



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

10

277
FIC
8112

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

CRITERIOS PARA LA INSPECCION, EVALUACION Y
REPARACION DE DAÑOS SISMICOS EN EDIFICIOS
DE CONCRETO REFORZADO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
HUGO CASTRO LOPEZ

ASESOR DE TESIS:

ING. CARLOS ARCE LEON



ACATLAN, ESTADO DE MEXICO

1995

FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A MIS PADRES:

Guadalupe y José

Con todo mi agradecimiento, respeto y cariño

A MIS HERMANOS:

Ma. Lucrecia

Jorge Miguel

José Martín

Patricia

Guillermina

y

Lupita, que está en el cielo

A LA MÁXIMA CASA DE ESTUDIOS:

Universidad Nacional Autónoma de México

A DIOS:

realidad y existencia

R E C O N O C I M I E N T O :

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento al M. en I. Guillermo Hernández Zepeda y, muy particularmente, al Ing. Carlos Arce León por sus valiosos comentarios y observaciones a este trabajo, los cuales quedaron incluidos en el texto del mismo.

INDICE

INTRODUCCION.....1

CAPITULO I. CRITERIOS PARA LA INSPECCION Y EVALUACION PRELIMINAR DE DAÑOS

I.1. OBJETIVOS.....	6
I.2. INSPECCION RAPIDA.....	7
I.2.1. Investigación.....	7
I.2.2. Grupos de inspección.....	10
I.2.3. Equipo mínimo requerido para la inspección.....	11
I.2.4. Recopilación de la información.....	12
I.3. DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	17
I.3.1. Descripción de daños y causas.....	17
I.4. DAÑOS EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	19
I.4.1. Descripción de daños y causas.....	19
I.5. CLASIFICACION Y EVALUACION PRELIMINAR DE DAÑOS.....	19
I.5.1. Clasificación de las soluciones estructurales posibles.....	19
I.5.2. Clasificación general de daños.....	20
I.5.3. Clasificación de magnitud de daños y evaluación preliminar.....	21
I.5.3.1. Daño nulo.....	23
I.5.3.2. Ligeramente dañado (LD).....	23
I.5.3.3. Moderadamente dañado (MD).....	24
I.5.3.4. Fuertemente dañado (FD).....	26
I.5.3.5. Severamente dañado (SD).....	29

I.6.	METODOLOGIA PARA LA INSPECCION Y EVALUACION RAPIDA DE DAÑOS.....	31
I.6.1.	Parámetros de identificación (1-9).....	32
I.6.2.	Parámetros estructurales y de calidad (10-17)...	33
I.6.3.	Clasificación de daños y posibilidad de utilización (18-23).....	34
I.6.4.	Medidas de emergencia y pérdidas humanas (24, 26, 27).....	36
I.6.5.	Fotografías (25).....	37
I.6.6.	Dictamen Técnico Preliminar (DTP).....	38
I.7.	MEDIDAS DE EMERGENCIA DE REHABILITACION TEMPORAL.....	42
I.7.1.	Acciones.....	43
I.7.2.	Apuntalamiento vertical.....	43
I.7.2.1.	Consideraciones generales.....	43
I.7.2.2.	Soportes de madera.....	45
I.7.2.3.	Perfiles de acero.....	48
I.7.2.4.	Puntales telescópicos y elementos tubulares diversos.....	49
I.7.3.	Soporte lateral.....	50
I.7.3.1.	Consideraciones generales.....	50
I.7.3.2.	Soporte lateral de muros.....	51
I.7.3.3.	Contraventeo de marcos.....	54
I.7.4.	Métodos de acuñar.....	57

CAPITULO II. CRITERIOS PARA LA INSPECCION Y EVALUACION DEFINITIVA DE DAÑOS

II.1.	OBJETIVOS.....	60
II.2.	INSPECCION DETALLADA.....	61
II.2.1.	Inspección del concreto simple.....	62
II.2.2.	Inspección del concreto reforzado.....	67
II.3.	NOTACION Y FORMATOS PARA EL REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS.....	83
II.4.	INFORMACION COMPLEMENTARIA.....	92
II.4.1.	Posibles causas de los daños.....	92
II.4.1.1.	Errores de concepción.....	92
II.4.1.2.	Defectos de los materiales de construcción.....	93
II.4.1.3.	Efectos de ejecución.....	93
II.4.1.4.	Uso de la estructura.....	93
II.4.2.	Antecedentes de la estructura.....	93
II.4.2.1.	Diseño.....	93
II.4.2.2.	Construcción.....	94
II.4.2.3.	Usuarios.....	95
II.5.	VERIFICACION DE LA INFORMACION.....	96
II.5.1.	Planos estructurales, arquitectónicos y de instalaciones.....	96

II.5.2.	Características de los materiales.....	97
II.5.2.1.	Extracción de corazones.....	97
II.5.2.2.	Pistola de Windsor.....	97
II.5.2.3.	Equipo de ultrasonido.....	98
II.5.2.4.	Esclerómetro o martillo de Schmidt.....	98
II.5.2.5.	Extracción y pruebas de barras.....	99
II.6.	EVALUACION DEFINITIVA DE DAÑOS.....	99
II.6.1.	Secuencia de la evaluación.....	100
II.6.2.	Métodos de evaluación.....	101
II.6.3.	Método de estados límite.....	102
II.6.3.1.	Requisitos de seguridad y servicio.....	102
II.6.3.2.	Evaluación de acciones.....	104
II.6.3.3.	Análisis sísmico-estructural.....	108
II.6.3.4.	Resistencia.....	110
II.6.3.5.	Revisión de la seguridad y la funcionalidad.....	110
II.6.4.	Dictámen Técnico Definitivo (DTD).....	111
II.7.	PROYECTO DE REPARACION.....	113

CAPITULO III. CRITERIOS DE REPARACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

III.1.	OBJETIVOS.....	115
III.2.	CRITERIOS DE RESTAURACION.....	118
III.2.1.	Inyección de cuarteaduras.....	118
III.2.2.	Sustitución de materiales.....	122
III.3.	CRITERIOS DE REFUERZO.....	126
III.3.1.	Encamisado de concreto reforzado.....	126
III.3.1.1.	Refuerzo de columnas.....	129
III.3.1.2.	Refuerzo de vigas.....	134
III.3.1.3.	Refuerzo de nudos.....	136
III.3.1.4.	Refuerzo de muros de concreto.....	138
III.3.2.	Encamisado metálico.....	140
III.3.2.1.	Refuerzo de columnas.....	140
III.3.2.2.	Refuerzo de vigas.....	141
III.3.2.3.	Refuerzo de nudos.....	142
III.4.	CRITERIOS DE REESTRUCTURACION.....	143
III.4.1.	Muros de rigidez y de relleno dentro de marcos.....	143
III.4.2.	Contravientos dentro de marcos existentes.....	150
III.4.3.	Estructuras exteriores adicionadas.....	152
III.4.3.1.	Adición de marcos.....	152
III.4.3.2.	Adición de contrafuertes.....	155
III.4.4.	Conversión de marcos no dúctiles a sistemas de muros de cortante.....	156
III.4.5.	Presfuerzo.....	158

III.5.	SUPERVISION Y VERIFICACION DE LA INFORMACION.....	163
III.5.1.	Objetivos.....	163
III.5.2.	Supervisión del proyecto.....	163
III.5.3.	Supervisión de la construcción.....	163
III.5.4.	Verificación de la reparación.....	164

CAPITULO IV. EXPERIENCIAS ADQUIRIDAS EN LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

IV.1.	OBJETIVOS.....	166
IV.2.	LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985.....	167
IV.2.1.	Características del movimiento.....	167
IV.2.2.	Registros acelerográficos obtenidos.....	174
IV.3.	TIPOS DE DAÑOS MAS COMUNES Y POSIBLES CAUSAS DE ELLOS.....	185
IV.4.	RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION.....	196
IV.5.	ESTUDIO ESTADISTICO DE LOS DAÑOS Y CRITERIOS DE REPARACION EN LOS EDIFICIOS DE CONCRETO AFECTADOS POR LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985.....	208
IV.6.	CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO EN LA CIUDAD DE MEXICO...218	
IV.6.1.	Espectros de diseño y análisis modal.....	218
IV.6.2.	Respuesta estructural de las edificaciones...219	

CAPITULO V. REVISION DE LA SEGURIDAD Y ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL ESTADO DE GUERRERO RCEG-88

V.1.	INTRODUCCION.....	224
V.2.	ANTECEDENTES.....	224
V.3.	DESCRIPCION DEL EDIFICIO.....	225
V.4.	ACTIVIDADES PRELIMINARES.....	227
V.4.1.	Levantamiento Topográfico del Inmueble.....	228
V.4.2.	Revisión de la verticalidad de la estructura.....	228
V.4.3.	Recopilación de información.....	228
V.5.	CONSIDERACIONES GENERALES.....	229
V.5.1.	Clasificación de la estructura.....	229
V.5.2.	Ubicación Geotécnica de la Estructura.....	229
V.5.3.	Factor de Comportamiento Sísmico de la Estructura.....	230

V.6.	EVALUACION DE CARGAS.....	230
V.6.1.	Cargas Muertas.....	230
V.6.2.	Cargas Vivas.....	230
V.6.3.	Cargas Accidentales.....	232
V.6.4.	Parámetros del Análisis Sísmico.....	232
V.6.4.1.	Cargas por Análisis Sísmico.....	232
V.7.	ANALISIS SISMICO Y ESTRUCTURAL.....	233
V.8.	REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA Y ESTADOS LIMITE DE SERVICIO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES REPRESENTATIVOS.....	234
V.8.1.	Revisión de estados límite de falla.....	235
V.8.1.1.	Revisión de Trabes.....	235
V.8.1.2.	Revisión de Columnas.....	235
V.8.1.3.	Revisión de Muros.....	236
V.8.1.4.	Revisión de la Cimentación.....	237
V.8.2.	Revisión de estados límite de servicio.....	237
V.9.	RESULTADOS OBTENIDOS.....	238
V.10.	CONCLUSIONES Y CRITERIOS DE REPARACION.....	238
V.11.	FIGURAS Y TABLAS.....	241
	CONCLUSIONES.....	267
	BIBLIOGRAFIA.....	273

INTRODUCCION

Los sismos son jueces implacables que ponen de manifiesto los errores o las faltas de juicio en el diseño, la construcción o el uso de un edificio, siendo la evidencia de la falla el castigo que impone el desastre a quien juzgó mal, como se demostró en los sismos ocurridos el 19 y 20 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México y que, además, dejaron en evidencia una situación de aparente impreparación generalizada ante desastres. Las pérdidas que se producen por efecto de un sismo son en general altas y ellas aumentan por no tomar las medidas preventivas adecuadas y por el desconocimiento de la forma de reparar. Los daños y las pérdidas de vidas pueden ser mayores en caso de futuros sismos, debido a reparaciones inadecuadas, mal diseñadas o mal ejecutadas.

Se habla frecuentemente de "la pintura sísmica", para significar el rápido ocultamiento de los daños que produjo el sismo sin solucionar el problema básico estructural. La gente, luego del sismo, se ve enfrentada bruscamente ante un grave problema económico y

lucha entre lo que le dicta su conciencia en cuanto a seguridad y las recomendaciones, tan atractivas como irresponsables, de los "constructores espontáneos" que proponen soluciones de menor costo.

Una opinión común es que "la construcción es tan firme que resistió los embates del sismo sólo con algunas grietas". Se tapan las grietas con yeso, mortero de cemento o pintura, y el edificio permanece dañado en espera de futuro y seguro colapso, ya que el próximo sismo lo encontrará debilitado y más degradado por el uso y el tiempo. En el otro extremo están aquellos que, aterrorizados por el sismo y la destrucción, se proponen reparar la estructura dañada sin ahorrar en materiales, o introducen en la reparación de una estructura liviana y elástica elementos pesados y rígidos, situación que puede hacer que la seguridad sísmica disminuya en forma notable.

El sismo no deja tiempo para adquirir sensitivamente la debida experiencia, y los segundos que aquél dura se viven en un clima de terror imposible de controlar. Por ello, el hombre tiene solamente una experiencia estática. El conocimiento del efecto de las violentas sollicitaciones dinámicas sísmicas solamente puede ser adquirido por medio de la observación posterior del comportamiento de las estructuras y por una complicada deducción científicotécnica. La acción inmediata posterior al sismo debería estar programada con anticipación en las zonas que están expuestas a estos desastres. Su responsabilidad tiene que estar en manos de profesionales competentes y debe existir la infraestructura necesaria de conocimientos y equipos. Es desolador ver el efecto producido por lo que en ocasiones se ha llamado "el segundo terremoto": las cuadrillas de demolición dirigidas por gente sin la preparación técnica adecuada que destruye

más de lo necesario.

Reparar tiene que ser una acción a fondo para corregir la causa del defecto y tiene que ser dirigida por un profesional competente. Se trata de que la estructura trabaje en condiciones adecuadas de acuerdo con sus características propias.

Se han publicado diversos estudios tendientes a mejorar las prácticas de evaluación y reparación de daños sísmicos. Sin embargo, he notado que algunos autores utilizan indistintamente los términos "restauración, refuerzo, reforzamiento, reestructuración y reconstrucción" para referirse a una misma cosa. Por otro lado, hay quienes clasifican una estructura con daños moderados por presentar cuarteaduras de 0.8 mm de ancho, mientras que otros clasifican esa misma estructura con daños fuertes. Inclusive, se han propuesto formatos para la inspección rápida de daños con criterios diferentes, que la utilización inadecuada de estos para un mismo edificio podría conducir a resultados distintos en su evaluación.

En ese sentido, con el presente trabajo se pretende, a través de una extensa investigación bibliográfica, integrar una guía unificada de criterios, práctica, completa y sencilla, que ayude a normar y enriquecer el criterio de los profesionistas que tengan que enfrentarse con el problema de la inspección y evaluación de los daños de una estructura, y con el del proyecto y la ejecución de su reparación.

Dada la urgencia con que se requiere conocer el estado que guardan las edificaciones después de ocurrir grandes sismos, a fin de prevenir el aumento de pérdidas de vidas humanas y propiedades

provocadas por los temblores secundarios, en el capítulo I, se presenta una sistematización y unificación de criterios a seguir para la correcta inspección y evaluación rápida de una estructura dañada, de lo cual podrá desprenderse la necesidad de una demolición inmediata, o bien la posibilidad de reparación. Para este último caso se describen, también, las medidas de emergencia de rehabilitación temporal que deberán tomarse para detener el deterioro de la estructura y protegerla contra otros sismos, en tanto se define si procede la reparación y se determinan las características convenientes de ésta.

Para las estructuras en las que la información para la inspección y la evaluación preliminar sea insuficiente para emitir un Dictamen Técnico Preliminar, o bien para las estructuras que requieran de un Dictamen Técnico Definitivo o Peritaje, en el capítulo II se mencionan los criterios a seguir para la inspección y evaluación definitiva de estructuras dañadas. Se describen también las pruebas y el equipo más comunes, que deberán usarse durante la inspección detallada en la cuantificación de la información de campo, como lo son: el determinar las características mecánicas del concreto, la localización y dimensiones del acero de refuerzo en el concreto, etc.

El capítulo III es un desarrollo de lo que son los criterios más usados en la reparación de estructuras de concreto reforzado, complementado, en el capítulo IV, con algunas experiencias adquiridas en los sismos de septiembre de 1985 tanto en edificios reparados como en edificios nuevos. Estas experiencias pueden servir de fuente de inspiración y aportar ciertas ideas básicas cuya aplicación universal dependerá de cada caso, ya que en cada

oportunidad son muchas las variables del problema y se tiene que hacer un diagnóstico y un proyecto individual para cada reparación.

Sería muy ilustrativo integrar todos los temas aquí tratados en el caso de un edificio dañado, pero ello conformaría un trabajo sumamente extenso y tema de otra tesis. No obstante, en el capítulo V, he querido realizar brevemente el Dictamen Técnico Definitivo o Peritaje de un edificio que, aunque sin daños, sirve para ejemplificar la manera en que se aplica la secuencia de la evaluación definitiva planteada en el capítulo II, la cual no es otra cosa que la revisión de la seguridad y estabilidad estructural del edificio conforme al reglamento de construcciones vigente.

Naturalmente que muchos de los antecedentes presentados son aplicables a otro tipo de daños originados en desastres como incendios y huracanes, o por errores de uso y defectos de origen (sobrecargas imprevistas, fallas del suelo, etc.) que se presentan con cierta frecuencia en las construcciones.

CAPITULO I

CRITERIOS PARA LA INSPECCION Y EVALUACION PRELIMINAR DE DAÑOS

I.1. OBJETIVOS

Inmediatamente de ocurrir el sismo surge la necesidad de evaluar la magnitud de los daños y reunir todos los antecedentes necesarios para decidir las medidas de emergencia a tomar y las tareas de investigación posteriores. Es preciso unificar y establecer los criterios adecuados que permitan operar eficientemente en la evaluación rápida de daños. Los criterios desarrollados sobre inspección y evaluación preliminar de daños, que es el primer paso a seguir en el proceso de reparación de una estructura, tienen como objetivos los siguientes:

- a) Identificar el estado general de daño.
- b) Definir la ocupabilidad inmediata en función del riesgo o de las condiciones de seguridad, servicio y estabilidad.
- c) Hacer una evaluación rápida de la estructura, que permita clasificar la magnitud de daños para, en función de éstos, definir el nivel de reparación que se requiere o si se procede a su demolición inmediata.

- d) Decidir qué construcciones exigen un estudio más profundo y detallado, es decir, la ejecución de un verdadero peritaje, antes de tomar una decisión definitiva.
- e) Determinar las estrategias de acciones a corto y mediano plazo y los detalles de rehabilitación temporal.

Así, en esta primera etapa del proceso de reparación, se deberá definir si se justifica intentar ésta o si por el peligro de un derrumbe inmediato que pueda afectar las construcciones o vías de circulación vecinas es necesaria la demolición. En casos, dudosos, y cuando las consecuencias de un posible derrumbe no sean peligrosas, puede convenir retrasar la decisión de demoler hasta contar con información más completa que la que resulta de la evaluación preliminar.

Si se decide no demoler, tendrá que procederse inmediatamente a tomar las medidas de apuntalamiento necesarias que garanticen adecuadamente la seguridad temporal de la estructura.

La evaluación preliminar de esta primera etapa deberá complementarse posteriormente con una revisión más detallada que servirá de base para la realización del proyecto de reparación definitivo.

I.2. INSPECCION RAPIDA

I.2.1. Investigación

La información reunida debe ser presentada en forma simple, completa y uniforme, lo que hace necesario en primer lugar uniformar y definir la siguiente terminología:

Cuarteadura	Partidura o hendidura en un elemento constructivo. Se debe indicar su extensión y ancho, así como el peligro que representa para el comportamiento de la estructura.
Colapso	Destrucción parcial o total del elemento que significa la imposibilidad total de cumplir su función estructural. En el colapso parcial el elemento no abandona significativamente su posición original y no pierde la totalidad de su capacidad de servicio.
Criterio	Norma o regla para juzgar, estimar o conocer la verdad.
Daño	Alteración de los materiales o elementos de una construcción con una disminución significativa de la seguridad de la estructura o pérdida de su funcionalidad.
Desacierto, equivocación	No acertar; obrar sin aciertos; tomar una cosa por otra; dar origen a consecuencias inevitables (causas conscientes, tolerables y previsibles) o a consecuencias imprevisibles (sismo mayor).
Dislocación	Cuarteadura de más de 5.0 mm de ancho.
Evaluación	Valoración o determinación del nivel de daños de los edificios y decidir los tratamientos necesarios que se aplicarán después de clasificar los daños, como volverlos a usar sin realizar reparaciones, reusarlos después de repararlos o demolerlos sin repararlos.
Falta, yerro	Delito cometido por ignorancia o malicia; defecto en el obrar; desprovisto de rectitud; imperfección; deficiencia; incumplimiento; omisión; olvido; falla; hay diferencias entre la construcción existente y la que debería haberse construido, según las normas y prácticas vigentes.
Fisura	Cuarteadura menor o igual a 0.5 mm de ancho.
Fractura	Cuarteadura mayor a 1.0 mm de ancho pero menor o igual a 5.0 mm.
Grieta	Cuarteadura de ancho mayor a 0.5 mm y menor o igual a 1.0 mm.
Inspección	Examinar o reconocer atentamente los daños sufridos por un edificio.

