción volumétrica y/o fuerza horizontal de trabajo bajo carga, especialmente por descimbrado prematuro.

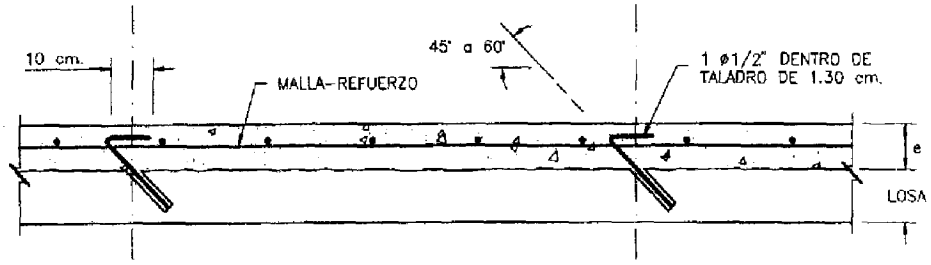
Se presentan en las cercanías del apoyo de la trabe, y si aparecen después del proceso constructivo, por defecto de estribos y/o baja calidad del concreto, generalmente se prolongan a la losa.



REFUERZO DE LOSA

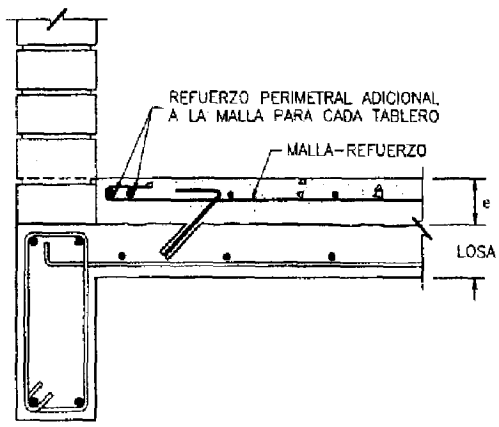
1).- PARA MEJORAR EL EFECTO DE DIAFRAGMA DE LA LOSA COMO ELEMENTO DE UNION ENTRE MARCOS Y MUROS.

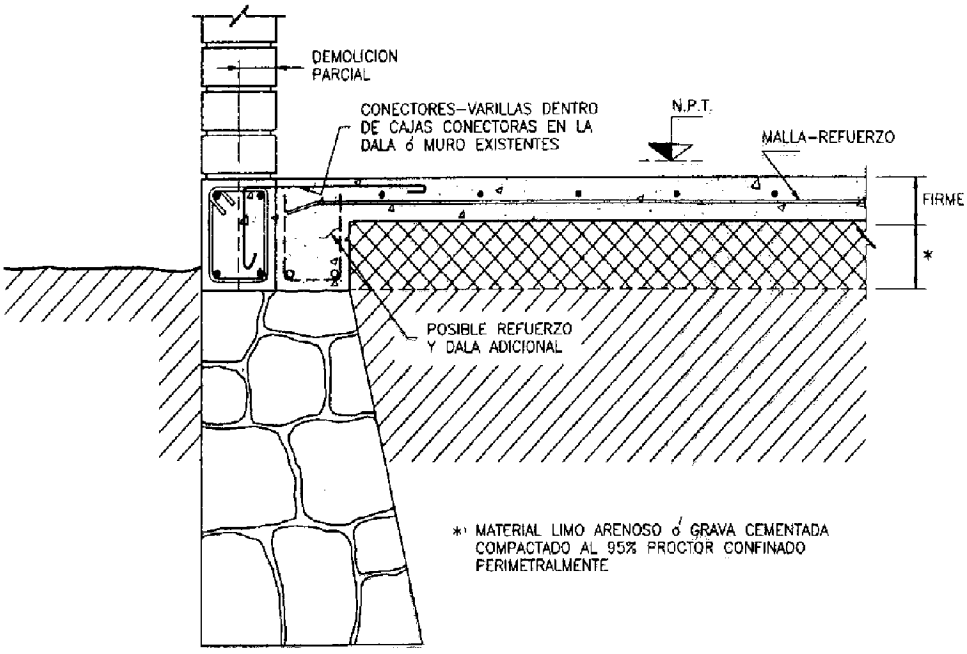
2).- PARA MAYOR CAPACIDAD A FLEXION.



REFUERZO DE LOSA

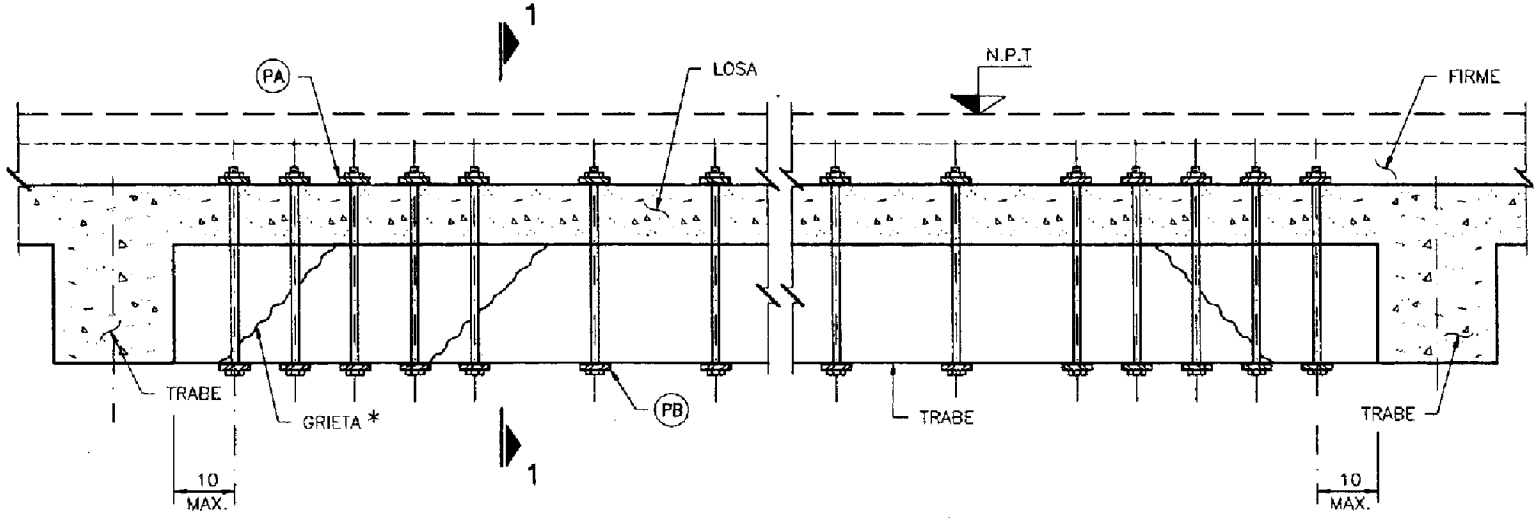
CON CONECTORES METÁLICOS DOBLADOS ANTES ó DESPUES DE COLOCAR LA MALLA-REFUERZO, EN LUGAR DE CAJAS CONECTORAS





L O S A F I R M E

REFUERZO A LA CIMENTACION

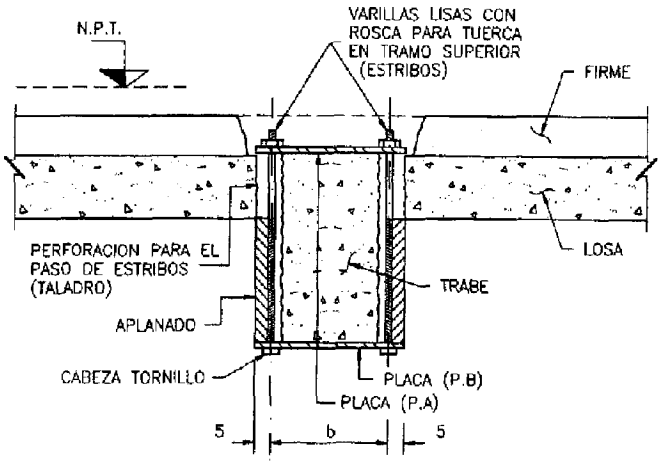


* GRIETAS DE 0.5 mm. Y MAYORES, RELLENARLOS CON RESINA EPOXICA (INYECCIONES POR TRAMOS DE 10 o 20 cm. DE ABAJO HACIA ARRIBA, PREVIO CALAFATEO)

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.

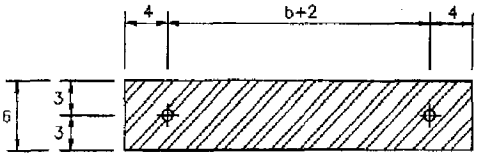
2.– TALADRO PARA EL PASO DE VARILLAS LISAS CON ROSCA EN SUS EXTREMOS SUPERIORES (ESTRIBOS).

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.

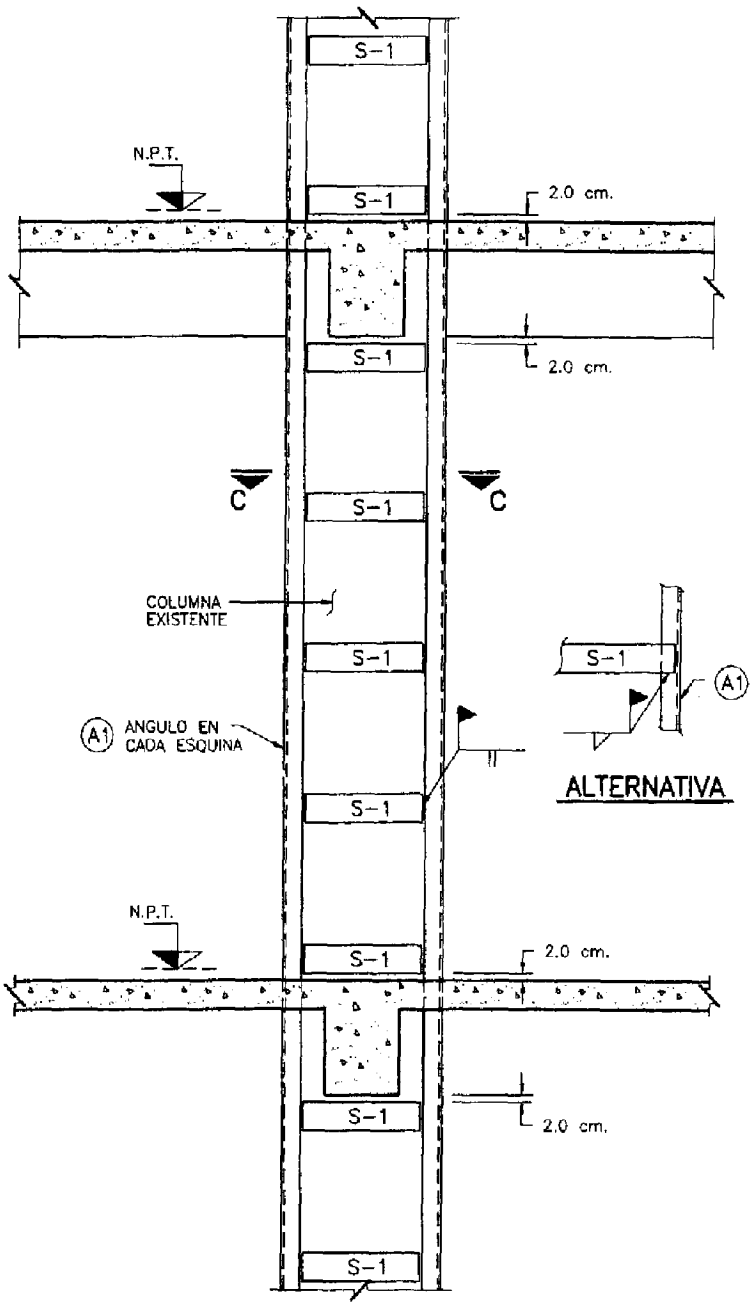
5.– COLOCACION DEL RELLENO DE PERFORACION Y NUEVO N.P.T.

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.



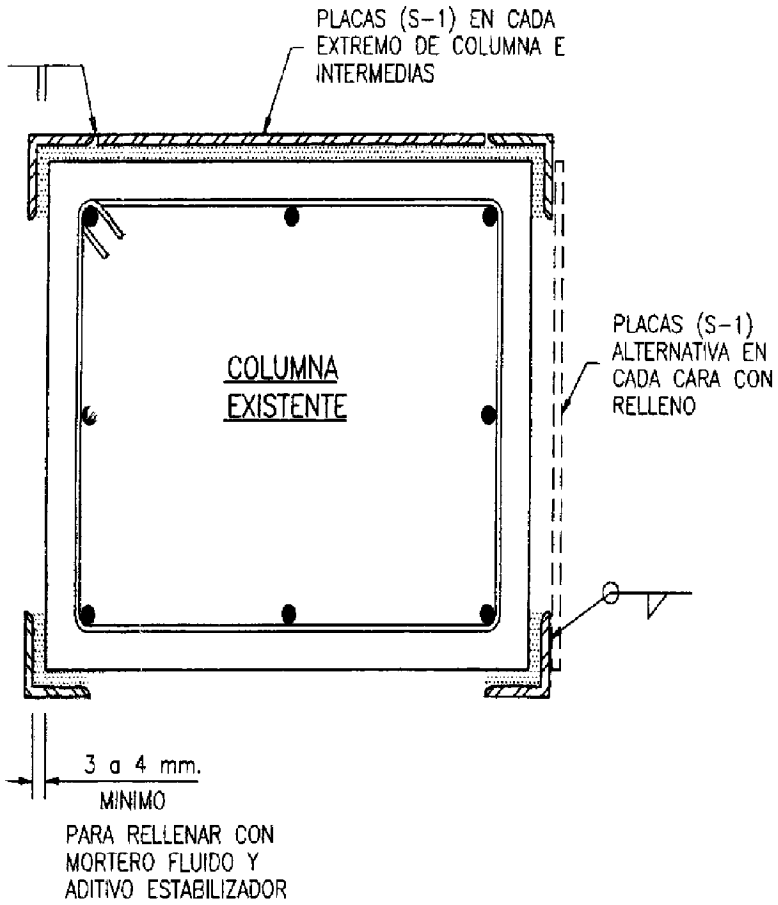
PLACA (P.A) Y (P.B)

(e=0.6 cm) (1/4") MINIMO



REFUERZO PARA COLUMNA "ENCAMISADO METALICO"

E L E V A C I O N

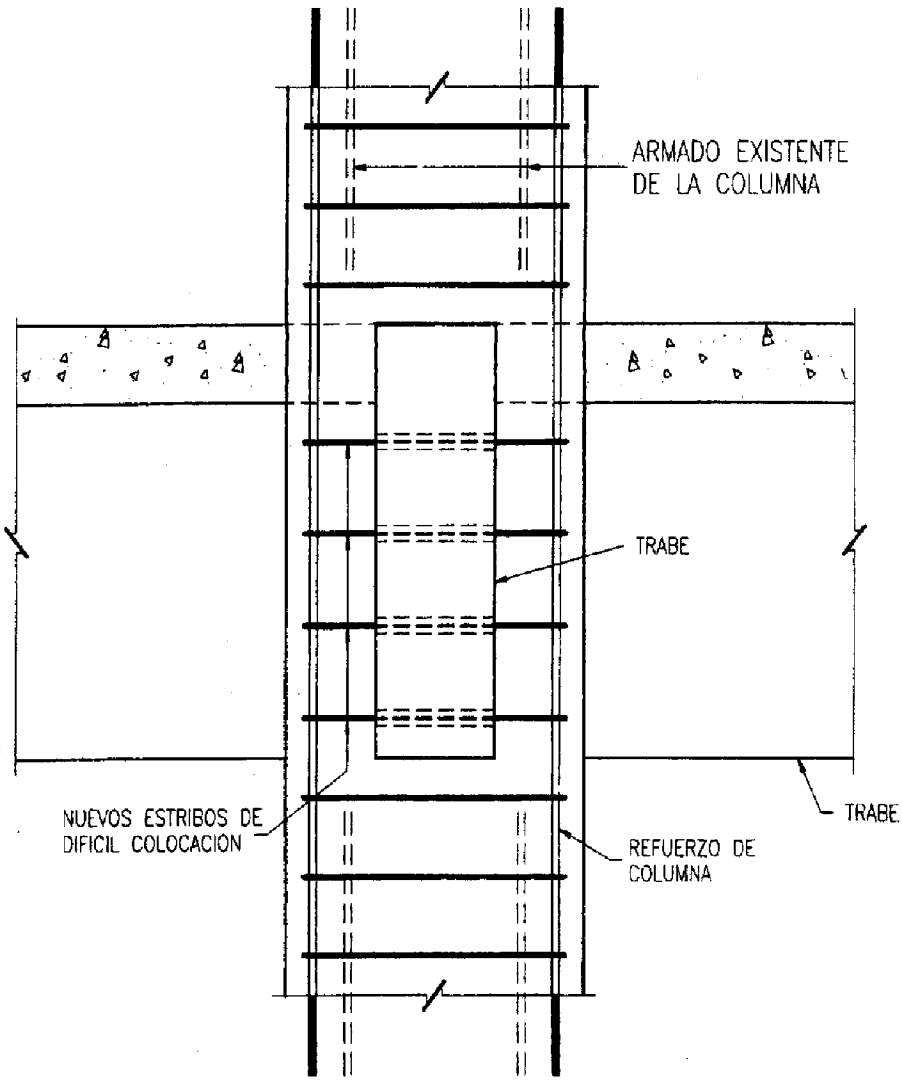


S E C C I O N C - C

R E F U E R Z O D E C O L U M N A

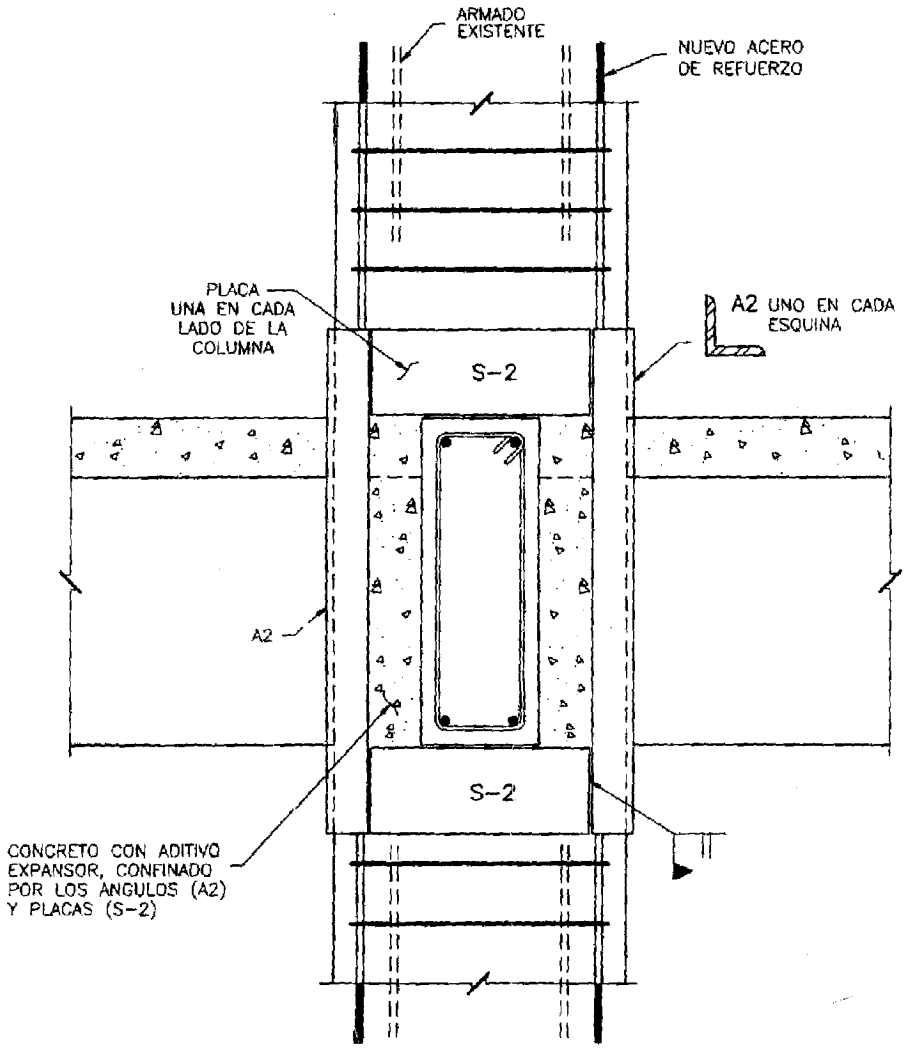
P L A N T A

ANGULOS EN LAS ESQUINAS Y PLACAS EN CELOSIA EN CADA CARA



REFUERZO DE COLUMNA

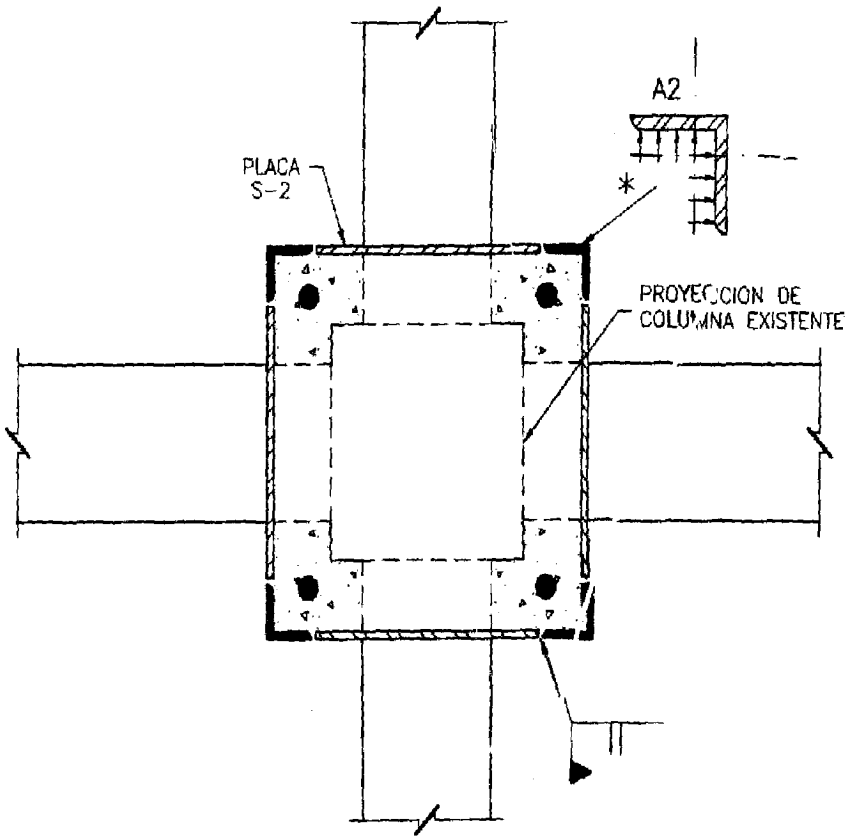
AGREGANDO ARMADO EXTERIOR Y AUMENTANDO
SECCION DE CONCRETO



REFUERZO DE COLUMNA

ELEVACION

ELIMINANDO ESTRIBOS EN EL TRAMO DE TRABES

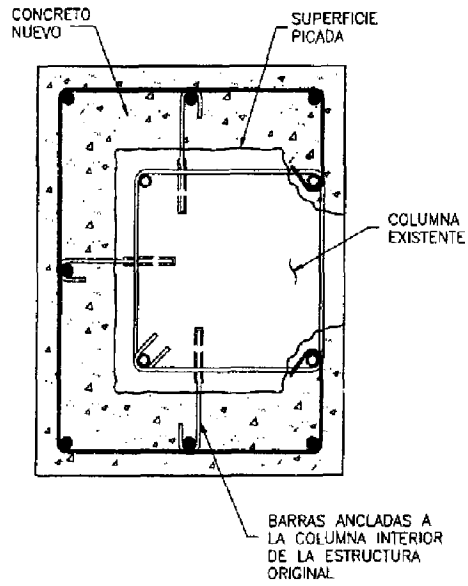


* LA FUERZA DE CONFINAMIENTO QUE TEORICAMENTE PROPORCIONAN LOS ESTRIBOS ELIMINADOS, PROVOCA FLEXION EN CADA ANGULO (A2)

REFUERZO DE COLUMNA

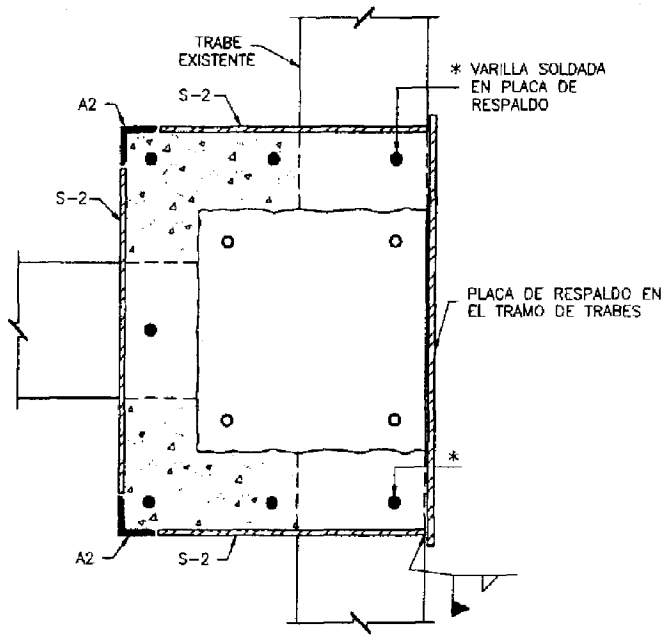
PLANTA

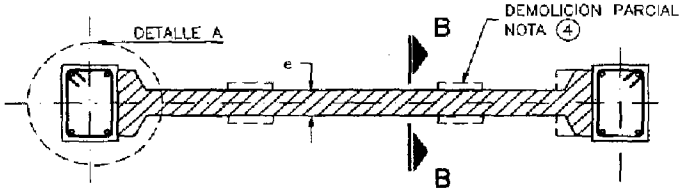
CONFINAMIENTO TRANSVERSAL CON 4 ANGULOS
Y 8 PLACAS EN LA ZONA DEL NUDO CON TRABES



REFUERZO PARA COLUMNA (COLINDANCIA)

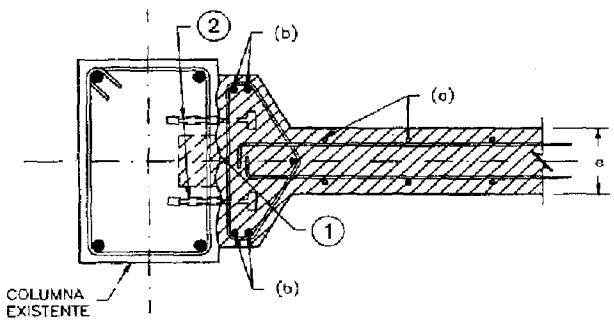
P L A N T A





P L A N T A

NUEVO MURO DE CONCRETO – RIGIDEZ ADICIONAL A LA ESTRUCTURA



D E T A L L E A

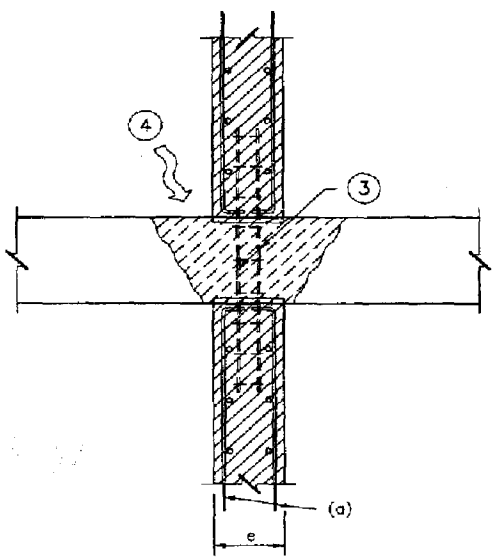
N O T A S

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.

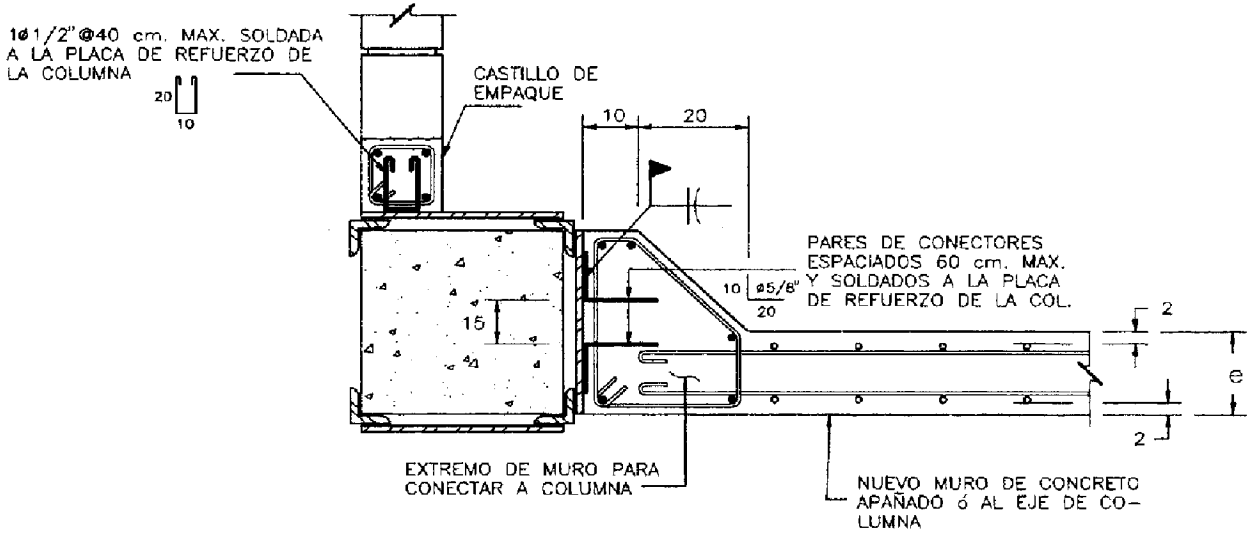
2).– TALADROS PARA COLOCAR PERNOS DENTRO DE TAQUETES, QUE SERVIRAN COMO CONECTORES ENTRE EL NUEVO MURO DE RIGIDEZ Y LA COLUMNA EXISTENTE.

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.

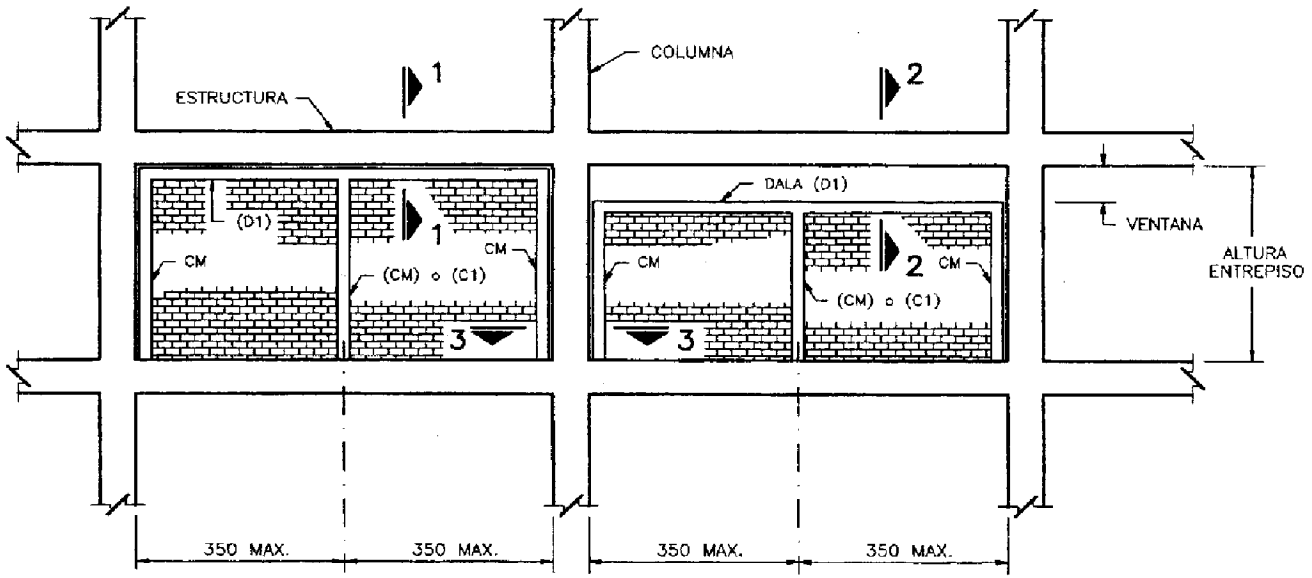


C O R T E B – B

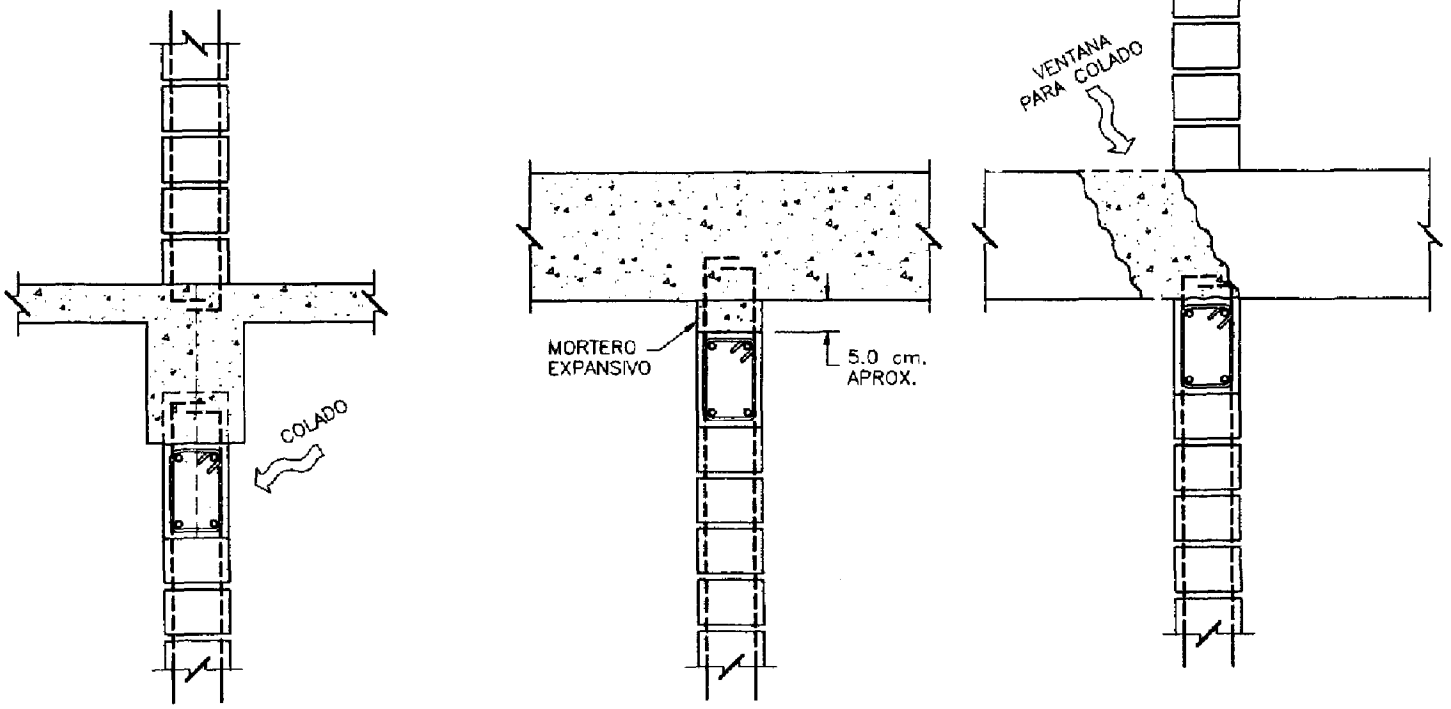


UNION DE MUROS A COLUMNA

P L A N T A



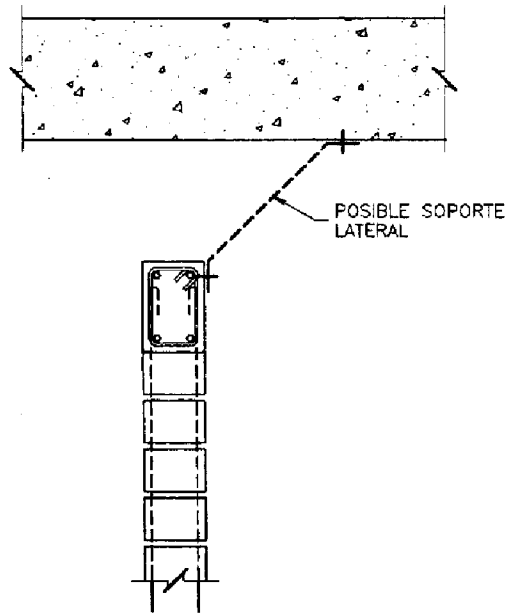
MUROS DE MAMPOSTERIA PARA
RELLENO ó RIGIDIZACION
E L E V A C I O N



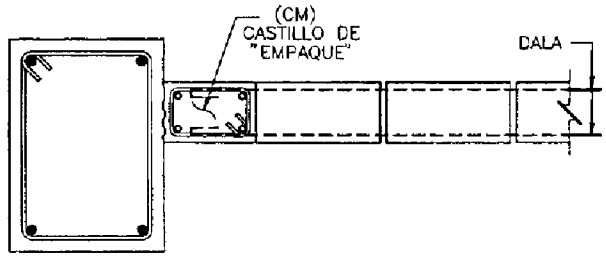
C O R T E 1 – 1

MURO DE RIGIDEZ "EMPACADO"

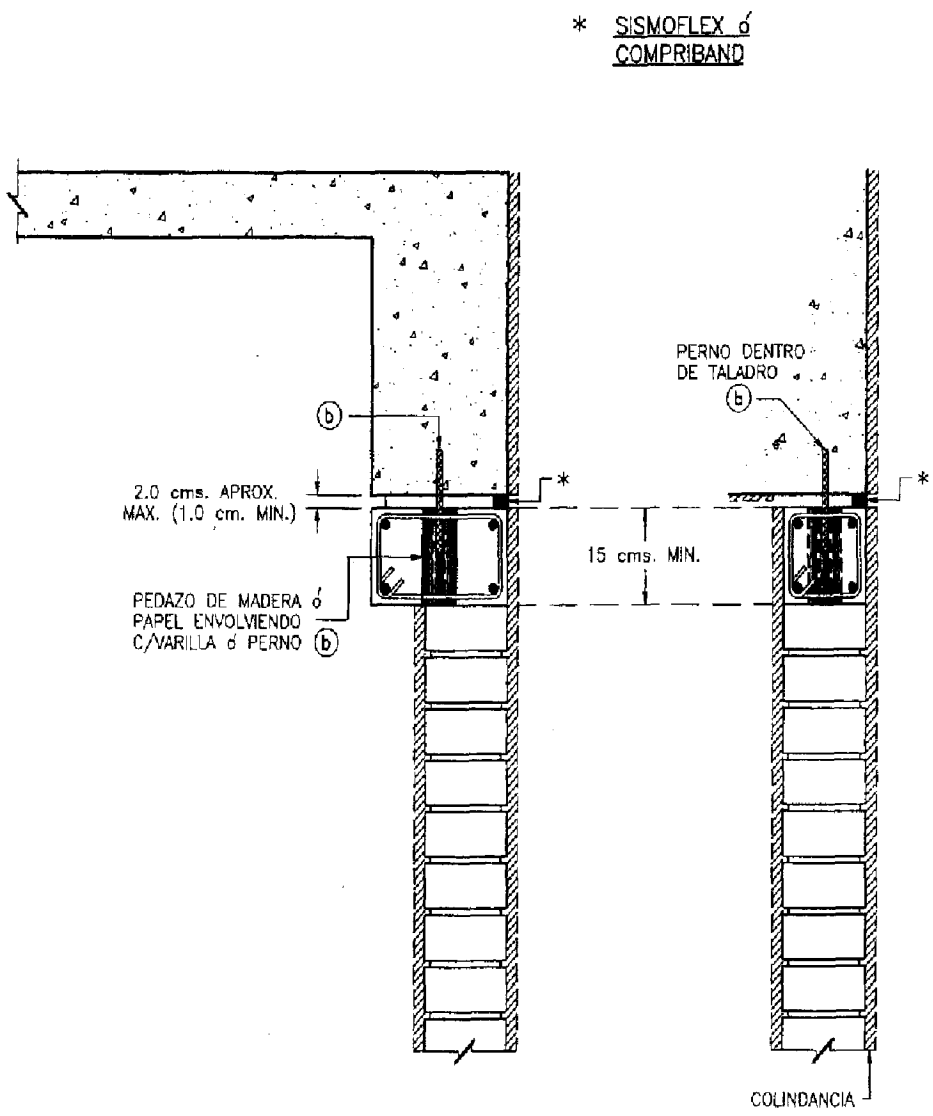
CONTRA LA ESTRUCTURA EXISTENTE



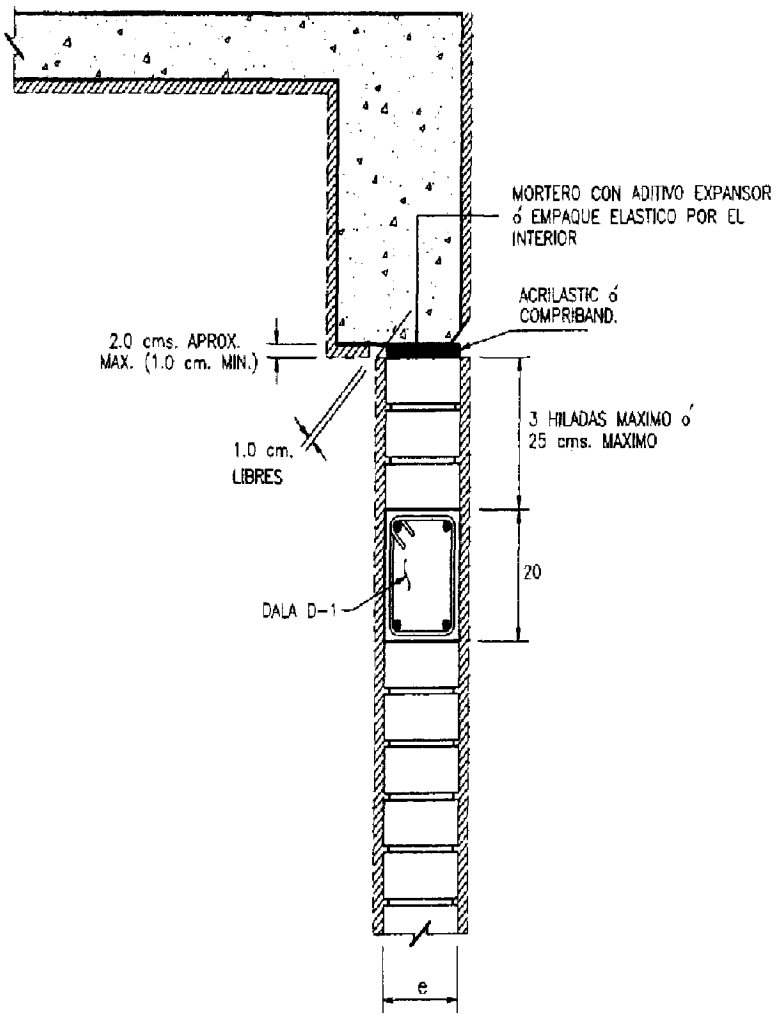
CORTE 2 – 2
ELEVACION
MURO DIVISORIO



CORTE 3 – 3
PLANTA
PARA MURO DE RIGIDEZ

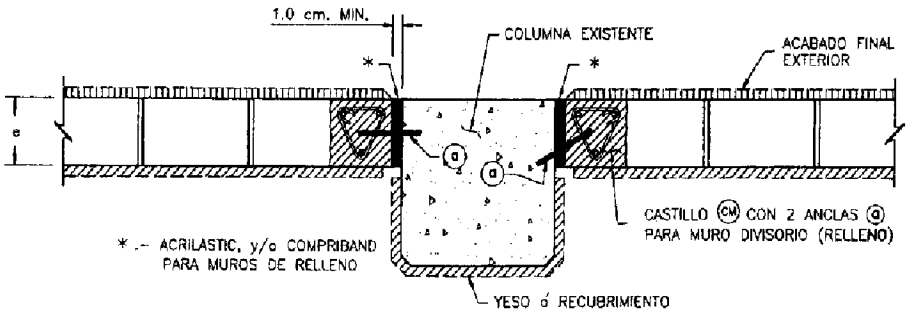


ALTERNATIVA CORTE 1 – 1
MURO DIVISORIO



DALA D-1 ANCLADA 25 cms. MINIMO
EN CASTILLOS EXTREMO (CM)

ALTERNATIVA CORTE 1-1



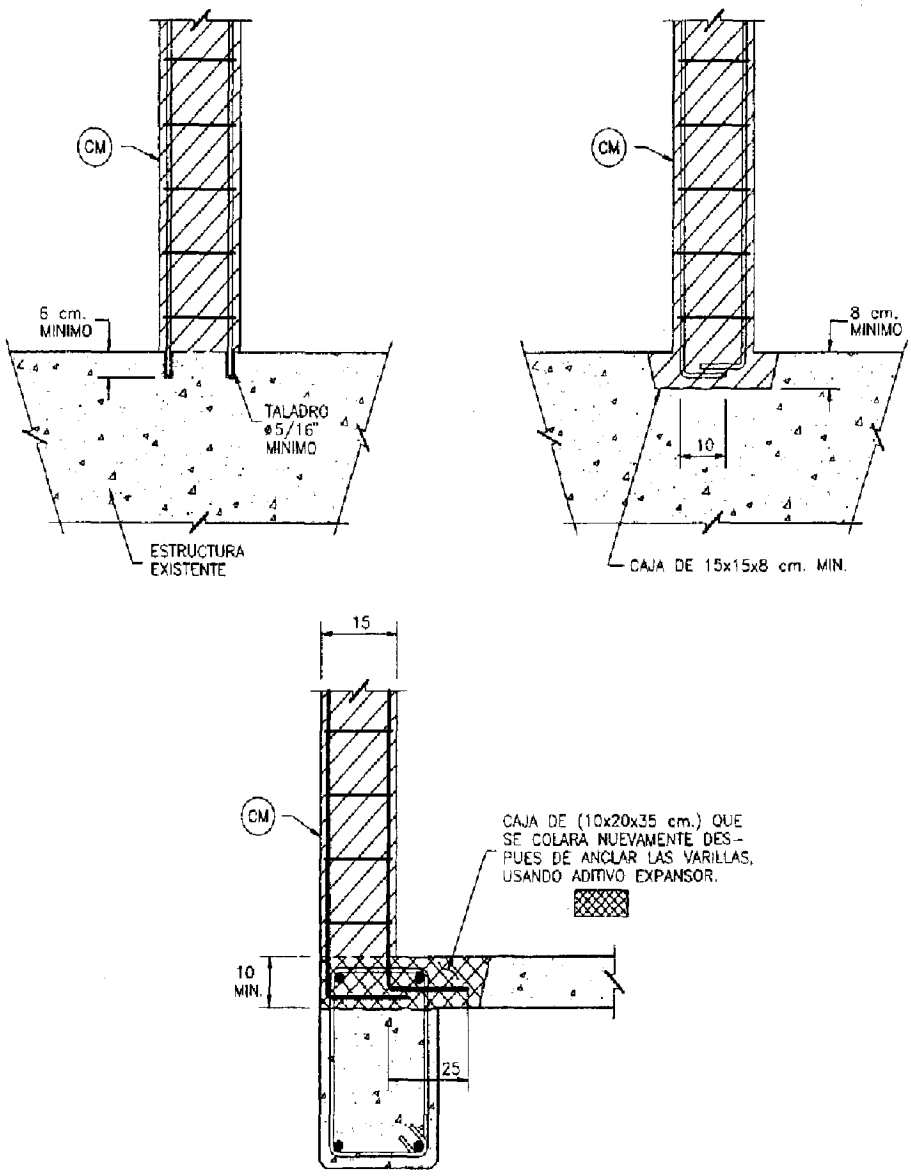
ANCLAS (a) (ø1/2" MIN.) COLOCADAS DENTRO DE TALADROS ø1/2" EN COLUMNA EXISTENTE (3 MIN. @ 80 cm. APROX.)

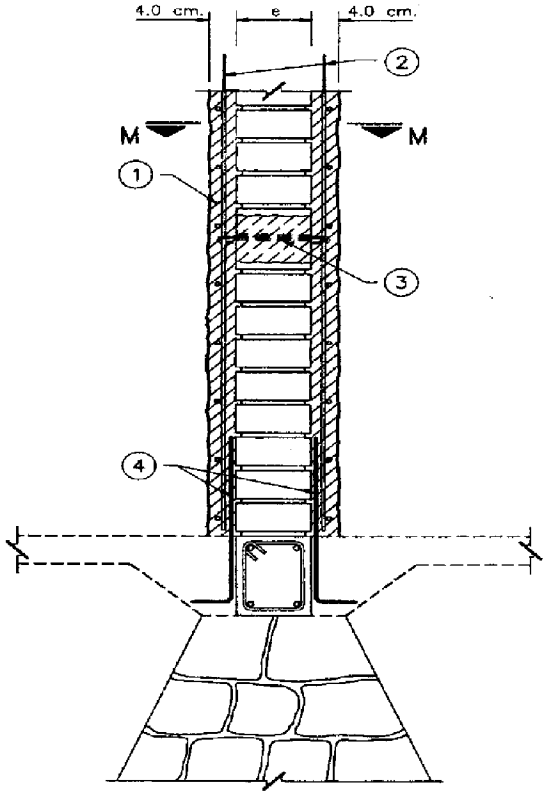
PARA MUROS DE RIGIDEZ (EMPACADOS), ELIMINAR EL MATERIAL DEFORMABLE * COLANDO EL CASTILLO CONTRA LA COLUMNA.

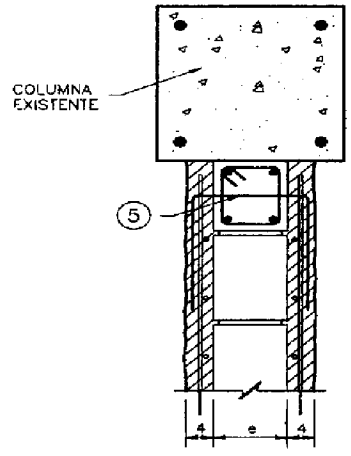
C O R T E 3 - 3

P L A N T A

ANCLAJE PARA CASTILLOS







C O R T E M – M

RECUBRIMIENTO ARMADO PARA REFUERZO DE MAMPOSTERIA

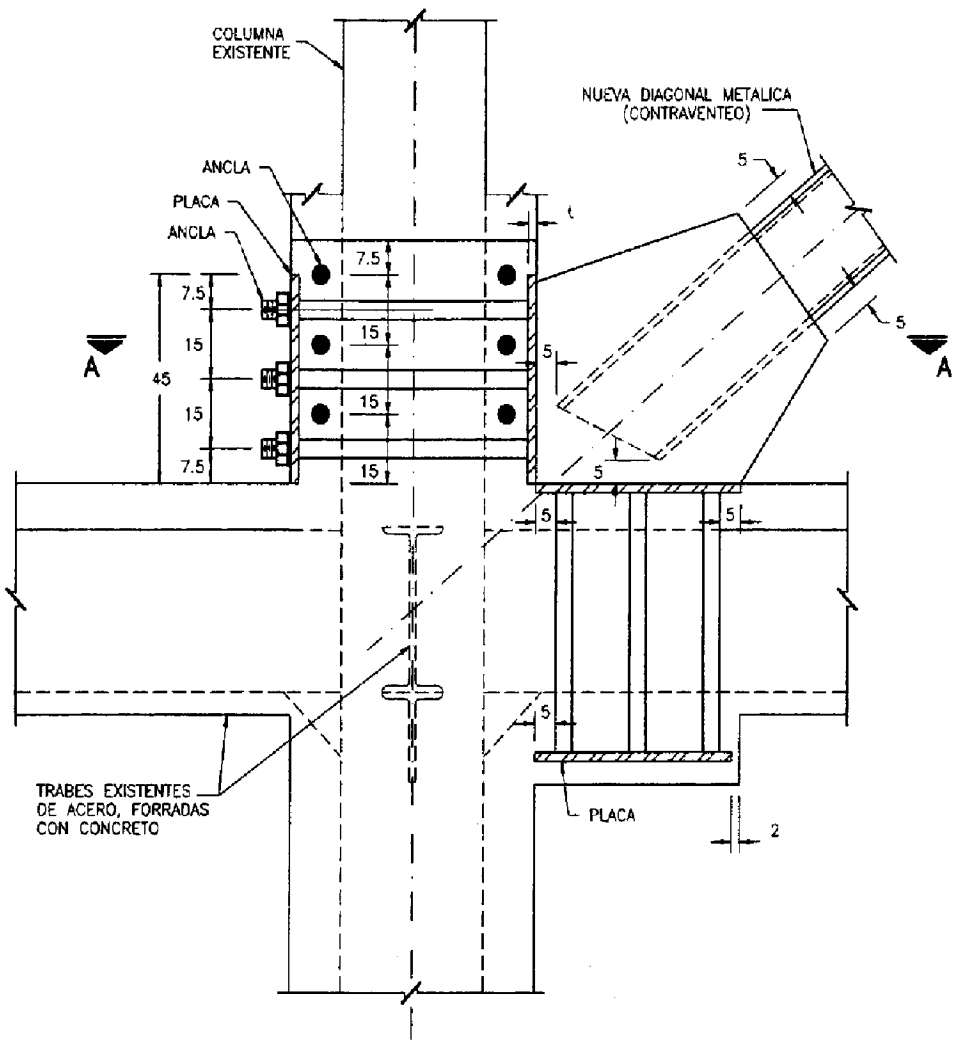
1).– CAPA DE MORTERO LANZADA CONTRA EL MURO DE MAMPOSTERIA.

2).– MALLA ELECTROSOLDADA ó VARILLAS PARA ARMADO DE LOS APLANADOS.

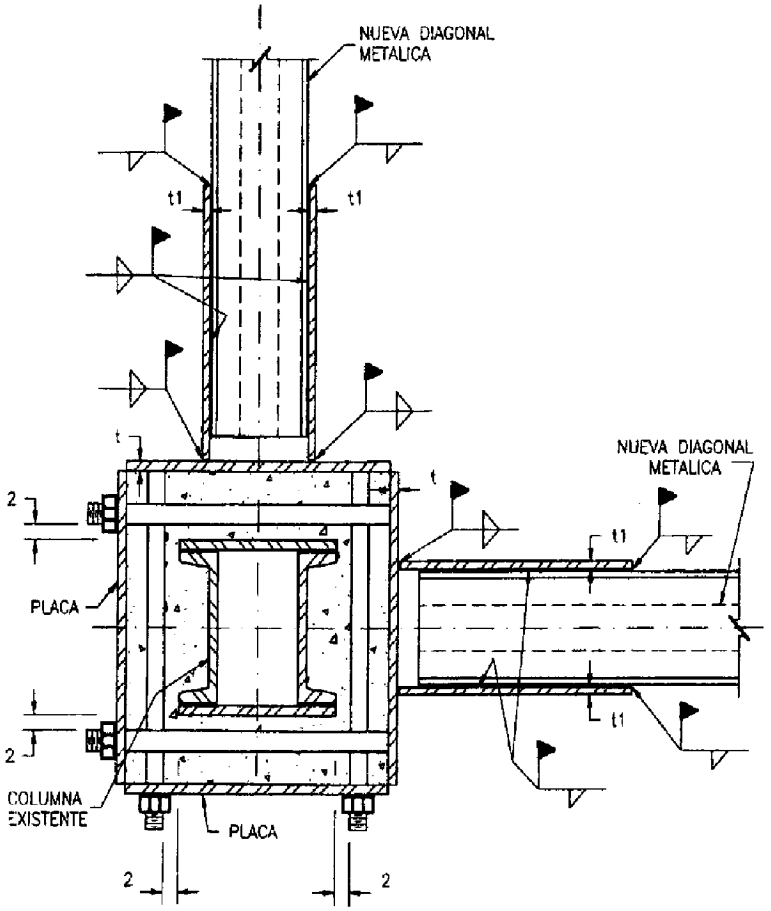
3).– "GRAPA" PARA SUJETAR LAS DOS MALLAS, COLOCADA A TRAVES DE "CAJAS" O PERFORACIONES HECHAS EN EL PROPIO MURO, Y QUE A LA VEZ SERVIRAN COMO CONECTORES. (ESPACIADA 80 cm. Ø MAX.)

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

REFERENCIAS

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. 1, 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 Sclutions 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. 1, 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. Yuziigulu, 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. 1991. 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. 1991. 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.

TEMA " D "

LA PRACTICA DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMORRESISTENTE Y EL CONTROL DE CALIDAD EN OTROS PAISES

Sistema de Evaluación de Daños en Casos de Emergencia

Dr. Masamichi Ohkubo

Concepto de la Regulación del Diseño Sísmico de Contrucciones en Japón

Dr. Tatsuo Murota

La Práctica de la Construcción Sismorresistente y la Verificación de la Calidad en Japón

Arq. Kimihide Takimura

Sistemas de Calidad del Diseño y Construcción Sismorresistente en E.U.A. y en la Ciudad de México

M. en I. Ricardo Guzmán

SISTEMA DE EVALUACION DE DAÑOS EN CASOS DE EMERGENCIA

Masamichi Ohkubo[1]

En esta conferencia, se presenta el sistema de evaluación de daños en casos de emergencia establecido y recomendado por el Ministerio de la Construcción de Japón.

1. Resumen del sistema de evaluación de daños en casos de emergencia.

El sistema de evaluación de daños en casos de emergencia fue establecido por el Ministerio de la Construcción en 1991. Con base en este sistema, se están desarrollando actualmente los mecanismos administrativos para enfrentar la situación después de un sismo, por las autoridades locales de las regiones de alta sismicidad. Este sistema está constituido por los siguientes tres tipos de lineamientos:

(1) Lineamientos de juicio para restringir la entrada.

Estos lineamientos se aplican para llegar a un juicio sobre la seguridad del edificio, en las evaluaciones realizadas durante 1 ó 2 días inmediatamente después del sismo, cuando continúan las réplicas. El objetivo es evitar que haya mayores pérdidas de vidas humanas por el avance de la destrucción de los edificios ya dañados por el terremoto, por causa de las réplicas y otros factores. Con este objetivo, se identifican los edificios que tienen esta posibilidad, y se reúnen datos técnicos para contribuir a los juicios administrativos que se deben tomar, señalamiento de riesgos y restricción de entradas, por ejemplo. La revisión se realiza principalmente en los grandes edificios y a nivel no muy detallado, pero lo importante es hacerlo de inmediato.