Reparación

Reparar no es sólo saber unir materiales o realizar recubrimientos que den un excelente aspecto al edificio. Reparar es hacer una redistribución de las tensiones, corregir defectos de las cimentaciones y reemplazar elementos débiles en sí o dañados por el sismo. En otras palabras, reparar es hacer una obra nueva con una serie de restricciones especiales, lo que requiere sólidos conocimientos de estructuras, materiales y técnicas especiales de construcción. Reparar puede ser más caro y más difícil que construir algo nuevo, ya que siempre se encuentran limitaciones e implicancias que dificultan el proceso.

La inspección rápida consiste en una revisión ocular de toda la estructura para lograr la identificación de los daños existentes, así como para poder comprender el sistema estructural y su comportamiento ante el sismo. Así, entre los puntos más importantes que hay que inspeccionar están los siguientes: 1) Daños en elementos estructurales y 2) Daños en elementos no estructurales. En el inciso I.2.4 se indicarán que otros puntos deberán inspeccionarse.

La inspección se realiza primordialmente desde el exterior del edificio a fin de efectuar un examen urgente de los edificios averiados cuyos daños pueden aumentar el riesgo de peligro después de temblores secundarios. Sin embargo, en caso necesario, debe revisarse cuidadosamente la seguridad en el interior del inmueble a fin de decidir si puede utilizarse, en especial como albergue para rescate, evacuación y rehabilitación.

Para una correcta evaluación de los daños y sus causas es necesario identificar el sistema estructural utilizado en el edificio en estudio. Deberá por lo tanto investigarse cuál fue el sistema empleado. También es importante tomar nota del sistema de cimentación

empleado.

Con frecuencia, las condiciones en que se realiza la inspección no son fáciles, ya que existe un ambiente de tensión nerviosa como consecuencia del sismo. También se difunden rumores sin fundamentos técnicos, que atemorizan a la población, tras lo cual, esta última presiona para que sus edificios sean inspeccionados. El grupo de inspección debe poner especial atención a los habitantes del edificio, aclarar sus dudas respecto a la seguridad del mismo y exponerles las razones por las cuales ha llegado a su decisión final. De ello dependerán mucho la cooperación y confianza de los habitantes para llevar a cabo las medidas de emergencia o para realizar futuras correcciones a las decisiones tomadas.

1.2.2. Grupos de inspección

Cada grupo de inspección de daños por terremotos debe estar integrado cuando menos por tres miembros: un ingeniero de estructuras, jefe del grupo; un ingeniero civil o arquitecto y un técnico.

Las funciones del jefe de grupo de inspección consisten en inspeccionar el edificio junto con los demás miembros, en verificar que se llene completamente el formato de inspección, en elaborar un informe final del edificio inspeccionado, tomando la decisión acerca del señalamiento o de la reinspección del inmueble. El es responsable del desempeño y de la seguridad del grupo. El segundo miembro (ingeniero civil o arquitecto) se dedica a completar el formato de inspección y a ayudar al jefe del grupo en la evaluación de daños y la preparación de los informes; junto con el técnico toma las mediciones

más importantes del edificio así como fotografías. El tercer miembro (el técnico) es responsable de la recopilación de la información acerca del edificio, de dibujar croquis, de tomar medidas y de señalar los edificios con su correspondiente color.

1.2.3. Equipo mínimo requerido para la inspección

Para localizar los daños y cuantificarlos, durante la inspección será necesario revisar los desplomes y efectuar mediciones sobre los elementos más dañados, lo que puede implicar retirar parte de los acabados. La realización de estas operaciones obliga a que el grupo de inspección deba contar, como mínimo, con el siguiente equipo:

- 1) Expediente completo de grupo de inspección con mapas y formatos de inspección.
- 2) Casco para cada miembro.
- 3) Cámara fotográfica instantánea.
- 4) Linterna.
- 5) Libro de apuntes.
- 6) Martillo.
- 7) Cincel o desarmador.
- 8) Cinta métrica.
- 9) Plomada.
- 10) Nivel de mano.
- 11) Comparador de cuarteaduras.
- 12) Bolígrafos y lápices.
- 13) Borradores.
- 14) Escala de bolsillo.

- 15) Una lupa.
- 16) Navaja de bolsillo.
- 17) Botas.
- 18) Guantes de laboratorio.
- 19) Binoculares.
- 20) Brocha y colores (rojo, verde, amarillo y anaranjado).

El comparador de cuarteaduras es una reglilla en la que se han trazado líneas de distintos espesores y sirve para medir los anchos de las cuarteaduras por comparación visual (fig. 1.1).

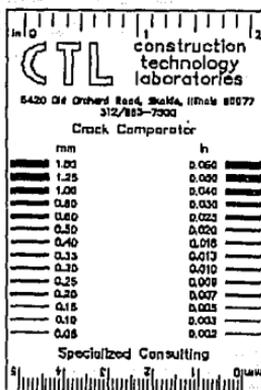


Fig. 1.1 Comparador de cuarteaduras.

I.2.4. Recopilación de la información

De la inspección del edificio se tratará de obtener la información que se consigna en la siguiente lista:

A. Datos generales.

- A.1 Ubicación (Calle, No., Delegación, Colonia, Código Postal)
- A.2 Año en que se construyó (Esta información no se considera indispensable para decidir medidas de emergencia; su obtención se deberá hacer con la primera visita sólo si no implica consumo extra de tiempo, de otra manera, se dejará para visitas subsiguientes)
- A.3 Función que cumple (uso actual y original)
- A.4 Número de niveles (especificar cuántos son de sótano)
- A.5 Altura de la planta baja
- A.6 Altura media de los otros pisos
- A.7 Altura de pisos diferentes de los anteriores
- A.8 Trazar croquis de las plantas que sean distintas; en ellos se localizarán:
 - a) Marcos principales
 - b) Muros de rigidez
 - c) Juntas de expansión
 - d) Dirección Norte aproximada
 - e) Separación con edificios colindantes
 - f) Calles adyacentes
 - g) Identificar cada lado con una letra: A, B, C, etc.
- A.9 Trazar croquis de fachadas. En ellos consignar, de acuerdo con la identificación de A.8 g):
 - a) Aberturas o vanos
 - b) Acabado exterior
 - c) Apéndices (por ejemplo: anuncios)
 - d) Material de muros exteriores
 - e) Daños antiguos reparados (si son localizables)

B. Datos del lugar

- B.1 Zona de acuerdo con el reglamento del D.F., en cuanto a tipo de subsuelo

B.2 Nivel freático

C. Elementos estructurales

C.1 Material

C.2 Sistemas resistentes

C.2.1 Sistema resistente para cargas verticales

- a) Marcos

{	- columnas y trabes
}	- columnas y losa plana (con o sin capiteles)
- b) Indicar forma y dimensiones de la sección transversal
- c) Muros de carga

C.2.2 Sistema resistente para cargas laterales

- a) Muros de mampostería con o sin contravientos o refuerzos
- b) Muros de concreto reforzado
- c) Marcos contraventeados
- d) Marcos continuos sin contravientos
- e) Una combinación de sistemas anteriores

C.2.3 Describir daños en los sistemas resistentes (incluir croquis con localización y configuración de daños, ver notación y procedimiento en el capítulo II)

- a) Daños en columnas (cuarteaduras, aplastamientos, etc.)
- b) Desplomos de columnas
- c) Daños en trabes (principales)
- d) Daños en uniones trabe-columna, o losa-columna
- e) Daños en muros
- f) Daños antiguos reparados

C.3 Sistemas de piso y/o techado

- a) Trabes secundarias y losas monolíticas
- b) Trabes y elementos prefabricados (por ejemplo, viguetas y bovedillas)
- c) Losa plana maciza
- d) Losa plana aligerada
- e) Otros
- f) Capacidad para transmitir fuerzas en su plano (¿es suficientemente rígida?)
- g) Describir daños

C.4 Escaleras

- a) Localización
- b) Forma de sujeción
- c) Describir daños

C.5 Identificación de defectos y problemas de estructuración, por ejemplo:

- a) Columnas cortas
- b) Trabes importantes que no lleguen a columna
- c) Excentricidad excesiva en torsión de piso en edificios altos (generalmente es consecuencia de la distribución asimétrica de columnas y muros en ese piso)
- d) Cambios bruscos en la distribución y/o número de columnas y muros entre un piso y otro; así como en las masas de niveles consecutivos
- e) Huecos en losas próximos a muros o columnas
- f) Holguras insuficientes en juntas de dilatación
- g) Otros

D. Elementos no estructurales

D.1 Elementos divisorios

- a) Localización
- b) Indicar material (bloque hueco, tablarroca, madera, aluminio, etc.)

- c) Indicar altura
- d) ¿Son móviles?
- e) Forma de unión con la estructura
- f) Describir daños

D.2 Techo

- a) Tipo de plafón en recintos típicos
- b) Tipo de plafón en corredor típico

D.3 Instalaciones

- a) Localización de equipo mecánico
- b) ¿Está dicho equipo anclado al sistema de piso?
- c) Localización de tanques para agua y forma de apoyo
- d) Localización de unidad de aire acondicionado
- e) Localización de tanques de gas y forma de apoyo
- f) La instalación para gas ¿es flexible o rígida?
- g) Describir daños en instalaciones (incluyendo eléctricas, hidráulicas y sanitarias)

E. Azotea

- E.1 Descripción (plana, en arco, pendiente, etc.)
- E.2 ¿Existe pretil?; altura, material, forma de sujeción
- E.3 Anuncios
- E.4 Describir daños

F. Estimar inclinación media del edificio

G. Identificación de problemas en la cimentación

H. Estimación de la posible causa de los daños

I. Lista de fotografías

J. Notas adicionales

I.3. DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

I.3.1. Descripción de daños y causas

En la tabla 1.1 se resumen los daños estructurales más comunes sobre los que se deberá hacer énfasis durante la inspección. Los daños se han clasificado por tipo de elemento estructural, indicándose también la causa principal de los mismos.

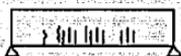
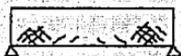
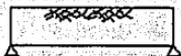
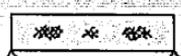
Elemento Estructural	Descripción de Daños	Causas Principales	
V I G A S		a) Cuarteaduras verticales por flexión pura.	<ul style="list-style-type: none"> * Sobrecargas no previstas. * Deformaciones excesivas con cuantías normales. * Cuantías insuficientes. * Mala adherencia del armado al concreto. * Mala disposición del armado.
		b) Cuarteaduras diagonales por esfuerzo de corte.	<ul style="list-style-type: none"> * Sobrecargas no previstas. * Armado transversal insuficiente. * Baja calidad del concreto.
		c) Rotura por compresión.	<ul style="list-style-type: none"> * Cuantía del armado a la tracción alta y/o baja resistencia del concreto a compresión.
		d) Rotura por pandeo del alma (vigas de alma muy delgada T-1).	<ul style="list-style-type: none"> * Diseño insuficiente ; Esfuerzos principales de compresión superan la resistencia del concreto.
		e) Rotura del armado o rotura del concreto por debilitamiento del armado.	<ul style="list-style-type: none"> * Diseño o construcción inadecuados ; Falla de anclajes y/o del armado transversal y longitudinal.

Tabla 1.1 Daños estructurales más comunes.

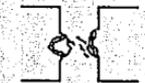
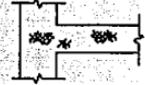
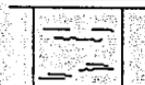
Elemento Estructural		Descripción de Daños	Causas Principales
C O L U M N A S		f) Cuarteaduras diagonales por cortante o torsión.	<ul style="list-style-type: none"> * Armado transversal insuficiente. * Baja calidad del concreto. * Sobrecargas no previstas.
		g) Cuarteaduras verticales por flexo-compresión.	<ul style="list-style-type: none"> * Sobrecargas no previstas. * Armado transversal insuficiente. * Baja calidad del concreto.
		h) Desprendimiento del recubrimiento o aplastamiento del concreto y pandeo de barras por flexo-compresión.	<ul style="list-style-type: none"> * Cantidad del armado a la tracción alta y/o baja resistencia del concreto a compresión.
C O N E X I O N E S		i) Cuarteaduras diagonales por cortante.	<ul style="list-style-type: none"> * Diseño inadecuado : Acero transversal insuficiente y/o mal detallado. * Baja calidad del concreto.
		j) Falla por adherencia del refuerzo de vigas debido a flexión y elementos dislocados.	<ul style="list-style-type: none"> * Baja calidad del concreto. * Sobrecargas no previstas. * Diseño inadecuado : Acero transversal insuficiente y/o mal detallado. * Anclaje del acero longitudinal insuficiente.
S I S T E M A		k) Cuarteaduras longitudinales por flexión o cuarteaduras alrededor de columnas por penetración en losas o placas planas.	<ul style="list-style-type: none"> * Concentración de tensiones. * Diseño inadecuado : Armado y/o espesores insuficientes; sobrecargas no previstas. * Baja calidad del concreto.
M U R O S		l) Cuarteaduras diagonales por cortante.	<ul style="list-style-type: none"> * Sobrecargas no previstas. * Defectos de diseño o construcción : Armado insuficiente o mal colocado. * Baja calidad del concreto.
		m) Cuarteaduras horizontales por flexo-compresión.	
		n) Aplastamiento del concreto y pandeo de barras por flexo-compresión.	

Tabla 1.1 Daños estructurales más comunes.

I.4. DAÑOS EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

I.4.1. Descripción de daños y causas

Generalmente los daños a elementos no estructurales se deben a la unión inadecuada de estos elementos con la estructura, o a una falta de rigidez lateral de la misma.

Los daños más comunes son:

- a) Aplastamiento de las uniones entre la estructura y los elementos divisorios.
- b) Cuarteamiento diagonal y/o cuarteamiento en los bordes de unión con la estructura de los elementos divisorios de mampostería.
- c) Rotura de vidrios.
- d) Desprendimiento de aplanados, recubrimientos y elementos de fachada.
- e) Desprendimiento de plafones.
- f) Instalaciones diversas parcialmente destruidas, derrumbadas o rotas.
- g) Desajuste de elevadores fuera de sus guías.
- h) Posible caída de muros de relleno exteriores e interiores, anuncios fijados en los muros exteriores y otros.
- i) Cuarteaduras en elementos arquitectónicos.
- j) Cuarteamiento, deslizamiento o caída de techos.
- k) Chimeneas, pórticos o áticos cuarteados y caídos.

I.5. CLASIFICACION Y EVALUACION PRELIMINAR DE DAÑOS

I.5.1. Clasificación de las soluciones estructurales posibles

Al principio del capítulo se definió ampliamente lo que significa la palabra reparación. Sin embargo, ésta puede consistir

desde simplemente resanar las fisuras y grietas de un elemento constructivo hasta la complicada tarea de reconstruir totalmente un edificio. Así, dependiendo de la gravedad de los daños estructurales, la reparación puede hacerse en tres niveles:

Restauración (R)	Es la recuperación de las propiedades originales de resistencia y rigidez de un elemento o estructura; por ejemplo, el empleo de morteros o resinas para unir agrietamientos.
Refuerzo y restauración (RR)	Es el mejoramiento de las propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad de un elemento o estructura; por ejemplo, el aumento de las dimensiones y del acero de refuerzo del elemento.
Reestructuración, refuerzo y restauración (RRR)	Es la modificación total de las propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad de un elemento o estructura; por ejemplo, la demolición total o parcial del elemento y la construcción de otro con materiales y refuerzos diferentes.

Más adelante, en el capítulo III, se tratará sobre estos tres niveles de reparación.

I.5.2. Clasificación general de daños

Los daños estructurales y los no estructurales podrán clasificarse en los siguientes tres niveles y que corresponderán con los tres niveles de reparación:

Daños menores (DMN)	Los daños carecen de importancia para la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la construcción si y sólo si ésta se restaura (R).
Daños mayores locales (DML)	Los daños estructurales carecen de importancia para la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la construcción, si y sólo si ésta se restaura y se refuerza localmente y los daños no estructurales se

reparan inmediatamente (RR).

Daños mayores
globales (DMG)

Los daños afectan a la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la construcción y ésta debe ser restaurada, reforzada y reestructurada globalmente (RRR).

1.5.3. Clasificación de magnitud de daños y evaluación preliminar

En cuanto a los daños, resulta difícil cuantificar la disminución de la resistencia, rigidez y ductilidad de un elemento estructural. Por lo tanto, se ha elegido definir magnitudes específicas de daños en función de la clasificación general de daños y de la solución opcional. Esto es, de acuerdo a los daños observados, los elementos estructurales y no estructurales de una construcción podrán clasificarse en alguna de las categorías siguientes:

- | | |
|--------------------------------|---|
| I. Daño nulo | Los elementos de la construcción no sufrieron daños visibles. |
| II. Ligeramente dañado (LD) | Los elementos de la construcción prácticamente no requieren reparación. |
| III. Moderadamente dañado (MD) | Los elementos de la construcción requieren restauración de daños menores. |
| IV. Fuertemente dañado (FD) | Los elementos de la construcción necesitan restauración y refuerzo de daños mayores locales. |
| V. Severamente dañado (SD) | Los elementos de la construcción requieren restauración, refuerzo y reestructuración de daños mayores globales. |

Para elementos de concreto reforzado en particular, el ancho de las cuarteaduras superficiales puede utilizarse como un buen parámetro para definir en forma preliminar la magnitud de los daños (tabla 1.2).

Cuarteadura	Ancho	Magnitud del daño	Ejemplos de soluciones estructurales posibles del elemento
Fisura	≤ 0.5 mm	LD	No requiere reparación
Grieta	≤ 1.0 mm	MD	Reparación con resinas epóxicas
Fractura	≤ 5.0 mm	FD	Aumento de dimensiones y acero de refuerzo
Dislocación	> 5.0 mm	SD	Demolición y construcción de un elemento nuevo

Tabla 1.2.

Se incluye la tabla 1.3 para el caso de muros de mampostería confinados, para cuando se tenga que evaluar sistemas

Tipo de falla	Magnitud del daño	Ejemplos de soluciones posibles
	LD	Recubrimiento con yeso o mortero.
	MD	Aplanado de mortero, cemento:arena, 1:3.
	FD	Refuerzo con malla electrosoldada 6 x 6/10 x 10 y aplanado de mortero, cemento:arena, 1:3.
	SD	Demolición y construcción de un elemento nuevo.

Tabla 1.3.

estructurales mixtos (concreto reforzado - mampostería). En estos el tipo de falla constituye un mejor parámetro para la definición de la magnitud de los daños.

I.5.3.1. Daño nulo

Descripción de daños:

Los elementos estructurales y no estructurales de un edificio prácticamente no sufrieron daño visible.

Evaluación preliminar:

El edificio puede seguirse habitando, en especial como albergue para rescate.

I.5.3.2. Ligeramente dañado (LD)

Descripción de daños:

1) Daños a elementos estructurales.- El edificio se considera dentro de esta categoría cuando sus trabes presentan fisuras (cuarteaduras de no más de 0.5 mm de ancho). La inclinación de estas fisuras con respecto al eje de la trabe puede ser variable, entre 45 y 90 grados, generalmente.

Aquí debe recordarse que la presencia de fisuras de hasta 0.3 ó 0.4 mm de ancho es normal en las trabes de un edificio de concreto reforzado.

La inclinación total de un edificio será menor a 0.5 grados.