(2) Lineamientos para la evaluación de riesgos de emergencia.

Estos lineamientos son para la evaluación que debe realizarse en un lapso de una semana después del sismo, y tienen dos propósitos. El primer objetivo es lograr un juicio sobre el grado de riesgo que significa el uso de un edificio dañado, y el segundo es conocer si un edificio es utilizable como refugio, tratándose, sobre todo, de edificios públicos, como escuelas. Esta evaluación se hace a un nivel un poco más detallado que la revisión para restringir la entrada al edificio. Estas dos evaluaciones se pueden realizar paralelamente.

(3) Lineamientos para la clasificación de daños.

Esta es una evaluación de daños que se realiza en la etapa de reconstrucción, posterior al periodo de pánico, inmediatamente después de un sismo. El objetivo de esta evaluación es saber si un edificio dañado puede ser vuelto a utilizar permanentemente. Si se considera posible su uso, se procede a evaluar la necesidad del reforzamiento estructural. Esta revisión se hace a solicitud del propietario del edificio.

En la figura-1, se muestra un resumen de estos tres tipos de lineamientos. Los métodos y los criterios de juicio de cada una de las evaluaciones: para restringir la entrada, de riesgos de emergencia y de clasificación de daños, son los siguientes:

2. Métodos para llegar al juicio para restringir la entrada.

Para esta evaluación, se utiliza la forma que aparece en la tabla-1. Esta forma es común para todo tipo de construcciones: de concreto reforzado, de acero y de madera.

El resultado de la inspección se expresa en los siguientes conceptos, y si en alguno de estos conceptos se

[1]Doctor en Ingeniería. Instituto de Diseño de Kyushu

observa la posibilidad de un desastre secundario, el juicio será el de "no seguro". Los 6 conceptos son:

(l) Total o parcialmente colapsado.
(2) Grandes asentamientos o inclinaciones.
(3) Gran número de grietas o pandeo de las armaduras.
(4) Posibles desprendimientos o vuelcos.
(5) Condiciones geotécnicas o topográficas.
(6) Otras condiciones de inseguridad.

Se agregan fotos de referencia para ayudar a fundamentar el juicio en cada uno de estos conceptos: del (1) al (6). El inspector realiza la evaluación tomando en cuenta estas fotos de referencia. En las figuras 2, 3 y 4 se muestran algunas fotos de referencia. Cada una lleva una explicación sobre el estado de daños y sobre las razones de considerar la construcción como peligrosa.

Por ejemplo, la figura-2 muestra una condición que se calificará como insegura por el concepto (1). Este edificio de concreto reforzado era de 3 pisos antes del sismo, pero por los daños que sufrieron las columnas del primer nivel, toda la planta baja se vino abajo. Por otra parte, las columnas del segundo y tercer nivel también están muy dañadas e inclinadas. Por lo tanto, es posible que los niveles superiores también se desplomen por alguna réplica. En este estado, es peligroso que alguien entre en el edificio. Por lo tanto, este edificio no es seguro.

La figura-3 muestra un edificio asentado, que se considera no seguro por el concepto (2). En el caso del edificio que aparece en la foto, el daño estructural no es muy severo. Pero es muy probable que la tubería del gas dentro del edificio esté dañada, y que pueda haber una explosión por fuga de gas. Por lo tanto, se considera no seguro.

La figura-4 es un caso que se califica como no seguro por el concepto (4). El mortero del muro exterior está desprendido; es posible que el resto del muro de mortero se desprenda y se caiga. Consecuentemente, es riesgoso que alguien se acerque al edificio, y debe ser restringido el acceso al edificio.

El concepto (5) se aplica cuando existen fisuras en el suelo, las que con las réplicas y precipitaciones pueden provocar desastres secundarios, como derrumbes. Si se descubre una situación de este tipo, las construcciones que están dentro de la posible área de derrumbe deben ser restringidas en su acceso.

Aparte de estos cinco conceptos, se prevé el concepto (6), el que se aplica cuando el inspector descubre alguna otra anormalidad que se considera de inseguridad, como cortocircuitos, fugas de gas, derramamiento de sustancias químicas, hedor, etc.

Estas evaluaciones son realizadas por los funcionarios encargados de la ingeniería civil y de las construcciones de las autoridades locales del área afectada por un desastre sísmico. Cuando existan muchos edificios dañados en una zona muy grande, será necesario solicitar el apoyo de los ingenieros de construcción que vivan en esa zona y en las zonas aledañas, para que trabajen como voluntarios. Por ejemplo, en la Prefectura de Kanagawa, se proporciona entrenamiento a estos ingenieros de construcción a nombre del gobernador, y a los que hayan recibido estos entrenamientos se les da la calificación de "inspector de evaluación de riesgos de emergencia". A los inspectores se les distribuye una brazalete que señala que están autorizados para realizar la inspección con el objeto de evaluar el edificio y restringir o no la entrada en él.

El resultado de la evaluación se anota en las etiquetas de color rojo, amarillo o verde, las cuales se pegan a los edificios. Estas etiquetas deben ser pegadas en lugares claramente visibles, para que todo el mundo se entere.

Se da la etiqueta roja cuando en alguno de los seis conceptos mencionados se marca "sí", y expresa "peligro". En esta etiqueta está impresa la siguiente frase:

Como resultado de la inspección de emergencia realizada, este edificio ha sido juzgado como inseguro. Antes de entrar o usar este edificio, póngase en contacto con un técnico competente con el fin de efectuar las

reparaciones y refuerzos necesarios.

La etiqueta amarilla se da cuando existen algunos conceptos difíciles de calificar con un No o con un Sí en los seis arriba mencionados, o cuando no hay informaciones suficientes para llegar a una evaluación. Esta etiqueta expresa "precaución", y lleva la siguiente frase:

"Como resultado de la inspección de emergencia realizada, se han encontrado daños en este edificio. Tenga precaución si entra en el edificio y póngase en contacto con un técnico competente para realizar las reparaciones o refuerzos necesarios."

La etiqueta verde se da cuando los seis conceptos resultan "no", y expresa que el edificio ha sido evaluado. En esta etiqueta está impresa la siguiente frase:

"Como resultado de la inspección de emergencia realizada, ponemos en su conocimiento que los daños en este edificio han sido juzgados de escasa importancia."

La etiqueta verde avisa el hecho de que la construcción ha sido evaluada y no da por seguro el edificio, tomando en cuenta que la evaluación se hace en un muy poco tiempo y nada más por la observación exterior del edificio, sin entrar en él, por lo que el juicio resultante pudiera estar equivocado.

Cuando el propietario del edificio de acceso restringido por la etiqueta roja no está conforme con la evaluación, puede impugnar la decisión y pedir otra inspección.

3. Evaluación de riesgos de emergencia.

La evaluación de riesgos de emergencia se lleva a cabo dentro de la semana siguiente al terremoto. El objetivo de esta evaluación es llegar a un juicio sobre el grado de peligrosidad que implica el uso de una construcción dañada.

Cuando la construcción es de uso particular, se proporciona a su propietario la información referente al grado de riesgo que existe en el uso del edificio.

Cuando se trata de la evaluación de edificios públicos, como escuelas, que pueden servir como refugios para las personas que perdieron su habitación o no pueden entrar en ella, es necesario proporcionar informaciones sobre la idoneidad de usar el edificio para acomodar la gente en él.

Para esta revisión, se aplica una inspección más detallada que en el caso de una evaluación para restringir la entrada en un edificio. Las construcciones privadas se evalúan principalmente con base en la observación exterior y en la posibilidad de colapso de las construcciones colindantes. A los edificios públicos susceptibles de utilizarse como refugios, se les aplica, además, la inspección del interior. En la tabla-2, aparecen los conceptos de evaluación que se utilizan en estos dos casos.

El resultado de la inspección se determina por conceptos: no seguro, precaución y seguro. La posibilidad del uso del edificio se juzga por la tabla-3.

Los conceptos utilizados para la inspección de daños estructurales son diferentes según el tipo de construcción. En los edificios de concreto reforzado, la evaluación se hace observando los daños sufridos por las columnas, generalmente. Si se encuentra más de un 10% de las columnas con daños de nivel 5, o más de un 20% de las columnas con daños de nivel 4, el concepto de daño estructural sería "no seguro". Si las columnas con daños de nivel 5 son menos del 1% de la totalidad de las columnas, o las de nivel 4 son menos del 10% de ellas, el concepto de daño estructural sería "seguro". Si la situación está entre estos dos casos, la evaluación será de "precaución". En la tabla-4 aparecen los criterios de evaluación de los diferentes niveles de daños sufridos por las

columnas de los edificios de concreto reforzado. Esta evaluación debe realizarse en el nivel más dañado de un edificio.

Se aplican los mismos criterios para evaluar los objetos desprendidos. Si más de un 10% de los vidrios de las ventanas está roto, la evaluación en el concepto de objetos desprendidos será "no seguro", mientras que si esta cifra no llega al 1%, la evaluación será "seguro". Los valores intermedios serán de "precaución".

Estos criterios de evaluación de la vulnerabilidad se basan en los juicios de ingeniería, y además se tiene la conciencia de que en estos casos los juicios deben ser conservadores.

Esta evaluación de riesgos de emergencia se realiza por los funcionarios de las autoridades locales encargados de obras civiles y de construcción, con el apoyo de inspectores voluntarios según la necesidad, como en el caso de la evaluación para juzgar la entrada restringida. Por otra parte, es importante señalar que el resultado de la evaluación para restringir la entrada al edificio puede ser modificado por la evaluación de riesgos de emergencia. Por ejemplo, un edificio que quedó con etiqueta amarilla después de la evaluación para restringir la entrada puede ser cambiado a etiqueta roja por la evaluación de riesgos de emergencia, por el avance de daños ocasionados por las réplicas. Puede haber casos de edificios calificados "no seguros" en el juicio para restringir la entrada que se consideren seguros en la evaluación de riesgos de emergencia, aunque estos casos deben ser contados, a menos que se haga un reforzamiento confiable.

En esta evaluación de riesgos de emergencia, las formas que se utilizan son diferentes dependiendo del tipo de construcción: de concreto reforzado, de acero o de madera. También hay un sistema de evaluación de riesgos de suelo del terreno en que se ubica el edificio, para el cual se utiliza una forma diferente.

En la tabla 5. aparece la forma para la evaluación de un edificio de concreto reforzado.

4. Método de evaluación de clasificación de daños.

Esta evaluación se lleva a cabo una vez terminado el pánico posterior al sismo, con el propósito de saber si un edificio dañado puede ser reutilizado en forma permanente, y si es necesario un reforzamiento estructural para hacerlo. Esta evaluación también es un servicio administrativo que se da a solicitud del propietario del edificio. La inspección y la evaluación son realizadas por un ingeniero de estructuras. El ingeniero de estructuras que se encarga de la evaluación puede ser designado por el propietario del edificio o puede ser escogido entre los ingenieros de estructuras recomendados por el gobierno local.

Cuando el edificio objeto de evaluación es de concreto reforzado, se utiliza la forma que aparece en la tabla-6. En esta forma, en el punto 1, se reúnen informaciones generales sobre el edificio, su nombre, su ubicación, uso destinado, tipo de estructura, acabado de muros, etc. En el punto 2, que corresponde a la evaluación, se anotan los resultados de la inspección del edificio, y los daños se clasifican en tres subcategorías: asentamiento, inclinación y porcentaje de daños en las estructuras. El nivel de daños se clasifica en los siguientes grados: colapsado, severo, medio, pequeño, leve y sin daños. La calificación final del edificio corresponde al grado más alto de los daños registrado en las tres subcategorías que se evalúan separadamente.

La clasificación final de los daños del edificio se basa en el nivel de daños sufridos por el cuerpo estructural, y se determina por el valor D, que se calcula de acuerdo con la fórmula descrita en el 2-3 de la tabla 6. La relación entre el porcentaje de daños calculado, D(%), y la clasificación resultante se señala en la tabla-7. La posibilidad de uso permanente del edificio y la necesidad de refuerzo se evalúan según la tabla-8.

En Japón, existe el seguro sísmico, por medio del cual el propietario del edificio puede recibir pagos según el grado de los daños sufridos por el edificio. Este sistema de aseguramiento se estableció en 1966. En este sistema de seguro sísmico, el edificio se clasifica en los siguientes 3 niveles: pérdida grande del valor (más de un 50% del costo del edificio), pérdida mediana del valor (más de un 20% del costo del edificio) y ninguna pérdida de valor. Se paga el seguro por los edificios calificados con pérdida mediana del valor o más. Esta clasificación se hace por

el número y el grado de columnas con daños. El valor D, que se utiliza para calcular el grado de daños sufridos por la estructura y que se explica en el 2.3 de la tabla-6, es ideado tomando en cuenta la fórmula utilizada para calcular la pérdida del valor sufrida por el edificio que se maneja en el seguro sísmico. Este cálculo está basado en juicios de ingeniería, que determina, quizá no con mucha precisión, el deterioro del desempeño sísmico de la estructura por el número de columnas dañadas y el grado de daños sufridos. El desempeño sísmico remanente del edificio, estimado a grosso modo, sería, por ende, (100 - D).

En la figura-6 se señalan los resultados del análisis realizado a 14 edificios de concreto reforzado dañados por el sismo del Mar de Miyagui, de 1978, aplicando este criterio de clasificación por daños sufridos por la estructura, ya que este sismo fue anterior al establecimiento de estos lineamientos de clasificación de daños.

En la figura-6, en el eje horizontal, se indica el grado de daños, D(%). A lo largo del eje horizontal, se señala la clasificación de los daños determinados de acuerdo con las clasificaciones establecidas en la tabla-7. Las cifras que aparecen con las barras que corresponden a cada una de las 14 construcciones dañadas expresan el grado de daños, D(%), calculado para cada una de ellas. Los códigos que aparecen arriba de estas cifras identifican el resultado de evaluación por el método empírico utilizado en ese momento, y las medidas tomadas posteriormente.

En esta figura-6, se observa que los resultados de la evaluación clasificatoria que utilizan estos lineamientos y los de la evaluación empírica realizada en el momento del sismo son muy similares. Por otra parte, si tomamos en cuenta que la intensidad sísmica del sismo del Mar de Miyagui de 1978 era del grado V, y los valores de aceleración del suelo registrados por los acelerógrafos eran de 200 cm/seg^2 a 250 cm/seg^2, y observamos la necesidad de reforzamiento posterior recomendado por estos lineamientos para la intensidad V señalada en la tabla-8 y los comparamos con las medidas posteriores aplicadas a estos edificios (que se identifican por los códigos puestos sobre las barras), nos damos cuenta de que existe un fuerte paralelismo entre los dos. Por lo anterior, podemos decir que este método de clasificación de daños y el juicio resultante de la necesidad de refuerzos son, generalmente, acertados.

De acuerdo con los lineamientos establecidos señalados en la tabla-8, a los edificios clasificados en el nivel medio de daños se les recomienda un estudio más detallado, para determinar si es necesario un reforzamiento estructural para su uso permanente o se pueden utilizar reparando únicamente la parte dañada por el terremoto. Esto se debe a que esta categoría, de nivel medio, comprende una gran variedad de casos, del 10 al 50 del valor D, desde los edificios utilizables con una reparación, hasta los edificios que necesitan de un reforzamiento de mayor envergadura. También se toma en cuenta que, en algunos casos, no es posible hacer una recomendación muy precisa con una evaluación de este tipo. El método de inspección más detallada para estos edificios se establece por los "Lineamientos para la Restauración de Edificios Dañados".

Tabla 1. Formulario para juzgar la entrada restringida

1.NOMBRE DEL INSPECTOR/FECHA
NOMBRE: _____ N° DE AUTORIZACION: _____
AFILIACION: _____
FECHA: AÑO_____ MES_____ DIA_____

2.EVALUACION
NUMERO DE INSPECCION: _____
RESULTADO: [ ] INSEGURO
[ ] PRECAUCION (COMENTARIO:_____)
[ ] INSPECCIONADO (COMENTARIO:_____)

3.DATOS DEL EDIFICIO
NOMBRE DEL EDIFICIO: _____
DIRECCION: _____
N° DE PLANTAS:_____ SOTANO: _____
ANCHO/LONGITUD: LONGITUD MAYOR= _____ (m), LONGITUD MENOR= _____ (m)
TIPO ESTRUCTURAL: [ ] CONCRETO REFORZADO
[ ] ACERO
[ ] MADERA
USO DEL EDIFICIO: [ ] RESIDENCIAL [ ] TIENDAS [ ] OFICINAS [ ] ESCUELAS
[ ] ALMACENES [ ] FABRICAS [ ] EDIFICIO GUBERNAMENTAL
[ ] HOSPITALES [ ] HOTELES [ ] GIMNASIOS
[ ] OTROS (_____)
MATERIALES DE ACABADO EXTERIOR: [ ] CONCRETO [ ] MORTERO [ ] AZULEJOS
[ ] LADRILLO [ ] PIEDRA [ ] ACERO
[ ] CONCRETO PREFABRICADO
[ ] PLACAS DE CONCRETO LIGERO [ ] BLOQUES
[ ] TABLAS DE AGLOMERADO
[ ] OTROS (_____)

4.PUNTOS A INSPECCIONAR Y ESTADO DE LOS DAÑOS

PUNTOS	SI	NO	IDR*
a) TOTAL O PARCIALMENTE COLAPSADO	[ ]	[ ]	[ ]
b) GRANDES ASENTAMIENTOS O INCLINACIONES	[ ]	[ ]	[ ]
c) GRAN NUMERO DE GRIETAS O PANDEO DE LAS ARMADURAS	[ ]	[ ]	[ ]
d) POSIBLES DESPRENDIMIENTOS O VUELCOS	[ ]	[ ]	[ ]
e) CONDICIONES GEOTECNICAS/TOPOGRAFICAS	[ ]	[ ]	[ ]
f) OTRAS CONDICIONES DE INSEGURIDAD	[ ]	[ ]	[ ]

*IDR: INSPECCION DETALLADA REQUERIDA

5.JUICIO
-SI HAS MAS DE UN "SI", COLOCAR LA "ETIQUETA ROJA".
-SI TODOS LOS PUNTOS SON "NO" COLOCAR LA "ETIQUETA VERDE".
-SI NO SE ESTA EN NINGUNO DE LOS CASOS ANTERIORES, COLOCAR LA "ETIQUETA AMARILLA" Y REQUERIR UNA INSPECCION DETALLADA.

Tabla 2. Puntos y objetos de la inspección para la evaluación de riesgos

PUNTOS A INSPECCIONAR	OBJETO DE LA INVESTIGACION	
	(A) EDIFICIOS PRIVADOS	(B) EDIFICIOS PUBLICOS
(1) DAÑOS ESTRUCTURALES	EXTERIOR	EXTERIOR E INTERIOR
(2) OBJETOS DESPRENDIBLES	EXTERIOR	EXTERIOR E INTERIOR
(3) INSTALACIONES	----------	ELECTRICIDAD, GAS SUMINISTRO DE AGUA, SERVICIOS HIGIENICOS
(4) RIESGO DEBIDO A LOS EDIFICIOS COLINDANTES	EDIFICIOS O ESTRUCTURAS COLINDANTES	EDIFICIOS O ESTRUCTURAS COLINDANTES

Tabla 3. Cuadro para la evaluación de riesgos en edificios

		DAÑO ESTRUCTURAL		
		SEGURO	PRECAUCION	INSEGURO
OBJETOS DESPRENDIBLES VOLCABLES	SEGURO	UTILIZABLE	UTILIZABLE CON PRECAUCION	ENTRADA PROHIBIDA
	PRECAUCION	UTILIZABLE CON PRECAUCION	UTILIZABLE CON PRECAUCION	ENTRADA PROHIBIDA
	INSEGURO	ENTRADA PARCIALMENTE PROHIBIDA	ENTRADA PARCIALMENTE PROHIBIDA	ENTRADA PROHIBIDA

Tabla 4. Definición de los niveles de daño en columnas de concreto reforzado

NIVEL DE DAÑO	CONDICIONES DE LOS DAÑOS
5	*PANDEO DEL ACERO DE REFUERZO *ROTURA A COMPRESION EN EL CORAZON DEL CONCRETO *DEFORMACION VERTICAL RECONOCIBLE A SIMPLE VISTA
4	*APLASTAMIENTOS IMPORTANTES EN EL CONCRETO CON EXPOSICION DEL REFUERZO *DESCONCHAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO
3	*APLASTAMIENTOS LOCALES DEL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO *ANCHO DE GRIETAS: 1 - 2 mm)
2	*GRIETAS VISIBLES (ANCHO DE GRIETA: 0.2 - 1 mm)
1	*FISURAS (MENOS DE 0.2 mm)

Tabla 5. Formulario para juzgar el riesgo en emergencia
(para edificios de concreto reforzado)

N°DE INMUEBLE:_____ FECHA DE INSPECCION:_____
FECHA: _____AÑO _____MES _____DIA _____HORA
NOMBRE DEL INSPECTOR: _____
AFILIACION: _____

1.INFORMACION DEL EDIFICIO
1.1. NOMBRE DEL EDIFICIO: _____
1.2. DIRECCION: _____
1.3. DUEÑO DEL EDIFICIO: _____ TELEFONO: _____
1.4. PERSONA PARA CONTACTO: _____ TELEFONO: _____
1.5. USO DEL EDIFICIO:
[ ] OFICINAS [ ] RESIDENCIAL [ ] DEPARTAMENTOS [ ] TIENDAS
[ ] FABRICAS [ ] BODEGAS [ ] JARDIN DE NIÑOS [ ]ESCUELAS
[ ] GIMNASIOS [ ]HOSPITALES [ ] ALMACENES
[ ] EDIFICIOS GUBERNAMENTALES [ ] CENTRO COMUNITARIO
[ ] OTROS(_____)
1.6. TIPO DE CONSTRUCCION:
[ ] CONCRETO REFORZADO [ ] CONCRETO PRECOLADO [ ] MAMPOSTERIA
[ ] COMPUESTO ACERO-CONCRETO [ ] COMPUESTO (_____/_____)
1.7. SISTEMA ESTRUCTURAL:
[ ] MARCOS ESTRUCTURALES [ ] MUROS ESTRUCTURALES [ ] OTROS (_____)
1.8. N°DE PLANTAS, SUPERESTRUCTURA:_____ SOTANO:_____ PH:_____
ANCHO/LONGITUD: LONGITUD MAYOR=_____ (m), LONGITUD MENOR= _____ (m)
1.9. MATERIALES DE ACABADO EXTERIOR: (SE PUEDEN SELECCIONAR VARIOS)
[ ] CONCRETO [ ] MORTERO [ ] AZULEJOS [ ] PIEDRA [ ] MUROS PRECOLADOS
[ ] PANELES PREFABRICADOS [ ] PANELES DE CONCRETO LIGERO
[ ] BLOQUES [ ]OTROS(_____)
2. INSPECCION DEL EXTERIOR

2.1. DAÑOS ESTRUCTURALES	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
2.1.1. ASENTAMIENTO TOTAL DEL EDIFICIO POR FALLA DEL SUBSUELO:	[ ]<0.2(m)	[ ]0.2-1.0(m)	[ ]>1.0(m)
2.1.2. INCLINACION TOTAL DEL EDIFICIO:	[ ]<1°	[ ]1°-2°	[ ]>2°

2.1.3. FALLAS EN COLUMNAS EXTERIORES(PARA EDIFICIO DE MARCOS ESTRUCTURALES)
NUMERO DE PLANTA INSPECCIONADA:
NUMERO TOTAL DE COLUMNAS EXTERIORES: Nt= _____
NUMERO DE COLUMNAS INSPECCIONADAS POR DAÑO: Ni= _____
PORCENTAJE DE COLUMNAS INSPECCIONADAS DAÑADAS: Ni/Nt= _____ (%)

(1) PORCENTAJE DE COLUMNAS	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
CON DAÑO "NIVEL-4":	[ ]<10(%)	[ ]10-20(%)	[ ]>20(%)
(2) PORCENTAJE DE COLUMNAS CON DAÑO "NIVEL-5":	[ ]<1(%)	[ ]1 -10(%)	[ ]>10(%)

(3) SELECCIONADA COMO "RANGO C" A SIMPLE VISTA: ---------- [ ]

2.1.4. FALLAS EN MURO EXTERIOR(PARA EDIFICIO DE MUROS ESTRUCTURALES)
NUMERO DE PLANTA INSPECCIONADA: _____
LONGITUD TOTAL DE MUROS EXTERIORES: Lt= _____
LONGITUD DE MUROS INSPECCIONADOS POR DAÑO: Li= _____
PORCENTAJE DE MUROS INSPECCIONADOS DAÑADOS:Li/Lt= _____ (%)

(1) PORCENTAJE DE LONGITUD DE	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
MUROS CON DAÑO "NIVEL-4":	[ ]<10(%)	[ ]10-20(%)	[ ]>20(%)

(2) PORCENTAJE DE LONGITUD DE
MUROS CON DAÑO "NIVEL-5": [ ]<1(%) [ ]1 -10(%) [ ]>10(%)
(3) SELECCIONADA COMO "RANGO C" A SIMPLE VISTA: ---------- [ ]

2.1.5. RESUMEN DE DAÑO ESTRUCTURAL POR INSPECCION EXTERIOR
(1) NUMERO DE CASOS DE CADA
RANGO DE DAÑO: (RANGO-A= _____ RANGO-B= _____ RANGO-C:_____)
(2) ELEMENTOS CON NIVEL DE DAÑO SUPERIOR AL "NIVEL-3": [ ]SI [ ]NO

2.2 POSIBLES TIPOS DE DAÑOS NO-ESTRUCTURALES, DESPRENDIMIENTOS

	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
(1)DAÑOS EN CRISTALES DE VENTANAS	[ ]<1(%)	[ ]1 -10(%)	[ ]>10(%)
(2)DAÑOS EN ACABADO EXTERIOR	[ ]LEVE	[ ]MEDIO	[ ]SEVERO
([ ]MORTERO [ ]AZULEJOS [ ]PIEDRA)			
(3)DAÑOS EN ACABADO EXTERIOR	[ ]LEVE	[ ]MEDIO	[ ]SEVERO
([ ]CONCRETO PREFABRICADO [ ]PANELES DE CONCRETO LIGERO [ ]BLOQUES)			
(4)INCLINACIONES DE			
[ ]TERRAZA O [ ]BALCON	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(5)INCLINACION DE PARAPETO	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(6)INCLINACION DE ANUNCIOS EN			
AZOTEAS	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(7)INCLINACION DE INSTALACION			
ELECTRICA EN AZOTEA	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(8)INCLINACION DE ENFRIAMIENTO	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(9)INCLINACION DE ENFRIADOR			
DE VIENTO	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(10)INCLINACION DE PENTHOUSE	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(11)INCLINACION DE CHIMENEA	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(12)OTROS(_____)	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO

2.3 DAÑOS POR VOLTEO DE ELEMENTOS

	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
(1)ESCALERA EXTERIOR	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(2)PARAPETO O TERRAZA DE BLOQUES	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(3)DEPOSITO DE COMBUSTIBLE	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(4)MAQUINAS VENDEDORAS			
AUTOMATICAS	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(5)OTROS (_____)	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO

2.4 RESUMEN DE DAÑOS NO-ESTRUCTURALES POR INSPECCION EXTERIOR.
NUMERO DE CASOS DE CADA RANGO DE DAÑO: RANGO-A= __ RANGO-B= ___ RANGO-C: __

3. INSPECCION DEL INTERIOR
3.1 DAÑOS ESTRUCTURALES
3.1.3 FALLAS EN COLUMNAS INTERIORES(PARA EDIFICIO DE MARCOS ESTRUCTURALES)
NUMERO DE PLANTA INSPECCIONADA: _____
NUMERO TOTAL DE COLUMNAS INTERIORES: Nt= _____
NUMERO DE COLUMNAS INSPECCIONADAS POR DAÑO: Ni= _____
PORCENTAJE DE COLUMNAS INSPECCIONADAS DAÑADAS:Ni/Nt= _____ (%)

(1)PORCENTAJE DE COLUMNAS	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
CON DAÑO "NIVEL-4":	[ ]<10(%)	[ ]10-20(%)	[ ]>20(%)
(2)PORCENTAJE DE COLUMNAS			
CON DAÑO "NIVEL-5":	[ ]<1(%)	[ ]1 -10(%)	[ ]>10(%)

(3)SELECCIONADA COMO "RANGO C" A SIMPLE VISTA: ---------- [ ]

3.1.4. FALLAS EN MURO INTERIOR(PARA EDIFICIO DE MUROS ESTRUCTURALES)

NUMERO DE PLANTA INSPECCIONADA: _____

LONGITUD TOTAL DE MUROS INTERIORES: Lt= _____

LONGITUD DE MUROS INSPECCIONADOS POR DAÑO: Li= _____

PORCENTAJE DE MUROS INSPECCIONADOS DAÑADOS:Li/Lt= _____ (%)

	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
(1)PORCENTAJE DE LONGITUD DE MUROS CON DAÑO "NIVEL-4":	[ ]<10(%)	[ ]10-20(%)	[ ]>20(%)
(2)PORCENTAJE DE LONGITUD DE MUROS CON DAÑO "NIVEL-5":	[ ]<1(%)	[ ]1 -10(%)	[ ]>10(%)

(3)SELECCIONADA COMO "RANGO C" A SIMPLE VISTA: ---------- [ ]

3.1.5. RESUMEN DE DAÑO ESTRUCTURAL POR INSPECCION INTERIOR

(1)NUMERO DE CASOS DE CADA RANGO DE DAÑO: (RANGO-A= _____ RANGO-B= _____ RANGO-C= _____)

(2)ELEMENTOS CON NIVEL DE DAÑO SUPERIOR AL "NIVEL-3": [ ]SI [ ]NO

3.2 POSIBLES TIPOS DE DAÑOS NO-ESTRUCTURALES, DESPRENDIMIENTOS O VOLTEO DE ELEMENTOS.

	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
(1)MATERIALES DE TECHO	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(2)OBJETOS FIJOS EN TECHOS	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(3)PLAFON	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(4)OBJETOS FIJOS EN MUROS	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(5)MUROS DIVISORIOS	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(6)ESCALERA INTERIOR	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO
(7)OTROS(_____)	[ ]SIN	[ ]LEVE	[ ]OBVIO

3.3 RESUMEN DE DAÑOS NO ESTRUCTURALES POR INSPECCIÓN INTERIOR.

NUMERO DE CASOS DE CADA RANGO DE DAÑO: RANGO-A= __ RANGO-B= __ RANGO-C:___

4. OTRO TIPO DE INSPECCION

4.1. RIESGO DEBIDO A COLISION CON LOS EDIFICIOS COLINDANTES:

[ ]SIN RIESGO [ ]INCIERTO [ ]RIESGOSO

4.2. INSTALACIONES

ELECTRICAS GAS	[ ]OK	[ ]NO
SUMINISTRO DE AGUA	[ ]OK	[ ]NO
SERVICIOS SANITARIOS	[ ]OK	[ ]NO

5. RESUMEN Y CONCLUSION

5.1. ASPECTOS ESTRUCTURALES(PRODUCTO DE REVISION EXTERIOR E INTERIOR)

(1)NUMERO DE CASOS DE CADA RANGO DE DAÑO:

RANGO-A= _____ RANGO-B= _____ RANGO-C= _____

(2)ELEMENTOS CON NIVEL DE DAÑO SUPERIOR AL "NIVEL 3": [ ]SI [ ]NO

(3)JUICIO DE RIESGO ESTRUCTURAL: [ ]SEGURO*** [ ]PRECAUCION** [ ]INSEGURO*

(*:UNO O MAS CASOS DE CADA "RANGO-C", DOS O MAS DE "RANGO-B",
:UNO O MAS CASOS DE "RANGO-B", *:OTROS CASOS)

5.2. ASPECTOS NO-ESTRUCTURALES COMO POR POSIBLES DESPRENDIMIENTOS Y VOLTEO DE ELEMENTOS

(1)NUMERO DE CASOS DE CADA RANGO DE DAÑO:

RANGO-A= _____ RANGO-B= _____ RANGO-C= _____

(2)JUICIO DE RIESGO ESTRUCTURAL: [ ]SEGURO*** [ ]PRECAUCION** [ ]INSEGURO*

(*:UNO O MAS CASOS DE CADA "RANGO-C", DOS O MAS DE "RANGO-B",
:UNO O MAS CASOS DE "RANGO-B", *:OTROS CASOS)

5.3. JUICIO FINAL SOBRE EL USO O NO DEL INMUEBLE

		ASPECTOS ESTRUCTURALES		
		[ ] SEGURO	[ ] PRECAUCION	[ ] INSEGURO
ASPECTOS NO ESTRUCTURALES	[ ] SEGURO	[ ] UTILIZABLE	[ ] UTILIZABLE CON PRECAUCION	[ ] ENTRADA PROHIBIDA
	[ ] PRECAUCION	[ ] UTILIZABLE CON PRECAUCION	[ ] UTILIZABLE CON PRECAUCION	[ ] ENTRADA PROHIBIDA
	[ ] INSEGURO	[ ] ENTRADA PARCIALMENTE PROHIBIDA	[ ] ENTRADA PARCIALMENTE PROHIBIDA	[ ] ENTRADA PROHIBIDA

RANGO DE APLICACION DE LA ENTRADA PARCIALMENTE PROHIBIDA:_____

_____

RANGO DE APLICACION DE UTILIZABLE CON PRECAUCION: _____

_____

5.4 POSIBILIDAD DE USO COMO ALBERGUE A PERSONAS AFECTADAS:

[ ]UTILIZABLE [ ]NO UTILIZABLE

Tabla 6. Formulario para juzgar y clasificar el nivel de daño en estructuras
(para estructuras de concreto reforzado)

N°DE INMUEBLE: _____ FECHA DE INSPECCION: _____
FECHA: _____AÑO _____MES _____DIA _____HORA
NOMBRE DEL INSPECTOR: _____
AFILIACION: _____

1. INFORMACION DEL EDIFICIO
1.1. NOMBRE DEL EDIFICIO: _____
1.2. DIRECCION: _____
1.3. DUEÑO DEL EDIFICIO: _____ TELEFONO: _____
1.4. PERSONA PARA CONTACTO: _____ TELEFONO: _____
1.5. USO DEL EDIFICIO:
[ ]OFICINAS [ ]RESIDENCIAL [ ]DEPARTAMENTOS [ ]TIENDAS [ ]FABRICAS
[ ]BODEGAS [ ]JARDIN DE NIÑOS [ ]ESCUELAS [ ]ALMACENES
[ ]GIMNASIOS [ ]EDIFICIOS GUBERNAMENTALES [ ]CENTRO COMUNITARIO
[ ]HOSPITALES [ ]OTROS(_____)
1.6. TIPO DE CONSTRUCCION:
[ ]CONCRETO REFORZADO [ ]CONCRETO PRECOLADO [ ]MAMPOSTERIA
[ ]COMPUESTO ACERO-CONCRETO [ ]COMPUESTO (_____/_____)
1.7. SISTEMA ESTRUCTURAL:
[ ]MARCOS ESTRUCTURALES [ ]MUROS ESTRUCTURALES
[ ]OTROS (_____)
1.8. ESTRUCTURA DE CIMENTACION
[ ]SUPERFICIAL O DE CONTACTO [ ]PROFUNDA O DE PILOTES (TIPO:_____)
1.9. N°DE PLANTAS, SUPERESTRUCTURA: _____ SOTANO: _____ PENTHOUSE:_____
ANCHO/LONGITUD: LONGITUD MAYOR= _____ (m), LONGITUD MENOR= _____ (m)
1.10. TOPOGRAFIA DEL TERRENO: [ ]PLANO [ ]INCLINADO
[ ]MESETA [ ]HONDONADA [ ]OTROS(_____)
1.11 TOPOGRAFIA DE LA ZONA (EN CASO DE ESTAR A MAS DE 50 M DE DISTANCIA NO ES IMPORTANTE)
[ ]CAÑON A(_____ m) [ ]RIO/MAR/LAGO/PANTANO A(_____ m)
1.12 MATERIALES DE ACABADO EXTERIOR: (SE PUEDEN SELECCIONAR VARIOS)
[ ]CONCRETO [ ]MORTERO [ ]AZULEJOS [ ]PIEDRA [ ]MUROS PRECOLADOS
[ ]CONCRETO PREFABRICADO [ ]PANELES DE CONCRETO LIGERO
[ ]BLOQUES [ ]OTROS(_____)
1.13 DOCUMENTACION DE DISEÑO:
MEMORIA DE CALCULO ([ ]EXISTE [ ]NO EXISTE)
PLANOS DE DISEÑO ([ ]EXISTE [ ]NO EXISTE)
BITACORA DE OBRA ([ ]EXISTE [ ]NO EXISTE)

2. INSPECCION Y JUICIO PARA DAÑOS ESTRUCTURALES
2.1 ASENTAMIENTOS DEL EDIFICIO: MAXIMO ASENTAMIENTO (S= _____ m)
[ ]SIN DAÑO (S=0) [ ]DAÑO PEQUEÑO ($0<S\leq 0.2$m.) [ ]DAÑO MEDIO ($0.2<S\leq 1.0$m.)
[ ]DAÑO SEVERO ($S>1.0$m)
2.2 INCLINACION DEL EDIFICIO:
GRADO DE INCLINACION EN SENTIDO X: θx= _____ rad.
GRADO DE INCLINACION EN SENTIDO Y: θy= _____ rad

MAXIMA INCLINACION TOTAL: $\theta=\sqrt{\theta x^2+\theta y^2}$ = _____ rad.

[ ]SIN DAÑO ($\theta=0$) [ ]DAÑO PEQUEÑO ($0<\theta\leq0.01$) [ ]DAÑO MEDIO ($0.01<R\leq0.03$)
[ ]DAÑO SEVERO ($0.03<\theta\leq0.06$) [ ]COLAPSO ($\theta>0.06$)

2.3 PORCENTAJE DE DAÑO EN COLUMNAS DE ESTRUCTURAS CON MARCOS

(1)NUMERO DE PLANTA INSPECCIONADA (SE REALIZA LA INSPECCION EN LA PLANTA DONDE SE PRESENTARON LOS MAYORES DAÑOS): _____ NIVEL

(2)NUMERO TOTAL DE COLUMNAS: A_o= _____

(3)NUMERO DE COLUMNAS INSPECCIONADAS POR DAÑO: A= _____

(4)PORCENTAJE DE COLUMNAS INSPECCIONADAS DAÑADAS: A/A_o= _____ (%)

(5)NUMERO DE COLUMNAS EN CADA NIVEL DE DAÑO:

COLUMNAS CON DAÑO DE "NIVEL-5"(B_5= _____)
COLUMNAS CON DAÑO DE "NIVEL-4"(B_4= _____)
COLUMNAS CON DAÑO DE "NIVEL-3"(B_3= _____)
COLUMNAS CON DAÑO DE "NIVEL-2"(B_2= _____)
COLUMNAS CON DAÑO DE "NIVEL-1"(B_1= _____)

2.4 PORCENTAJE DE DAÑO EN MUROS ESTRUCTURALES DE ESTRUCTURAS A BASE DE MUROS

(1)NUMERO DE PLANTA INSPECCIONADA (SE REALIZA LA INSPECCION EN LA PLANTA DONDE SE PRESENTARON LOS MAYORES DAÑOS) _____ NIVEL

(2)LONGITUD TOTAL DE MUROS: A_o= _____

(3)LONGITUD DE MUROS INSPECCIONADOS POR DAÑO: A= _____

(4)PORCENTAJE DE MUROS INSPECCIONADOS DAÑADOS: A/A_o= _____ (%)

(5)LONGITUD DE MUROS EN CADA NIVEL DE DAÑO:

MUROS CON DAÑO DE "NIVEL-5"(B_5= _____ m)
MUROS CON DAÑO DE "NIVEL-4"(B_4= _____ m)
MUROS CON DAÑO DE "NIVEL-3"(B_3= _____ m)
MUROS CON DAÑO DE "NIVEL-2"(B_2= _____ m)
MUROS CON DAÑO DE "NIVEL-1"(B_1= _____ m)

2.5 CALCULO DEL PORCENTAJE EN CADA NIVEL DE DAÑO

NIVEL-5: $D_5=1000B_5/(7A)$= _____ ($\leq$MAXIMA 50)
NIVEL-4: $D_4=100B_4/A$= _____ ($\leq$MAXIMA 50)
NIVEL-3: $D_3=60B_3/A$= _____ ($\leq$MAXIMA 30)
NIVEL-2: $D_2=26B_2/A$= _____ ($\leq$MAXIMA 13)
NIVEL-1: $D_1=10B_1/A$= _____ ($\leq$MAXIMA 5)

2.6 JUICIO PARA CLASIFICACION DEL NIVEL DE DAÑO DE LA ESTRUCTURA

PORCENTAJE TOTAL DE NIVEL DE DAÑO: $D=\Sigma D_i=D_1+D_2+D_3+D_4+D_5$= _____

[ ]SIN DAÑO (D=0) [ ]DAÑO LEVE ($D\leq5$) [ ]DAÑO PEQUEÑO ($5<D\leq10$)
[ ]DAÑO MEDIO ($10<D\leq50$) [ ]DAÑO SEVERO ($D>50$ [ ]COLAPSO ($D_5=50$)

3. TIPO DE DAÑOS

3.1 ELEMENTOS O SISTEMAS ESTRUCTURALES ADYACENTES

	SIN DAÑO	LEVE	PEQUEÑO	MEDIO	SEVERO	COLAPSADO
[ ]PENTHOUSE	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
[ ]ESCALERA EXTERIOR	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
[ ]CHIMENEA	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
[ ]PASILLOS COMUNICANTES	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
[ ]JUNTA DE CONSTRUCCION O EXPANSION	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
[ ]OTROS (_____)	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]

3.2 DAÑOS EN ESTRUCTURA DE CIMENTACION

DAÑOS EN CIMENTACION PROFUNDA(PILOTES): [ ]SI [ ]NO [ ]INCIERTO

LICUACION DEL SUELO: [ ]SI [ ]NO [ ]INCIERTO

4. CONCLUSION Y RECOMENDACION DE REFUERZO

4.1 CLASIFICACION DE DAÑO (SE BASARA EN LA SITUACION MAS CRITICA DE LAS DETERMINADAS EN 2.1, 2.2, 2.6)

[ ]SIN DAÑO [ ]LEVE [ ]PEQUEÑO [ ]MEDIO [ ]SEVERO [ ]COLAPSO

4.2 RECOMENDACION DE ACCIONES A TOMAR EN EL EDIFICIO

NIVEL DE DAÑO CLASIFICADO	GRADO DE INTENSIDAD SISMICA ANTE LA QUE SE HAN PRODUCIDO LOS DAÑOS		
	INFERIOR A IV	V	SUPERIOR A VI
[ ] COLAPSO	[ ] DEMOLICION	[ ] DEMOLICION	[ ] DEMOLICION
[ ] SEVERO	[ ] DEMOLICION O REFUERZO	[ ] DEMOLICION O REFUERZO	[ ] REFUERZO O REPARACION
[ ] MEDIO	[ ] DEMOLICION O REFUERZO	[ ] IDR*	[ ] REFUERZO O REPARACION
[ ] PEQUEÑO	[ ] IDR*	[ ] REPARACION	[ ] REPARACION
[ ] LEVE	[ ]REPARACION	[ ] REPARACION	[ ] REPARACION

(*IDR: INSPECCION DETALLADA REQUERIDA)

4.3 NECESIDAD E IMPORTANCIA DE UNA INSPECCION DETALLADA

SUPERESTRUCTURA: [ ]NO NECESARIA [ ]NECESARIA

ESTRUCTURA DE CIMENTACION: [ ]NO NECESARIA [ ]NECESARIA

5. ESQUEMA Y COMENTARIOS SOBRE LAS PARTES DAÑADAS Y LAS CARACTERISTICAS DEL DAÑO; _____

_____

_____

Tabla 7. Criterios para clasificar los daños en un edificio
(para concreto reforzado)

NIVEL DE DAÑOS	CRITERIO
COLAPSADO	SI D5 = 50
SEVERO	SI D(=D1+D2+D3+D4+D5) EXCEDE 50
MEDIO	SI D(=D1+D2+D3+D4+D5) EXCEDE 10
PEQUEÑO	SI D(=D1+D2+D3+D4+D5) EXCEDE 5
LEVE	SI D(=D1+D2+D3+D4+D5) ES MENOR QUE 5
SIN DAÑOS	SI D(=D1+D2+D3+D4+D5) = 0

SIENDO: $D1 = 10B1/A \leq 5$
$D2 = 26B2/A \leq 13$
$D3 = 60B3/A \leq 30$
$D4 = 100B4/A \leq 50$
$D5 = 1000B5/(7A) \leq 50$
B1, B2, B3, B4, B5: NUMERO DE COLUMNAS DAÑADAS EN CADA PLANTA (VER TABLA-5)
A: NUMERO TOTAL DE COLUMNAS INSPECCIONADAS EN CADA PLANTA

Tabla 8. Criterios para recomendar las acciones a tomar en el edificio

NIVEL DE DAÑOS CLASIFICADO	GRADO DE INTENSIDAD SISMICA EN LA QUE SE HAN PRODUCIDO LOS DAÑOS		
	INFERIOR A IV	V	SUPERIOR A VI
COLAPSADO	D	D	D
SEVERO	D o S	D o S	R o S
MEDIO	D o S	IDR	R o S
PEQUEÑO	IDR	R	R
LEVE	R	R	R

SIENDO: D: DEMOLICION, S: REFUERZO, R: REPARACION
IDR: INSPECCION DETALLADA REQUERIDA
GRADO DE INTENSIDAD SISMICA: GRADO SISMICO DE LA AGENCIA METEOROLOGICA JAPONESA (IV: 25-80 cm/seg^2, V: 80-250 cm/seg^2, VI: 250-400 cm/seg^2, ACELERACION DEL SUELO ASUMIDA, RESPECTIVAMENTE)

JUICIO PARA RESTRINGIR LA ENTRADA; DENTRO DE 1 o 2 DIAS DESPUES DEL TERREMOTO

- OBJETIVO; JUZGAR EL RIESGO QUE SUPONE ENTRAR O ACERCARSE AL EDIFICIO
- POR QUIEN; TECNICOS DE LA ADMINISTRACION LOCAL Y TECNICOS VOLUNTARIOS
- COMO; OBSERVANDO "IN SITU" LAS FACHADAS EXTERIORES
- RESULTADO DE LA EVALUACION;
  - = ROJO; INSEGURO (ENTRADA PROHIBIDA)
  - = AMARILLO: INSPECCION DETALLADA REQUERIDA (ENTRADA PROHIBIDA O LIMITADA HASTA REINSPECCION)
  - = VERDE: INSPECCIONADO

EVALUACION DE RIESGOS DE EMERGENCIA; DENTRO DE 1 SEMANA DESDE EL TERREMOTO

- OBJETIVO; JUZGAR EL USO O NO DEL EDIFICIO
- POR QUIEN; TECNICOS DE LA ADMINISTRACION LOCAL Y TECNICOS VOLUNTARIOS
- COMO; OBSERVANDO LAS FACHADAS EXTERIORES Y CONTABILIZANDO EL NUMERO DE COLUMNAS DAÑADAS
- RESULTADO DE LA EVALUACION;
  - = ENTRADA PROHIBIDA
  - = ENTRADA LIMITADA
  - = UTILIZABLE

CLASIFICACION DE LOS DAÑOS; DENTRO DE 1 MES DESDE EL TERREMOTO, SI EL DUEÑO/USUARIO SOLICITA LA EVALUACION

- OBJETIVO; RECOMENDAR REFUERZOS NECESARIOS
- POR QUIEN; INGENIEROS DE ESTRUCTURAS
- COMO; INSPECCIONANDO ELEMENTOS ESTRUCTURALES INTERIORES Y EXTERIORES Y ESTIMANDO EL NIVEL DE DAÑOS.
- RESULTADO DE LA EVALUACION;
  - = COLAPSADO: DEMOLICION
  - = SEVERO: DEMOLICION O REFUERZO
  - = MEDIO: REFUERZO O REPARACION
  - = PEQUEÑO: REPARACION
  - = LEVE: REPARACION

Fig. 1. Sistema para la evaluación de los daños de emergencia

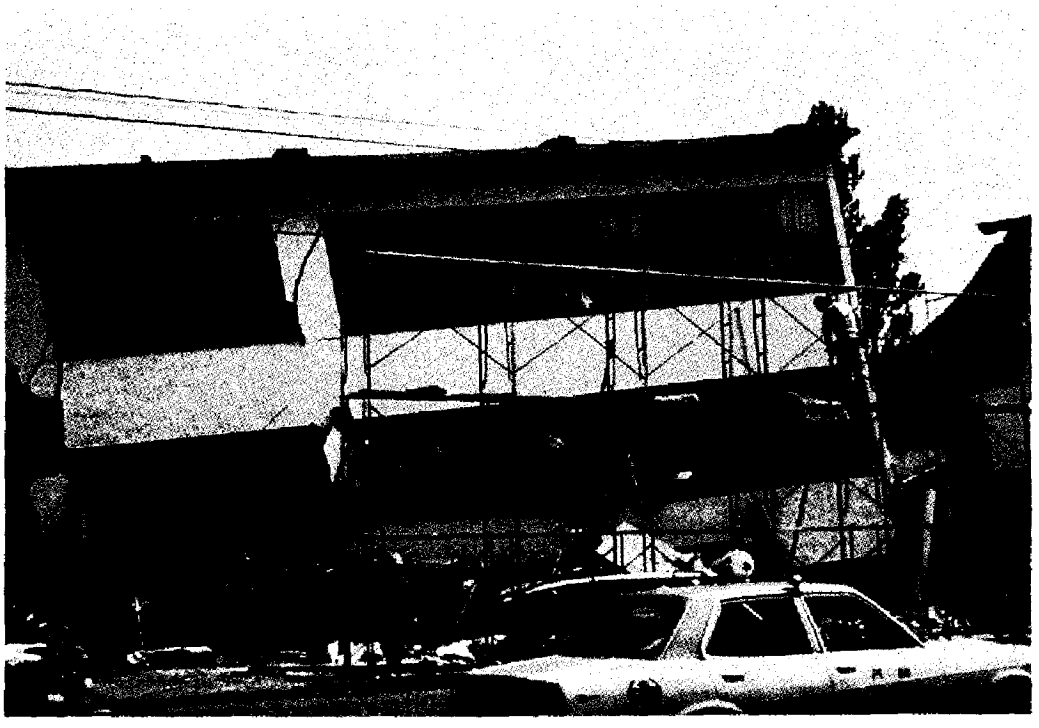


Fig. 2. Ejemplo de Inseguridad

Juicio: Primer nivel totalmente colapsado, el segundo nivel sufrió daño severo. Una razón porque este edificio puede considerarse inseguro es el posible colapso debido a replicas posteriores.

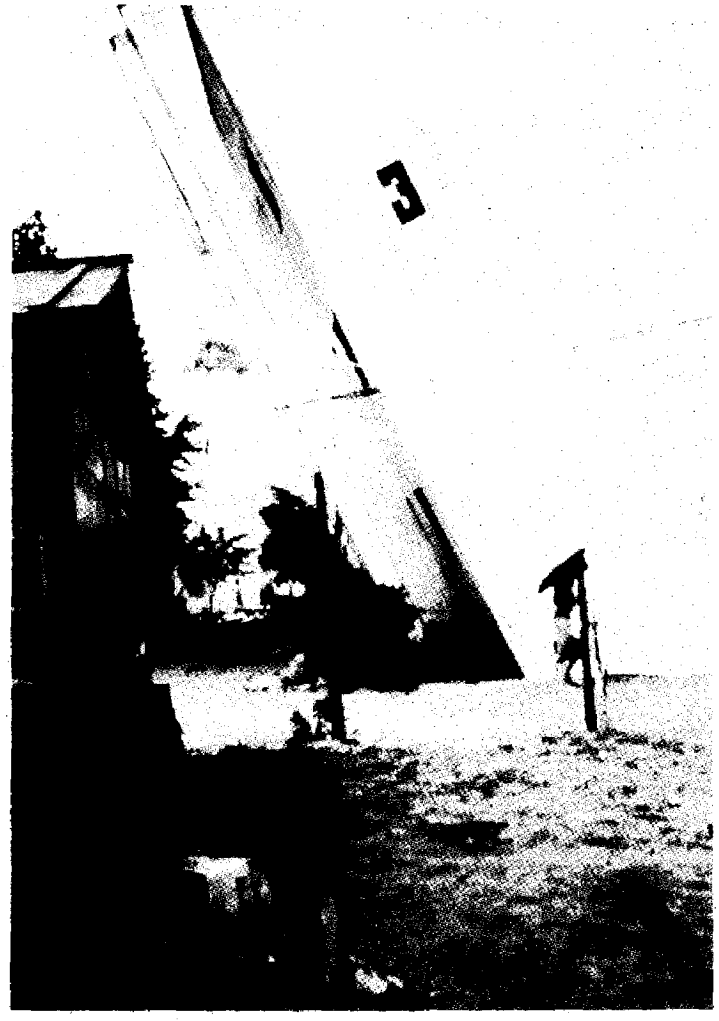


Fig. 3. Ejemplo de Inseguridad

Juicio: Grandes hundimientos son observados por la falla de cimentación ante el momento de volteo. Aun cuando la superestructura está íntegra, la tubería de gas, bajo el terreno puede romperse y ocurrir explosiones. También, réplicas posteriores podrían volcar completamente la estructura.

Fig. 4. Ejemplo de Inseguridad

Juicio: Desprendimiento de elementos de fachada precolados. Los paneles de la fachada remanente, arriba del tercer nivel pueden desprenderse debido a réplicas posteriores.

INSEGURO

(TERMINADA LA INSPECCION DE EMERGENCIA)

FECHA DE LA INSPECCION: _____ AÑO _____ MES _____ DIA _____ HORA

COMO RESULTADO DE LA INSPECCION DE EMERGENCIA REALIZADA, ESTE EDIFICIO HA SIDO JUZGADO COMO INSEGURO. ANTES DE ENTRAR O USAR ESTE EDIFICIO PONGASE EN CONTACTO CON UN TECNICO COMPETENTE CON EL FIN DE EFECTUAR LAS REPARACIONES Y REFUERZOS NECESARIOS.

CENTRO DIRECTOR DE PLANES DE EMERGENCIA
TELEFONO

PRECAUCION

(TERMINADA LA INSPECCION DE EMERGENCIA)

FECHA DE LA INSPECCION: _____ AÑO _____ MES _____ DIA _____ HORA

COMO RESULTADO DE LA INSPECCION DE EMERGENCIA REALIZADA, SE HAN ENCONTRADO DAÑOS EN ESTE EDIFICIO. TENGA PRECAUCION SI ENTRA EN EL EDIFICIO Y PONGASE EN CONTACTO CON UN TECNICO COMPETENTE PARA REALIZAR LAS REPARACIONES O REFUERZOS NECESARIOS.

CENTRO DIRECTOR DE PLANES DE EMERGENCIA
TELEFONO

INSPECCIONADO

(TERMINADA LA INSPECCION DE EMERGENCIA)

FECHA DE LA INSPECCION: _____ AÑO _____ MES _____ DIA _____ HORA

COMO RESULTADO DE LA INSPECCION DE EMERGENCIA REALIZADA, PONEMOS EN SU CONOCIMIENTO QUE LOS DAÑOS EN ESTE EDIFICIO HAN SIDO JUZGADOS DE ESCASA IMPORTANCIA.

CENTRO DIRECTOR DE PLANES DE EMERGENCIA
TELEFONO

Fig. 5. Formato para la inspección de emergencia.