El mayor asentamiento en la esquina de un edificio será menor a 0.1 m.

2) Daños a elementos no estructurales.- Fisuras lineales

en el aplanado de trabes, columnas, muros y techos, inclusive caída de pedazos pequeños del aplanado, casi sin daños no estructurales.

Evaluación preliminar:

El edificio no presenta reducción en la capacidad sísmo-resistente y no existen riesgos para las vidas humanas.

Si el daño fue provocado por un sismo de intensidad no mayor de IV (M.M.), se recomienda revisar el proyecto estructural y la estructura para ver, en lo posible, si se construyó de acuerdo con el proyecto. Como resultado de las revisiones, puede ser necesario fortificar la estructura para que cumpla con los requisitos de resistencia del Reglamento vigente.

El que un sismo poco intenso ocasione daños puede ser manifestación de algún defecto serio de proyecto o de construcción, de aquí la recomendación de revisar ambos aspectos en estos casos.

No se requiere desocupar la edificación, puede habitarse sin restricciones ya que el edificio está en condiciones seguras para su uso. El edificio deberá de marcarse de color verde junto con un letrero que indique que es seguro.

El edificio prácticamente no requiere reparación y, si se decide hacer, ésta consistirá únicamente en la restauración de los elementos dañados (por ejemplo, inyectar las fisuras de 0.4 y 0.5 mm. de ancho con resina epóxica independientemente del resultado de las revisiones; ver criterios de restauración en el capítulo III).

I.5.3.3. Moderadamente dañado (MD)

Descripción de daños:

1) Daños a elementos estructurales.- Se clasifica al edificio dentro de ésta categoría cuando, en sus trabes y muros de rigidez, aparezcan grietas (cuarteaduras de entre 0.5 y 1.0 mm. de ancho). Las grietas inclinadas con respecto al eje de la trabe representan mayor peligro potencial que las grietas normales al eje, porque pueden conducir a una falla brusca. Las grietas diagonales deben buscarse en las zonas de mayor fuerza cortante, que normalmente están próximas a los apoyos de la trabe.

La inclinación total de un edificio estará comprendida entre 0.5 y 1.0 grados.

El mayor asentamiento en la esquina de un edificio estará entre 0.1 y 0.2 m.

2) Daños a elementos no estructurales.- Grietas diagonales en el aplanado de trabes, columnas, muros y techos, con caída de grandes pedazos de aplanados. Grietas considerables o falla parcial de la chimenea, cornisas salientes, áticos o pórticos, etc.

Evaluación preliminar:

El edificio no presenta reducción importante en su capacidad sismo-resistente.

Se recomienda que, independientemente de la intensidad del sismo, se revisen el proyecto estructural y la estructura para ver, en lo posible, si se construyó de acuerdo con el proyecto.

No es necesario desocupar el edificio, puede habitarse con

restricciones en tanto no se conozca el resultado de la revisión; pero sí deben apuntalarse las trabes que presenten agrietamiento diagonal. El edificio deberá marcarse de color amarillo con un letrero que indique que puede habitarse con restricciones.

Independientemente del resultado de las revisiones, la reparación del edificio consistirá en la restauración de los elementos dañados. La restauración deberá hacerse a la mayor brevedad, para ser habitada sin restricciones rápidamente.

1.5.3.4. Fuertemente dañado (FD)

Descripción de daños:

1) Daños a elementos estructurales.- La construcción se clasifica en esta categoría cuando ocurran uno o varios de los daños siguientes:

Fracturas diagonales (cuarteaduras de entre 1 y 5 mm. de ancho), en trabes principales y/o en las uniones con columnas.

Fracturas verticales en columnas.

Desprendimiento del recubrimiento del acero en columnas.

Fracturas diagonales en columnas.

Desplome de columnas o muros de hasta 1 % de su altura.

Fracturas en losas planas alrededor de las columnas.

Fracturas diagonales numerosas en muros de rigidez.

Aplastamiento local del concreto en muros de rigidez.

Inclinación total de un edificio, entre 1 y 2 grados.

Mayor asentamiento en la esquina de un edificio, entre 0.2 y 1.0 m.

Las fracturas diagonales en trabes indican que probablemente el acero de los estribos fluyó durante el temblor; son indicio de riesgo de una falla posterior brusca.

Las fracturas verticales en columnas y el desprendimiento del recubrimiento son resultado de esfuerzos verticales de compresión excesivos. Esta puede deberse a incrementos en la carga axial en la columna en edificios esbeltos, o a incremento en la flexocompresión que actúa en la columna.

Las fracturas inclinadas en columnas son causadas por la fuerza cortante; son formas de falla típica de las columnas cortas.

El desplome sistemático de las columnas en un solo piso es indicio de que se está formando un mecanismo de falla lateral en ese piso, por aparición de articulaciones plásticas en las columnas.

El desplome sistemático de columnas en todos los pisos puede indicar el inicio de un mecanismo de falla lateral del conjunto, por formación de articulaciones plásticas en las trabes; también puede ser indicio de una falla en la cimentación.

El mecanismo de falla lateral de un piso es probable que ocurra cuando ese piso es más flexible que los restantes; por ejemplo, las plantas bajas libres de muros.

Las conexiones entre losa plana y columna son más bien frágiles, por lo que cualquier indicio de daño en ellas debe considerarse como peligroso. El daño se manifiesta por cuarteamiento de la losa alrededor de la columna.

A causa de las fracturas, la rigidez de un muro destinado a resistir fuerzas laterales puede disminuir al grado de poner en peligro a columnas y otros elementos no diseñados para resistir esas cargas.

El aplastamiento del concreto en un muro de rigidez es indicio de su falla estructural, en estas condiciones, un sismo posterior podría ser catastrófico para el edificio.

En el capítulo IV se describen los daños más comunes y las posibles causas de ellos.

2) Daños a elementos no estructurales.- Chimeneas, cornisas salientes, áticos o pórticos, escaleras, etc. con fallas parciales o totales y posible derribo de los mismos. Problemas parciales de deslizamiento de techos fracturados. Se presenta aplastamiento de las uniones entre la estructura y los elementos divisorios con problemas de deslizamiento o caída de muros de relleno exteriores e interiores. Rotura y caída de vidrios, plafones, anuncios fijados en los muros exteriores y otros.

Evaluación preliminar:

Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente del edificio.

Debe desocuparse y puede autorizarse un acceso restringido, previa rehabilitación temporal (apuntalamiento) como medida de emergencia transitoria. También debe mantenerse un acceso restringido al área circundante de objetos derribados y caídos. El edificio y las áreas circundantes a él no podrán utilizarse a menos de que se reparen

los daños tanto estructurales como los no estructurales. Debe darse la debida consideración a la colocación de bardas y protecciones para rodear el edificio. El edificio y áreas circundantes deberán marcarse de color anaranjado con un cartel que diga "acceso restringido, solo personal autorizado".

Es necesario realizar un proyecto de reparación para la restauración y el refuerzo del edificio. Dentro de este proyecto, deben revisarse el proyecto estructural y la estructura para ver, en lo posible, si se construyó de acuerdo con el proyecto.

I.5.3.5. Severamente dañado (SD)

Descripción de daños:

1) Daños a elementos estructurales.- Cuando el edificio presente uno o más de los puntos siguientes:

Dislocaciones (cuarteaduras con anchos mayores a los 5 mm.) con trituración de núcleos de concreto en trabes, columnas y muros de rigidez.

Pandeo del acero longitudinal de columnas y muros.

Rotura del acero transversal (estribos) en columnas y muros de rigidez.

Dislocaciones de losas planas alrededor de las columnas con aplastamiento del concreto.

Desplome de columnas y muros de rigidez de más de 1 % de su altura.

Se presentan colapsos o derrumbes de una parte importante de la edificación, de aproximadamente 50 % de elementos estructurales principales.

Inclinación total de un edificio mayor de 2 grados.

Mayor asentamiento en la esquina de un edificio mayor a 1.0 m.

2) Daños a elementos no estructurales.- Se presenta caída de chimeneas, áticos o pórticos, techos y muros de relleno exteriores e interiores, escaleras, vidrios, etc. Equipos eléctricos y mecánicos llevados fuera de su lugar; rupturas de tuberías de plomería y calentadores de agua; líneas de gas, agua y drenaje rotas y elevadores salidos de sus rieles guidores.

El daño de sistemas de servicio que han dejado de funcionar en los edificios, como por ejemplo suministro de agua, de gas, de electricidad, de servicios sanitarios, etc., pueden hacer que un edificio sea tan inutilizable y peligroso como los derrumbes más espectaculares de los sistemas estructurales.

Evaluación preliminar:

El edificio presenta una reducción completa en su capacidad sismo-resistente y puede sufrir colapsos repentinos.

Debe desocuparse y prohibirse la entrada y la circulación en la vecindad. Es necesario proteger las calles y edificios vecinos mediante la rehabilitación temporal. En las fachadas de edificios altos deben colocarse marquesinas de madera a varios niveles. Las zonas de peligro inminente deben apuntalarse, en tanto se toma la decisión de reestructurar o demoler. El edificio y sus áreas circundantes deben marcarse con rojo y un cartel que diga entrada prohibida.

De ser posible deberá recurrirse a una evaluación definitiva (cap. II) y a un estudio económico que permita decidir si procede a la demolición o bien a la reestructuración del edificio.

Cuando en cualquiera de las categorías anteriores se decida reparar una construcción dañada, deben corregirse o tomarse en cuenta los defectos de estructuración de que adolezca.

En algunos casos puede recomendarse la realización de pruebas de carga. Este recurso está limitado a la posibilidad de aplicar cargas laterales a la construcción. En general, una prueba con carga vertical no permite juzgar sobre la capacidad de la estructura para resistir sismos futuros.

1.6. METODOLOGIA PARA LA INSPECCION Y EVALUACION RAPIDA DE DAÑOS

No basta con criterios homogéneos para que la inspección sea eficiente, es necesario además contar con una metodología para la inspección y evaluación fácil y rápida de datos de campo. Motivo por el cual, a continuación, se propone una metodología práctica que fusiona todos los criterios de inspección y evaluación antes tratados.

Esta metodología de clasificación de daños y utilización viene sintetizada en la forma de inspección de daños por terremotos que se concibió en base de la experiencia recopilada en los daños por terremotos así como la clasificación de utilización en terremotos pasados en la región balcánica, en México, y en otros países.

La forma de inspección de daños por terremotos, que a su vez constituye lo que sería un Dictamen Técnico Preliminar (DTP), está elaborada en un formato apropiado para una transferencia rápida de datos a las computadoras que permita un análisis detallado de los parámetros pertinentes de clasificación de daño y posibilidad de utilización y, además, facilita el procesamiento y la difusión

oportuna por parte de los medios masivos de comunicación y organismos interesados. Los archivos computarizados permiten además, tener la información disponible para su uso posterior en los estudios de detalle del refuerzo de los edificios dañados. El formato abarca la información básica pertinente a cada uno de los edificios. Se consideran los grupos de parámetros siguientes:

I.6.1. Parámetros de identificación (1-9):

Describen la ubicación del edificio dentro de la ciudad con sus números correspondientes de sección o asentamiento, de edificio y de grupo de inspección; la posición del edificio dentro de la manzana así como su orientación, superficie, número de pisos, utilización, número de apartamentos y época de construcción. Los parámetros básicos de identificación se completan mediante el dibujo de un croquis del edificio en planta y en sección transversal, la inscripción de la dirección del edificio y la determinación del propietario (lado izquierdo).

Podrían inscribirse de antemano el código postal de la ciudad, el número de sección de la zona considerada o del asentamiento, el número del edificio, el número del grupo de trabajo y otros parámetros de identificación, junto con mapas apropiados de ciudades y barrios, durante el proceso de capacitación de los grupos de inspección. Es importante anotar la posición del edificio dentro de la manzana así como su orientación, con objeto de distinguir entre posibles efectos de colisión o falla de edificios adyacentes y la dirección dominante del impulso del terremoto. Debe prestarse atención especial a la clasificación de utilización de acuerdo con la

descripción de las subcategorías de las nueve categorías fundamentales indicadas en el reverso de la forma de inspección. El periodo de construcción constituye un parámetro de identificación cuya definición se deja a criterio de cada país. Está generalmente ligado con el tipo de estructura y la calidad de la construcción.

I.6.2. Parámetros estructurales y de calidad (10-17):

Descripción del tipo de estructura. Los códigos se indican al reverso de la forma de inscripción y por separado se definen para cada subcategoría entre cinco categorías de edificios de mampostería, cuatro categorías de estructuras de concreto reforzado, tres categorías de estructuras de acero y dos categorías de estructuras de madera. Se definen también códigos para la identificación de sistemas estructurales de pisos y techos; de coberturas para techos, de tipos de sistemas portadores de cargas, de acuerdo con las descripciones dadas al reverso para seis categorías básicas, de calidad de la mano de obra, de rigidez del primer piso en relación con los demás, y de posibles reparaciones después de los terremotos anteriores.

Todos estos parámetros revisten una importancia fundamental para la clasificación de daños y posibilidades de utilización de los edificios, así como la extrapolación de estos datos para evaluaciones de pérdidas económicas y los mejoramientos de futuras prácticas y requisitos de diseño y construcción. La razón principal radica en que las evaluaciones de daños que conducen a funciones empíricas de vulnerabilidad y de costo de daños deben estar asociadas con tipos estructurales y categorías de utilización. Durante el proceso de capacitación de grupos de inspección, debe prestarse

atención especial a la evaluación de la calidad de la mano de obra y a la rigidez relativa de los pisos que está fundada principalmente en la experiencia de ingeniería y en el buen juicio. La reparación posterior a terremotos anteriores constituye un parámetro muy importante. Su evaluación para cada clase de edificio debe exponerse durante el proceso de capacitación de los grupos de inspección. Puede conducir a un mejoramiento de la estrategia general de reparación y fortalecimiento de los edificios dañados por terremotos y, en consecuencia, a la reducción del gran número de lesiones que podrían ocurrir por la falla de edificios reparados en forma deficiente después de terremotos anteriores.

I.6.3. Clasificación de daños y posibilidad de utilización (18-23):

Se describen los daños al sistema estructural, a los elementos no estructurales y a la totalidad del edificio en 5 categorías fundamentales; los daños debidos a inestabilidad en el suelo en ocho categorías y los daños debidos a incendios. Finalmente, sobre la base del daño descrito, de los niveles de utilización, la clasificación y la exhibición deben resumirse en tres categorías de las cinco sobre descripción de daños.

El daño de elementos estructurales y la exhibición correspondiente a las cinco categorías se dan en forma suficientemente al reverso de la forma de inspección o bien en los incisos I.3 y I.5, con los comentarios sobre seguridad y posibilidad de utilización de cada una de las categorías.

En su mayoría, los daños de los elementos no estructurales

y de las instalaciones dependerán del grado de daño o de la integridad residual del sistema estructural. El daño de los elementos e instalaciones no estructurales debe estimarse con igual cuidado en cinco categorías básicas similares a las que se refieren a los elementos estructurales, en vista de su dependencia de los trastornos causados en la integridad del sistema estructural. Al reverso de la forma y, con mejor detalle, en los incisos I.4 y I.5 se describe el daño a los elementos no estructurales correspondiente a cada una de las cinco categorías. En el caso de estructuras altamente flexibles, la clasificación de los daños no estructurales podría considerarse con un grado o magnitud mayor de elevación en comparación con las categorías de elementos estructurales.

Los daños sufridos por el edificio en su totalidad deben clasificarse dentro de las mismas cinco categorías observando a la vez la clasificación por daños de los elementos estructurales y de los elementos e instalaciones no estructurales. Las inestabilidades observadas del suelo, si están suficientemente pronunciadas, podrían ser clasificadas por el grupo normal de inspección. En caso de cualquier duda, el grupo acostumbrado de inspección debe solicitar una nueva inspección por parte de ingenieros del suelo y de geólogos. El daño debido a incendios es muy posible en las regiones urbanas modernas, pero podría reducirse marcadamente mediante medidas protectoras y la capacitación del comportamiento de la gente después de un terremoto.

Finalmente, sobre la base de la clasificación de los daños, la clasificación del grado de utilización y su exhibición deben llevarse a cabo de acuerdo con la descripción hecha al reverso de la

forma de inspección y que viene mejor detallada en el inciso I.5. La prohibición de cartelones debe evitarse por lo general, poniéndose en vigor solamente con fuertes motivos para exhibir las categorías 4, 5 y 7, las explicaciones de las razones principales que exponen la clasificación de utilización y su exhibición deben ser cortas y fundadas en los elementos principales de la clasificación de daños estructurales y no estructurales.

I.6.4. Medidas de emergencia y pérdidas humanas (24,26,27):

Descripción de las recomendaciones del grupo de inspección para que se apliquen medidas de emergencia que deberán implantarse en el retiro de elementos locales de peligro, principalmente elementos no estructurales, con el fin de que los edificios utilizables para sus habitantes, y medidas como la demolición de edificios gravemente dañados o parcialmente derrumbados a fin de proteger las calles y los edificios adyacentes de sus repentinas fallas. La identificación de pérdidas humanas -Número de muertos y heridos- está generalmente a cargo de los departamentos de salud, defensa civil y ejército durante las operaciones de emergencia. Generalmente, los grupos de inspección de daños por terremotos se organizan y comienzan a funcionar varios días después del principal acontecimiento sísmico. Es la razón por la que deben utilizar datos de pérdidas humanas proporcionadas por los departamentos de salud, y no hay necesidad de que se involucren en las operaciones de salvamento. Es muy importante recopilar datos sobre pérdidas humanas junto con otros datos sobre daños y clasificación de utilización a fin de crear una base de datos mas confiables para la evaluación de las pérdidas humanas, relacionándola con los tipos

estructurales y las categorías de utilización de los edificios, consideradas como uno de los parámetros más importantes de vulnerabilidad.

I.6.5. Fotografías (25):

El requisito de fotografías sobre los daños estructurales y no estructurales es muy importante para completar el conjunto de evidencias y de datos sobre daños por terremotos, ya que estos datos habrán de desaparecer en corto tiempo. Las fotografías proporcionarán información a los supervisores y a las autoridades gubernamentales en las operaciones de emergencia y de corto plazo, siendo de importancia vital para el análisis de datos destinados a cubrir las necesidades de la investigación científica y aplicada. El reverso de cada fotografía debe llevar el número de código del sector (o asentamiento) y del edificio. Deben tomarse fotografías de daños no estructurales y de instalaciones cuando estos daños constituyen un peligro para quienes habitan en estos edificios.

La metodología descrita de clasificación de daños y posible utilización está directamente ligada con la forma de inspección sugerida de daños por terremotos así como las explicaciones dadas al reverso y lo expuesto en el presente capítulo. Estos son materiales básicos de instrucción para equipos de inspección con el fin de que lleven a cabo sus clasificaciones de daños y utilidades de manera uniforme. Para lograr un funcionamiento móvil y eficaz del grupo de inspección, los distritos municipales y las organizaciones nacionales de defensa civil deben organizar en forma ininterrumpida programas completos de capacitación. Las autoridades de gobierno locales y

nacionales deben emitir ordenamientos especiales para la implantación de la metodología descrita en materia de daños por terremotos y clasificación de utilización.

1.6.6. Dictamen Técnico Preliminar (DTP)

La finalidad de una inspección rápida es emitir un Dictamen Técnico Preliminar que permita determinar si los edificios dañados por un sismo brindan las condiciones de seguridad para ser habitados. En caso contrario, se deberán establecer medidas de emergencia para la protección de los usuarios. No es lo mismo el Dictamen Técnico Preliminar que el Peritaje o que el Proyecto de Reparación de un edificio dañado. En consecuencia implican metodologías distintas según sus fines.