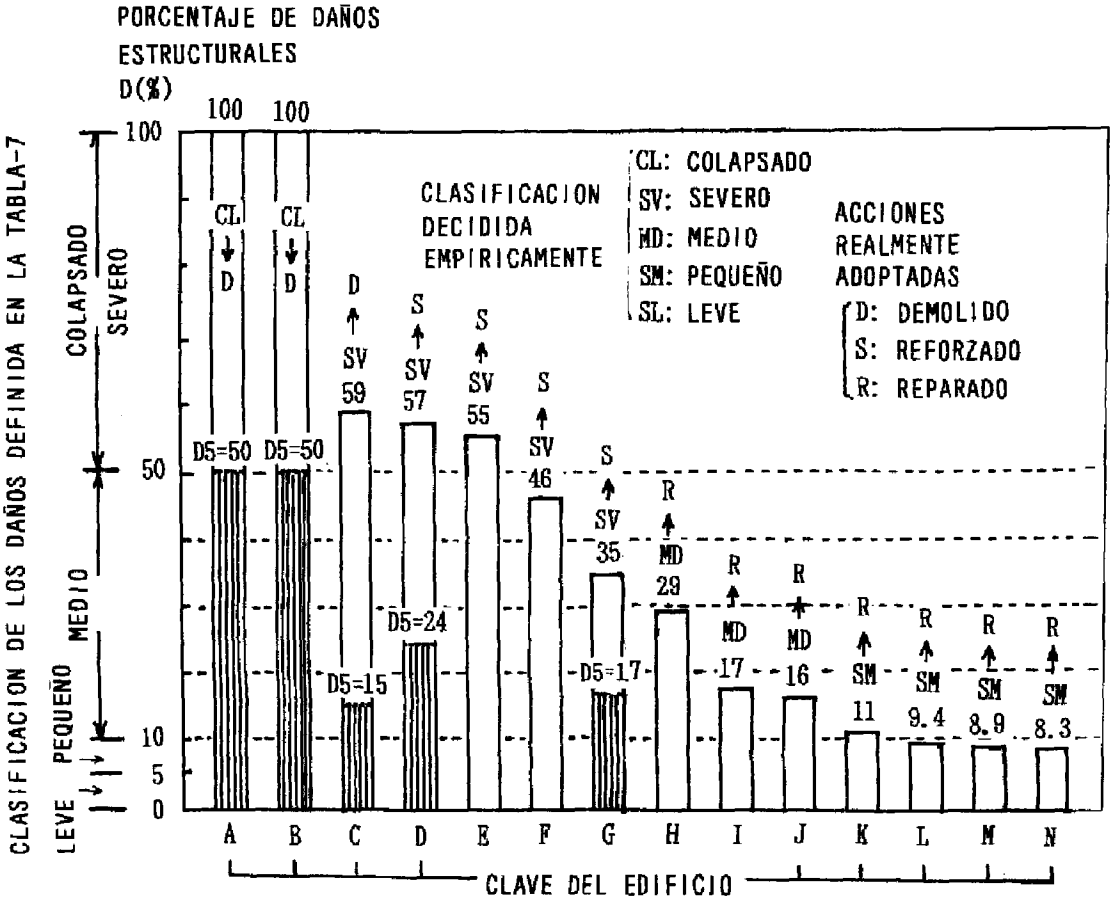


Fig. 6. Ejemplo de clasificación de daños vs. restauración realmente efectuada (terremoto de 1978 en Miyagiken-Oki)

"Apéndice 1. Formulario para juzgar el riesgo en emergencia
(para edificios de acero estructural)

N° DE INMUEBLE: _____ FECHA DE INSPECCION: _____
FECHA: _____ AÑO _____ MES _____ DIA _____ HORA
NOMBRE DEL INSPECTOR: _____
AFILIACION: _____

1.INFORMACION DEL EDIFICIO
1.1 NOMBRE DEL EDIFICIO: _____
1.2 DIRECCION: _____
1.3 DUEÑO DEL EDIFICIO: _____ TELEFONO: _____
1.4 PERSONA PARA CONTACTO: _____ TELEFONO: _____

1.5 USO DEL EDIFICIO:
[ ]OFICINAS [ ]RESIDENCIAL [ ]TIENDAS [ ]ESCUELAS
[ ]GIMNASIOS [ ]FABRICAS [ ]BODEGAS [ ]OTROS (_____)

1.6.N°DE PLANTAS, SUPERESTRUCTURA: _____ SOTANO: _____ PENTHOUSE:_____
ANCHO/LONGITUD: LONGITUD MAYOR= _____ (m), LONGITUD MENOR= _____ (m)

1.7 SISTEMA ESTRUCTURAL:
[ ]MARCOS ESTRUCTURALES [ ]MARCOS ESTRUCTURALES CONTRAVENTEADOS
[ ]COMPUESTO [ ]OTROS (_____)

1.8 MATERIALES DE ACABADO EXTERIOR: (SE PUEDEN SELECCIONAR VARIOS)
[ ]MORTERO [ ]MUROS PRECOLADOS [ ]PANELES DE CONCRETO LIGERO
[ ]OTROS (_____)

2.INSPECCION

2.1 DAÑOS ESTRUCTURALES	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
1) SUELO			
a) ASENTAMIENTO EN LA PERIFERIA DEL EDIFICIO	[ ] <10 (cm)	[ ]10-30(cm)	[ ]>30 (cm) O HENDIDURA
b) ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES	[ ] <1/300	[ ]1/300-1/100	[ ] >1/100
2) INCLINACION TOTAL DE EDIFICIO			
a) CUANDO EL NUMERO DE PISOS ES 1, ARRIBA DEL NIVEL INCLINADO	[ ] <1/100	[ ]1/100-1/30	[ ]>1/30
b) CUANDO EL NUMERO DE PISOS ES SUPERIOR A 2,ARRIBA DEL NIVEL INCLINADO	[ ] <1/200	[ ]1/200-1/50	[ ]>1/50
3) MARCOS ESTRUCTURALES			
a)PANDEO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	[ ]SIN	[ ]PANDEO LOCAL	[ ]PANDEO TOTAL O LOCAL SEVERO
b) PORCENTAJE DE DAÑO EN CONTRAVIENTO	[ ]<20%	[ ]20%-50%	[ ]>50%

c) DAÑOS EN CONEXION COLUMNA Y VIGA O CONEXION DE ELEMENTOS	[ ]DEFORMACION DE CONEXION	[ ]FRACTURA DE PERNO O HENDIDURA DE CONEXION	[ ]FRACTURA DE CONEXION SUPERIOR A 20 %
d) DAÑOS EN BASE DE COLUMNA	[ ]GRIETAS EN EL CONCRETO DE CIMENTACION	[ ]FALLA DEL CONCRETO DE CIMENTACION	[ ]APLASTAMIENTO DE CONCRETO O FALLA POR CORTE O ADHERENCIA DE PERNO DE ANCLAJE
e) OXIDACION	[ ]SIN	[ ]OXIDACION SEVERA	[ ]PERFORACION DEBIDO A OXIDACION

2.2 DAÑOS NO-ESTRUCTURALES	RANGO-A	RANGO-B	RANGO-C
a)ACABADO EXTERIOR/INTERIOR	[ ]AGRIETAMIENTO LEVE	[ ]DESPRENDIMIENTO LEVE	[ ]GRIETA O DESCONCHADOS SEVEROS
b) CRISTAL DE VENTANAS	[ ]LEVE	[ ]MEDIO	[ ]SEVERO
c) RIESGO DE DESPRENDIMIENTO DE TECHO O LAMPARAS	[ ]SIN	[ ]PEQUEÑO	[ ]BASTANTE
d) GRIETAS/DEFORMACIONES DE PISOS	[ ]SIN	[ ]<20%	[ ]>20%
e) RIESGO DE VOLCADURA DE MUROS DIVISORIOS	[ ]SIN	[ ]PEQUEÑO	[ ]BASTANTE
f) OTROS (_____)	[ ]SEGURO	[ ]INSEGURO (POCO)	[ ]INSEGURO (BASTANTE)

3. RESUMEN Y CONCLUSION

3.1 NUMERO DE RANGO DE DAÑO O RIESGO

	NUMERO DE PUNTOS INSPECCIONADOS	NUMERO PARA "RANGO-A"	NUMERO PARA "RANGO-B"	NUMERO PARA "RANGO-C"
ESTRUCTURAL	_____	_____	_____	_____
NO-ESTRUCTURAL	_____	_____	_____	_____

3.2 JUICIO FINAL

[ ]SEGURO*** [ ]PRECAUCION** [ ]INSEGURO*

(*: UNO O MAS CASOS DE "RANGO-C", DOS O MAS DE "RANGO-B",
: UNO O MAS CASOS DE "RANGO-B", *: OTROS CASOS)

3.3 COMENTARIOS O PRECAUCION

ESTRUCTURALES: _____

_____

_____

NO-ESTRUCTURALES: _____

_____

_____

DESPRENDIMIENTO DE OBJETOS: _____

_____

_____

Apéndice 2. Formulario para juzgar y clasificar el nivel de daños en estructuras
(para edificios de acero estructural)

N°DE INMUEBLE: _____ FECHA DE INSPECCION: _____

FECHA: _____ AÑO _____ MES _____ DIA _____ HORA

NOMBRE DEL INSPECTOR: _____

AFILIACION: _____

1.INFORMACION DEL EDIFICIO

1.1 NOMBRE DEL EDIFICIO: _____

1.2 DIRECCION: _____

1.3 DUEÑO DEL EDIFICIO: _____ TELEFONO: _____

1.4 PERSONA PARA CONTACTO: _____ TELEFONO: _____

1.5 USO DEL EDIFICIO:

[ ]OFICINAS [ ]RESIDENCIAL [ ]TIENDAS [ ]ESCUELAS [ ]GIMNASIOS

[ ]FABRICAS [ ]BODEGAS [ ]OTROS (_____)

1.6. N°DE PLANTAS, SUPERESTRUCTURA: _____ SOTANO: _____ PENTHOUSE: _____

ANCHO/LONGITUD: LONGITUD MAYOR= _____ (m), LONGITUD MENOR= _____(m)

1.7 SISTEMA ESTRUCTURAL:

[ ]MARCOS ESTRUCTURALES [ ]MARCOS ESTRUCTURALES CONTRAVENTEADOS

[ ]COMPUESTO [ ]OTROS (_____)

1.8 MATERIALES DE ACABADO EXTERIOR:

[ ]MORTERO [ ]MUROS PRECOLADOS [ ]PANELES DE CONCRETO LIGERO

[ ]OTROS (_____)

1.9 ESTRUCTURA DE CIMENTACION: (_____)

1.10 TOPOGRAFIA DEL TERRENO: [ ]PLANO [ ]INCLINADO

[ ]MESETA [ ]HONDONADA [ ]OTROS (_____)

1.11 TOPOGRAFIA DE LA ZONA (EN CASO DE ESTAR A MAS DE 50 m DE DISTANCIA NO ES IMPORTANTE)

[ ]CAÑON A(_____ m) [ ]RIO/MAR/LAGO/PANTANO A(_____ m)

2. INSPECCION Y EVALUACION PARA DAÑOS ESTRUCTURALES
2.1 INSPECCION ESTRUCTURAL Y NIVEL DE DAÑO

CLASIFI-CACION	SUELO	ESTRUCTURALES		
		MARCOS ESTRUCTURALES	ESTRUCTURALES CONTRAVENTEADAS	ARMADURA ESTRUCTURALES
I s	[ ]$\Phi \leq 1/150$	[ ]$\phi \leq 1/150$ [ ]FLUENCIA EN EL ELEMENTO [ ]GRIETAS DEL CONCRETO EN CIMENTACION	[ ]PANDEO LEVE DE CONTRAVIENTO DE COMPRESION [ ]GRIETAS DEL CONCRETO EN CIMENTACION	[ ]PANDEO LOCAL EN ARMADURAS ESTRUCTURALES
II s	[ ]$1/150 < \Phi \leq 1/100$	[ ]$1/150 < \phi \leq 1/100$ [ ]FLUENCIA EN EL PANEL DE UNION [ ]ELONGACION DE PERNOS DE ANCLAJE	[ ]DESLIZAMIENTO EN TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA [ ]ELONGACION DE PERNOS DE ANCLAJE [ ]FLUENCIAS POR TENSION EN CONTRAVIENTO	[ ]PEQUEÑO PANDEO TOTAL DE ARMADURA
III s	[ ]$1/100 < \Phi \leq 1/50$	[ ]$1/100 < \phi \leq 1/50$ [ ]PRINCIPIOS DE PANDEO LOCAL EN EXTREMOS DE ELEMENTOS	[ ]$\phi \leq 1/150$ [ ]FALLA O FRACTURA DE CONTRAVIENTO [ ]FALLA O FRACTURA EN UNION	[ ]PANDEO TOTAL DE ARMADURA NOTABLE
IV s	[ ]$1/50 < \Phi \leq 1/30$	[ ]$1/50 < \phi \leq 1/30$ [ ]PANDEO LOCAL EN EXTREMOS DE ELEMENTOS	[ ]$1/50 < \phi \leq 1/30$	[ ]PRINCIPIOS DE PANDEO LOCAL EN DIAGONALES Y PUNTALES
V s	[ ]$1/30 < \Phi$	[ ]$1/30 < \phi$ [ ]FALLA O FRACTURA EN UNION [ ]PANDEO LOCAL EN EXTREMOS DE ELEMENTOS	[ ]$1/30 < \phi$	[ ]GRAN PANDEO LOCAL EN DIAGONALES Y PUNTALES [ ]FALLA O FRACTURA EN UNION
VI s		[ ]COLAPSO	[ ]COLAPSO	[ ]COLAPSO

Φ: DEFORMACION ANGULAR MAXIMA ANTE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES
ϕ: DEFORMACION ANGULAR EN COLUMNAS
CLASIFICACION ESTRUCTURAL: [ ]Is [ ]IIs [ ]IIIs [ ]IVs [ ]Vs [ ]VIs
[ ]NO SE INCLUYE EN LA TABLA ANTERIOR

2.2 INSPECCION DE DAÑOS NO-ESTRUCTURALES Y CLASIFICACION DE DAÑOS

CLASIFI-CACION	PORCION DAÑADA DE ELEMENTOS			NOTAS (DEFORMACION ANGULAR)
	MUROS	TECHO	VENTANALES	
I w	[ ]GRIETAS LEVES	[ ]DIFERENCIA O DESPRENDIMIEN-TO DE PLAFON	[ ]GRIETAS DIAGONALES	INFERIOR A 1/150
II w	[ ]DIFERENCIA DE PANEL [ ]DESCONCHADO LEVE	[ ]DESCONCHADO PARCIAL	[ ]GRAN CANTIDAD DE GRIETAS DIAGONALES [ ]CON APERTURA CERRADO DE LAS MISMAS	1/150 - 1/150
III w	[ ]AGRIETAMIENTO NOTABLE EN TODA LA SUPERFICIE [ ]DESCONCHADO PARCIAL [ ]DEFORMACION PERPENDICULAR	[ ]DESCONCHADO TOTAL	[ ]FALLAS EN GRAN PARTE DE LAS ESQUINAS [ ]IMPOSIBILIDAD DE OPERAR (ABRIR, CERRAR)	1/150 - 1/30
IV w	[ ]DESCONCHADO GENERAL	[ ]MUY DESCONCHADO MARCADO Y GENERAL	[ ]FALLAS SEVERAS	SUPERIOR A 1/30

CLASIFICACION DE DAÑO NO-ESTRUCTURAL:

[ ]Iw (O NO ESTAR INCLUIDO EN LOS CONCEPTOS ANTERIORES)

[ ] IIw [ ] IIIw [ ]IVw

3. JUICIO FINAL

CLASIFICACION DE DAÑO (SE BASARA EN LA COMBINACION DE DAÑO ESTRUCTURALES Y NO-ESTRUCTURALES SEGUN EL CUADRO INFERIOR)

[ ]LEVE [ ]PEQUEÑO [ ]MEDIO [ ]SEVERO [ ]COLAPSO

	Os	I s	II s	III s	IV s	V s	VI s
I w	LEVE	PEQUEÑO	PEQUEÑO	MEDIO	MEDIO	SEVERO	COLAPSO
II w	LEVE	PEQUEÑO	PEQUEÑO	MEDIO	MEDIO	SEVERO	COLAPSO
III w	PEQUEÑO	PEQUEÑO	MEDIO	MEDIO	SEVERO	SEVERO	COLAPSO
IV w	PEQUEÑO	PEQUEÑO	MEDIO	MEDIO	SEVERO	SEVERO	COLAPSO

4. ESQUEMA Y COMENTARIOS SOBRE LAS PARTES DAÑADAS Y LAS CARACTERISTICAS DEL DAÑO:

CONCEPTO DE LA REGULACION DEL DISEÑO SISMICO DE CONSTRUCCIONES EN JAPON

Tatsuo Murota[1]

1. INTRODUCCION

Historia de desastres sísmicos y regulación de construcciones en Japón.

(1) El primer código de construcción en Japón es el Código de Construcción Urbana, que se emitió en 1919. 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 1923, 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 1933. 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 1950.

(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 1950, 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 1962, y el sismo del mar de Tokachi, 1968.)

(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]Asesor en Jefe del Equipo Asesor Japonés en el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

(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 SISMICO.

(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

---

* 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 altural del piso, para estructuras de concreto reforzado y de acero, respectivamente.

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.
La carga lateral cortante (Ql) del piso i por arriba del nivel de la tierra debe ser determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Qi = Ci \times Wi \tag{1}$$

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:

$$Ci = Z \times Rt \times Ai \times Co \tag{2}$$

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:

$$Qun = Ds \times Fes \times Qud \tag{3}$$

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:

$$Fes = Fe \times Fs \tag{4}$$

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.

El coeficiente estructural, Ds, es un coeficiente decreciente relacionado con la ductilidad de la armazón estructural. Este coeficiente se determina de acuerdo con el tipo de armazón y la ductilidad de los miembros estructurales y sus conexiones. Es decir, el diseñador determina las secciones de los miembros y las conexiones, y luego opta por un valor para este coeficiente con base en la ductilidad estimada de estos miembros y conexiones.

3. PUNTOS PRINCIPALES DEL DISEÑO SISMICO BAJO LAS NORMAS ACTUALES.

(l) 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 Estructuras 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,

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

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	$\geq$ 2.5	$\leq$ 0.35	$\leq$ 0.8 %	$\leq$ 0.1
b	$\geq$ 2.0	$\leq$ 0.45	$\leq$ 1.0 %	$\leq$ 0.125
c	---	$\leq$ 0.55	---	$\leq$ 0.15
d	---	---	---	---

En esta tabla, ho = altura de la columna, D = profundidad de la columna, σo = 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, τu = 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 de satisfacer τu/Fc
a	$\leq$ 0.15
b	$\leq$ 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 τu/Fc
a	$\leq$ 0.20
b	$\leq$ 0.25
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:

$$Ds = 0.45 \quad \text{para} \quad \beta u \leq 0.3$$
$$Ds = 0.5 \quad \text{para} \quad 0.3 < \beta u \leq 0.7$$
$$Ds = 0.55 \quad \text{para} \quad 0.7 < \beta u$$

donde $\beta u = wQu/(wQu + cQu)$

(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	$cQa/cQu \geq 0.5$ & $cQc/cQu \leq 0.2$
FB	$cQc/cQu < 0.5$
FC	$cQc/cQu \geq 0.5$

(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	$wQc/wQu \geq 0.5$

(vii) Basándose en los rangos de ductilidad obtenidos arriba, se determina Ds por el valor resultante en la siguiente tabla, donde $\beta u = wQu/(cQu + wQu)$.

Tabla 6. Coeficiente estructural Ds, cuando $\beta u \leq 0.3$

Rango de ductilidad	WA	WB	WC	WD
FA	0.3	0.35	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 $0.3 < \beta u \leq 0.7$

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 $\beta u > 0.7$

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
FD	0.55	0.55	0.55	0.55

Para Estructuras 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/tes 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/t
41	a	$\leq$ 9.5	$\leq$ 43
	b	$\leq$ 12	$\leq$ 45
	c	$\leq$ 15.5	$\leq$ 48
	d	> 15.5	> 48
50	a	$\leq$ 8	$\leq$ 37
	b	$\leq$10	$\leq$ 39
	c	$\leq$13.2	$\leq$ 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	$\leq$ 33
	b	$\leq$ 37
	c	$\leq$ 48
	d	> 48
50	a	$\leq$ 27
	b	$\leq$ 32
	c	$\leq$ 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	$\leq$ 50
	b	$\leq$ 70
	c	$\leq$ 100
	d	>100
50	a	$\leq$ 36
	b	$\leq$ 50
	c	$\leq$ 73
	d	> 73

Tabla 12. 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 (km/mm^2)	Clasificación por ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer	
		bf/t	bw/t
41	a	≤ 9	≤ 60
	b	≤ 11	≤ 65
	c	≤ 15.5	≤ 71
	d	> 15.5	> 71
50	a	≤ 7.5	≤ 51
	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:

$$Ds = 0.40 \quad \text{para} \quad \beta u \leq 0.3$$
$$Ds = 0.45 \quad \text{para} \quad 0.3 < \beta u \leq 0.7$$
$$Ds = 0.5 \quad \text{para} \quad 0.7 < \beta u$$

donde $\beta u = bQu/(bQu + cQu)$

(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 de ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer
WA	$wQa/wQu \geq 0.5$ 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	0.3	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	0.3	0.35
FB	0.3	0.3	0.35
FC	0.35	0.35	0.4
FD	0.4	0.45	0.45

Tabla 18. Coeficiente estructural Ds en el caso de $\beta u > 0.7$

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.

Apéndice. Principal riesgo sísmico en Japón después de 1868

Año	Magnitud del sismo	Area epicentral	Daños
1872	Hamada M 7.1	Shimane	Daño mayor en edificios (DME) 5000; murierón más de 600.
1891	No-bi M 8.0	Aichi/Gifu	(DME) 140,000 ;Daños moderados a edificios (DMOE) 800,000 ; 7273 muertos.
1894	Northern Tokyo Bay M 7.0	Tokio/Yokohama	Gran número de (DME) y (DMOE) , 31 muerto
1894	Shonai M 7.0	Shonai Plain,Yamagata	(DME) 3858; (DMOE) 2397; Edificios incendiados (EI) 2148; 726 muertos.
1896	Meiji Sanriku M 8 1/2	Fuera de la prefecture de Iwate	No hubo daño en edificios, daños por Tsunami: 21,959 muertos, edificios perdidos 10,000 ;daños a embarcaciones 7,000. Máxima altura de ola 38.2m.
1905	Geiyo M 7 1/4	Hiroshima	Daños mayores en casa habitación (DMC) 64; 11 muertos
1909	Anegawa M 6.8	Anegawa Shiga	(DMC) 978; 41 muertos.
1911	Near Kikai-jima Island M 8.0	Kikai-jima Island Okinawa	(DMC) 422; 12 muertos.
1914	Akita Sempoku M 7.1	Sempoku County,Akita	(DMC) 640; 94 muertos.
1918	O-machi M 6.1, 6.5	O-machi, Nagano	(DME) 22; daños moderados a casa habltación (DMOC) más daños menores a casa habitación (DMEC) 2852. Dos movimientos sísmicos en un día.
1922	Chiji-ishi Bay M 6.9, 6.5	Shimabara, nagasaki	Dos movimientos sísmicos en un día, (DMC) 195; daño mayor en edificios no residenciales (DMNR) 459; 26 muertos.
1923	Great Kwanto M 7.9	Kanagawa	Gran incendio en Tokyo después del sismo. Muertos y perdidos 142,000; (DMC) + (DMOC) 254,00; casas incendiadas (CI) 447,000; máxima altura de ola de Tsunami 12m.
1925	North Tajima M 6.8	Northern Tajima, Hyogo	428 muertos; (DMC) 1295; (CI) 2,180.

1927	North Tango M 7.3	Northwest Kyoto	2,925 muertos; (MC) 12,584
1930	North Izu M 7.3	North Izu Peninsula	272 muertos; (DMC) 2,165
1931	West Saitama	Prefecture Saitama	16 muertos; (DMC) 207
1933	Sanriku M 8.1	Fuera de la prefecture de Sanriku Iwate	Daños menor por el sismo; daño debido a Tsunami: muertos y perdidos 3,064 ; casas perdidas 4,034; casa colapsadas 1,817; altura máxima de ola 28.7m.
1935	Near Shizuoka M 6.4	Near Shizuoka City	9 muertos; (DMC) 363; (DMNR) 451.
1936	Kawachi Yamato M 6.4	Osaka/Nara	9 muertos; (DMC) + (DMOC) 148; liquefación observada.
1939	Oga M 6.8	Oga Peninsula Akita	27 muertos; (DMC) 479.
1943	Tottori M 7.2	Tottori City	1,083 muertos; (DMC) 7,485; (DMOC) 6,158.
1944	To-nankai M 7.9	Off Tokaido	Muertos y perdidos 1,223 ; (DMC) 17,599; (DMOC) 36,520; número de casas perdidas por el Tsunami (CPT) 3,129 ; máxima altura de ola 6-8m.
1945	Mikawa M 6.8	Prefecture de Aichi	2,306 muertos ; (DMC) 7,221 ; (DMOC) 16,555 ;(DMNR) 7,221.
1946	Nankai M 8.0	Fuera de Tokaido	1,330 muertos, (DME) 11,591 ; (DMOE) 23,487; (CPT) 1,451; (CI) 2,598; máxima altura de ola 4-6m.
1948	Fukui M 7.1	Pref. Fukui	3,769 muertos; (DME) 36,184; (DMOE) 11,816; (EI) 3,851.
1949	IMAICH M 6.4	IMAICH	10 muertos; (DMC) 290; (DMOC) 2,994; (DMNR) 618.
1952	Off Tokachi M 8.2	Fuera de Tokachi	28 muertos, 5 perdidos; (DME) 815; (DMOE) 1324.
1960	Clile M 8.5	Fuera de Chile	El Tsunami llegó a la costa japonesa causando: muertos y perdidos 142; (DME) 1,500; (DMOE) 2,000.
1962	Northern Miyagi Pref. M 6.5	Pref. Miyagi	3 muertos; (DMC) 340; (DMOC) 1,114.

1964	Niigata M 7.5	Fuera de Niigata	26 muertos; (DME) 1,960; (DMOC) 6,640; liquefacción en la Ciudad de Niigata
1968	Ebino M 6.1	Ebino, Miyazaki	3 muertos, 42 heridos; (DME) 368, (DMOE) 636.
1968	1968 Off Tokachi M 7.9	Fuera de la prefecture de Aomari	52 muertos, 330 heridos, (DME) 673; (DMOE) 3,004.
1974	1974 Off Izu peninsula M 6.9	South end of Izu Peninsula	38 muertos y perdidos; 102 heridos; (DME) 134; (DMOE) 240,(EI) 5.
1978	1978 Near Izu Oshima Island M 7.0	Near Izu Oshima Isl.	25 muertos, 211 heridos; (DME) 96; (DMOE) 616.
1978	1978 Off Miyagi Pref. M 7.4	Fuera de la prefecture de Miyagi	28 muertos, 1325 heridos; (DMC) 1,183; (DMOC) 5,574
1983	Central Japan Sea M 7.7	Fuera de la prefecture de Akita.	4 muertos, 59 heridos; (DME) 934; (DMOE) 2,115; daños debido a Tsunami: 100 muertos, 104 heridos, 706 embarcaciones hundidas o perdidas.
1984	Western Nagano Prefecture M 6.8	Pref. Nagano	Ocurrió deslizamiento de terreno a gran escala ; 29 muertos, 10 heridos ;(DME) 14; (DMOE) 73.

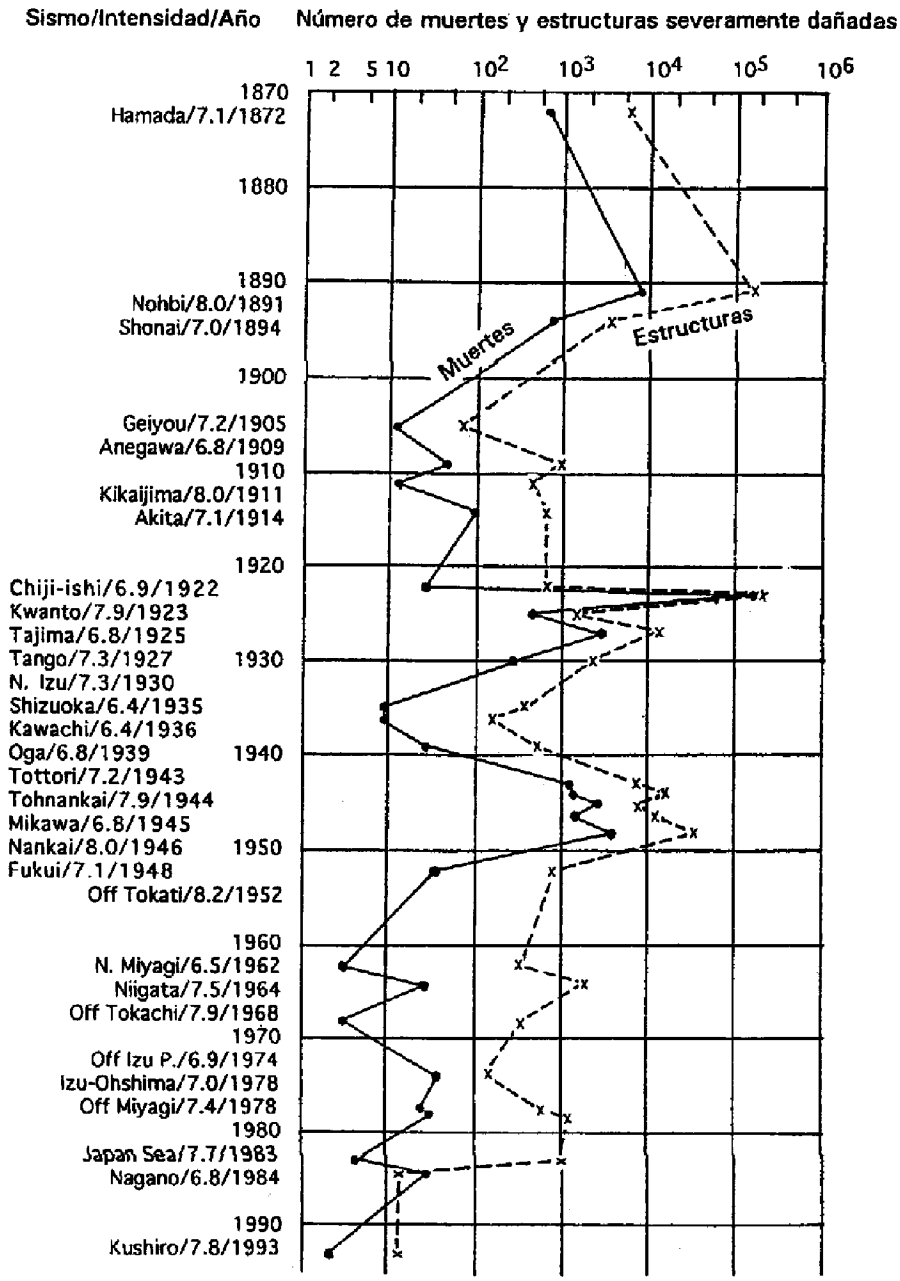


Fig. 1 Número de muertes y estructuras severamente dañadas, a causa de sismos fuertes en japón desde 1870.

LA PRACTICA DE LA CONSTRUCION SISMORESISTENTE Y LA VERIFICACION DE LA CALIDAD EN JAPON

Kimihide Takimura Tanaka[1]

I.- INTRODUCCION

Como todos ustedes saben en las últimas décadas la Industria de la Construcción en Japón ha tenido un significativo avance, ya que se han desarrollado y aplicado múltiples Técnicas Constructivas.

Los aspectos físicos, en especial los sismos nos han motivado a analizar con detenimiento los Métodos y Cálculos Constructivos para prevenir errores que podrían ocasionar graves pérdidas.

Nuestros Científicos han podido día con día transformar a la tecnología para producir edificaciones más resistentes a los sismos. Sin embargo es importante resaltar que aún teniendo un Cálculo Estructural perfecto se pueden generar fallas, si no se tiene un estricto control de la calidad durante todo el proceso constructivo.