La fig. 1.2 muestra el procedimiento para clasificar edificios dañados en función de sus condiciones de seguridad, servicio y estabilidad. Las condiciones de seguridad (daños estructurales) establecen si el edificio es habitable o si debe ser desocupado. Las condiciones de servicio (daños no estructurales) indican las restricciones bajo las cuales el edificio puede ocuparse, y las condiciones de estabilidad señalan las restricciones de acceso al edificio o a la zona donde éste se encuentre.

Se incluyen los dos casos extremos en los cuales claramente se observa que un edificio no ha sufrido daños importantes (ligeramente dañado, LD, marcados con color verde) o aquéllos que tienen problemas de estabilidad y deben demolerse enseguida (severamente dañado, SD, marcados de color rojo). Los casos restantes,

(moderadamente dañado, MD, marcados de color amarillo y fuertemente dañado, FD, de color anaranjado) quedarán sujetos a estudios posteriores en un peritaje. Dadas las condiciones de emergencia bajo las cuales debe tomarse la decisión de clasificar al edificio dentro de una u otra magnitud de daños, ésta se basará fundamentalmente en el entrenamiento y la experiencia del perito responsable.

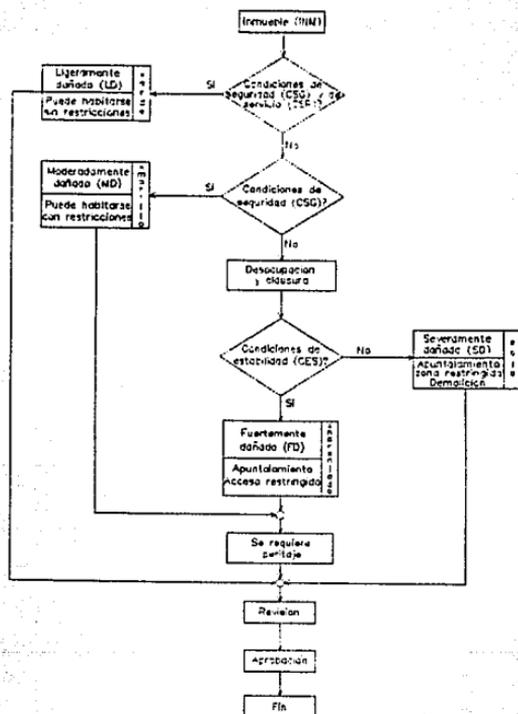


Fig. 1.2 Diagrama de flujo del Dictamen Técnico Preliminar (DTP).

FORMA DE ORIGEN

Descripción de la geometría y del uso del edificio

1. Ciudad (nombre-código)	_____	1
2. Identificación de la construcción:		
2.1. Código de la sección de la ciudad o del asentamiento	____	7
2.2. Código del equipo de trabajo	____	9
2.3. Número de construcciones	____	11
3. Orientación principal de la construcción:		
3.1. N, 3.2. NE, 3.3. E, 3.4. SE, 3.5. S, 3.6. SW, 3.7. W, 3.8. NW, 3.9. N	____	14
4. Posición de la construcción en el bloque:		
4.1. Última, 4.2. Medio, 4.3. Libre	____	15
5. Superficie bruta de la construcción (m ²):	_____	16
6. Número de pisos:		
6.1. sótano No/D/, Si//	____	20
6.2. Pisos:		
6.2.1. Bajos No/D/, Si//	____	21
6.2.2. Medios No/D/, Si//	____	23
6.2.3. Altos No/D/, Si//	____	24
7. Propósito (véase la descripción atrás):		
7.1. Edificio	____	25
7.2. Planta baja	____	27
8. Número de apartamentos:	____	29
9. Período de construcción (definir para cada país):		
9.1. 1. 1906-1926, 2. 1926-1936, 3. 1936-	____	31

Descripción del Sistema Estructural

10. Tipo de construcción (véase la descripción atrás):	_____	32
11. Estructura del piso:		
11.1. Concreto reforzado, 2. Acero, 3. Madera, 4. Otro	____	35
12. Estructura de techo:		
12.1. Concreto reforzado, 2. Acero, 3. Madera, 4. Otro	____	36
13. Material de techado:		
13.1. Teja, 2. Asbestocemento, 3. Laminado metálico, 4. Otro (especificar)	____	37
14. Tipo de sistema estructural (véase la descripción atrás):		
14.1. Marcos de carga, 2. Marcos, 3. Marcos con muros, 4. Estructura con muros, 5. Sistema mixto, 6. Otro (especificar)	____	38
15. Calidad de la construcción:		
15.1. Buena, 2. Regular, 3. Pobre	____	39
16. Habilidad del primer piso comparado con los otros:		
16.1. Muy malo, 2. Malo, 3. Muy bueno	____	40
17. Reparación en los terremotos anteriores:		
17.1. No, 2. Sí, 3. No se sabe	____	41

Observaciones de la inspección

18. Datos en los elementos constructivos:		
18.1. Datos en elementos estructurales:		
18.1.1. No hay, 2. Ligero, 3. Moderado, 4. Fuerte, 5. Severo (véase la descripción atrás o en el capítulo I)		
18.1.1.1. Marcos de carga	____	42
18.1.1.2. Columnas	____	43
18.1.1.3. Vigas	____	44
18.1.1.4. Muros de portico	____	45
18.1.1.5. Barandales de concreto	____	46
18.1.1.6. Escaleras	____	47
18.1.1.7. Pisos	____	48
18.1.1.8. Cubiertas (líneas)	____	49
18.2. Datos en elementos no estructurales e instalaciones:		
18.2.1. No hay, 2. Ligero, 3. Moderado, 4. Fuerte, 5. Severo (véase la descripción atrás o en el capítulo I)		
18.2.1.1. Muros interiores	____	50
18.2.2. Muros de división (colindancia)	____	51
18.2.2.1. Muros de exterior (fachada)	____	52
18.2.2.2. Instalación eléctrica	____	53
18.2.2.3. Plomería, canalización, gas	____	54
18.2.2.4. Elevadores	____	55

19. Daño en toda la construcción:		
19.1. No hay, 2. Ligero, 3. Moderado, 4. Fuerte, 5. Severo		
19.2. Mapa como resultado de (usar después del terremoto) No/D/, Si//	____	57
20. Condiciones del suelo en el lugar:		
20.1. Firme, 2. Medio, 3. Blando	____	58
22. Inestabilidad del suelo:		
22.1. No hay, 2. Pequeño hundimiento, 3. Hundimiento intenso, 4. Licuación, 5. Derrumbamiento 6. Derrumbamiento de rocas, 7. Falla, 8. Otro (especificar)	____	59

Conclusiones y Recomendaciones

23. Clasificación de uso y categoría:		
23.1. Marcar: 1. Verde, 2. Amarillo, 3. Anaranjado, 4. Rojo No Marcar, 5. Marcar después de eliminación del peligro, 6. Problemas de suelo y problemas geológicos, reinspección, 7. Clasificación imposible, reinspección, 8. Edificio inhabitable	____	60

Aplicar las razones generales para su clasificación y la número de daños:

24. Recomendaciones para medidas urgentes:		
24.1. No hay, 2. Eliminación del peligro local, 3. Suspensión de la construcción del colapso, 4. Inspección de las calles o las construcciones vecinas, 5. Demolición urgente	____	61
25. Fotografías:		
25.1. No/D/, Si//	____	62
26. Alagados en los edificios:		
26.1. No/D/, Si// (Si hay, pasar la inspección e informar a las autoridades)	____	63
27. Víctimas humanas:		
27.1. No hay muertos y heridos /D/; Posibles muertos y heridos //:		
27.2. Si hay datos, escribir: Número de muertos: _____		64
Número de heridos: _____		65
28. Fecha de la inspección: Mes/día	____	67
Número de los ingenieros de inspección:		
28.1. _____		66
28.2. _____		67
28.3. _____		68
28.4. _____		69
28.5. _____		70
28.6. _____		71
28.7. _____		72
28.8. _____		73
28.9. _____		74
28.10. _____		75
28.11. _____		76
28.12. _____		77
28.13. _____		78
28.14. _____		79
28.15. _____		80
28.16. _____		81
28.17. _____		82
28.18. _____		83
28.19. _____		84
28.20. _____		85
28.21. _____		86
28.22. _____		87
28.23. _____		88
28.24. _____		89
28.25. _____		90
28.26. _____		91
28.27. _____		92
28.28. _____		93
28.29. _____		94
28.30. _____		95

FORMA PARA LA INSPECCION DE DAÑOS SISMICOS Y POSIBILIDAD DE USO

7. CATEGORIAS DE USO DE LAS EDIFICACIONES

- 10 Residencial: 11 Casas de familia, 12 Edificio de apartamentos.
- 20 Oficinas: 21 Edificio total, 22 Parte del edificio.
- 30 Económico: 31 Comercio, 32 Finanzas, 33 Pequeña industria, 34 Almacenes, 35 Almacenes de procesamiento, 36 Hotel.
- 40 Salud y protección social: 41 Hospitales y clínicas, 42 Servicios de salud, 43 Protección social (Establecimientos para ancianos, reconvalecidos, etc.), 44 Servicios públicos: 45 Administración central o local, 52 Policía y bomberos, 53 Transporte (carreteras, ferrocarriles, aire y mar), 54 Comunicaciones (correo, radio, T.V., etc.).
- 60 Educación y cultural: 61 Escuelas, 62 Universidades y centros de investigación, 63 Seminarios, 64 Bibliotecas y centros, 65 Culturales y recreativos, 66 Deportes (estadios, gimnasios).
- 70 Turismo y hoteles: 71 Hoteles, 72 Restaurantes, cafés, 73 Cafeterías, pastelerías y otros.
- 80 Industrial y energía: 81 Industria, 82 Energía (centrales eléctricas, subestaciones, etc.).
- 90 Otras construcciones Específicas.

10. TIPOS DE CONSTRUCCION

100 Edificios de mampostería:

- 110 Adobe: 111 Solo adobe, 112 Adobe con tejas de madera.
- 120 Ladrillo macizo: 121 Con entramado horizontal de concreto reforzado, 122 Con entramado horizontal y vertical de C. R. (concreto reforzado).
- 130 Ladrillo hueco: 131 Con entramado horizontal de C.R., 132 Con entramado horizontal y vertical de C.R.
- 140 Bloques de concreto: 141 Con entramado horizontal de C.R., 142 Con entramado horizontal y vertical de C.R.
- 150 Mampostería de piedra: 151 Mampostería de piedra asentada en seco, 152 Piedra con mortero de mala calidad, 153 Piedra con mortero de buena calidad, 154 Piedra con las de arriba, 155 Piedra o mampostería de acero, 156 Piedra en vigas horizontales de C.R., 157 Piedra con vigas y columnas de C.R.

200 Construcciones de concreto reforzado:

- 210 Muros y mampostería: 211 Con muros de ladrillo macizo, 212 Con muros de ladrillo hueco, 213 Con bloques livianos (concreto o paneles), 214 Con muros de concreto.
- 220 Muros de acero post-tensionado: 221 Con muros post-tensionados en el momento, 222 Con muros post-tensionados ortogonales en las dos direcciones.
- 230 Construcciones prefabricadas: 231 Pórtico con muros de ladrillo hueco, 232 Pórtico con tabique ligero de concreto, 233 Pórtico acabado con muros de cortante, 234 Construcciones de paneles grandes, 235 Construcciones de paneles pequeños.
- 240 Construcciones compuestas: 241 Pórtico de C.R. con muros post-tensionados de mampostería, 242 Combinación de pórtico de acero con muros post-tensionados de mampostería.

300 Construcciones de acero:

- 310 Construcciones de acero para la industria pesada: 311 Sin guías, 312 Con guías.
- 320 Construcciones de acero para la industria ligera: 321 Sin guías, 322 Con guías.
- 330 Construcciones de acero con varios pisos: 331 Pórtico sin contraventeado, 332 Pórtico contraventeado, 333 Pórtico

de acero con núcleo de concreto reforzado, 334 Pórtico de acero con paneles de concreto reforzado.

400 Construcciones de madera:

- 410 Entramado contraventeado con relleno de material: 411 Con cimentación en mampostería de piedra, 412 Sin cimentación en mampostería de piedra.
- 420 Organizadores: 421 Pórticos de madera, 422 Elementos curvos y paneles pequeños de madera.

14. TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL

Sistemas de transmisión de cargas verticales y laterales: 1. Muros, 2. Pórticos, 3. Pórticos con tabique, 4. Entramado con tabique en el cual las vigas y columnas no forman pórtico, 5. Mixta de pórticos y 2/1 muros de cortante y tabique, 6. Otros sistemas (describir).

18. DAÑOS EN LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS (COLORES CONVENCIONALES)

1. Ninguno-marcado verde: Sin daño visible de los elementos constructivos. Posibles fisuras en el aplastado de paredes y techos. Se observan pocos daños en la construcción.
2. Ligero-marcado verde: Fisuras en el aplastado de muros y techos. Grandes partes de aplastado caído de cubiertas. Fisuras en elementos estructurales.

Las construcciones clasificadas en las categorías 1 y 2 no presentan reducción de su capacidad sísmo-resistente y no son peligrosas para las personas. Pueden ser utilizadas inmediatamente o luego de la reparación.

3. Moderado-marcado amarillo: Grietas diagonales y de otro tipo, con aberturas. Grietas grandes en elementos estructurales de C.R. columnas, vigas, muros. Derrumbe parcial o total de chimeneas y áticos. Dislocación, agrietamiento y caída del techo.
4. Fuerte-marcado anaranjado: Fracturas grandes con o sin separación de los muros y con trituración del material. Grandes fracturas con trituración del material de las paredes entre las aberturas de los elementos constructivos. Fracturas grandes con pequeña dislocación de elementos de concreto reforzado: columnas, vigas, muros. Pequeña dislocación de elementos constructivos y de toda la construcción.

Las construcciones clasificadas en las categorías 3 y 4 tienen muy disminuida su capacidad sísmo-resistente. El acceso a las mismas es controlado y la construcción no se puede usar antes de ser reparada. Hay que evaluar la necesidad de apuntalar la construcción y proteger los edificios vecinos.

5. Severo-marcado rojo: Los elementos estructurales y las armaduras están muy dañados y dislocados, con un número grande de ellos destruidos. Las construcciones presentan ruina total o parcial.

Las construcciones clasificadas en la categoría 5, no son seguras, presentan peligro de derrumbe. El acceso está prohibido. Es necesario proteger la calle y edificios vecinos, o demoler el edificio a la mayor brevedad posible. En caso de edificios aislados, o con construcciones vecinas de la misma clasificación, la decisión para su demolición debe ser tomada luego de una evaluación desde el punto de vista económico del costo de su reparación.

I.7. MEDIDAS DE EMERGENCIA DE REHABILITACION TEMPORAL

Si como resultado de la evaluación preliminar de daños se concluye que no es necesaria la demolición inmediata de la estructura, deberán definirse las medidas de emergencia apropiadas para garantizar protección temporal mientras se lleva a cabo el estudio de la rehabilitación definitiva.

Estas medidas tienen por objeto aliviar la carga vertical sobre los componentes estructurales dañados y proteger la estructura contra las acciones laterales debidas a posibles réplicas del sismo, disponiendo elementos de apoyo y de contraventeo provisionales.

El propósito de la rehabilitación temporal es proporcionar resistencia provisional a aquellos elementos y conexiones de los cuales depende la seguridad del sistema estructural total. Además la protección temporal deberá incluir medidas que garanticen la seguridad de las personas en las zonas adyacentes al edificio dañado y de los trabajadores que realicen las labores de rehabilitación.

El diseño de los sistemas de protección temporal debe efectuarse con premura, por lo que no se suele disponer de suficiente tiempo para aplicar los métodos convencionales de dimensionamiento. Así, deberá recurrirse a métodos aproximados de análisis para determinar las magnitudes de las cargas y de sus efectos. Debido a la urgencia de las medidas a tomar, los análisis aproximados y la experiencia deberán suplir la falta de un análisis detallado.

En las secciones siguientes se hacen consideraciones sobre las fuerzas o acciones que deben tomarse en cuenta en el diseño de los

sistemas de protección temporal, se describen algunos elementos auxiliares útiles y se sugieren diversos procedimientos de apuntalamiento vertical y de contraventeo.

I.7.1. Acciones

El Art. 236 del RCDF-93 estipula que "Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, deberá demostrarse que el edificio dañado cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30 por ciento de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requiera, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

Podrá prescindirse de los soportes o apuntalamientos laterales en aquellos casos en que los daños a reparar sean locales y se considere evidente que la estabilidad general de la estructura es adecuada.

I.7.2. Apuntalamiento vertical

I.7.2.1. Consideraciones generales

El proporcionar apoyo vertical auxiliar a las columnas y muros de carga seriamente dañados es la primera medida a tomar al instalar un sistema de protección temporal.

Evidentemente se requiere apoyo vertical en el piso correspondiente al elemento dañado. En algunas situaciones es posible

limitar el apuntalamiento a un solo piso como se muestra en la fig. 1.3. En tales casos debe revisarse la resistencia a cortante en las secciones t-t de la fig. 1.3 para garantizar que el apuntalamiento vertical sea efectivo.

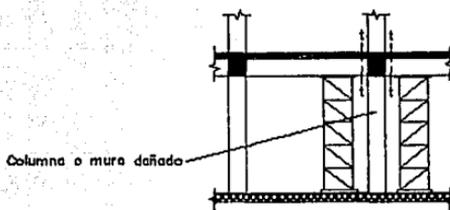


Fig. 1.3 Apuntalamiento vertical en un piso.

Una alternativa más confiable consiste en proporcionar soporte provisional a todos los niveles además del correspondiente al elemento dañado, como se ilustra en la fig. 1.4. De esta manera se

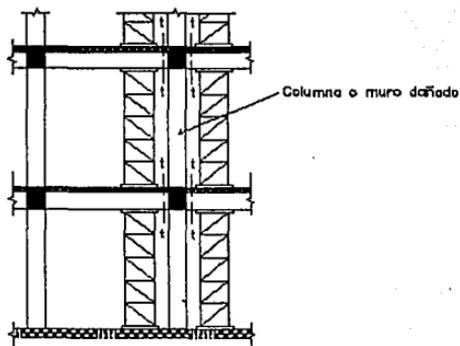


Fig. 1.4 Apuntalamiento en varios pisos.

reducen considerablemente las fuerzas cortantes en las secciones t-t a ambos lados del elemento vertical dañado. Cuando los elementos de soporte provisional se apoyen sobre losas debe cuidarse que no se presenten problemas de penetración. Para evitar esto, los elementos de soporte deben apoyarse sobre piezas horizontales, que pueden ser tabloncillos o vigas de madera acostadas, que distribuyan la carga. Estas piezas pueden combinarse con placas de acero para casos de cargas grandes o sistemas de piso débiles. Debe procurarse que los puntales sean colineales en todos los niveles. Generalmente será necesario transmitir cargas hasta la cimentación e incluso puede requerirse la construcción de un cimiento provisional para llevarlas hasta el suelo.

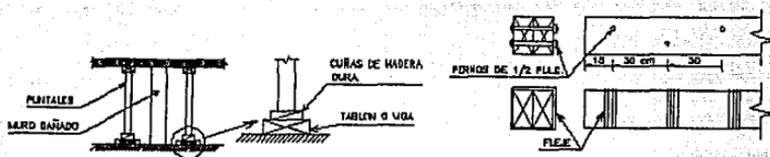
La distancia entre los elementos de apoyo provisionales y el elemento dañado debe ser la mínima posible, aunque dejando espacio suficiente para los trabajos de reparación.

1.7.2.2. Soportes de madera

La madera es quizá el material para apuntalamiento vertical más fácil de conseguir, puesto que es el generalmente utilizado en las obras falsas y cimbras requeridas para la construcción de estructuras de concreto. Las secciones más comunes son: el polín de 4 x 4 pulg., el tablón de 2 pulg. de grosor y las tablas o duelas de 3/4 pulg. a 1 1/2 pulg. Estas medidas son nominales; las medidas reales suelen ser algo menores. Los tabloncillos y tablas se consiguen en varios anchos. Pueden también aprovecharse los postes comunmente utilizados en líneas de transmisión de energía eléctrica. La madera generalmente asequible es pino.

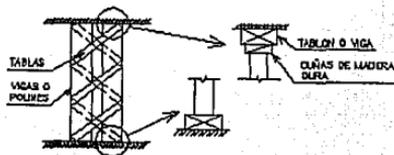
Las secciones o escuadrías mencionadas pueden combinarse de diversas formas para soportar cargas de alguna importancia.

Con cargas ligeras pueden utilizarse polines o vigas sin arriostrar. Para repartir la carga y evitar los problemas de penetración mencionados anteriormente es necesario colocar en los apoyos tabloncillos o vigas acostadas. En uno de los extremos deberán colocarse cuñas en la forma indicada en el inciso I.7.4 (fig. 1.5a).



a) Puntales simples

b) Puntales formados por dos vigas



c) Puntales arriostrados

Fig. 1.5 Apuntalamiento vertical con piezas de madera.

Pueden formarse elementos compuestos compactos uniendo dos:

vigas por medio de clavos, pernos o flejes como se indica en la fig. 1.5b.

La eficiencia de los miembros aislados puede incrementarse por medio de arriostramientos triangulares que disminuyan las longitudes efectivas de pandeo como se muestra en la fig. 1.5c. El arriostramiento puede hacerse únicamente en el sentido desfavorable en caso de secciones rectangulares como las vigas. En caso de secciones cuadradas como los polines, el arriostramiento deberá hacerse en ambos sentidos para que sea efectivo. Las piezas para arriostar deben tener un grosor mínimo de una pulgada y un ancho mínimo de 10 cm. Deben clavarse con clavos de 2 1/2 pulg. El número de clavos en cada unión debe ser el máximo posible en el espacio disponible, sin que se excedan los espaciamientos que establecen las normas. Los detalles de apoyo deben ser semejantes a los mencionados para miembros simples aislados.

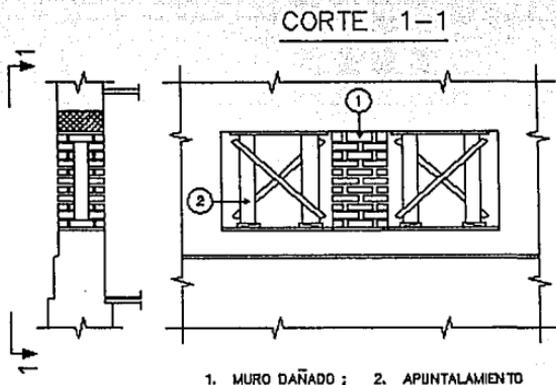


Fig. 1.6 Apuntalamiento de aberturas.

Cuando las porciones de muros entre aberturas se han cuarteado de manera que su capacidad de carga y su estabilidad lateral son dudosas, puede recurrirse a refuerzos con piezas de madera como los mostrados en la fig. 1.6. Una solución semejante es apropiada cuando se han presentado daños en los dinteles y muros sobre aberturas.

1.7.2.3. Perfiles de acero

Cuando las cargas que deben soportarse son grandes debe recurrirse al empleo de perfiles simples de acero o a combinaciones de ellos para formar diferentes tipos de secciones compuestas. Tanto los perfiles simples como las secciones compuestas deben estar provistos de placas de apoyo. Deben acunarse debidamente, en forma semejante a la utilizada para los elementos de soporte de madera. El dimensionamiento se lleva a cabo por los procedimientos usuales. Una alternativa interesante consiste en un refuerzo formado por ángulos colocados en las esquinas de la columna dañada y unidos por placas de metal como se muestra en la fig. 1.7. Este tipo de soporte puede

SOLERAS DE ACERO A CADA 30 Ó 50 cm

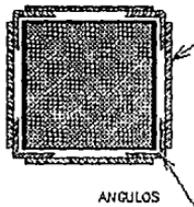


Fig. 1.7 Apuntalamiento con ángulos y soleras de acero.

aprovecharse para el refuerzo definitivo de la columna como se describe en el inciso III.3.2. En los extremos de los ángulos deben colocarse placas de acero con el fin de garantizar un apoyo adecuado. Los huecos entre los ángulos y la superficie de la columna por reforzar deben rellenarse con un mortero con aditivos expansores.

I.7.2.4. Puntales telescópicos y elementos tubulares diversos

Existen diversos elementos estándar producidos industrialmente para ser usados en cimbras y obras falsas para la construcción de estructuras de concreto que pueden aprovecharse para apuntalar.

Para cargas muy ligeras pueden utilizarse soportes telescópicos independientes como el mostrado en la fig. 1.8a. La capacidad de estos elementos es del orden de dos toneladas y su altura máxima es de aproximadamente tres metros. La altura puede ajustarse por medio de un dispositivo a base de rosca. Están provistos de placas de apoyo en los extremos, pero en caso de que los esfuerzos de penetración sean excesivos, deberán disponerse tablonés o vigas adicionales en ambos extremos para lograr una mejor distribución de la carga.

Para soportar sistemas de piso o techos ligeros que hayan sufrido daños, puede recurrirse a combinaciones de elementos tubulares como en el caso ilustrado en la fig. 1.8b. La altura de estos elementos puede ajustarse por medio de dispositivos de rosca como el de la fig. 1.8c. Al igual que en el caso de los soportes telescópicos independientes deben cuidarse los detalles de apoyo en ambos extremos.

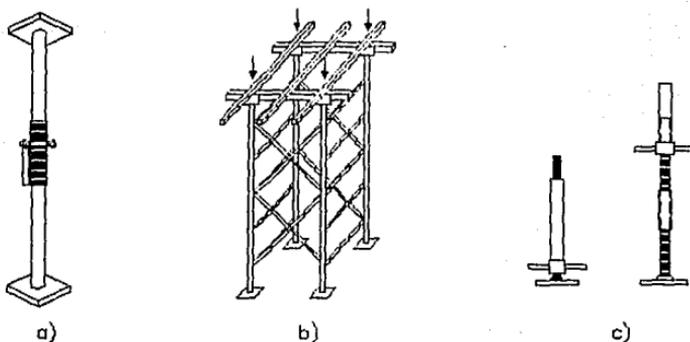


Fig. 1.8 Puntales telescópicos y elementos tubulares diversos.

Los datos sobre capacidad útil de los elementos estándar descritos deben obtenerse de los fabricantes.

I.7.3. Soporte lateral

I.7.3.1. Consideraciones generales

Como se señaló en el inciso I.7.1. en las normas de emergencia se exige que en los edificios dañados se prevea un soporte lateral adecuado durante las operaciones de reparación. La determinación de la capacidad y la distribución de los soportes laterales es uno de los aspectos más difíciles del diseño de sistemas de protección temporal. Entre otros factores es necesario considerar la resistencia y localización de las porciones de la estructura original que no hayan sufrido daños graves. Además debe procurarse que el sistema de apuntalamiento estorbe lo menos posible, tanto en el uso normal del edificio como en los trabajos de la reparación definitiva.

El soporte lateral puede lograrse con puntales inclinados y con sistemas de contraventeo de diversos tipos. En los siguientes incisos se describen algunas alternativas posibles.

I.7.3.2. Soporte lateral de muros

Debe proporcionarse soporte lateral a los muros de carga de mampostería o concreto a fin de que no caigan hacia afuera debido a posibles réplicas del sismo o a otras acciones horizontales, lo que ocasionaría el derrumbe de los pisos o techos que sostienen. Esto puede hacerse mediante un apuntalamiento exterior semejante al ilustrado en la fig. 1.9. Los puntales pueden estar formados por dos vigas unidas por pernos o flejes, colocadas a distancias convenientes según las fuerzas que se estiman que deben resistir. Deben apoyarse a la altura de los pisos sobre piezas verticales de madera, unidas al muro por elementos de conexión adecuados para resistir la componente vertical del puntal inclinado. El extremo inferior debe tener apoyo, empotrándolo o por algún otro procedimiento para que resista fuerzas laterales. La inclinación de los puntales con respecto a la horizontal no debe ser superior a 45 grados y preferiblemente debe ser de aproximadamente 25 grados. El apoyo sobre el suelo debe ser adecuado. Para su ajuste deben disponerse cuñas en el extremo inferior. El apuntalamiento puede hacerse también con perfiles laminados o con tubos de acero.

Cuando no se dispone de espacio suficiente para colocar puntales o tensores inclinados exteriores, pueden utilizarse tirantes de acero que unan los muros exteriores con los interiores perpendiculares a ellos. En las figs. 1.10 y 1.11 se ilustran dos

alternativas posibles. También se pueden ligar los muros exteriores a elementos del sistema de piso como en la fig. 1.12, ó colocar tirantes de muro a muro como en la fig. 1.13.

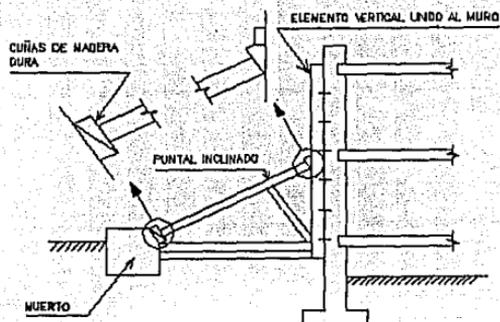
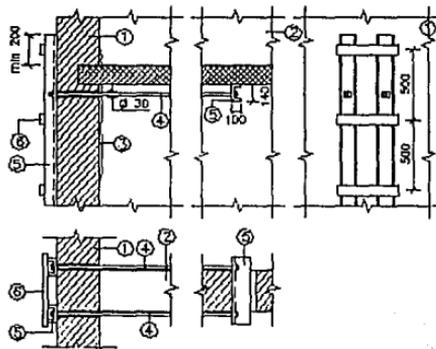
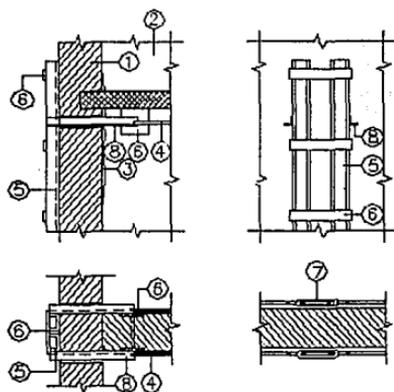


Fig. 1.9 Apuntalamiento exterior.



1. MURO EXTERIOR ; 2. MURO INTERIOR ; 3. AGRIETAMIENTO ;
4. TENSOR ; 5. CANALES ; E. PLACAS

Fig. 1.10 Soporte interior con tirantes
Alternativa A.



1. MURO EXTERIOR ; 2. MURO INTERIOR ; 3. AGRIETAMIENTO ; 4. TENSOR ;
 5. CANALES ; 6. PLACAS ; 7. TEMPLADORES ; 8. ANGULOS

Fig. 1.11 Soporte interior con tirantes Alternativa B.

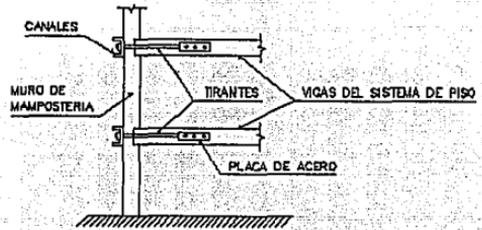


Fig. 1.12 Anclaje de muro exterior a vigas de los sistemas de piso.

Debe observarse que no siempre estos sistemas de soporte de los muros exteriores son suficientes para garantizar la estabilidad general de una estructura. Así en algunas situaciones deben complementarse con contraventeos semejantes a los que se describen en

el siguiente inciso.

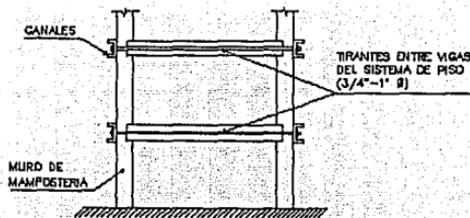


Fig. 1.13 Anclaje de muro a muro.

1.7.3.3. Contraventeo de marcos

Los edificios a base de marcos pueden rigidizarse por medio de contraventeos formados por miembros diagonales de madera o de acero que trabajen en compresión, dispuestos en la forma indicada en la fig. 1.14. Para que sean efectivos deben acuñarse adecuadamente en ambos extremos. Debe también revisarse que la resistencia a cortante tanto de la viga como de la columna en los apoyos de los puntales inclinados sea suficiente para resistir las componentes debidas a

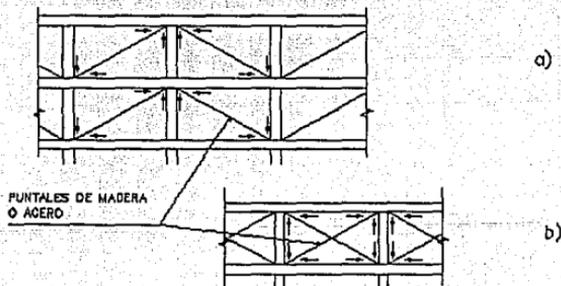


Fig. 1.14 Contraventeo con puntales en compresión.

dichos elementos rigidizantes. Si las columnas no son capaces de resistir las componentes verticales introducidas por el contraventeo, será necesario completarlo con elementos adicionales verticales. Una forma de lograr lo anterior se muestra en la alternativa de contraventeo de la fig. 1.15.

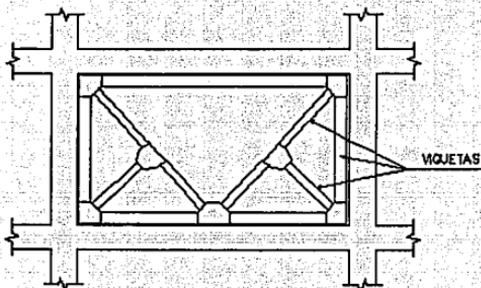


Fig. 1.15 Alternativa de contraventeo con perfiles metálicos.

El contraventeo puede también realizarse con miembros sujetos a tensión como se indica esquemáticamente en la fig. 1.16. Los miembros pueden consistir en cables o en perfiles laminados de acero. La ventaja de este tipo de contraventeo es que los miembros no están expuestos a pandeo. Los perfiles laminados se dimensionan por los métodos usuales de esfuerzos permisibles o de resistencia última. Los cables suelen dimensionarse por resistencia última ya que el dato que acostumbran dar los fabricantes es la carga de rotura. Un factor de seguridad de tres parece razonable. Para que sean efectivos los cables deben estar ligeramente tensados con templadores. Como en el caso de los elementos rigidizantes en compresión, deben revisarse los efectos

que los tirantes producen en las vigas y columnas. Los detalles de unión de los tirantes a la estructura en proceso de reparación deben estudiarse cuidadosamente. En el caso de cables deben tenerse en cuenta las recomendaciones de los fabricantes.

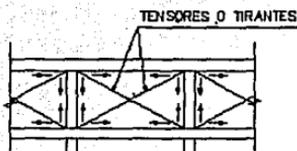


Fig. 1.16 Contraventeo con tensores o tirantes.

En algunas situaciones puede resultar conveniente proporcionar soporte a una estructura por medio de tirantes exteriores en la forma ilustrada en la fig. 1.17. En tales casos es necesario diseñar un muerto de anclaje apropiado. El diseño del muerto debe hacerse de manera que se cuente con un factor de seguridad mínimo de 1.5 para las siguientes condiciones:

- 1a. El peso del muerto debe ser superior a la componente vertical del tirante.
- 2a. La superficie del muerto que actúa sobre el suelo debe ser lo suficientemente grande para que el empuje pasivo sea superior a la componente horizontal del tirante.

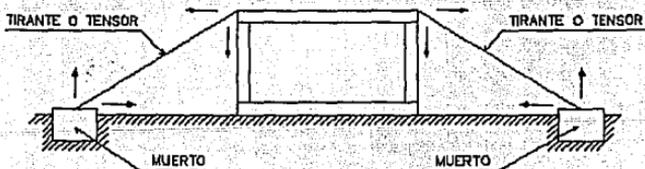


Fig. 1.17 Soporte lateral con tirantes o tensores exteriores.

3a. La localización del anclaje del tirante debe ser tal que no ocasione el volteo del muerto.

1.7.4. Métodos de acuñar

Para transferir cargas de los elementos estructurales dañados al sistema de soporte temporal es necesario acuñar adecuadamente los miembros del sistema que trabajan en compresión. Esto puede hacerse por medio de diversos dispositivos: cuñas de madera; gatos mecánicos; gatos hidráulicos ordinarios y gatos hidráulicos planos.

Las cuñas de madera deben fabricarse de madera dura, seca y libre de nudos. Las fibras deben quedar orientadas como se muestra en la fig. 1.18. Una vez ajustadas deben evitarse posibles movimientos clavándolas (fig. 1.19a). No deben usarse cuñas sueltas como en la fig. 1.19b.

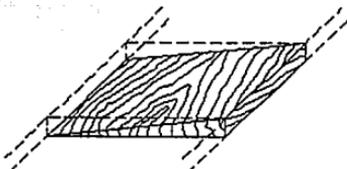


Fig. 1.18 Orientación de las fibras en cuñas de madera.

Los gatos mecánicos deben tener una superficie de apoyo proporcional a la carga que transmiten, de manera que no haya problemas de penetración excesiva, además dicha superficie debe estar en relación con la altura del gato de manera que no haya riesgo de volteo. Como regla general se sugiere que se cuente con 50 cm^2 de

apoyo por cada tonelada de carga.

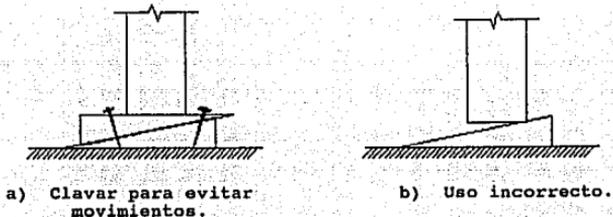


Fig. 1.19 Uso de cuñas de madera.

Varios gatos hidráulicos pueden conectarse de manera que apliquen igual carga simultáneamente en varios elementos del sistema de apoyo. Los gatos hidráulicos deben estar calibrados de manera que el operador pueda relacionar la presión del aceite con la carga aplicada. Una ventaja de los gatos hidráulicos es que pueden manejarse a distancia, sin que los operarios corran peligro durante el acuñado.

Cuando la base de los gatos no proporciona un apoyo adecuado puede intercalarse una pieza de madera o una placa de acero entre la base y la superficie de apoyo para lograr una mejor repartición de la carga.

Los gatos planos constituyen un medio eficaz de acuñar y pueden operarse a distancia al igual que los gatos hidráulicos ordinarios. Generalmente funcionan inyectándoles agua o aceite. Si se desea hacer permanente la deformación del gato puede inyectarse lechada de cemento; la presión de inyección deberá mantenerse mientras la lechada endurece. Los gatos planos suelen ser de forma circular aunque también se fabrican con otras formas. En la fig. 1.20a se

muestra un gato plano antes y después de la inyección del líquido. A veces es conveniente colocar lechada, madera dura o placas de plomo entre la estructura soportada y el gato plano para mejorar las condiciones de apoyo (fig. 1.20b). Una vez terminada la operación de gateo es conveniente instalar cuñas de madera como medida de seguridad en caso de una pérdida de presión (fig. 1.20c).

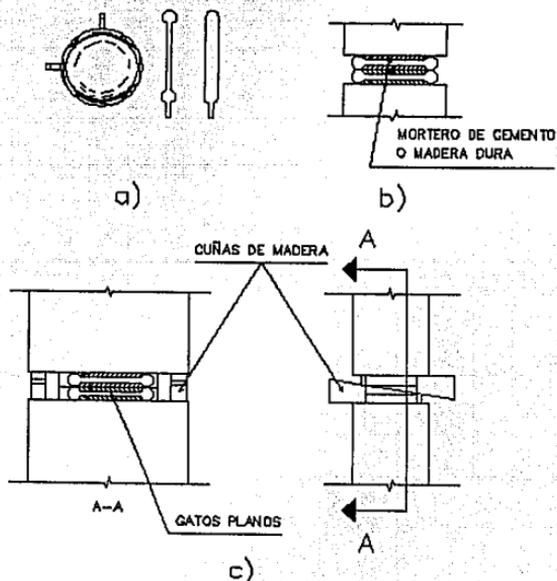


Fig. 1.20 Gatos planos.