La intensión de mi plática es darles a conocer los instrumentos con los cuales se puede obtener la calidad requerida.

Para lo anterior primeramente se tiene que contar con un Análisis Estructural completo, donde se mencione detalladamente todo lo relacionado con la resistencia del edificio. Este análisis es un punto medular para poder construir Edificios Sismoresistente, sin embargo éste sólo forma parte del desrrollo de la obra.

La clave para lograr el objetivo deseado, **"Una Edificación Sismoresistente"** es el **Control de Calidad,** el cual se obtiene a través de la transmisión de información entre todas las partes que intervienen en la construción de una edificación.

Si no se tiene un especial cuidado en el Control de Calidad de todas y cada una de las partes que conforman a una edificación por pequeñas que sean, todos los esfuerzos para realizar una Construcción Sismoresistente se veran disminuidos.

En esta era donde la comunicación y la transmisión de información juegan un papel primordial, la Rama de la Construción debe de ir a la par de su desarrollo.

II.- IMPORTANCIA SOBRE LA TRANSMISION DE INFORMACION RELACIONADA CON LA CALIDAD

Es importante que los requerimientos del Usuario se transmitan correctamente al Contratista a través del Proyectista para garantizar la calidad durante todo el proceso arquitectónico y de esta forma lograr que la construcción se convierta en un sistema de producción óptimo.

---

[1] Gerente General de Mitsui Construction Co., Ltd., sucursal México.

En el caso de Japón no sólo se sigue al pie de la letra lo que se detalla en el Manual de Obra, sino que además se toma muy en cuenta toda la información relativa a la calidad, la cual debe fluir durante todo el proceso arquitectónico, estudiando siempre cuál es el mecanismo más adecuado para transmitir dicha información desde los niveles superiores hacia abajo.

En el Cuadro No. 1 se muestra un ejemplo de los instrumentos que se utilizan para transmitir información sobre la calidad y su curso dentro del proceso constructivo. El cuadro fue desarrollado tomando en consideración el papel que desempeña el Contratista:

En el planteamiento presentado en el Cuadro 1, se consideró un proyecto en el que intervienen durante todo el proceso arquitectónico muchas empresas, estableciéndose los siguientes puntos para que sus actividades productivas estén coordinadas.

1. DEFINICION DE FUNCIONES.

Para que cada una de las empresas participantes pueda llevar al cabo sus trabajos con responsabilidad durante todo el proceso arquitectónico, es indispensable que cada una comprenda cuál es su función, para lo cual se dividieron todas las empresas participantes en tres grupos: Proyectista, Contratista y Subcontratista, definiéndose cada una de sus funciones respecto a la transmisión de información sobre la calidad.

2. LENGUAJE COMUN PARA UNIR A LOS TRES GRUPOS.

Es necesario que los tres grupos utilicen un lenguaje común, para que exista un mutuo entendimiento, desde el momento en que se confirme cuál es la calidad requerida del edificio a construir y así poder transmitirla desde los niveles superiores hacia abajo, es decir, para poder transmitir correctamente el objetivo del proyecto al Subcontratista a través de la actuación del Contratista.

Para lo cual en el Cuadro No. 1 se describen los pasos a seguir para que la información sobre la calidad se transmita entre los tres grupos y sean utilizados dichos pasos como un instrumento de lenguaje común.

3. ACUERDO ENTRE LOS TRES GRUPOS SOBRE EL OBJETIVO DE LA CALIDAD.

Con el propósito de transmitir correctamente la información sobre la calidad y actuar racionalmente conforme al papel de Proyectista, Contratista o Subcontratista, es necesario establecer un acuerdo aprovechando el KNOW-HOW que cada uno posee, para que el curso de la información no fluya sólo en una dirección.

Para lo anterior es indispensable sostener reuniones durante las etapas que se indican a continuación, en donde cada una de las partes contribuirá a definir los puntos del acuerdo, a través de un lenguaje común.

PLANEACION-DISEÑO:	CLIENTE	**ACUERDO**	PROYECTISTA
PROGRAMA GRAL. DE OBRA:	PROYECTISTA	**ACUERDO**	CONTRATISTA
PROGRAMA DE OBRA POR ACTIVIDAD	CONTRATISTA	**ACUERDO**	SUBCONTRATISTA

III.- RELACION DEL PROYECTISTA Y EL CONTRATISTA

La clave para llevar a la práctica lo descrito en el Cuadro No. 1 es reformar la manera de ser del Proyectista, el

cual hasta ahora se ha encargado tanto del aspecto de la calidad, como de la supervisión de la obra. La nueva idea es que el mismo Contratista sea quien se haga cargo de la supervisión de la obra (autosupervisión).

Especialmente en lo referente a la calidad, es común que en los planos únicamente se señalan acerca de los materiales, su forma y medidas y no se define la calidad que el cliente requiere. Por el contrario en las Especificaciones de Obra muchas veces se detalla "el modo", de ejecutar los trabajos, haciendo hincapié en los aspectos técnicos, olvidando el Proyectista su función primordial.

Ahora bien el Contratista trata de cumplir lo menos posible con las especificaciones más estrictas sin cuestionar "el Verdadero Objetivo "de la obra. Estas prácticas no deseables fueron producto de las épocas pasadas cuando el Contratista no tenía la capacidad de autosupervisarse .

En la actualidad el concepto de Control de Calidad consiste en que: el Proyectista define la calidad, el Subcontratista construye conforme a la calidad establecida y el Contratista supervisa la calidad de la obra durante todo el proceso de construcción. De esta forma cada uno cumple con su función y ante el Cliente los 3 tienen la misma jerarquía.

Lo importante de este nuevo concepto es que cada uno de los participantes que intervienen en el "Sistema de Producción" (proyecto) comprendan primero su función para después cumplirla, y después la cumplan sin olvidar que debe existir un entendimiento mutuo entre las tres partes, a través de un lenguaje común .

Para aprovechar realmente lo mencionado en el concepto anterior, es necesario un cambio total en las prácticas que se han estado llevando hasta estos últimos tiempos, ya que la calidad no sólo se obtiene con la inspección y vigilancia de la obra, sino con la autosupervisión por parte del Contratista, bajo el nuevo concepto indicado anteriormente.

IV.- DESCRIPCION DE LOS INSTRUMENTOS DE TRANSMISION DE INFORMACION RELACIONADA CON LA CALIDAD Y SU INTERELACION

1. HOJA DE INSTRUCCIONES DE LA CALIDAD DISEÑADA (ANALISIS DE LA CALIDAD "AC") (ANEXO 1)

La Calidad Diseñada significa especificar en la etapa de diseño, como uno de los requisitos de construcción, cuál es la calidad final que se desea dar al edificio.

En la mayoría de las obras el Proyectista detalla las diversas condiciones de obra a través del proyecto ejecutivo y sus correspondientes especificaciones, además de incluir una descripción de su diseño y el objetivo de éste, y los diferentes requerimientos para el Contratista.

Sin embargo, es poco frecuente que en el proyecto ejecutivo se describa adecuadamente, cuál es la calidad que el Proyectista le quiere dar a la obra, esta falta de descripciones es causa frecuente de reclamaciones posteriores acerca de la calidad y provocan mayores costos.

Esta hoja es un instrumento para transmitir en forma de requisitos de construcción, los requerimientos del Cliente, transformándolos a un lenguaje arquitectónico. Los requisitos de construcción no sólo indican el modo de ejecutar la obra, sino que además describe en qué consiste la calidad y el funcionamiento de cada una de las partes del proyecto, así como de los materiales.

Por lo tanto con esta hoja se eliminan las indefiniciones relacionadas con la calidad del proyecto, ya que ésta es tomada como base para la calidad que se deberá observar durante la obra.

A este documento se le llama también "hoja de análisis de calidad" (AC), y para la comprensión del Contratista es

recomendable que se ordene de la siguiente forma:

REQUERIMIENTOS DEL CLIENTE LINEAMIENTO DEL DISEÑO C A L I D A D D I S E Ñ A D A
(INCLUYENDO CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES OBSERVACIONES DURANTE LA OBRA

La calidad de obra es el objeto de una discusión entre el Contratista y el Proyectista, después de que este último presente su propuesta de calidad. El resultado de la discusión deberá de anotarse en la columna "Criterios para evaluar", la cual está contenida en el programa de Supervisión de Obra.

En la hoja de "AC" se concentran los diferentes aspectos de la calidad del diseño, ya que son de especial importancia para garantizar la calidad del proyecto. En dicha hoja se especifican además los estándares de calidad, los cuales deberán estar incluidos en la columna de las especificaciones.

Es importante que las descripciones sobre los estándares de calidad sean lo más objetivas posible, ya que éstas servirán como base para juzgar si se cumple o no con la calidad indicada. Asimismo, el sistema de Producción Arquitectónica y las especificaciones de obra se irán conformando según se vayan estableciendo las hojas de "A.C.".

Originalmente las especificaciones de obra tradicionales, tienen el mismo principio que las hojas de "A.C." mencionadas, pudiéndose decir que las especificaciones tradicionales son el instrumento precursora de las especificaciones de obra actuales, en donde predominan las descripciones relacionadas con la localización de las partes principales del proyecto, los materiales, forma de las partes que lo componen, sus dimensiones, resistencia, etc.

2. LINEAMIENTOS DE LA OBRA (ANEXO 2.)

A los Contratistas, en especial a los Gerentes y Jefes de Sección, se les exige que cuenten con sus propios lineamientos generales para poder dirigir la obra, los cuales no sólo deben incluir cuestiones relacionadas con el gasto, la duración de la obra, la seguridad, etc., sino que deben también de incluir el concepto de la Calidad Diseñada.

Cuando en la administración de obra no se establecen lineamientos sólidos, es muy común que no se tengan metas fijas durante el proceso de la obra, creándose graves problemas.

Se puede decir que los Lineamientos de la Obra que se proponen, son el instrumento para establecer la forma cómo se va a desarrollar la administración de la obra.

En estos Lineamientos de la Obra, se define cómo se debe de interpretar el contenido de cada una de las hojas de instrucciones de la Calidad Diseñada, para que de esta manera tanto el Control de Calidad, el Costo, la Duración de la Obra y la Seguridad, no se manejen en forma individual, pues todos guardan una relación entre si, ya que en ocasiones se llegan a contraponer y en otras se multiplica su efecto. Para el Contratista es una tarea muy importante la forma cómo se manejan estos elementos.

Hasta ahora cada compañía ha creado sus propios lineamientos para poder dirigir sus obras, sin embargo, los lineamientos de la obra aquí propuestos son estratégicos ya que están basados en los hechos, eliminando el control basado en los supuestos y en aspectos superficiales.

Es conveniente elaborar lineamientos de obra por actividad y recibir sugerencias por parte del Proyectista. El cual en especial aprobará los lineamientos relacionados con la Calidad y la Duración de la Obra y en cuanto a los lineamientos relacionados con el Costo y la Seguridad serán de la incúmbencia de todo el personal relacionado con la obra.

A continuación se indican los puntos que deben ser analizados y estudiados para definir los lineamientos de la obra.

a). Condiciones de la obra (Pedido del Cliente, Diseño, Contrato, Localización del Terreno, etc.)

- ¿Cuál es el objetivo del edificio y qué es lo que el Cliente espera del Contratista?
- ¿Cuáles son las características y el objetivo del diseño, así como las indicaciones especiales con respecto a la calidad?.
- ¿Cuáles son las condiciones del contrato (Monto y Duración de la Obra) y del terreno (forma, vialidades, clima, etc.), cuáles son los aspectos a los que hay que dar mayor importancia durante la obra?

b) Sugerencias del Equipo de Técnicos y Habilidad del Contratista debida a su experiencia.

- Tomando en cuenta las experiencias en la construcción de edificios semejantes ¿cuáles podrían ser los problemas que se presentarán?
- ¿Existen nuevas técnicas y métodos que deban ser adoptados para realizar la obra?
- Basándose en la experiencia como Contratista ¿cuáles son sus habilidades en la obra?

Los Lineamientos de la Obra se pueden dividir en 2 grupos:

Los lineamientos relacionados tanto con el Programa de Obra, como con la Administración en el lugar de la Obra.

Dentro de estos lineamientos se especifica por ejemplo, el método de construcción adoptado.

Los puntos esenciales de la Supervisión de la Obra (calidad , duración y seguridad).
Los cuales deben ser mantenidos o mejorados durante la construcción bajo lineamientos específicos. Asimismo, en el caso de una obra de gran magnitud, los lineamientos de la obra se deberán dividir por cada una de las actividades principales.

3. PROGRAMA DE SUPERVISION SELECTIVA DE LA OBRA (ANEXO 3)

Los Lineamientos de la Obra son el instrumento para seleccionar los puntos esenciales de control de calidad, y con el Programa de Supervisión Selectiva de la Obra, se busca cómo controlar los puntos que en él se señalan.

La Supervisión Selectiva significa controlar dándole un especial énfasis en los puntos claves de supervisión durante el proceso de la obra, para lograr esto, en el Programa se deben de incluir criterios para evaluar la forma para confirmar resultados, los documentos utilizados, etc. La supervisión no significa simplemente reparar los defectos que surjan, sino controlarlos durante el proceso constructivo para que no existan fallas.

La Supervisión Selectiva de la Obra abarca tanto a la Calidad, el Costo, la Duración de la Obra y la Seguridad como a los puntos seleccionados para superar los niveles de calidad estándar, dichos puntos son los incluidos en los Lineamientos de la Obra.

Por otro lado es necesario que se especifique claramente quién se va a hacer cargo de la obra y cómo la va a supervisar, así como preparar una descripción objetiva donde se indique bajo qué criterios se juzgará si el "producto acabado" tiene la calidad y aptitudes requeridas o no.

Con lo mencionado anteriormente, se puede definir la importante función que tiene cada participante con respecto al control de calidad de la obra, ya que se establecen las normas y parámetros que le garantizan al Cliente que el producto final tendrá la calidad requerida por él.

Por medio del Programa de Supervisión Selectiva de la Obra se define hasta dónde llegará la responsabilidad de cada participante. El Proyectista deberá analizar y autorizar todos los aspectos relacionados con la calidad, para que así se cumpla con lo que él determinó al proponer el proyecto a construir. El Contratista tiene la responsabilidad de cumplir durante todo el proceso constructivo con todos los conceptos que llevaron al Proyectista a proponer el proyecto.

Por otro lado será responsabilidad del Contratista y Subcontratista observar los Lineamientos de la Obra, los cuales definen cómo se deben de desarrollar técnicamente todos los trabajos. Ellos podrán aceptar sugerencias del Proyectista, sin embargo, ellos no requieren de su autorización.

Dentro del Programa de Supervisión Selectiva de la Obra se incluyen los siguientes puntos:

Lineamientos de la Obra:	Son los puntos esenciales a supervisar en una obra.
Puntos de Supervisión:	Son los puntos más importantes para el Contratista,
Criterios para Evaluar: así como la frecuencia para permitir	Son las normas, límites y tolerancias de los puntos de supervisión, resultados no satisfactorios.
Forma para comprobar Resultados: referidos en el punto anterior "Criterios	Es la manera por la cual se comprueban los valores numéricos para Evaluar".
Documentos:	Son las normas bajo las cuales se guían los trabajos arriba mencionados, así como el Manual de Obra y losmétodos que se utilizan para evaluar los resultados.

El Proyectista conforme a la técnica de ejecución de la obra, estimará hasta qué nivel el proyecto podrá ser por autocontrol durante el proceso de la supervisión.

En los Lineamientos de la Obra, se consideran importantes los puntos mencionados en las hojas de "AC", ya que con ellos queda definido el nivel de calidad que se desee dar al Programa de Supervisión Selectiva de la Obra.

Para definir el nivel de calidad, es necesaria la previa aprobación del Proyectista, por lo que deberá de realizarse una deliberación con el Contratista, antes de tomar una desición final. Al resultado de esa deliberación sobre el nivel de calidad, se le llama "Calidad Acordada".

Los puntos seleccionados en el Programa de Supervisión Selectiva de la Obra, son importantes, por lo que se debe fijar claramente el objetivo de éstos y la tolerancia que puede existir dentro del nivel de calidad de la supervisión, para así lograr realizar una supervisión correcta.

Por otra parte, respecto a los puntos y actividades no incluidas en el Programa de Supervisión Selectiva de la Obra, es necesario contar con otros instrumentos, en donde estén detallados los pasos a seguir para poder supervisar dichas

actividades en el lugar de la obra. Dichos instrumentos son:

a) Programa de Obra por Actividad
b) Manual de Obra
c) Hoja de Control de Calidad de la Obra.

4. PROGRAMA DE OBRA POR ACTIVIDAD

Este instrumento que aquí se propone dividir en dos partes, es llamada tradicionalmente "El Manual de Obra" Este Manual tiene más de 20 años de existencia y ha desempeñado un gran papel como un instrumento útil para la Supervisión de la Obra. Sin embargo suele ser sólo un formalismo, ya que su objetivo es simplemente guiar en la forma de construir.

Para cumplir con el objetivo de la obra en cuanto a la Calidad, Duración y Seguridad; es importante el modo "cómo" se ejecuta ésta, ya que no sólo se deben de considerar las actividades señaladas en el Programa de Supervisión Selectiva de la Obra, sino también a todas las no señaladas.

Por lo tanto el Programa de Obra por Actividad es el instrumento para indicar al Subcontratista, cuáles son las condiciones de obra en cuanto a la calidad, los métodos a emplear, la duración, la utilización de instalaciones provisionales, etc.; claro está que siempre bajo la supervisión por parte del Contratista.

Para poder elaborar el Programa de Obra por Actividad, es necesario basarse en los planos aprobados por el Proyectista

Para que el Contratista pueda supervisar en forma eficaz a la obra y elabore un Programa de Obra por Actividad que dé como resultado una alta productividad, debe definir la calidad, la duración y la seguridad de la obra. En caso de que el Contratista transfiera aunque sea una parte de su trabajo al Subcontratista, estará renunciando a su papel.

Si el Programa de Obra por Actividad es elaborado correctamente, no sólo tendrá gran influencia en la productividad del Subcontratista, sino que además repercutirá directamente a la calidad de la obra. Por lo tanto es muy conveniente elaborar el Programa de Obra por Actividad tomando en cuenta la opinión de un equipo de especialistas.

En el Programa de Obra por Actividad se deben de incluir los siguientes puntos, para que éste le sirva al Subcontratista como un instrumento para transmitir instrucciones.

a.) GENERALIDADES DE LA OBRA Y EL SISTEMA DE SUPERVISION DE LA OBRA PROPUESTOS POR EL CONTRATISTA.

Tienen el propósito de transmitir al Subcontratista el contenido y la magnitud de la obra en general y de cada actividad, así como el sistema de supervisión adoptado por el Contratista. Estos aspectos ayudan a hacer una adecuada elección del personal por parte de los Subcontratistas.

b) LA CALIDAD EXIGIDA Y LAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

Estas sirven para informar en concreto al Subcontratista, cuál es la calidad que se acordó en el Programa de Supervisión Selectiva de la Obra, o la calidad que el Contratista quiera definir.

En caso de que el Subcontratista tenga la capacidad suficiente podrá proponer especificaciones para garantizar la calidad de la obra, cuando así suceda el Contratista y el Subcontratista tendrán un acuerdo igual al que se tuvo para definir el Programa de Supervisión Selectiva de la Obra.

En caso de que el resultado del acuerdo difiera del contenido de la Hoja de Instrucciones de la Calidad Diseñada será necesaria la aprobación del Proyectista.

La calidad definida en esta parte será objeto de revisión por parte del Contratista.

c) EL METODO DE CONSTRUCCON ADOPTADO O EL METODO BASICO DE CONSTRUCCION.

En esta parte el Contratista deberá de indicar cuál es el método adoptado, así como la forma específica de trabajo. En caso de que el Subcontratista tenga una propuesta útil podrá ser discutida y aceptada.

d) LAS CONDICIONES DE LA OBRA.

El papel esencial del Contratista es detallar claramente las condiciones que a continuación se mencionan.

Alcance de la Obra: Se debe describir el alcance de la obra por cada una de las actividades según el contrato.

Planeación de Actividades: Es la relación que existe entre las diferentes actividades de construcción, las fechas de entrega y sus correspondientes ajustes.

Programa de Obra Provisional: Es la programación para el uso y la transportación de andamios, grúas y otras instalaciones provisionales.

Planeación de la Seguridad: En este punto se indican sólo los puntos de seguridad por actividad, ya que los puntos de seguridad comunes de la obra general se describen aparte.

5.- MANUAL DE OBRA POR ACTIVIDAD

El Manual de Obra por Actividad es la guía en la cual se describe concretamente la forma y el método de cómo se debe llevar al cabo la obra por parte del Subcontratista, bajo las condiciones que en él se fijan. El Manual de Obra es el instrumento para programar los trabajos conforme a lo establecido por el Contratista.

Aunque se deberían de elaborar estos documentos para cada proyecto, es válido usar los estándares de trabajos generales, para ejecutar trabajos básicos.

El Manual de Obra convencional no especifica el papel que debe desempeñar el Contratista y el Subcontratista con respecto a su elaboración y a los trabajos que se describen en él. En cambio en este Manual de Obra se definen y dividen las actividades que le corresponden programar al Contratista, así como las que le corresponden al Subcontratista. Esto es lo que marca la gran diferencia con el manual convencional.

Es decir, el nuevo Manual de Obra presentado por el Contratista al Subcontratista, bajo el Programa de Obra por Actividad mencionado anteriormente, se caracteriza por ser un sistema de producción, con procedimientos concisos y efectivos, el cual se puede desarrollar en forma autónoma.

Por lo tanto aunque se trate del mismo Programa de Obra por Actividad, según la capacidad de cada Subcontratista el sistema y la forma de trabajo podrá modificar, ya que es conveniente que el Subcontratista se desenvuelva en un medio que domine.

El Manual de Obra deberá incluir los siguientes aspectos:

a) SISTEMA DE CONSTRUCCION Y PROGRAMACION DE LAS ACTIVIDADES DE LOS TRABAJADORES.

Para lograr que la obra concluya dentro del tiempo fijado en el contrato, se deberá indicar cuál es el Sistema de Construcción elegido así como el Organigrama de Distribución del Personal.

b) PROGRAMA DE MATERIALES Y EQUIPOS.

El Programa de Materiales y Equipos influye enormemente en la calidad y en la efectividad de la obra, estos puntos deben ser discutidos de antemano con el Subcontratista.

c) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DESCRITO EN FORMA CONCRETA.

Se deberá describir en forma concreta cómo se llevarán al cabo cada uno de los trabajos dentro del tiempo fijado, bajo las condiciones preestablecidas y con el método seleccionado, incluyendo el papel que desempeña cada uno de los Subcontratistas.

Este punto es la parte medular del Manual de Obra y la descripción deberá ser lo suficientemente explícita y con ilustraciones para que el trabajo pueda realizarse en forma eficiente y uniforme.

d) CURADO Y LIMPIEZA

Hasta ahora es común que en el manual no se haga referencia a estos trabajos, por lo que no se sabe con exactitud a quién le corresponden. De ahora en adelante se deberán de tomar en cuenta estos trabajos como problemas propios de la obra, por lo que se planeará con anticipación la forma de curado y la limpieza de la obra.

e) SEGURIDAD.

El Subcontratista por su propia iniciativa deberá de presentar un plan de cómo llevará al cabo el control de la seguridad.

Básicamente el Proyectista no necesita aprobar este manual de obra, sin embargo, son importantes sus sugerencias cuando se trate de actividades importantes como la seguridad.

6.- HOJA DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA (ANEXO 4)

El principio básico del Control de Calidad es "cultivar la calidad durante el proceso constructivo". Este principio se puede introducir en la construcción por medio de la Hoja de Control, la cual deberá ser preparada para cada actividad que se desarrolle en la obra.

Los puntos señalados en el Programa de Supervisión Selectiva de la Obra, mencionado anteriormente, marcan dentro del proceso de la obra, las diferentes etapas generales. Las Hojas de Control contienen todas las especificaciones necesarias para Controlar la Calidad, por lo que estas hojas ayudan a que cada etapa general del proceso de la obra cumpla con la calidad requerida.

En el manual de obra tradicional, el concepto de control de calidad no se alcanzaba a definir claramente, pero ahora con las hojas de control todos los conceptos están definidos y además se indica los responsables de cada actividad.

La técnica de control de calidad depende de las especificaciones, los estándares, el diseño, las técnicas estandarizadas que tengan las empresas constructoras, etc. Es recomendable precisar hasta qué nivel se desea llevar al cabo el control de calidad.

El contenido de la hoja de control puede variar en cada obra, sin embargo existen muchos puntos en común entre las diferentes obras, por lo que es conveniente preparar modelos estándar para cada una de las diferentes actividades

que se realizan en la obra y adecuarlos a cada proyecto, dependiendo de las condiciones que se indiquen.

Asimismo, si se cuenta con las Hojas de Control de Calidad de Obra por Actividad, no es necesario describir en el Manual de Obra por Actividad la forma de cómo controlar la calidad.

En esta hoja se resume "qué y cómo" se debe de controlar la obra en cada etapa, para obtener finalmente la calidad requerida. Esta hoja es un instrumento para garantizar la calidad, y en ella se detallan los puntos esenciales para el Control de Calidad.

Los siguientes puntos deben ser considerados en la elaboración y la utilización de la Hoja de Control de Calidad.

a) DEFINICION DE LOS PUNTOS DE CONTROL DENTRO DE LOS FACTORES RELACIONADAS DIRECTAMENTE CON LA CALIDAD DESFADA
. Los puntos que deberán ser controlados durante la obra son aquellos que tienen una estrecha relación casual, para obtener la calidad.

b) FORMA DE CONTROL FLEXIBLE.
Debido a que el control se puede llevar de distintas maneras y lo pueden hacer personas de diferentes posiciones, es importante determinar bajo qué norma se juzgará y si la calidad es o no la deseada.
Existen casos en los que no se puede decidir la calidad por un valor numérico, sino que hay que basarse en hechos concretos. Por lo que en caso de existir tolerancias en la norma que establece la calidad, hay ocasiones en que considera de buena calidad un producto inspeccionado visualmente; aunque rebase mínimamente la tolerancia marcada y por esa pequeña diferencia hay ocasiones en que se tendrán que realizar estudios.

c) DEFINICION DE LAS FUNCIONES DEL CONTRATISTA.
Si no se definen las responsabilidades que cada parte tiene con respecto a los diversos controles que se deben ejercer en la obra, pueden ocurrir fallas inesperadas. Es por esto que el Contratista nombrará a los responsables de cada actividad y les definirá el tipo de supervisión que se llevará al cabo.

La Hoja de Control de Calidad de la Obra cuenta con elementos comunes que existen en cualquier construcción, sin embargo, cada Contratista podrá elaborar sus propias hojas, basándose en su experiencia previa, con respecto a la calidad y definirá cómo se responsabilizará de cada actividad.

Por otra parte no es necesario obtener la autorización del Proyectista referente a estas Hojas de Control de Calidad de la Obra, sin embargo, el podrá solicitarlas para tener conocimiento del estado real del control de calidad.

De cualquier forma es indispensable contar con los instrumentos básicas, para poder llevar un control efectivo y certero. El Cuadro No. 1 en resumen es simplemente un ejemplo y no se debe de tomar como un formato único y limitativo. Los ejemplos que se anexan tienen como propósito transmitir en una forma gráfica y simple cómo se debe manejar el control de calidad.

Todo lo descrito anteriormente se debe de tomar como un medio para que el Contratista pueda entender y ejercer el papel de supervisor de obra y al mismo tiempo cuente con el Subcontratista como un socio con la capacidad y autonomía para planear y controlar la calidad en la obra.

APENDICE

ESTANDARES DE TRABAJO

Es común que en los Manuales de Obra se describa a groso modo la forma en que el Subcontratista debe llevar al

cabo la construcción.

Para poder elaborar un Programa de Obra, es necesario tener como base un Manual de Obra completo, el cual incluya los estándares de trabajo.

Los Estándares de Trabajo le indican al Subcontratista con exactitud cómo debe de construir para obtener la calidad.

Es conveniente que cada Subcontratista plasme en el Manual de Obra todos sus conocimientos, experiencias y técnicas sobre las actividades que él desempeña, ya que sería un documento de gran valor.

Se recomienda que cada compañía cuente con su propio Manual de Obra y sus respectivos Estándares de Trabajo.

V.- TAREAS FUTURAS

Todas los instrumentos aquí referidos son el resultado de la propuesta "Nuevo Mecanismo de Producción Arquitectónica basándose en Control de Calidad" y su idea principal es "Garantizar la Calidad/T.C.C. (Tiempo, Costo, Calidad)".

En una época se discutió mucho acerca de T.C.C. en relación al Ramo de la Construcción, sin embargo, ahora en la mayoría de las empresas se han establecido los métodos y los instrumentos que se analizaron anteriormente y que realmente son útiles.

Hasta ahora y a pesar de que ha habido el exhorto para modernizar y mejorar el aspecto social de la Industria de la Construcción no ha habido una reforma radical.

Considero que los instrumentos mencionadas anteriormente, en cierta medida ayudarán a solucionar el actual problema y a llevar a la Industria de la Construcción hacia una dirección deseable.

Por otro lado aún se necesitan realizar diversos estudios para que exista mayor comprensión, tanto por las personas que integran la rama de la construcción, como de personas externas relacionadas con ella, sobre el uso de los instrumentos y así se generalicen en el proceso de la producción arquitectónica.

a) Será necesario continuar esforzándose para que se logre una mayor comprensión de los referidas instrumentos.