CAPITULO II

CRITERIOS PARA LA INSPECCION Y EVALUACION DEFINITIVA DE DAÑOS

II.1. OBJETIVOS

Existe un antecedente, el Dictamen Técnico Preliminar, que ya tiene ubicado al edificio en el esquema daño-riesgo-acciones. Sin embargo, si los criterios de la inspección y evaluación preliminar son difíciles para decidir el tratamiento posterior a la evaluación, quizá se requiera de un estudio más profundo y detallado, es decir, la ejecución de un verdadero peritaje, antes de tomar una decisión definitiva. Con tal fin, se exponen los criterios para la inspección y evaluación definitiva de daños con el objeto de determinar si la estructura dañada es reparable, pero en condiciones de ya no emergencia, sino con más detalle, de manera más completa y en condiciones de "estructura descubierta", identificando los sistemas estructurales básicos, efectuando levantamientos descriptivos del edificio, localizando los daños y tipificándolos, cuantificando su tamaño, forma, posición y frecuencia. Esto es, si es posible recuperar parte de la inversión que la estructura representaba antes del sismo.

En general esto será así cuando el costo de la reparación sea razonablemente menor del que implica demoler y volver a construir una estructura nueva.

Como ya se indicó en el inciso I.5.1, la determinación de la importancia de los daños es la base para el planteamiento de la reparación, que podrá llevarse a cabo en tres niveles:

- a) Restauración: Recuperación de la capacidad sísmo-resistente original.
- b) Refuerzo: Incremento de la capacidad sísmo-resistente original y mejoramiento de la estructuración.
- c) Reestructuración: Modificación total de la capacidad sísmo-resistente.

El estudio de las alternativas de reparación y las limitaciones del caso, permitirá finalmente elegir la solución adecuada para proceder a su diseño y construcción.

II.2. INSPECCION DETALLADA

Esta última etapa de la identificación de los daños en la estructura, se deberá efectuar después de su rehabilitación temporal. Para su realización, tendrán que ser retirados todos los acabados de los elementos estructurales que se sospeche puedan estar dañados con base en la inspección rápida.

La inspección detallada consiste fundamentalmente en la obtención de mayores antecedentes y en registrar la descripción del estado en que se encuentra cada elemento dañado. Para esto se recomienda el uso de la notación y formatos para el registro detallado

de daños que se describen en el inciso II.3. Obviamente la profundidad de esta investigación será función de la importancia del edificio, de la magnitud de los daños, del plazo disponible y de otros factores que conforman el conjunto del problema.

La investigación definitiva de los daños, cuando la importancia del edificio, los criterios de la inspección y evaluación preliminar del capítulo I no sean suficientes y las dudas resultantes del análisis estructural lo justifiquen, debe incluir un estudio más profundo de la resistencia y homogeneidad del concreto, la calidad y ubicación de los aceros y las condiciones de contorno y uso del edificio.

El grupo de inspección se preocupará en completar los antecedentes históricos de la obra, según un esquema similar al que se indica en el inciso II.4 en lo relativo a la recopilación de esos antecedentes. En general, se hará un adecuado control dimensional y se verificará el cumplimiento del proyecto original según lo expuesto en el inciso II.5, con la profundidad que estime necesaria el ingeniero estructurista que dirige el proceso de reparación. La necesidad de conocer la resistencia del concreto, así como la localización del refuerzo y verificación de sus dimensiones, puede obligar a la realización de pruebas en el concreto.

II.2.1. Inspección del concreto simple

El concreto simple es una reconstrucción de la roca mediante una mezcla de áridos conglomerados con una pasta de agua y cemento hidráulico. Ante una sollicitación sísmica, las características

de este material de construcción se ponen de manifiesto: baja resistencia a tracción y corte, rigidez proporcional a su resistencia de compresión y acumulación de tensiones por el proceso de hidratación o los efectos higrotérmicos. Es por ello que el concreto simple se usa solamente como elemento resistente a la compresión, como barrera contra la humedad y como elemento de relleno.

La investigación y descripción primaria de los daños en el concreto consisten fundamentalmente en una apreciación de su resistencia mecánica y de los aspectos de sus cuarteaduras y deformaciones, los cuales permiten lograr una imagen suficientemente clara como para iniciar su estudio.

Todos estos detalles se indicarán en un croquis que permita estudiar el funcionamiento del conjunto estructural, con el objeto principal de separar daños previos de aquellos que se originaron en el proceso sísmico. En ciertas oportunidades, por comparación con casos similares - como sucede cuando hay edificaciones repetidas - será posible incluso estudiar las secuencias del deterioro.

a) Cuarteaduras en el concreto simple

La descripción detallada de la cuarteadura debe incluir su abertura en diversos puntos del recorrido para poder establecer los posibles desplazamientos del elemento estructural y las distancias entre varias cuarteaduras. La exploración de la cuarteadura en profundidad permite establecer si abarca solamente el revestimiento o si penetra en el concreto, esto es si afecta sólo al mortero o si incluye también al agregado grueso, lo que permitirá formarse una idea

de la resistencia mecánica del material.

La observación de existencia de materias extrañas en la cuarteadura (tierra, aserrín, óxidos) ayuda a determinar si la rotura es antigua o si fue originada por el sismo. Es importante detectar los desplazamientos posibles de los elementos. Los desplazamientos de superficie en sentido perpendicular se captan fácilmente al tacto y es posible palparlos con la punta de los dedos, determinando cuál lado de la cuarteadura es mas alto (fig. 2.1).

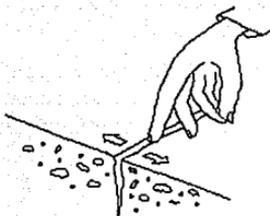


Fig. 2.1 Desplazamientos de superficie en sentido perpendicular.

Los desplazamientos angulares en el plano están marcados por los anchos variables de las cuarteaduras; esos anchos se miden fácilmente por comparación visual con el comparador de cuarteaduras de la fig. 1.1.

La forma de las cuarteaduras muestra los desplazamientos lineales, tal como se muestra en la figura 2.2. La observación del dentado ilustrado en esa figura y de los diversos espesores de las cuarteaduras permite establecer los desplazamientos en el plano para



Fig. 2.2 Desplazamientos lineales.

el caso del concreto o de la albañilería. La cuarteadura del concreto simple es similar a la de la albañilería, la cual es más irregular, dada la naturaleza heterogénea del material.

El cuarteo de los muros por asentamientos diferenciales en la cimentación toma aspectos diferentes según la fachada del edificio que se observe, como se muestra en la fig. 2.3. Es importante recalcar que estas observaciones deben ir siempre acompañadas de una inspección minuciosa de los cimientos.

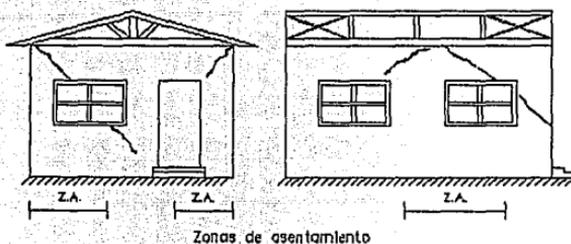


Fig. 2.3 Indicación de los desplazamientos por la forma y aberturas de las cuarteaduras.

Las cuarteaduras pueden originarse en el concreto debido a la acumulación de tensiones por contracción hidráulica o por

deformaciones debidas a cambios de temperatura. Estas cuarteaduras son antiguas y complican la interpretación de una inspección luego de un sismo.

Las cuarteaduras térmicas e hidráulicas se caracterizan por cortarse entre sí en ángulo recto y formar un reticulado más o menos regular. Estas cuarteaduras por tensiones intrínsecas del concreto tienen relaciones dimensionales bastantes regulares: la profundidad de la cuarteadura es de aproximadamente 2.5 veces su ancho y la distancia entre cuarteaduras es de 5 a 10 veces esta dimensión. Las cuarteaduras térmicas están distanciadas de 1 a 2 m, mientras que las que se originan en el proceso hidráulico tienen por lo general 10 a 15 cm de separación.

b) Resistencia mecánica del concreto simple

Una primera aproximación de la resistencia mecánica se obtiene por observación visual o por mediciones no destructivas mediante la aplicación de sistemas de control de resistencia por percusión (martillo Schmidt) y de ondas ultrasónicas. La revisión del concreto tiene que tomar en cuenta su aspecto exterior, la calidad de las juntas de colado y la calidad geométrica de los diversos elementos.

Las determinaciones con el esclerómetro Schmidt, u otros dispositivos similares, son rápidas y útiles. Estos valores de resistencia mecánica de compresión deben ser considerados en forma global, como control estadístico. Las mediciones serán hechas en sitios próximos a sectores de la misma obra en la que se hayan

extraído muestras sometidas a ensayo a los 28 días. Estas observaciones tienen por objeto obtener una correlación real en la que se tome en cuenta los materiales y el tipo de curado del concreto.

Siempre es recomendable relacionar las observaciones puntuales con la perspectiva de una observación general, revisando continuamente los resultados, ya que las mediciones del concreto suelen dar información relativamente parcial y heterogénea. De ello resulta que, mientras más antecedentes se aporte desde diferentes puntos de vista, más acertadas serán las decisiones que se adopten.

II.2.2. Inspección del concreto reforzado

Es importante incluir antecedentes de la calidad del concreto como protección del acero. Por lo tanto, será recomendable hacer observaciones sobre el espesor del recubrimiento y respecto de su calidad como defensa contra la corrosión del acero. Además, se indicará si hay manifestaciones de oxidación y se aprovechará la evidencia de cuarteaduras para determinar el espesor del concreto de protección. La calidad de la protección está determinada por el potencial de hidrógeno (pH) del concreto. El acero está en un ambiente de inhibición de corrosión cuando el índice pH del concreto es superior a 11.

a) Cuarateaduras por secado

Cuando se trata del concreto simple, las cuarteaduras se atribuyen a tensiones espontáneas que tienen su origen en cambios térmicos, en variaciones volumétricas propias del proceso de

hidratación del cemento o en reacciones químicas entre el agregado, el cemento y el ambiente. La cuarteadura es relativamente nítida ya que, generalmente, es alterada sólo por la presencia de piedras de tamaño mayor o por efectos exteriores. Estos efectos exteriores pueden ser cambios de esfuerzos por sobrecargas de trabajo, asentamientos de suelos, etc. En el concreto reforzado, sin embargo, aparecen otros efectos debido al acero de refuerzo y a su distribución, y suelen aparecer otros más resultantes de la corrosión electroquímica o química del acero y del secado prematuro del concreto que cubre las barras de refuerzo.

Durante el primer período de fraguado del concreto se produce un asentamiento del material por exudación y pérdida de humedad por evaporación. La altura del concreto disminuye así en toda la sección, proporcionalmente a su consistencia y a su capacidad de retención de agua, pero no cambia en la superficie horizontal que queda sobre las barras horizontales. Esto da origen a un depósito de agua bajo las barras, apareciendo por lo general cuarteaduras sobre ellas, acompañadas por claros hundimientos de la superficie de la

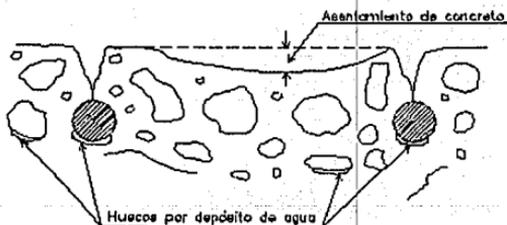


Fig. 2.4 Cuarteaduras sobre las barras por secado prematuro del concreto.

mezcla entre las barras, cuando las barras son gruesas y los defectos del concreto son extremos (fig. 2.4). En estos casos aparece sobre el acero una cuarteadura simple o doble en toda la longitud de la barra, y la superficie horizontal del concreto presenta señales manifiestas del exceso de agua.

b) Corrosión electroquímica y carbonatación del concreto

El concreto cumple dos funciones principales: una de resistencia estructural; la otra, de protección al acero. La función estructural consiste en resistir las compresiones a que es sometido y transmitir esfuerzos al acero por adherencia. Es tan importante que el concreto sea resistente como que esté bien adherido a las barras. Pero entre el acero y el concreto - en un medio con calor, humedad y presencia de sales - se forma una verdadera pila eléctrica que corroe la superficie del acero. La única defensa contra este efecto es recubrir suficientemente el armado con un concreto impermeable. La oxidación es expansiva y reduce la calidad mecánica del acero. El efecto de la expansión produce la rotura del recubrimiento dando origen a una cuarteadura similar a la descrita anteriormente (cuarteaduras por secado), la que en este caso aparece también en las caras verticales de los elementos del concreto armado. La degradación del acero por corrosión electroquímica puede significar la pérdida total de su adherencia al concreto. Muchas veces se producen dificultades en la interpretación de cuadros de cuarteaduras por la presencia de estos tipos de defectos, por lo que es muy útil hacer revisiones con detectores de armado.

Para que no se produzca esta corrosión, el acero necesita

estar en un ambiente altamente básico, lo que se logra por la presencia de cal en la masa del concreto. Pero las sales pueden disminuir esta basicidad, como ocurre por la presencia de cloruros en el interior del concreto o cuando la cal libre originada en el proceso de hidratación del cemento llega a ponerse en contacto con el anhídrido carbónico del aire. La profundidad de esta carbonatación muestra la facilidad con que el aire penetra en el concreto, lo que es un índice de porosidad y, por lo tanto, de baja resistencia a la compresión.

Se dijo que la aplicación de fenolftaleína indicaba esta profundidad, la que se puede obtener también con otras soluciones indicadoras de pH. Es muy simple romper la arista de un elemento de concreto y de inmediato mojarlo con una solución alcohólica. Aparece un núcleo rojo-violeta y queda un recubrimiento de color original. Es importante que el acero de refuerzo quede en la zona roja.

La profundidad de la zona que no cambió de color puede transformarse en un índice de resistencia, si se considera la edad del concreto: un concreto de 60 Kg/cm² a 28 días acusó una carbonatación del orden de 2 mm al cabo de 6 años; en cambio, un concreto de 100 kg/cm² a la misma edad puede tener 5 cm o más, lo que lo incapacita para dar la protección adecuada al acero.

El control de carbonatación se debe hacer sobre el concreto recién quebrado y, como se ha indicado, es posible usar otros indicadores pH. Todo el cuadro de corrosión electroquímica se agrava cuando el concreto de recubrimiento se rompe; las sales, la humedad y la temperatura aceleran el proceso. Son críticas las cuarteaduras de

0.3 mm o más de abertura en exteriores, y de más de 0.5 mm en interiores no expuestos a ambientes agresivos.

c) Defectos de ejecución

Se producen también fisuraciones que no son explicables desde el punto de vista estructural. Se trata de fisuras que en un comienzo no quedan aparentes, pero que cualquier aumento de tensiones en la pieza estructural las hace aparecer. Es muy frecuente que el origen de estas fisuras se encuentre en lo que se ha calificado como "defectos de ejecución". Hay ocasiones en que las instalaciones de servicios se ubican perforando elementos estructurales sin que se hayan dispuesto los refuerzos correspondientes, o bien por error se ubican las juntas de trabajo coincidiendo con las secciones más solicitadas por sismo.

d) Calidad del acero de refuerzo

El comportamiento del acero de refuerzo frente al efecto del sismo, lo mismo que sus defectos dinámicos y alternativos, depende de su adherencia con el concreto, los traslapes de las barras y su correcta ubicación, así como de la forma adecuada. Es importante que se respete el tipo de acero especificado en el diseño: aceros más resistentes de lo necesario alteran la prevista ductilidad de las estructuras.

1) Adherencia

La adherencia del concreto al acero se ve afectada por la

falta de limpieza de la barra al momento de colar, por escasez de conglomerante en el concreto, por compactación insuficiente del concreto y, finalmente, por el agua libre exudada que se acumula bajo las barras (fig. 2.4). Esta adherencia es disminuida también por la acción de altas temperaturas que dilatan más al acero que al concreto, por deterioro del concreto o por corrosión del acero.

2) Traslapes y anclajes

En los empalmes por traslapes las barras deben cruzarse en una longitud que depende de su diámetro y del tipo de acero, según se especifica en las normas correspondientes. Estas normas establecen también la longitud de anclaje en las regiones comprimidas (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993, RCDF-93).

Cuando se revisan edificios dañados por sismo, es muy frecuente encontrar que las barras de las vigas no llegan hasta las columnas o que los refuerzos de columnas no penetran suficientemente en la cimentación. En la fig. 2.5, se muestran detalles del comentario

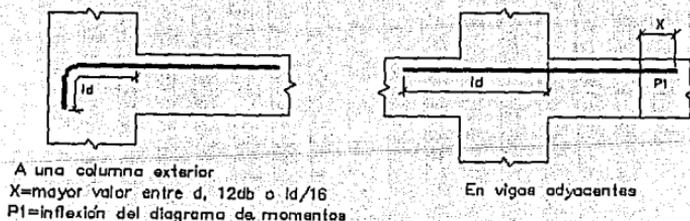


Fig. 2.5 Longitud de anclaje.

de las NTCC que dimensiona en función del diámetro de las barras, de la distancia de la fibra comprimida hasta la barra, el momento y el esfuerzo de corte.

Algunas veces, lo que se mira como una muy pequeña diferencia en la colocación o distribución de las barras es la distancia entre el éxito y el fracaso de una estructura. La fig. 2.6, muestra el caso de barras mal colocadas en el muro (corte en planta). La longitud de anclaje se anula cuando se desalinea la barra de acero dentro de la pieza estructural. En este punto, cuando se tensa la barra en el esfuerzo sísmico, salta la capa de concreto de recubrimiento. La fig. 2.7, muestra el caso de una columna, una de cuyas barras de acero vertical se encuentra desalineada en su anclaje con el cimiento. Todo esto muestra que hay que aprovechar toda posibilidad de observar detalles de forma y ubicación de las barras, tipo de acero y amarres en los puntos en que las barras queden descubiertas y, si es necesario, hay que descubrir el acero en las zonas cuarteadas para comprobar su situación.

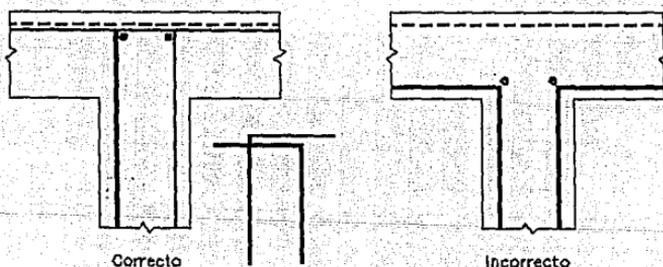


Fig. 2.6. Muros en planta.

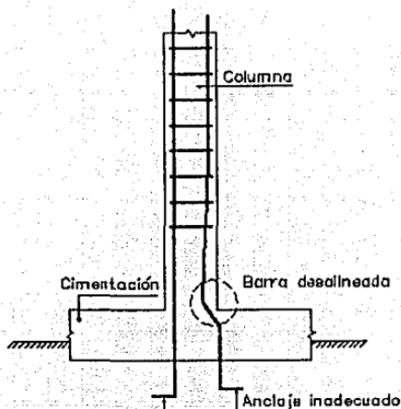


Fig. 2.7 Barra vertical desalineada.

3) Ubicación del acero de refuerzo

Para la primera inspección es necesario recordar algunas formas típicas de armado en algunos de los elementos más corrientes, sin pretender detallar todas las alternativas que puede presentar el concreto armado, sólo con la intención de destacar la importancia que tiene el detalle del dibujo del plano de armado, la especificación escrita y la inspección técnica durante la ejecución.

i) Losas

Las losas armadas en un sentido tienen un armado principal y barras de repartición o refuerzo por temperatura, cuya disposición se muestra en la fig. 2.8, en que el armado principal queda más próximo al borde de la sección.

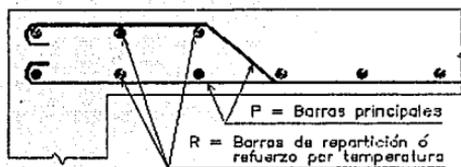


Fig. 2.8 Losa simplemente armada.

En las losas armadas en dos sentidos, es preciso que los planos indiquen claramente cuál es el principal. En todo caso, la longitud de los claros es mayor en el armado principal.

Deberá siempre recordársele al personal de faena que, al colocar las barras de refuerzo de los voladizos, éstas deben ir en su parte superior, como se muestra en la fig. 2.9.

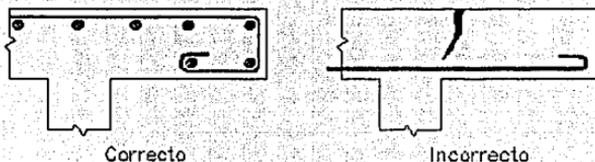


Fig. 2.9 Ubicación del refuerzo en voladizos.

Tiene importancia la ubicación del acero en las ménsulas cortas, en que se disponen barras especiales para resistir el esfuerzo de corte.

Las losas de cimentación llevan el armado en forma inversa

a las losas corrientes, ya que la presión de trabajo viene desde abajo. Lo mismo vale para los voladizos de estas losas, como se muestra en la fig. 2.10.

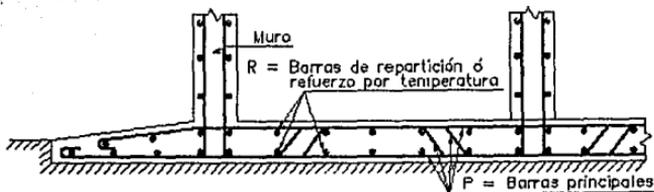


Fig. 2.10 Armado en losas de cimentación.

ii) Muros

En los muros corrientes, que no tienen presiones laterales, las barras horizontales se ubican al exterior como lo muestra la fig. 2.11. En los muros sometidos a presión lateral, como en estanques y piscinas, la disposición de las barras puede ser diferente, siendo corriente colocar las verticales más próximas a las superficies quedando los horizontales en el interior. En la fig. 2.12, se muestra

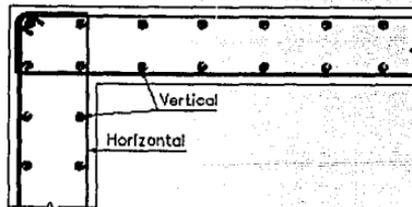


Fig. 2.11 Muro sin presión lateral.

el caso de un muro de contención. Las barras horizontales deben abrazar a las verticales de borde en la forma en que se señala en la fig. 2.13, situación que es válida para extremos de muros y bordes de vanos.

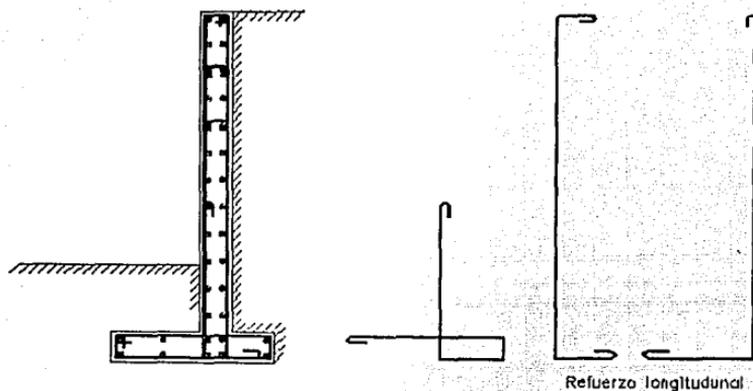


Fig. 2.12 Muro de contención.

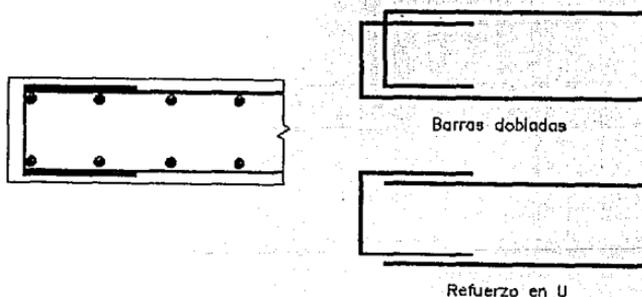


Fig. 2.13 Armado en extremos de muros.

iii) Columnas

Los armados de las columnas deben ser sencillos. Al igual que en vigas y muros, es necesario cuidar la disposición de estribos y refuerzos en las uniones.

En la fig. 2.14, se representa el detalle del armado al producirse la disminución de sección en una columna. Es necesario hacer notar que los estribos siguen al interior del elemento de anclaje y que es recomendable disminuir la distancia entre ellos. Se puede aceptar desalineamientos de hasta 8 cm con pendiente 1:6 y con sus refuerzos correspondientes. En la fig. 2.15, se presentan diversos casos de angostamientos que también podrían aplicarse a muros.

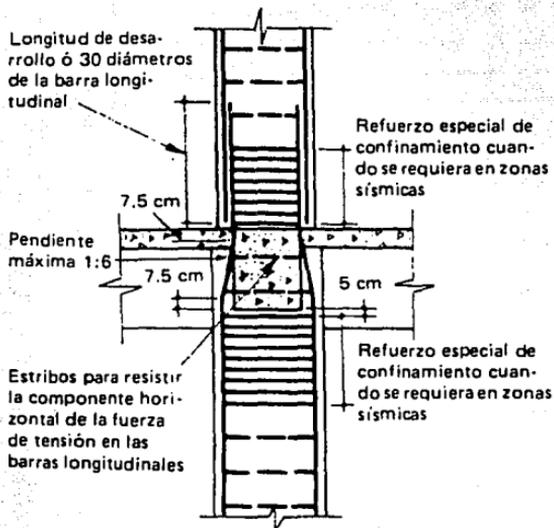
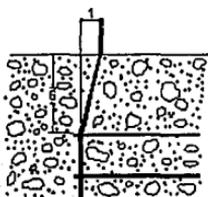
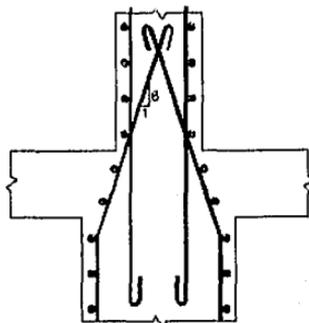


Fig. 2.14 Disminución de sección de una columna.

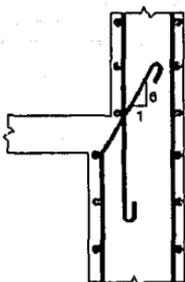
ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA



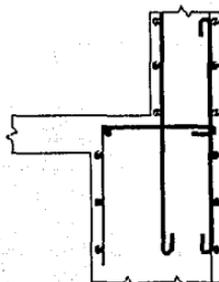
Diseño de desalineamiento



Ensanche al eje



Ensanche con plomo fijo

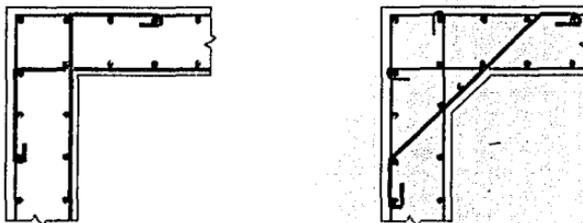


Ensanche con plomo considerable

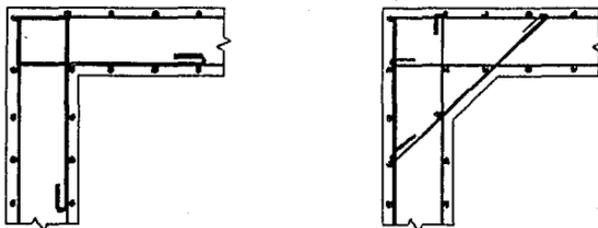
Fig . 2.15 Esquemas de ensanches.

iv) Uniones

Las uniones de muros y columnas con vigas deben quedar solucionadas en forma similar a lo que se muestra en la fig. 2.16.



Elementos corrientes con refuerzo anclado en zona de compresión



Caso de estanques, fosos y construcciones similares donde las uniones deben ser herméticas

Fig. 2.16 Uniones de muros y columnas con vigas.

v) Desplazamiento de barras y amarres

La tolerancia en la ubicación de las barras es función del espesor del elemento: para 20 cm o menos es de ± 5 mm; entre 20 y 60 cm es de ± 10 mm; y para miembros de más de 60 cm es de ± 15 mm.

Cuando las barras están mal amarradas se desplazan durante la compactación del concreto, como suele comprobarse al inspeccionar

elementos que fallaron en un sismo. Los estribos de columnas se acumulan en sus bases o, por lo menos, no están en el lugar en que más se les necesita (fig. 2.17).

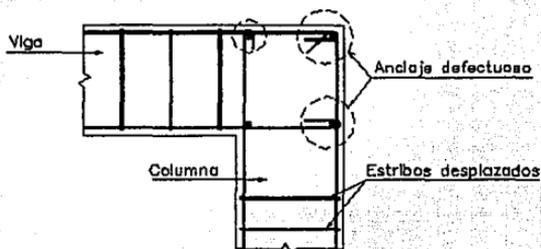


Fig. 2.17 Barras mal amarradas y desplazadas.

Es útil disponer de información sobre la frecuencia y tipo de los amarres que se emplean. Estos amarres se hacen con alambre retorcido de 1.2 a 1.5 mm de diámetros (figs. 2.18 y 2.19).

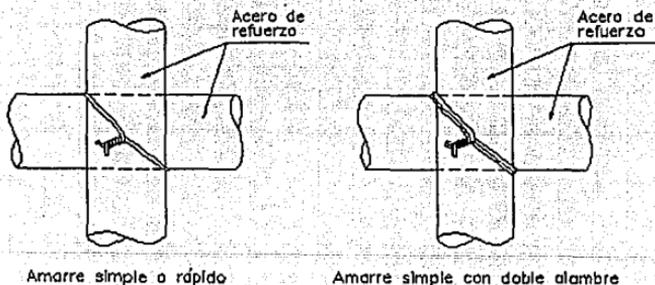


Fig. 2.18 Dos tipos de amarres.

La cantidad de amarres en una losa debe ser, por lo menos, de tres puntos para cada barra y en todas las intersecciones con barras perimetrales o a distancias del orden de 100 diámetros con un mínimo de 1.5 m. En el caso de muros se respetan las indicaciones de tres puntos por barra en cada 3a. ó 4a. intersección, ó a 50 ó 60 diámetros con un mínimo de 0.9 m.

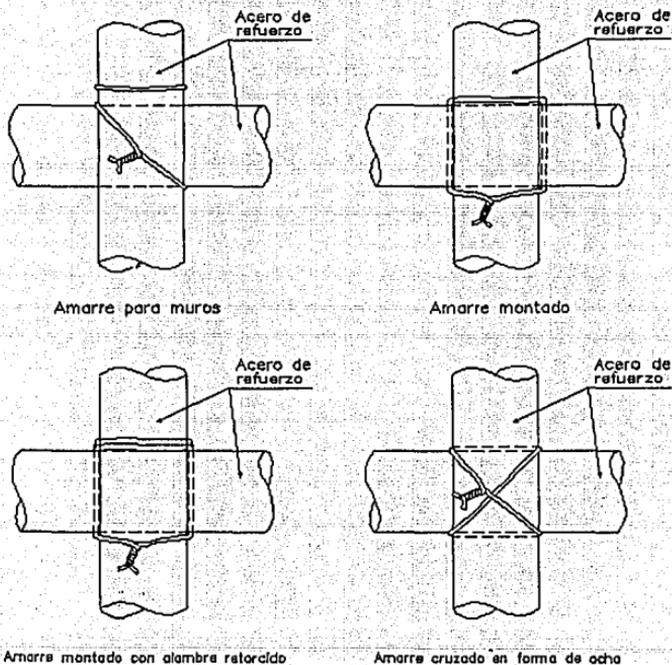


Fig. 2.19 Cuatro tipos de amarres.

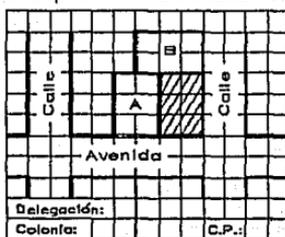
II.3. NOTACION Y FORMATOS PARA EL REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS

Las encuestas o censos de daños son informes escritos, sistemáticos y codificados de las condiciones observadas en los edificios. Esta reunión de datos debe ser fácil de utilizar en la evaluación de daños, estudio de costos de reparación y clasificación de las instrucciones a los operadores en terreno. El encuestador debe completar su trabajo y croquis de detalles y fotografías si ello es posible. El sistema que a continuación se describe es una versión actual modificada del utilizado en Chile para reunir ordenadamente los datos de edificios dañados por sismos.

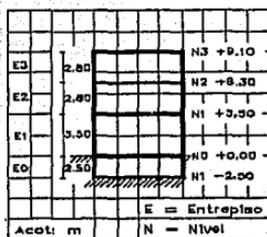
La notación y los formatos de este sistema son de gran utilidad para registrar los daños sobre planos de construcción cuando estos existan. Sin embargo, en general no se cuenta con información sobre el proyecto estructural original de los edificios. Esto complica la evaluación estructural de los mismos y hace necesario realizar levantamientos de datos en el lugar, para lo cual los formatos DT-01, DT-02, DT-03 y DT-04 buscan obtener toda la información que se requiere para analizar los problemas mencionados y para conocer en detalle la estructuración del edificio.

El elemento básico de la notación es una flecha, como la que se muestra en la fig. 2.20, la que permite señalar el centro geométrico de la falla. Los números identifican los sectores donde se anotan la información correspondiente a los distintos factores utilizando la nomenclatura de mediciones que se define más adelante en los formatos correspondientes.

Croquis de localización



Elevación



Edificios colindantes

A: Edificio de 5 niveles de concreto reforzado. De mayor altura que el inmueble, fue construido antes que éste. Su uso es de departamentos y se encuentra habitado. No está dañado. La separación de colindancia es de 15 cm. No presenta hundimientos o desplomes.

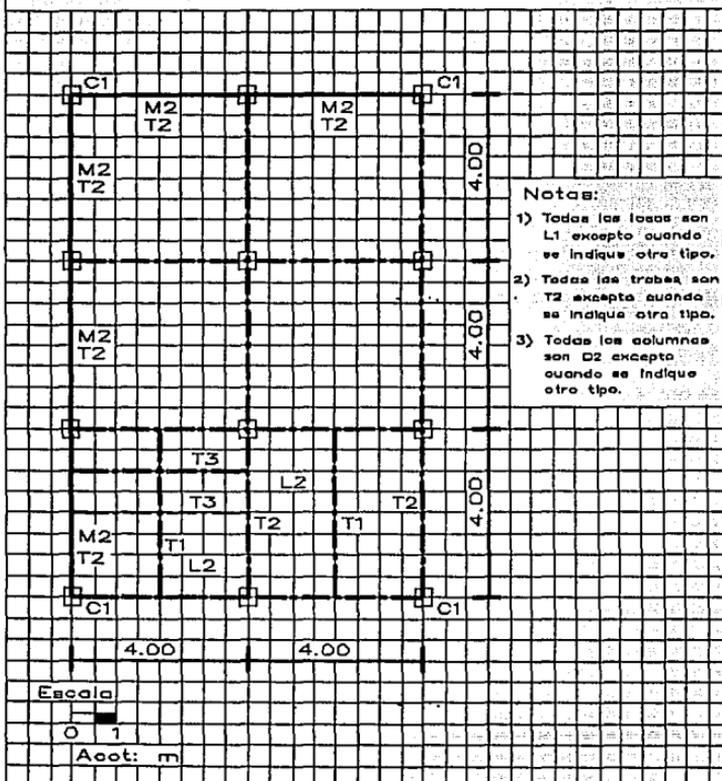
B: Edificio de 4 niveles de concreto reforzado. De mayor altura que el inmueble, es un edificio para uso de oficinas. Se encuentra severamente dañado y está desocupado. La separación de colindancia es de 5 cm. Presenta desplomes y hundimientos hacia el inmueble. Fue construido después que el inmueble. Chocó con el entrepiso E3 del inmueble y produjo daños fuertes. El edificio es inestable.

Observaciones exteriores del inmueble

Edificio de 3 niveles con edículo de estacionamiento, destinado a oficinas. La estructura consiste en columnas y trabes de concreto reforzado que soportan lasas perimetrales. Se encuentra habitado. Está severamente dañado. No presenta hundimientos o desplomes. Existe peligro de caída de materiales a la vía pública.

CROQUIS DE PLANTA TIPO

Entrepiso (s) E2, E3 Nivel (es) N2, N3



Formato DT-02

IDENTIFICACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
Nivel o Entrepiso, Localización, Tipo de Elemento.	Descripción
E1, 2/C-D, M1	Muro tipo M1, en el entrepiso E1, en el eje 2, entre los ejes C-D.
E2, C/2, C3	Columna tipo 3, en el entrepiso E2, en la intersección de ejes C y 2.
N1, 1-2/A-B, L1	Losa tipo L1, en el nivel N1, entre los ejes 1-2 y A-B.

Formato DT-03



- Sector (1) Tipo de elemento
 Sector (2) Magnitud del daño
 Sector (3) Registro detallado de daños (RD)
 Sector (4) Observaciones
 Sector (5) Soluciones estructurales posibles

Fig. 2.20 Flecha indicando el centro geométrico de una falla sobre planos de construcción.

Sector 1): Tipo de elemento

El formato DT-04 presenta la nomenclatura para la tipificación de los elementos estructurales en el que, además, ésta deberá hacerse considerando: tipo de elemento, dimensiones, material y refuerzo. En este sector sólo se anotará la simbología correspondiente al tipo de elemento.

TIPIFICACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	NOMENCLATURA
Tipo de elemento, Dimensiones/Material/Reforzo	K = Castillo
M1, 15 \varnothing /MM-Tabique rojo/confinada con D1 y K1	C = Columna
M2, 15 \varnothing /MM-Block concreto/Internamente reforzada	M = Muro
C1, 30x30/CR	T = Trabe
C2, 45x45/CR/4Vs#8/EL#20+0	D = Dala
K1, 15x15/CR/4Vs#3/EL#2020	L = Losa
T1, 20x30/CR	Z = Cimiento o zapata
T2, 30x50/CR/3Vs#4(+)/2Vs#4(-)/EL#3015	\varnothing = Diámetro
L1, 10 \varnothing /CR/Vs#4030	\varnothing = Espesor
L2, 16 \varnothing /CR/130100	b = Base
T3, 6x6/CR-Vigueta prefabricada	h = Altura
D1, 15x15/CR	l = Longitud
	\oplus = Separación
	Acot: cm
	AD = Adobe
	CR = Concreto Ref.
	CP = Concreto Pref.
	MM = Mampostería
	MD = Madera
	AC = Acero

Formato DT-04

Sector 2): Magnitud del daño

En el formato DT-05 se define la escala para la medición de los daños. En este sector se apuntará únicamente el nivel de daños que corresponda al elemento, es decir, LD, MD, FD ó SD.