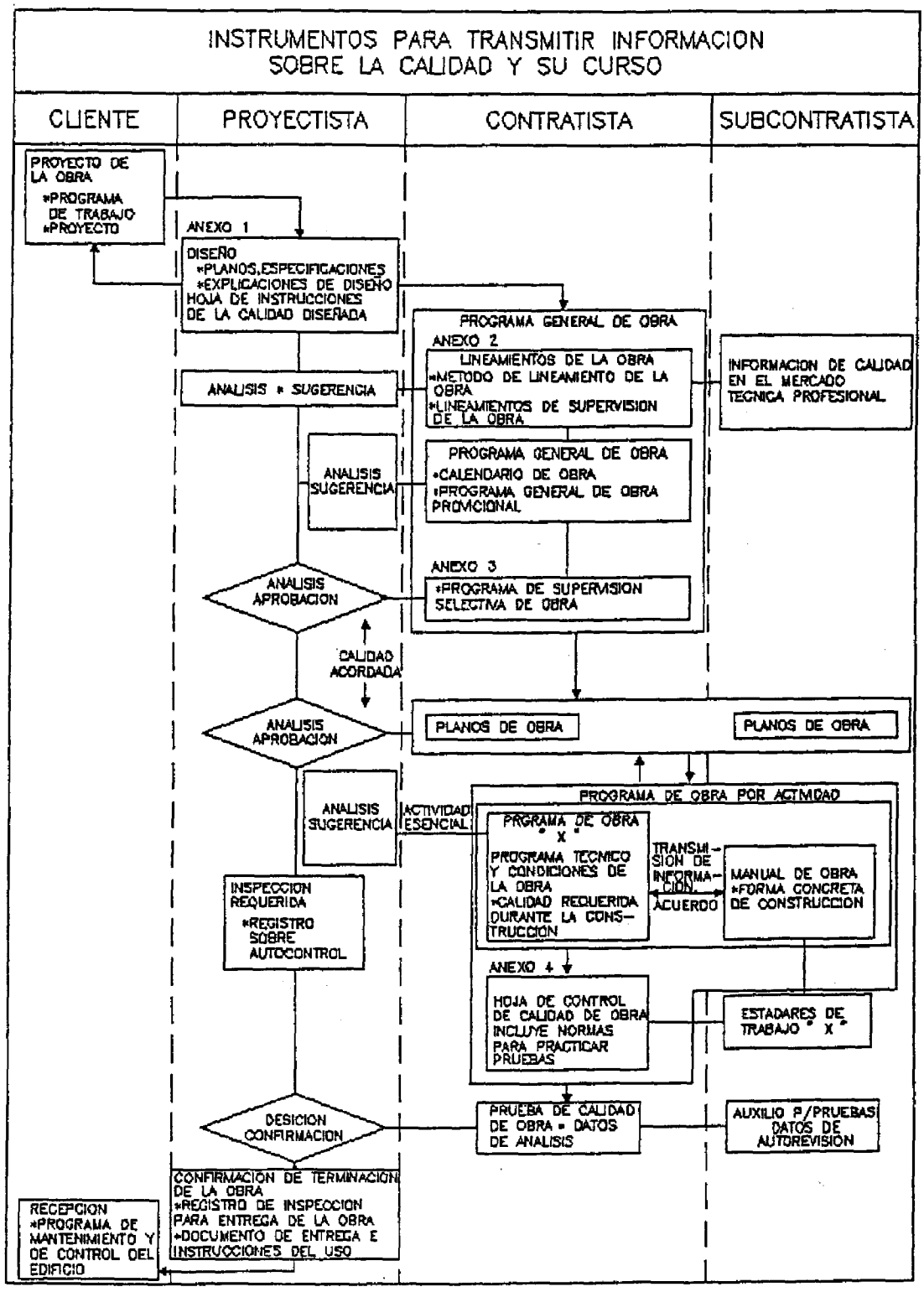
b) Surgirán problemas en cuanto al uso de los instrumentos, pudiendo situar al Programa de Supervisión Selectiva de Obra la como objeto de estudio, y autorización, para hacer el uso del Programa obligatorio.
Qué acciones se tomarán para poder ajustar la diferencia existente entre el actual Programa de Obra y el Programa indicado.

c) ¿Cómo se puede generalizar el uso de los instrumentos?
Orientando a los Contratistas y Subcontratistas, sobre las ventajas que obtendrán al usar las diferentes herramientas.

Es recomendable que el Contratista discuta y convenga con las diferentes agrupaciones de Subcontratistas, en la forma de transmitir información.

En relación a los ejemplos de las diferentes herramientas, no es necesario que el Contratista se apegue completamente a ellos.

CUADRO No. 1


INSTRUMENTOS PARA TRANSMITIR INFORMACION SOBRE LA CALIDAD Y SU CURSO
CLIENTE
PROYECTISTA
CONTRATISTA
SUBCONTRATISTA
PROYECTO DE LA OBRA
*PROGRAMA DE TRABAJO
*PROYECTO
ANEXO 1
DISEÑO
*PLANOS, ESPECIFICACIONES
*EXPLICACIONES DE DISEÑO
HOJA DE INSTRUCCIONES DE LA CALIDAD DISEÑADA
PROGRAMA GENERAL DE OBRA
ANEXO 2
LINEAMIENTOS DE LA OBRA
*METODO DE LINEAMIENTO DE LA OBRA
*LINEAMIENTOS DE SUPERVISION DE LA OBRA
INFORMACION DE CALIDAD EN EL MERCADO TECNICA PROFESIONAL
ANALISIS * SUGERENCIA
ANALISIS SUGERENCIA
PROGRAMA GENERAL DE OBRA
*CALENDARIO DE OBRA
*PROGRAMA GENERAL DE OBRA PROMOCIONAL
ANEXO 3
*PROGRAMA DE SUPERVISION SELECTIVA DE OBRA
ANALISIS APROBACION
CALIDAD ACORDADA
ANALISIS APROBACION
PLANOS DE OBRA
PLANOS DE OBRA
ANALISIS SUGERENCIA
ACTIVIDAD ESENCIAL
PROGRAMA DE OBRA POR ACTIVIDAD
PROGRAMA DE OBRA " X "
PROGRAMA TECNICO Y CONDICIONES DE LA OBRA
*CALIDAD REQUERIDA DURANTE LA CONSTRUCCION
TRANSMISION DE INFORMACION
ACUERDO
MANUAL DE OBRA
*FORMA CONCRETA DE CONSTRUCCION
INSPECCION REQUERIDA
*REGISTRO SOBRE AUTOCONTROL
ANEXO 4
HOJA DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRA INCLUYE NORMAS PARA PRACTICAR PRUEBAS
ESTADARES DE TRABAJO " X "
DESICION CONFIRMACION
PRUEBA DE CALIDAD DE OBRA = DATOS DE ANALISIS
AUXILIO P/PRUEBAS DATOS DE AUTOREVISION
CONFIRMACION DE TERMINACION DE LA OBRA
*REGISTRO DE INSPECCION PARA ENTREGA DE LA OBRA
*DOCUMENTO DE ENTREGA E INSTRUCCIONES DEL USO
RECEPCION
*PROGRAMA DE MANTENIMIENTO Y DE CONTROL DEL EDIFICIO

HOJA DE INSTRUCCIONES DE LA CALIDAD DISEÑADA (A.C.)

NOMBRE DEL PROYECTO

REQUERIMIENTOS DEL CLIENTE	LINEAMIENTOS DEL DISEÑO (OBJETIVO DEL DISEÑO)	CALIDAD DISEÑADA (CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES)		OBSERVACIONES DURANTE LA OBRA
El lado interior del muro exterior servirá para almacenar productos, por lo que no deberá haber filtraciones.	① Medidas contra cuarteaduras del muro exterior de concreto. • Usar concreto con bajo grado de agrietamiento • Absorber las cuarteaduras aplicando sellador.	Probabilidad de cuarteaduras menores de 2.0 cm /m^2	• Contenido de agua <185 Kgf/m^3 • Juntas de expansión < 3 m • Grosor del muro —— 18 cm	• Evitar la aparición de fallas en las juntas constructivas y acabados carcomidos • Checar la impermeabilidad alrededor de las ventanas • Antes de dar el toque final corregir las cuarteaduras
	② Impermeabilidad de ventanas y del muro cortina • No deberá de filtrarse el agua bajo condiciones de una precipitación pluvial de 30 mm/h y un viento promedio de 20m/s	Hermeticidad de las ventanas 50 Kgf/m^2		
	• No deberá haber filtraciones durante 5 años donde se haya aplicado sellador	Distorsión de la superficie de contacto < del 15% Adherencia del sellador > ____ _____Kgf/cm^2	• Ancho de la junta de expansión 20 mm ± 3 mm • Profundidad de la junta de expansión 10 mm — 1~ + 3 mm • Primer _____	Checar el ancho y la profundidad de las juntas de expansión

ANEXO I

LINEAMIENTOS DE LA OBRA

1.- CONDICIONES DE LA OBRA
(Pedido del cliente, Diseño, Contrato, Localización del terreno, etc.)

a) El proyecto se localiza en el centro de una zona comercial. Es un edificio comercial para ropa fina y será como un símbolo dentro de dicha zona.

b) El edificio deberá ser sobrio, con una imagen acorde a su categoria y se deberá tener especial cuidado con la fachada.

c) Las indicaciones especiales con respecto a la calidad son:

- Acabados exteriores
- Impermeabilidad

d) La entrega de materiales deberá hacerse temprano para no causar molestias a los vecinos.

2.- SUGERENCIAS DEL EQUIPO DE TECNICOS Y LA HABILIDAD DEL CONTRATISTA DEBIDA A SU EXPERIENCIA.

a) El Contratista deberá discutir con el equipo de técnicos todo lo relacionado con el diseño de la estructura metálica, incluyendo las medidas de seguridad y de vialidad, ya que el terreno es reducido y es requisito que la construcción sea a base de estructura metálica.

b) En cuanto a la impermeabilización, no sólo se debe de aplicar impermeabilizante sobre exteriores, sino que también se debe de agregar en la preparación del concreto.

c) Esforzarse por "garantizar la calidad de la estructura" y "prevenir el desprendimiento de los materiales de la fachada".

ANEXO 2 - 1

3.- LINEAMIENTOS RELACIONADOS TANTO CON EL PROGRAMA DE OBRA, COMO CON LA ADMINISTRACION DEL LUGAR DE LA OBRA.

a) Existe una estrecha relación entre el resultado de la obra (edificio), y el prestigio que adquiere el Contratista, por lo que éste deberá garantizar una buena calidad de obra.

b) Se deberá tener una relación cordial con los vecinos. Además se programará conforme a la duración de la obra el número de trabajadores, la entrega de material, etc.

c) Instalar una grúa de torre de 5 toneladas para eregir la estructura y posteriormente se cambiará por una pluma.

d) Realizar con frecuencia juntas con los Subcontratistas para definir cómo prevenir daños.

4.- PUNTOS ESENCIALES DE LA SUPERVISION DE OBRA.

"C" CALIDAD

a) Evitar filtraciones de agua en la azotea y muros exteriores.
b) Garantizar la calidad de la estructura.
c) Garantizar la calidad de los acabados de muros exteriores.
d) Evitar el desprendimiento de los materiales de la fachada.

"D" DURACION

a) Acortando el tiempo de la erección de la estructura, se logrará reducir la duración de la obra hasta 15 días.

- Fijar la fecha clave
- Propuestas para acortar la duración de la obra
- Elaboración y autorización de los planos

"S" SEGURIDAD

a) Evitar que ocurran accidentes o daños.

- Prevención de accidentes y daños
- Poner en marcha las acciones para su prevención
- Utilización de los estándares de trabajo

ANEXO 2 - 2

LA OBRA "X"	PROGRAMA DE SUPERVISION SELECTIVA DE LA OBRA

LINEAMIENTO DE LA OBRA	PUNTOS DE SUPERVISION	CRITERIOS PARA EVALUAR	FORMA PARA FRECUENCIA Y FORMA	COMPROBAR RESPONSABLE	RESULTADOS PROYECTISTA	DOCUMENTOS
Evitar filtraciones en la azotea	Superficie de la losa de azotea	Que no existan protuberancias ni grietas	Inspección visual	Encargado	Checar los puntos de supervisión	Manual de obra Hoja de control de calidad Lista de puntos a supervisar (Plano de azotea)
	Drenabilidad de la losa	No existe encharchamiento mayor a 1 m2 y menor a 5% de la superficie total de la losa	Inspección visual después de la lluvia	Encargado		
	Humedad de la losa	Que no se aprecie humedad	Inspección visual		Presenciar la supervisión	
Prevenir filtración en los muros exteriores	Grietas	Grieta > 0.1 mm de ancho	Antes de resanar se deberá de medir	Encargado	Checar la hoja de registro	Hoja de control de calidad de la obra
	Juntas constructivas	Partes no unidas	Medir con la regla después de descimbrar	Maestro albañil		Lista de puntos a revisar Manual de colado Hoja de registro
	Hermeticidad del vano de las ventanas	No existe filtración con la prueba de rociado < 0.05 partes/m	Rociar agua	Encargado		Manual de mortero Hoja de resultado de prueba
	Superficies carcomidas	Indice de carcomidos < 0.16	Medir áreas carcomidas después de descimbrar	Maestro albañil Encargado	Checar la hoja de registro	Manual de obra Registro de pruebas
	Sellador	Ancho: Valor diseñado ± 3 mm Profundidad: Valor diseñado Indice de carcomidos < 0.16 ± 3 mm ~ 1 mm				

TRABAJO DE CONCRETO	ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA	✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE O: RESP. DE LA SUPERVISION ○ SUPERVISOR

① Gerente ② Jefe
③ Encargado ④ Proveedor

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROYE	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
La comprensión del proyecto ejecutivo	La comprensión de la calidad requerida	El contenido del proyecto ejecutivo	Están comprendidos los puntos escenciales	Al elaborar el plan de trabajo					□	O	○		
		Proceso general de la obra	Se sabe la fecha de los trabajos de concreto	Antes de la elaboración del plan de trabajo				✱	□	O	○		El programa gral. de obra
		El contenido de las indicaciones y descripciones especiales	Se conocen los puntos escenciales de las indicaciones y descripciones especiales	Al elaborar el plan de trabajo					□	O	○		
		No existen errores ni imprevistos en el proyecto ejecutivo	No existen errores ni imprevistos	Al elaborar el plan de trabajo			Discutir con el proyectista	✱	□	O	○		
		Las partes dificiles de la obra	Están comprendidas las partes dificiles de la obra	Al elaborar el plan de trabajo					□	O	○		
		Medidas para evitar cuarteaduras	Existen juntas de expansión en los muros	Al elaborar el plan de trabajo			Incluir juntas de expansión previo acuerdo con el proyectista	✱	□	O	○		

ANEXO 4 - I

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

✱ : AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
O: RESP. DE LA SUPERVISION
O SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	C ④	DOCUMENTO Y DATOS
El análisis del programa de la obra	El contenido del programa de la obra	El contenido de los requisitos de la obra: Condiciones del terreno Iniciación de la obra Tipo de concreto Volumen de concreto Rectificación de la temperatura Forma de transportar el concreto Forma de colado de concreto Relación con otras actividades	Los requisitos son comprendidos	Antes de la elaboración del Manual					□	O	O		
		El contenido del nivel del control	Está comprendido el nivel del control	Antes de la elaboración del Manual				✱	□	O	O		
La elaboración del Manual de la Obra	El contenido del Manual de la Obra	El contenido del Manual de la Obra	Están descritas las formas y el procedimiento necesario	Antes de la elaboración del Manual				✱	□	O	O		El Manual de la Obra

ANEXO 4 - 2

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

★: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA ☐: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
O: RESP. DE LA SUPERVISION
O SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
Elección de la fábrica de concreto	Calidad de los materiales	Cemento	Cemento Portland Cemento de Escoria	Al elegir a la fábrica y durante la obra	El último resultado de la prueba del fabricante	Por fábrica 1 vez/mes	Cambiar la fábrica	★	☐	O	O	●	El resultado de la prueba
		Agregados	Arena, grava, grava triturada y agregados ligeros cumplen con la norma	Al elegir ala fábrica y durante la obra	El resultado de la prueba de la fábrica de concreto crudo	Por fábrica 1 vez/mes	Cambiar la fábrica	★	☐	O	O	●	El resultado de la prueba
			No existe reacción a lo alcalino	Al elegir ala fábrica y durante la obra	El resultado de la prueba de la fábrica de concreto	Por fábrica 2 veces/mes	Cambiar la fábrica	★	☐	O	O	●	El resultado de la prueba
			Están suficientemente húmedos los agregados ligeros	Al elegir a la fábrica y durante la obra	El resultado de la prueba de la fábrica de concreto	Por fábrica 1 vez/mes	Deberá humedecerse suficientemente	★	☐	O	O	●	El resultado de la prueba
		Agua	Se ajusta a la norma oficial	Al elegir a la fábrica y durante la obra	El resultado de la prueba de la fábrica de concreto	Por fábrica 1 vez/mes	Cambiar la fábrica	★	☐	O	O	●	El resultado de la prueba
	Instalaciones de la fábrica	Capacidad de la producción	Está acorde al programa de obra	Al elegir a la fábrica	Estudio de la fábrica	Por fábrica	Cambiar la fábrica	★	☐	O	O		El estudio de fábricas de concreto
	Sistema de control	Capacidad del control de calidad	La fábrica autorizada cuenta con técnicos en cemento y controla la producción	Al elegir a la fábrica	Estudio de la fábrica	Por fábrica	Cambiar la fábrica	★	☐	O	O		El estudio de fábricas de concreto
	Distancia al lugar de la obra	Tiempo de traslado	< 60 minutos	Al elegir a la fábrica	Estudio de la fábrica	Por fábrica	Cambiar la fábrica	★	☐	O	O		El estudio de fábricas de concreto

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

★: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
O: RESP. DE LA SUPERVISION
○ SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	J ③	C ④	DOCUMENTOS Y OTROS
Programa de la mezcla	Requisitos de la mezcla	Resistencia establecida	Se ajustan con los planos y el Programa de Obra	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada fá-- brica y tipo de concreto	Corregirlo	★	□	O	○		Programa de combinación
		Tipo de aditivos	Agente desecante	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada fá-- brica y tipo de concreto	Cambiar el aditivo	★	□	O	○		Programa de combinación
	Norma básica de la mezcla	Revenimiento	< 18 cm (Concreto Sumergido 18-21 cm)	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada tipo de concreto	Corregirlo	★	□	O	○		Programa de combinación
		Volumen de agua	Por regla < 185 Kg/m^3 (Concreto Sumergido < 200 Kg/m^3	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada tipo de concreto	Corregirlo	★	□	O	○		Programa de combinación
		Volumen de cemento	> 270 Kg/m^3 (Concreto Sumergido > 300 Kg/m^3) (Concreto en Masa No hay especificación)	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada tipo de concreto	Corregirlo	★	□	O	○		Programa de combinación
		Proporción de agua y cemento	Cemento Portland < 65% Cemento de Escoria < 60% Concreto Sumergido < 60%	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada tipo de concreto	Corregirlo	★	□	O	○		Programa de combinación
		Volumen de cloruro	< 300 g/m^3	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada tipo de concreto	Corregirlo	★	□	O	○		Programa de combinación

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

★: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA ☐: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
◎: RESP. DE LA SUPERVISION
○ SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
Mezcla de prueba	Programa de mezcla de prueba	Omisión de la mezcla de prueba	Usar concreto reglamentario	Al programar la mezcla	Programa de combinación	Por cada tipo de concreto	Realizar la mezcla de prueba	★	☐	◎	○		
		Contenido del programa de la mezcla de prueba	Acorde al objetivo	Antes de la mezcla de prueba	Confirmación del programa de la mezcla de prueba	Cada mezcla de prueba	Corregirla	★	☐	◎	○	●	Programa de la mezcla de prueba
		Volumen de la mezcla de prueba	1 carga < 30 L	Antes de la mezcla de prueba	Confirmación del valor medido	Hacer prueba por cada carga	Corregirla	★	☐	◎	○	●	Programa de la mezcla de prueba
	Prueba del concreto fresco	Manejabilidad	Buena	Al hacer la prueba	Visual	Cada mezcla de prueba	Analizar la mezcla y realizar la prueba	★	☐	◎	○	●	Reporte del resultado de la mezcla de prueba
		Revenimiento	Valor fijado ± 1.0 cm	Al hacer la prueba	Norma Industrial de Japón	Cada mezcla de prueba	Analizar la mezcla y realizar la prueba	★	☐	◎	○	●	Reporte del resultado de la mezcla de prueba
		Volumen de aire	Valor fijado ± 1.0 %	Al hacer la prueba	Norma Industrial de Japón	Cada mezcla de prueba	Analizar la mezcla y realizar prueba	★	☐	◎	○	●	Reporte del resultado de la mezcla de prueba
		Volumen de Concreto Ligero	Valor fijado > ± 2.0 %	Al hacer la prueba		Cada mezcla	Analizar la mezcla y realizar la prueba	★	☐	◎	○	●	Reporte del resultado de la mezcla de prueba

TRABAJO DE CONCRETO	ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA	✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE O: RESP. DE LA SUPERVISION ○ SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	J ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
		Volumen de cloruro	< 300 g/m^3	Al hacer la prueba	Medidor de salinidad	Cada mezcla de prueba	Analizar tipo y mezcla de egregados y realizar de nuevo la prueba	✱	□	O	○	●	Reporte del resultado de la mezcla de prueba
		Temperatura del concreto	Dentro de la reglamentaria	Al hacer la prueba	Termóme-tro	Cada mezcla de prueba	Analizar la mezcla y realizar la prueba	✱	□	O	○	●	Reporte del resultado de la mezcla de prueba
	Prueba del concreto fraguado	Resistencia a la presión del cilindro de prueba (curado estándar)	> 0.95 veces a la resistencia de la edad del material seleccionado	Pasada la edad del material fijado	Norma Industrial de Japón	Cada mezcla de prueba	Analizar la mezcla y realizar la prueba	✱	□	O	○	●	Reporte del resultado de la mezcla de prueba

TRABAJO DE CONCRETO	ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA	✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE ◎: RESP. DE LA SUPERVISION ○ SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
Preparación del colado	Proceso anterior	Trabajos de estructura metálica, cimbra, tubería y cableado	Está terminado	Antes del colado	Visualmente	Cada colado	Terminarlos	✱	□	◎	○		
	Programa de colado	Area, órden, volumen y velocidad del colado	Están comprendidos por los trabajadores	Antes del colado		Cada colado	Perfeccionarlo			◎	○	●	Programa de colado
		Suministro de concreto	Confirmar con la fábrica	Antes del colado	Teléfono	Cada colado	Corregir			◎	○	●	Programa de colado
	Equipos	Distribución de pipas	Según lo programado	Antes del colado	Visualmente	Cada colado	Corregir			◎	○	●	Programa de colado
		Rutas de las tuberías de las pipas y la forma de fijarlas	Según lo programado	Antes del colado	Visualmente	Cada colado	Corregir			◎	○	●	Programa de colado
		Carretillas	Están revisadas	Antes del colado	Visualmente	Cada colado	Componerlas				○	●	
		Vibradores	Están revisados	Antes del colado	Probar su funcionamiento	Cada colado	Componerlos				○	●	

TRABAJO DE CONCRETO	ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA	✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE O: RESP. DE LA SUPERVISION O SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
	Otros	Distribución de los trabajadores y de los vibradores	Según lo programado	Antes del colado	Visualmente	Cada colado	Corregirla				O	●	
		Limpieza de la cimbra	No existe basura ni pedazos de madera	Antes del colado	Visualmente	Cada colado	Limpiarla				O	●	
		Humedecer la cimbra	Están húmedos	Antes del colado	Visualmente	Cada colado	Rociarla				O	●	

ANEXO 4 - 8

TRABAJO DE CONCRETO	ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA	✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE O: RESP. DE LA SUPERVISION O SUPERVISOR

PROCESO DEL	PROYECTO	PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
Pruebas de calidad del concreto	Concreto fresco	Manejabilidad	Muy buena	A la entrega	Visualmente	Todas las revolvedoras	Desechar			O	O	●	Hoja de control del colado
		Tiempo transcurrido desde la mezcla hasta el colado	Temperatura ambiental exterior < 25°C dentro de 120 min > 25°C dentro de 90 min	A la entrega	Nota de entrega	Todas las revolvedoras	Desechar			O	O	●	Hoja de control del colado
		Revenimiento	Revenimiento indicado 8~ 18 cm tolerancia: ± 2.5 cm > 18 cm tolerancia: ± 1.5 cm	A la entrega	Norma Industrial de Japón	3 veces por cada 150m^3 a la toma de muestra para la resistencia de la estructura	Desechar	✱	□	O	O	●	Hoja de control de colado
		Volumen de aire	Concreto normal < 4.0% ± 1.0% Concreto ligero < 5.0% ± 1.5%	A la entrega	Norma Industrial de Japón	3 veces por cada 150m^3 a la toma de muestra para la resistencia de la estructura	Desechar	✱	□	O	O	●	Hoja de control de colado
		Temperatura del concreto	> 5°C < 35°C	A la entrega	Termómetro	Igual a lo arriba mencionado	Discutir con el Proyectista	✱	□	O	O	●	Hoja de control de colado
		Volumen de cloruro	< 300 g/m^3	A la entrega	Medidor de salinidad	1 vez / día. En caso de usar arena de mar como agregado 1 vez / 150 m^3	Desecharlo. Posteriormente realizar prueba según el Manual de Prueba de Salinidad	✱	□	O	O	●	Hoja de control de colado. Registro de pruebas de salinidad

TRABAJO DE CONCRETO	ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA	✱ : AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE O: RESP. DE LA SUPERVISION ○ SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
	Concreto fraguado	Toma de la muestra	El número de tomas de la muestra es igual a lo programado	A la entrega	Norma Industrial de Japón	3 veces / 150 m^3	Tomar la muestra según el programa	✱	□	O	○	●	Muestra de la resistencia de la estruc--tura 1 / 150 m^3. Tomar muestras de 3 revolvedo-ras
		Resistencia del concreto utilizado	La resistencia de la muestra ya curada deberá ser: 0.85 veces más que la resistencia prefijada. El resultado promedio de 3 pruebas es mayor a la resistencia prefijada	Edad del material 28 días	Norma Industrial de Japón	1 vez / 150 m^3	Discutir con el Proyectista	✱	□	O	○	●	Hoja de control de resistencia del concreto
		Resistencia de la estructura	En cuanto a la resistencia de la muestra de curado dentro del agua, el resultado de la 1a. prueba deberá ser mayor a la resistencia según la norma del diseño	Edad del material 28 días	Norma Industrial de Japón	1 vez / 150 m^3	Discutir con el Proyectista	✱	□	O	○	●	Hoja de control de resistencia del concreto
		Resistencia de la estructura al descimbrar	La resistencia de la muestra de curado dentro del agua, es mayor a la resistencia posterior al descimbrado	Edad de material fijada	Norma Industrial de Japón	1 vez / día	Aplazar el descimbrado	✱	□	O	○	●	Hoja de control de resistencia del concreto

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA ☐: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
O: RESP. DE LA SUPERVISION
O SUPERVISOR

PROCESO DEL	PROYECTO	PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	C ④	DOCUMENTOS Y OTROS
Colado	Forma del colado	Orden del colado	Acorde a lo programado	Durante el colado	Visualmente	Cada vez	Corregir			O	O	●	
		Tiempo de colado	Tiempo transcurrido desde la entrega de la fábrica Temperatura ambiental < 25°C < 120 min Temperatura ambiental > 25°C < 90 min	Durante el colado	Nota de entrega	Todos los carros	Desechar			☐	O	●	Hoja de control del colado
	Colado	Altura de la caída libre de concreto	Columnas, paredes < 4.0m Trabes, losa < 1.0m	Durante el colado	Visualmente	Cada vez	Corregir				O	●	
		Separación de vibradores	< 60 cm	Durante el colado	Visualmente	Cada vez	Corregir				O	●	
		Intervalo de las vibraciones	5 ~ 10 segundos	Durante el colado	Visualmente	Cada vez	Corregir				O	●	
		Posición de las varillas	No existen defectos notables	Durante el colado	Visualmente	Cada vez	Corregir				O	●	
		Recubrimiento de las varillas	Tiene el grosor mínimo	Durante el colado	Visualmente y con medidor	Cada vez	Corregir				O	●	

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
◎: RESP. DE LA SUPERVISION
○ SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROV	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
		Deformación de la cimbra	No existen defectos notables	Durante el colado	Visualmente	Cada vez	Corregir				○	●	
		Separación de niveles	< 3 m	Al nivelar	Visualmente	Cada vez	Corregir				○	●	
		Cuarteaduras por asentamientos	No existen defectos notables	Al realizar el acabado de superficie	Visualmente	Cada vez	Corregir				○	●	
	Uniones del colado	Límite del intervalo del colado	Temperatura ambiental < 25°C 150 min Temperatura ambiental > 25°C 120 min	Durante el colado	Anotar la hora del colado	Cada vez	Corregir				○	●	
		Compactación de las uniones del colado	Están instalados los vibradores antes del colado	Durante el colado	Visualmente	Cada vez	Corregir				○	●	
	Limpieza después del colado	Las varillas en las uniones del colado	Están limpias	Durante el colado y después del colado, las veces que sean necesarias	Visualmente	Cada vez	Limpiar				○	●	
	Superficie de las uniones del colado	Estado de la superficie de las uniones horizontales del colado	No existen "natas" en la superficie	Al día siguiente del colado	Visualmente	Todas las columnas	Corregir			◎	○	●	
		Estado de la superficie de las uniones verticales del colado	Están eliminadas las rebabas	Al finalizar	Visualmente	Todas las juntas	Eliminar			◎	○	●	

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

✱: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA ☐: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
O: RESP. DE LA SUPERVISION
O SUPERVISOR

PROCESO DEL	PROYECTO	PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
Curado	Parte vertical	1. Curado de la superficie de concreto	Hasta los 7 días de edad el material está curado	Edad del material < 7 días	Visualmente	Cada colado	Curar			O	O		
		2. Prevención de daños por principio de congelamiento	Está cubierto con plástico	Hasta lograr una resistencia a la presión > 50 Kg/cm^2	Visualmente	Cada vez	Curar			O	O	●	
	Parte horizontal	1. Superficie del concreto	Evitar secado rápido	Edad del meterial < 7 días	Visualmente	Cada colado	Curar			O	O	●	
		2. Prevención de daños por principio de congelamiento	Está protegido con plástico	Hasta lograr una resistencia a la presión > 50 Kg/cm^2	Visualmente	Cada vez	Curar			O	O	●	
		3. Proteger contra vibraciones y fuerzas exteriores	No colocar objetos pesados durante 24 horas	24 horas después del colado	Visualmente	Cada vez	Corregir			O	O	●	
Arreglo después de descimbrar	Posición, medidas	1. Localización real de cada parte colada	Tolerancia ± 20 mm	Después de descimbrado	Visualmente Medidor	Cada parte	Discutirlo con el Proyectista	✱	☐	O	O	●	
		2. Medida de corte de cada parte	Tolerancia 5 mm ~ + 20 mm	Después de descimbrado	Visualmente Medidor	Cada parte	Discutirlo con el Proyectista	✱	☐	O	O	●	

TRABAJO DE CONCRETO

ESTANDARES DE CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA

*: AUTORIZ. DEL PROYECTISTA □: RECEP. DEL INFORME ●: AYUDANTE
O: RESP. DE LA SUPERVISION
O SUPERVISOR

PROCESO DEL PROYECTO		PUNTOS DE CONTROL	DETALLES ESCENCIALES Y NIVEL DE CONTROL	FORMA ¿CUANDO?	DE ¿COMO?	CONTROL FRECUENCIA	MEDIDAS CORRECTIVAS DE CONTROL	PROY	A ①	S ②	I ③	G ④	DOCUMENTOS Y OTROS
	Supeficie	1. Acabado carcomido	No existen defectos notables	Después del descimbrado	Visualmente	Cada parte	Discutirlo con el Proyectista	*	□	O	O	●	
		2. Uniones del colado	No existen defectos notables	Después del descimbrado	Visualmente	Cada parte	Discutirlo con el Proyectista	*	□	O	O	●	
		3. Cuarteaduras	No existen cuarteaduras significativas	Antes del acabado	Visualmente, Medidor de cuarteaduras	Cada parte	Discutirlo con el Proyectista	*	□	O	O	●	

SISTEMAS DE CALIDAD DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMORESISTENTE EN E.U.A. Y EN LA CIUDAD DE MEXICO

Ricardo Guzmán[1]

1. INTRODUCCION

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 (Fig. 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.

2. SISTEMA BASICO 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.

b. El diseño debe de cumplir con las Leyes, Reglamentos y Especificaciones aplicables. La Figura 2 describe la aplicabilidad del 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.

d. Una oficina de Gobierno con jurisdicción verifica que los documentos de construcción cumplen con las Leyes

[1] Gerente de Ingeniería Civil y Estructural,
Grupo Profesional Planeación y Proyectos, S.A. de C.V.
Blvd. M. Avila Camacho No. 40-9o. Piso
Naucalpan, Estado de México

y los Reglamentos y que la construcción se haga con apego a documentos aprobados (Fig. 4).

Lo anterior se resume en la Figura 1.

3. LA SEGURIDAD SISMICA 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 (Fig. 5).

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 solameme 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 HISTORICOS

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 CONSTRUCCION

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. (Fig. 6)

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.

ORGANIZACION Y FUNCIONAMIENTO DE LA OSA/SSS

El organigrama de la OSA/SSS se muestra en la Fig. 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 Fig. 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

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 Fig. 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.

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 (Fig. 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.

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 OPERACION

Los principios en que se basan los trabajos de la OSA/SSS se pueden resumir de la siguiente manera (Fig. 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.

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 (Figs. 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).

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 Fig. 13.

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.

COMPONENTES DEL SISTEMA DE SEGURIDAD ESTRCUCTURAL
MARCO LEGAL
PROFESIONALES DEL DISEÑO CALIFICADOS
PROFESIONALES DE LA CONSTRUCCION CALIFICADOS
OFICINA DE GOBIERNO REGULADORA

Fig. 1

MARCO LEGAL

- **A NIVEL DE LEYES:**
  LOCALES (CIUDAD/CONDADO)
  ESTATALES
  FEDERALES

- **LEYES LOCALES:**
  EDIFICACIONES HABITACIONALES
  EDIFICACIONES COMERCIALES
  (ESCUELAS PRIVADAS)

- **LEYES ESTATALES:**
  ESCUELAS PUBLICAS
  HOSPITALES
  SERVICIOS ESENCIALES

- **LEYES FEDERALES:**
  PLANTAS NUCLEARES
  INSTALACIONES DE ALTO RIESGO

Fig. 2

PROFESIONALES DE LA CONSTRUCCION CALIFICADOS

EXPERIENCIA, HABILIDAD Y LICENCIA O CERTIFICACION:

CONTRATISTA
SUBCONTRATISTAS:
- EXCAVACION
- CONCRETO
- ACERO
- MAMPOSTERIA

INSPECTORES
- GENERALES
- ESPECIALIDADES
  - -MAMPOSTERIA
  - -SOLDADURA

LABORATORIOS
- GEOTECNIA
- CONCRETO
- ACERO

MANEJADORES DE LA CONSTRUCCION

Fig. 3

OFICINAS DE GOBIERNO REGULADORAS

- **GOBIERNOS LOCALES (CIUDADES/CONDADOS)**

  DEPARTAMENTO DE EDIFICACIONES (BUILDING DEPARTAMENT)

  -VERIFICA DISEÑO CON UN GRADO DE DETALLE VARIABLE

  -OBSERVA CONSTRUCCION SOMERAMENTE

- **GOBIERNO ESTATAL**

  OFICINA DEL ARQUITECTO DEL ESTADO/ SECCION DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

  -VERIFICA DISEÑO EN GRAN DETALLE

  -SUPERVISA APEGADAMENTE A LOS INSPECTORES DEL PROYECTO

  -ELABORA REGLAMENTACION PROPIA

- **GOBIERNO FEDERAL**

Fig. 4

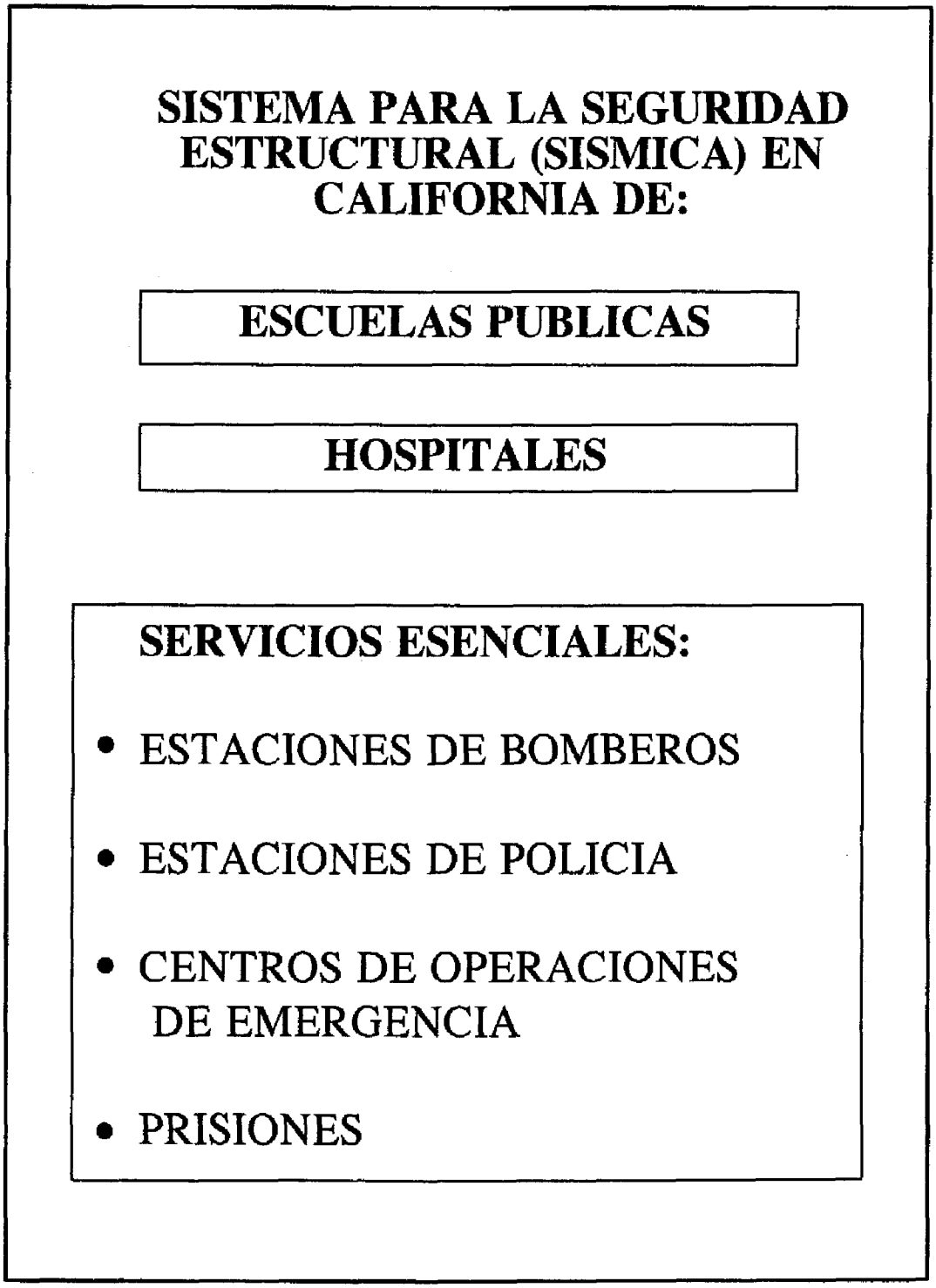

SISTEMA PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL (SISMICA) EN CALIFORNIA DE:
ESCUELAS PUBLICAS
HOSPITALES
SERVICIOS ESENCIALES:
• ESTACIONES DE BOMBEROS
• ESTACIONES DE POLICIA
• CENTROS DE OPERACIONES DE EMERGENCIA
• PRISIONES

Fig. 5

REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA ESCUELAS, HOSPITALES Y SERVICIOS ESENCIALES EN CALIFORNIA

TITULO 24. STATE BUILDING CODE

1a. PARTE: REQUISITOS ADMINISTRATIVOS

-PROCEDIMIENTOS PARA SOLICITUDES
-REQUIERE NOMBRAR ARQUITECTO Y/O INGENIERO ESTRUCTURISTA RESPONSABLE
-TIPOS DE APROBACIONES
-DOCUMENTOS REQUERIDOS
-APROBACION DE INSPECTORES Y LABORATORIOS
-FACULTADES Y LIMITES DE LOS INGENIEROS DE LA OSA/SSS
-INFORMES VERIFICADOS DE CONSTRUCCION
-CERTIFICACION DE EDIFICIOS

2a. PARTE : REGLAMENTO TECNICO

-UBC MODIFICADO (MAS SEVERO)
-ALGUNOS TIPOS DE ESTRUCTURA NO SON PERMITIDOS
-PRUEBAS E INSPECCIONES MAS ESTRICTAS Y EXTENSIVAS
-TODA IRREGULARIDAD EXCESIVA IMPLICA ANALISIS DINAMICO

7a. PARTE: ELEVADORES

-REQUISITOS PARA GUIAS Y CUARTOS DE MAQUINAS MAS ESTRICTOS

Fig. 6

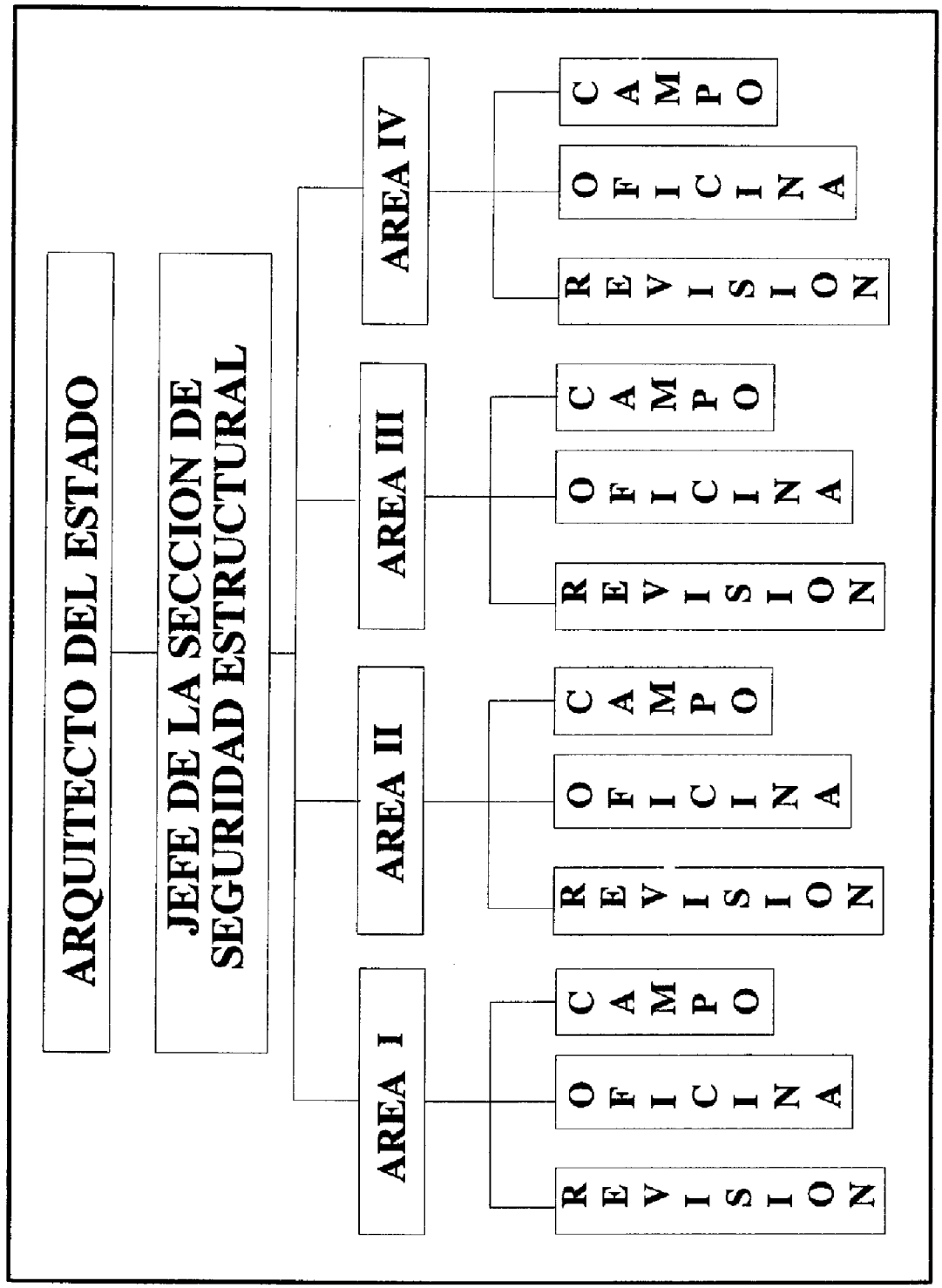

ARQUITECTO DEL ESTADO
JEFE DE LA SECCION DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
AREA I
AREA II
AREA III
AREA IV
CAMPO
OFICINA
REVISION

Fig.7

UNIDAD DE REVISION DE PLANOS

1.- REVISION PRELIMINAR

¿ ESTAN LOS DOCUMENTOS SOMETIDOS SUFICIENTEMENTE COMPLETOS Y DESARROLLADOS?

2.- REVISION (PLAN CHECKING)

- REVISION EN GRAN DETALLE
- TODO LO QUE REPRESENTE UN PELIGRO PARA LAS PERSONAS SE TIENE QUE DETALLAR EN LOS PLANOS:
  - ESTRUCTURA / CIMENTACION
  - CONEXIONES
  - TRAYECTORIA DE CORTANTES
  - SEPARACIONES
  - FECHADAS
  - VENTANALES
  - MUROS INTERIORES
  - PLAFONES
  - TRAGALUCES
  - ELEVADORES
  - ANCLAJE DE MUEBLES Y EQUIPO
  - RECUBRIMIENTOS PESADOS
- COORDINACION ENTRE PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES Y CON LAS ESPECIFICACIONES
- INSPECCIONES Y PRUEBAS DE MATERIALES

3.- SUPERVISION DE LA REVISION

4.- VERIFICACION FINAL (BACK CHECK)

5.- AYUDAS

- MANUAL DE INTERPRETACIONES
- LISTAS DE ESPECIFICACIONES IMPORTANTES
- GUIAS DE REVISION
- CORRECCIONES ESTANDAR

Fig. 8

OFFICE OF THE STATE ARCHITECT STRUCTURAL SAFETY SECTION

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)
2-1A	Reconstruction of Building for Hospital Use	(3/90)
2-2	Architect/Engineers Certification of School Buildings	(3/90
3-1	Signatures on Deferred Approval Items for Hospitals	(3/90)
4-1	Selection, Qualification and Rating of Project Inspectors	(3/90)
5-1	Certificate of Compliance without Receipt of all Documents	(3/90)
6-1	Duties of In-Part Inspector for Factory Fabricated Buildings	(3/90)
7-1	Over-the-Counter Review of Relocatable Buildings	(3/90)
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)
16-1	Major Structural Alterations or Additions to Non-conforming Hospital Buildings	(7/90)

FIGURA No. 9

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

GENERAL DESIGN

23-1	Wall Anchorage and Plywood Sub-diaphragm Design	(3/90)
23-4	Elevator Installations in Hospitals and Public Schools	(3/90)
23-6	Detailed Requirements for Relocatable School Buildings	(3/90)
23-7	Anchorage of Non-structural Building Components and Hospital Equipment	(3/90)
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)
23-12	Computer Analysis and Design Calculations	(3/90)
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)
23-17	Non-required Structural Alterations to Pre-Hospital Act Structures	(4/90)

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)

WOOD

25-1	Differential Shrinkage of Wood Memebers	(9/89)
25-3	Timber Connectors	(4/90)

FIGURA No. 9 (continuación)

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	(3/90)
27-2	Load Tests & Inspection of Steel Joists	(3/90)
27-3	High Strength Bolts - Refer to IR 27-7	(8/89)
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)
27-7	Use of Direct Tension Indicators	(9/89)

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)

FIGURA No. 9 (continuación)

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 No. 9 (continuación)

UNIDAD DE INGENIERIA DE CAMPO

SUPERVISA LA CONSTRUCCION PARA

VERIFICAR QUE SE CUMPLE CON EL

REGLAMENTO Y LOS DOCUMENTOS

APROBADOS

- IDENTIFICA ERRORES U OMISIONES DE DISEÑO
- APRUEBA INSPECTORES
- SUPERVISA A LOS INSPECTORES / LES DA ENTRENAMIENTO
- EXAMINA EDIFICIOS EXISTENTES POR SEGURIDAD ESTRUCTURAL
- APRUEBA ORDENES DE CAMBIO
- RECOMIENDA CERTIFICACION

Fig. 10

PRINCIPIOS DE OPERACION

1.- TODOS LOS QUE DISEÑAN PUEDEN COMETER ERRORES O INTERPRETAR MAL EL REGLAMENTO

2.- UN ALTO GRADO DE SEGURIDAD SISMICA REQUIERE CUIDADO EN LOS ASPECTOS GENERALES DEL ANALISIS Y EN EL DETALLADO DE LA ESTRUCTURA

3.- LOS CONFLICTOS DE INTERES CONLLEVAN INFERIOR CALIDAD

4.- EL PERSONAL QUE REVISA EL DISEÑO Y SUPERVISA LA CONSTRUCCION DEBE TENER UN ALTO GRADO DE PREPARACION

Fig. 11

ASPECTOS GENERALES

- **SISTEMA DE NO CONFIANZA:**
  - CALIDAD POR INSPECCION

  - INCENTIVOS NEGATIVOS

  RESPONSABILIDAD LEGAL PERSONAL DE LOS DUEÑOS
  AMENAZA DE DEMANDAS
  PERDIDA DE REPUTACION PROFESIONAL
  MAYOR COSTO DE ASEGURAMIENTO O PERDIDA DEL SEGURO DE RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

  - INCENTIVOS POSITIVOS

  MAYOR REPUTACION PROFESIONAL
  NEGOCIOS FUTUROS

- **ASPECTOS COMUNES CON EL CONTROL TOTAL DE CALIDAD (CTC):**
  - -TIENE UNA VISION
  - - SE LE DA ENFASIS A LA CALIDAD
  - - PROCESO SIN FIN DE MEJORAMIENTO

Fig. 12

ASPECTOS GENERALES

- **PROBLEMAS**
  -MAYOR COSTO
  -PROCESO MAS PROLONGADO
  -HA GENERADO ADVERSARIOS
  -BUROCRATISMO
  -ABUSO DE AUTORIDAD
  -FORMAS LEVES DE CORRUPCION
  -LOS ARQUITECTOS E INGENIEROS LO USAN COMO SU CONTROL DE CALIDAD

- **BENEFICIOS**
  -MEJOR DISEÑO
  -CONSTRUCCION DE MAYOR CALIDAD
  -MEJORA Y UNIFORMIZA LA PRACTICA DE DISEÑO
  -EDUCA A:
    INGENIEROS
    ARQUITECTOS
    INSPECTORES
    LABORATORIOS
  -ES UN SISTEMA DE RETROALIMENTACION

Fig. 13

MESA REDONDA

EL PAPEL DEL DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA EN LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Ing. Roberto Ruíz

EL PAPEL DEL DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA EN LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Roberto Ruíz Vilá[1]

A partir de la aprobación del Reglamento de Construcción del Distrito Federal en 1987, se crea la figura delDirector Responsable de Obra, desempeñando un papel de gran relevancia en las obras en que debe participar.

Es un hecho innegable que México requiere hoy realizar mejor sus obras en todos sentidos y es en el Director Responsable en quien reside la posibilidad de participar tanto en el proyecto como en su ejecución, por lo que se encuentra en un lugar preponderante, que pocos profesionales pueden tener.

Su papel como figura integradora en un proyecto puede ser fundamental y por tanto es muy conveniente estar incorporado desde un inicio. No sólo en el renglón legal, sino en el técnico y también en el humano, su presencia es de vital importancia.

Para cumplir con sus objetivos es menester que realice una labor correcta, honesta, muy profesional y de aportación de toda su experiencia.

El Director Responsable de Obra debe ser una persona con madurez, con visión general amplia, con gran criterio de conjunto, pero a la vez con dominio del detalle para hacerse responsable cabalmente de su trabajo. Este es el espíritu del citado Reglamento y no una acción pasiva indiferente, donde sólo sirva para cubrir requisitos, viendo los aspectos legales y técnicos de la obra tan sólo como un obstáculo.

No importa el tamaño del proyecto en obra a emprender. Desde la pequeña casa habitacional hasta los grandes conjuntos de edificación e infraestructura, por sencillos que parezcan los primeros, hasta lo complejo de estos últimos, el ánimo de realizar bien las cosas, la constancia y la perseverancia deben presidir sus trabajos para lograr buenos resultados.

Una gran parte del trabajo del Director Responsable de Obra se ve relacionado con la obra nueva. ¿A quién no le gusta comenzar desde un origen cualquier proceso?. Generalmente hay proclividad hacia un proyecto que surge de cero, que se crea, que se concibe y después se realiza, para terminarse y quedar como testimonio concreto del esfuerzo realizado por un conjunto de personas, propietarios, financieros, técnicos y trabajadores.

Sin embargo, en un país como el nuestro, en el que tenemos que preservar nuestra historia y patrimonio, la labor de mantenimiento y operación se torna fundamental. Se requiere en muchas ocasiones investigar sobre la estabilidad

[1]Director General de la empresa Ingeniería de Proyecto y Supervisión S. A.

y seguridad de las estructuras y poderlo hacer con gran responsabilidad y profesionalismo. Es el caso del refuerzo, la restauración y la reestructuración, todas ellas tareas esenciales y muy frecuentes para el Director Responsable de Obra, en las que se encuentra cada día con retos diversos y muy interesantes a la vez.
El ingenio, la cordura, la mesura, el equilibrio y la constante observación, son factores que deben imperar en su trabajo para revisar y opinar sobre las acciones a tomarse en estos casos y lograr así un producto renovado, funcional, seguro y acorde con su contexto.

Interpretar las condiciones en que se encuentran las estructuras, partir de distintas épocas, con materiales de diverso comportamiento y más aún, el llegar a una solución de rehabilitación y remozamiento, suele ser muy complicado.

En su desempeño como Director Responsable de Obra está obligado a dirigir y vigilar la obra, asegurándose que tanto el proyecto como la ejecución de la misma cumplan con los reglamentos y disposiciones legales, así como con los conceptos de calidad; a planear y supervisar las medidas de seguridad, el respeto a la vía pública y a terceras personas; a responder ante cualquier violación a los reglamentos y leyes; a llevar un registro constante del desarrollo de los trabajos y; a entregar el expediente final de la obra para finalizar su labor.

Para poder desarrollar cada día mejor sus funciones, debe promover en forma activa y tenaz lo siguiente:

A nivel de proyecto:

- Procurar por planos que expresen en forma clara y suficiente la información.

- Tener memorias de cálculo y descriptivas bien sustentadas técnicamente y exhaustivas.

- Lograr coherencia entre las distintas disciplinas del proyecto.

- Fomentar que entre el propietario y los proyectistas exista la suficiente comunicación para permitir un proyecto suficientemente discutido y maduro.

Lo anterior reducirá la posibilidad de estar realizando cambios y ajustes constantes en obra que lleven a resultados poco convincentes en todos los sentidos.

A nivel de obra:

- Preparar una organización de las diversas actividades a desarrollar, teniendo los esquemas generales y a detalle.

- Contribuir a la planeación de los métodos constructivos y dejar establecidos claramente y en forma explícita los procedimientos a seguir.

- Procurar la utilización de la tecnología más adecuada para cada caso.

- Realizar la calendarización de las actividades para llevar un control más estrecho.

- Vigilar la calidad de los materiales, de la mano de obra y de los equipos a utilizar.

- Exigir la presencia suficiente de técnicos responsables por parte de las compañías ejecutoras de los trabajos.

- Mantener una constante revisión en la evolucion del proyecto y de la obra, mediante una vigilancia periódica.

- Contar con la presencia y personalidad necesarias para lograr que sus instrucciones sean debidamente analizadas y respetadas.

- Llevar el registro de su trabajo, el del proyecto y el de la obra en forma muy ordenada.

Es por tanto de vital importancia el que el Director Responsable de Obra esté muy bien preparado. Debe conocer y manejar correctamente el aspecto legal y las áreas de la arquitectura y de las instalaciones, y específicamente debe dominar las disciplinas del análisis y del diseño estructural, debidamente apoyadas en los conceptos de ingeniería sísmica, así como la mecánica de suelos, las que darán la solidez y la presencia que requiere.

Un aspecto fundamental en su continuo quehacer, es el de capacitarse y actualizarse contínuamente, ya que como todos sabemos, muchos de estos campos evolucionan con una velocidad considerable, gracias a los enormes esfuerzos que se realizan en la investigación.

Por lo que cursos como este, encaminados a refrescar sus conocimientos y a tratar tópicos de interés, resultan muy positivos para fortalecer el conocimiento del Director Responsable de Obra.

Así como hemos tenido oportunidad de compartir puntos de vista con diferentes técnicos e investigadores de primera línea de nuestro país, hemos podido constatar los esfuerzos que se realizan en otras partes del mundo.

Estoy seguro que este intercambio enriquece el acervo del Director Responsable de Obra.

El día de hoy, con la presencia de varios de los expositores, haremos en esta mesa redonda un compendio, un análisis final y las conclusiones sobre este interesante curso.

Agradezco al Centro Nacional de Prevención de Desastres de la Secretaría de Gobernación la invitación que me ha hecho y su enorme interés y dedicación para lograr con mucho éxito un curso tan interesante, y los exhorto a seguir con estos objetivos para tener desde ahora y para un futuro un cuerpo de Directores Responsables de Obra sólido, bien preparado y cada día mejor.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) por el soporte brindado en la realización de este evento. A los ponentes, se agradece el envío oportuno de sus trabajos. Una mención especial a aquellos ponentes que complementaron mediante la preparación de notas adicionales (incluidas en esta edición), su participación en el curso de Seguridad Sísmica de las Construcciones. El apoyo brindado por la Coordinación de Capacitación del Centro Nacional de Prevención de Desastres así como la valiosa participación editorial de O. Zepeda, A. Alvarado, T. Morales, J. Maldonado y E. Vázquez son ampliamente reconocidos.