CLASIFICACION DE MAGNITUD DE DAÑOS

Ligeramente dañado (LD)	Prácticamente no se requiere reparación; por ejemplo, pequeñas fisuras, desprendimiento de recubrimientos y acabados, problemas no importantes de humedad, etc.
Moderadamente dañado (MD)	Se requiere restauración de daños menores; por ejemplo, grietas que pueden inyectarse sin necesidad de refuerzo, problemas importantes de humedad, etc.
Fuertemente dañado (FD)	Se requiere restauración y refuerzo de daños mayores locales; por ejemplo, fracturas que disminuyen la resistencia y rigidez del elemento, problemas de estabilidad del elemento, etc.
Severamente dañado (SD)	Se requiere restauración, refuerzo y reestructuración de daños mayores globales; por ejemplo, dislocaciones con pérdida de material, colapsos o derrumbes, etc.

Formato DT-05

Sector 3): Registro detallado de daños (RD)

Durante el proceso de registro de daños de un edificio, es importante realizar un registro completo, objetivo y confiable. El formato DT-06 cumple con estos requisitos y permite al ingeniero registrar en mayor detalle los daños de elementos principales de la estructura.

Con la información obtenida en este formato, resultará fácil transcribir un esquema o croquis simple del daño en este sector de la flecha o bastará con anotar la numeración que se le asigne al registro detallado, la cual deberá hacerse con el siguiente criterio: RD-01, RD-02, RD-03, RD-04, etc. La completa identificación de un

elemento estructural puede realizarse como se indica en el formato DT-03.

DT-06	
REGISTRO DETALLADO DE DAÑOS (RD-04)	
Elemento: <u>E3, 2/A, C2</u> Hoja: <u>1</u> de <u>1</u> (Niv. o Ent., Ejes, Tipo Elem.) Fecha: <u>28/May/94</u>	
Croquis detallado a foto	Observaciones
<p style="text-align: center;">CORTE A - A 4 Vb # 3 E L # 2 @ 40</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1) La columna resulta fuertemente dañada por el choque producido con la colindancia B. La columna presenta pérdida del recubrimiento del refuerzo transversal en la zona inferior. 2) La columna está desplazada hacia el eje 3 y comprime el material de poliestireno de la junta con el muro. 3) La separación de estribos en el cuarto inferior de la columna (E L # 2 @ 40 cm) no cumple con la separación máxima. 4) Los castillos también resultaron destruidos. 5) Los muros de colindancia prácticamente ya son muros de carga.
Conclusiones y recomendaciones	
<p>Los elementos son inestables y deben apuntalarse inmediatamente con polines de madera de 4" x 4" alrededor de la columna.</p> <p>La columna requiere restauración y refuerzo en su totalidad. Ver procedimiento de restauración y refuerzo RR-01.</p>	

Formato DT-06

Sector 4): Observaciones

Se coloca en el sector el número correspondiente a las observaciones que se anotan al pie en el formato DT-06.

Sector 5): Soluciones estructurales posibles

Es recomendable que el perito responsable considere en el formato DT-07 la posible solución local del elemento dañado, la cual podrá llevarse a cabo en los tres niveles antes mencionados: Restauración (R), Refuerzo (RR) y Reestructuración (RRR). Finalmente, en este sector se anotará la numeración correspondiente a las soluciones estructurales especificadas en el formato DT-07. La numeración de las soluciones se hará como sigue: R-01, R-02, RR-01, RR-02, RRR-01, RRR-02, etc.

DT-07	
SOLUCIONES ESTRUCTURALES POSIBLES	
Restauración :	Es la recuperación de las propiedades originales de resistencia y rigidez del elemento estructural; por ejemplo, el empleo de morteros o resinas para unir agrietamientos.
Refuerzo :	Es el mejoramiento de las propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad del elemento estructural; por ejemplo, el aumento de las dimensiones y del acero de refuerzo del elemento.
Reestructuración :	Es la modificación total de las propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad del elemento estructural; por ejemplo, la demolición parcial o total del elemento y la construcción de otro con materiales y refuerzos diferentes.

Formato DT-07

La fig. 2.21, muestra cuatro ejemplos de encuesta de daños en plano de planta. El ejemplo de lado izquierdo, señala una fisura inclinada que no atraviesa el muro de concreto. Esta fisura tiene una longitud de 1.5 m y un ancho de 0.1 mm. La observación que lleva el No. 1 expresa que el muro está húmedo. El ejemplo de arriba muestra que la trabe presenta grietas al centro del claro. La observación No. 2 indica que hay desprendimiento superficial del concreto. El ejemplo de la parte inferior señala un muro de tabique rojo recocido con una fractura inclinada que lo atraviesa. La fractura es de 2 m de largo y tiene una abertura de 5 mm. La observación No. 3 indica que el daño se debió a efectos sísmicos. Finalmente, el último ejemplo se refiere a una columna dislocada que presenta aplastamiento del concreto y cuarteaduras mayores a 5 mm en la zona inferior. La observación No. 4 indica que la columna resultó severamente dañada por el choque producido con la colindancia B. El proyectista ha marcado en el sector 5 que se apliquen los sistemas de reparación R-01, RR-01 y RRR-01 especificados por separado en el formato DT-07.

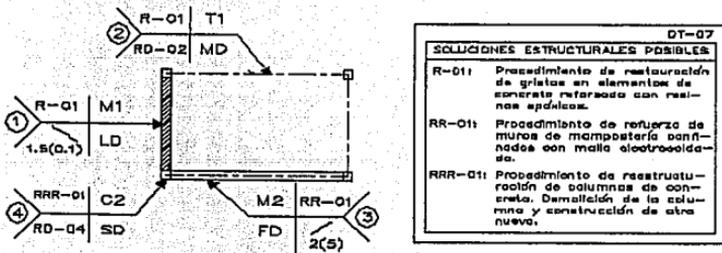


Fig.2.21 Encuesta de daños en plano de planta.

II.4. INFORMACION COMPLEMENTARIA

Para realizar la evaluación definitiva de la estructura y el proyecto de reparación, además de la identificación de los daños, conviene contar con información adicional sobre el diseño original del edificio, su proceso de construcción, el uso y adaptaciones que haya tenido durante su vida útil. Esta información se puede agrupar en los siguientes conceptos:

II.4.1. Posibles causas de los daños

II.4.1.1. Errores de concepción

- i) Tipo estructural inadecuado con respecto al suelo de desplante: no se hizo inspección previa del suelo; el diseño de la cimentación es equivocado; hay discordancia entre la rigidez estructural y el tipo de suelo.
- ii) Materiales mal elegidos: por rigidez; por duración; por peso; por incompatibilidad con otros materiales.
- iii) Mala disposición de elementos resistentes: anclajes y empalmes mal dispuestos; ángulos entrantes y variaciones bruscas de sección; falta de secciones resistentes necesarias en alguna dirección.
- iv) Disposiciones equivocadas de elementos no resistentes: ubicación no prevista para los elementos no resistentes; inestabilidad de los elementos no resistentes.
- v) Protección insuficiente de los elementos resistentes: recubrimiento insuficiente; desagües y drenajes mal dispuestos o insuficientes.
- vi) Equivocaciones o errores en la evaluación de solicitantes: desaciertos en la estimación de las sobrecargas; efectos de retracción y fluencia no considerados; tensiones tangenciales no previstas.
- vii) Equivocaciones o errores en el proceso de cálculo.
- viii) Mala transmisión de la idea de proyecto: defectos en el dibujo; especificaciones vagas e incompletas.

II.4.1.2. Defectos de los materiales de construcción

- i) Propiedades y características: resistencias mecánicas; resistencias al ambiente y al uso.
- ii) Defectos del material: impurezas; sensibilidad del material a errores o equivocaciones; incompatibilidad con otros materiales; fragilidad.

II.4.1.3. Efectos de ejecución

- i) Calidad geométrica: desniveles y desplomes; deformaciones y desplazamientos.
- ii) Equipos, herramientas y maquinarias: rendimientos en desacuerdo con el proceso previsto; incumplimiento de tolerancias.
- iii) Errores de operación: incumplimiento de especificaciones; defectos en la compactación y curados de los concretos; mala confección de las juntas de colado, descimbrados prematuros o bruscos; armado sucio o mal dispuesto; mala confección de las uniones clavadas en madera; soldaduras mal confeccionadas.

II.4.1.4. Uso de la estructura

- i) Alteraciones de la estructura: eliminación o agregado de elementos; alteración de secciones; cambio de destino; falta de mantenimiento de la estructura; introducción de elementos que degradan o no estaban previstos en el diseño original (corrosión, erosión).
- ii) Alteraciones de contornos: excavaciones; nuevas construcciones.

II.4.2. Antecedentes de la estructura

II.4.2.1. Diseño

- i) ¿Quiénes diseñaron la obra? (ingeniero, arquitecto, asesores).

- ii) ¿Qué investigaciones y antecedentes previos de diseños se tuvieron en cuenta?
- iii) ¿Qué dificultades hubo en el diseño?
- iv) ¿Es posible obtener la memoria de cálculo?
- v) ¿Se pueden obtener los planos estructurales, arquitectónicos, de instalaciones y de detalles?
- vi) ¿Hubo estudio de mecánica de suelos?
- vii) ¿Se tienen las normas de diseño utilizadas?
- viii) ¿Se tienen las normas de diseño vigentes para la reparación?
- ix) ¿Existe la bitácora de la construcción?
- x) ¿Qué uso tenía el terreno antes de la construcción y cuál es el uso actual de la misma?
- xi) ¿Hubo reparaciones previas?

II.4.2.2. Construcción

- i) ¿Quién construyó la obra?
- ii) ¿En qué fecha y época del año?
- iii) ¿Quién inspeccionó los trabajos de construcción?
- iv) ¿Hay antecedentes de la inspección? ¿Libro de inspección?
- v) ¿Se hicieron trabajos de investigación o de control de laboratorio durante la construcción? (Resultados)
- vi) ¿Se realizaron informes durante la construcción?
- vii) ¿Hubo programas de construcción?
- viii) ¿Hubo especificaciones de construcción?
- ix) ¿Hubo paralizaciones durante la construcción y cuáles fueron sus causas?
- x) ¿Con qué método o sistema se construyó?
- xi) ¿Qué antecedentes hay del concreto? (Confección, transporte, vaciado, compactación y curado; juntas de colado; encofrados; origen y tipo de los materiales.)

- xii) ¿De qué tipo y calidad es el acero usado para el refuerzo?
- xiii) ¿Cómo se instalaron los servicios de agua potable, electricidad, gas y alcantarillado? (En especial con relación a la estructura).
- xiv) Antecedentes similares para otros materiales.
- xv) ¿Hubo recepción final? ¿Fue recibida por el organismo competente? ¿Hay recepciones parciales en las diferentes instalaciones de servicios?

II.4.2.3. Usuarios

- i) ¿Qué problemas especiales se han tenido durante el uso del edificio? ¿Se presentaron quejas oportunamente a quien correspondía?
- ii) ¿Ha habido algún daño por sismos anteriores u otros desastres? ¿Cuáles fueron esos daños?
- iii) ¿Se hicieron reparaciones controladas? ¿Se hizo un simple recubrimiento de los daños? (Antecedentes de estos trabajos.)
- iv) ¿Existían cuarteaduras antes del sismo? ¿Aumentaron con el sismo? ¿Han seguido creciendo?
- v) ¿Cómo es el drenaje exterior? ¿Hay humedades exteriores?
- vi) ¿Se ha notado variación en la forma del edificio? (Plomos y niveles.)
- vii) ¿Cómo funciona la evacuación de aguas negras? ¿Se han observado roturas de las cloacas?
- viii) ¿Se han hecho ampliaciones o mejoramientos en el edificio?
- ix) ¿Se han abierto vanos? ¿Se han demolido columnas, cadenas u otros elementos estructurales?

Quando no se tenga disponible la información anterior, sobre todo la correspondiente a los puntos v) y vi) del inciso II.4.2.1. será necesario reconstruirla a partir de la propia estructura. Para este objeto, se puede hacer uso de los métodos de verificación de información que se describen en el siguiente inciso.

II.5. VERIFICACION DE LA INFORMACION

Es indispensable verificar la validez de la información disponible, pues tanto la estructuración como las propiedades de los materiales de una construcción pueden haber sufrido cambios con el tiempo o durante un sismo, o cabe la posibilidad de que no se hayan cumplido las especificaciones del proyecto desde un principio.

Los principales conceptos que requieren ser verificados son los siguientes:

II.5.1. Planos estructurales, arquitectónicos y de instalaciones

Deberá revisarse la coincidencia entre los planos y la estructura en cuanto a:

- a) Existencia y ubicación de los elementos estructurales.
- b) Dimensiones y armado de los elementos estructurales.
- c) Existencia, ubicación y tipo de los elementos divisorios.
- d) Existencia y ubicación de aberturas.
- e) Tipos de acabados y elementos de fachada.
- f) Rellenos en azoteas.
- g) Uso actual de la estructura.
- h) Existencia y ubicación de ductos.

Para la localización del refuerzo o de ductos de acero en elementos de concreto, así como para la verificación de sus dimensiones, se puede recurrir al uso de los siguientes sistemas de detección:

- a) **Sistemas electromagnéticos.** Estos sistemas utilizan un instrumento que genera un campo electromagnético y que registra las alteraciones que éste sufre en presencia de cualquier objeto que

contenga hierro. Además de detectar la posición del refuerzo en elementos de concreto, este procedimiento permite determinar el diámetro de las barras cuando se conoce su recubrimiento. Ya que los detectores magnéticos miden algo que usualmente no se puede ver, es necesario que el inspector se familiarice con su uso y la aproximación de sus resultados.

b) Radiografías. Una alternativa menos práctica y más costosa que la anterior, consiste en la toma de radiografías de los elementos de concreto.

c) Calas. Consiste en retirar el recubrimiento para determinar la cantidad y disposición del acero de refuerzo.

II.5.2. Características de los materiales

Para la verificación de las características mecánicas de los materiales se puede hacer uso de las siguientes pruebas y equipos:

II.5.2.1. Extracción de corazones.

La extracción y prueba de corazones permite estimar la resistencia del concreto en la estructura y su módulo de elasticidad; también aporta información sobre su composición granulométrica, densidad aparente y estado de carbonatación.

II.5.2.2. Pistola de Windsor

Con este instrumento se puede estimar la resistencia del concreto a partir de la penetración de un dardo metálico en un

elemento particular. También en esta prueba se recurre al uso de relaciones empíricas penetración-resistencia, que deberán corresponder al mismo tipo de agregados usado en el elemento en estudio.

II.5.2.3. Equipo de ultrasonido

Este sistema de verificación se basa en el uso de un instrumento que registra la velocidad de un pulso ultrasónico a través del concreto, la que depende de la densidad del mismo. Con esta técnica se pueden hacer estimaciones de la resistencia del concreto y de su módulo de elasticidad, así como del estado de agrietamiento o fisuramiento interno.

II.5.2.4. Esclerómetro o martillo de Schmidt

El esclerómetro es un instrumento que mide el rebote de un sistema masa-resorte contra la superficie de un elemento de concreto. Aunque aparentemente existe poca relación teórica entre la resistencia del concreto y el número de rebote del martillo, se han establecido correlaciones empíricas que, con ciertas limitaciones, dan buenas aproximaciones.

Las limitaciones de las pruebas con esclerómetro se deben a que las curvas que relacionan el número de rebote con la resistencia a la compresión no consideran la cantidad de cemento, la composición granulométrica, el diámetro del agregado y la proporción agua-cemento en el concreto.

Pese a las limitaciones anteriores, el esclerómetro puede ser útil durante las inspecciones de estructuras dañadas por sismos,

mediante la comparación de varias mediciones de resistencia en diferentes lugares de un elemento estructural. Además, el esclerómetro es un instrumento económico, portátil y fácil de utilizar.

II.5.2.5. Extracción y pruebas de barras

Para verificar la calidad del acero empleado se puede recurrir a la extracción de algunas muestras y a su prueba estándar a tensión.

II.6. EVALUACION DEFINITIVA DE DAÑOS

Para poder evaluar y dictaminar en forma definitiva el estado actual de una estructura dañada, es necesario conocer su capacidad sismo-resistente y con ella como base, tratar de comprender su comportamiento durante el sismo, identificando las causas de los daños que se hayan presentado o localizando los puntos débiles de la estructura. En el capítulo IV se profundizará sobre éstos puntos, sin embargo, los más comunes suelen ser los siguientes:

- a) Columnas cortas debidas a muros de altura incompleta.
- b) Cambios abruptos de rigidez y estructuración en elevación.
- c) Torsión excesiva por una distribución inadecuada de la rigidez en planta.
- d) Conexiones columna - losa plana.
- e) Incompatibilidad de deformaciones entre marcos y muros diafragma.
- f) Conexiones excéntricas viga - columna.

Si el estudio concluye que la capacidad de la estructura original cumple con las normas vigentes (RCDF-93), los daños son

menores (LD y MD) y se originaron en pocos elementos, entonces el camino a seguir será la restauración de dichos elementos procurando aumentar su ductilidad.

Si por el contrario, la estructura original no cumple con las normas vigentes (RCDF-93), se presentaron daños generalizados fuertes o severos y se encontraron problemas de estructuración, entonces la reparación deberá tender al refuerzo o reestructuración de la misma según sea el caso.

II.6.1. Secuencia de la evaluación

Para evaluar la capacidad sísmo-resistente de una estructura dañada es necesaria la realización de las siguientes actividades:

- a) Establecer requisitos de seguridad y servicio.

Esto es, definir las condiciones necesarias para un funcionamiento seguro y adecuado de la estructura.

- b) Definir y evaluar cargas.

Identificar los agentes externos o inherentes a la estructura y/o su funcionamiento, cuyos efectos en la estructura puedan hacer que se violen los requisitos establecidos en el inciso anterior.

- c) Análisis sísmico-estructural.

Evaluar los efectos de las acciones consideradas en los elementos estructurales existentes.

d) Definir y evaluar resistencias.

Estimar la capacidad que pueden tener los elementos estructurales para soportar efectos de acciones, en función de sus características geométricas y materiales, y con base en estudios tanto teóricos como experimentales. En este caso, las características geométricas y materiales de los elementos estructurales podrán determinarse según lo expuesto en los incisos II.3, II.4 y II.5 de este capítulo.

e) Revisión de los estados límite de falla y estados límite de servicio.

Revisar que las características geométricas y materiales de los elementos estructurales existentes proporcionen una resistencia por lo menos igual a los efectos de las acciones y no se violen los requisitos ya establecidos.

II.6.2. Métodos de evaluación

Método de evaluación puede definirse como el conjunto unificado de criterios y procedimientos con el cual se lleva a cabo la secuencia descrita en el inciso anterior.

Un método particular, entonces, deberá consistir de los criterios y procedimientos para establecer requisitos de seguridad y servicio, definir valores de acciones, evaluar los efectos de las acciones, calcular resistencias y, finalmente, revisar la seguridad y servicio de la estructura a través de la comparación de las fuerzas resistentes contra las fuerzas actuantes.

En este trabajo se considerará el " Método de los Estados Límite " por ser el más utilizado y en el que se basan la mayoría de los reglamentos de construcción de estructuras de concreto.

En estructuras por cuya importancia sea necesario establecer requisitos de seguridad y servicio que difieran de los usuales, o en aquellas donde la experiencia disponible no sea suficiente para establecer dichos requisitos, es recomendable considerar varias alternativas de revisión y decidir sobre la más adecuada con base en un criterio de utilidad.

II.6.3. Método de estados límite

II.6.3.1. Requisitos de seguridad y servicio

Los requisitos de seguridad y servicio que deberá cumplir una estructura se establecen mediante la definición de estados límite los cuales estipulan los comportamientos inaceptables de la misma.

a) Definición

Estado límite es la etapa del comportamiento de una estructura a partir de la cual ésta, o alguna de sus partes, deja de cumplir con la función para la que fue proyectada.

b) Clasificación

Los estados límite pueden dividirse en Estados Límite de Falla (relacionados con la seguridad de la estructura) y en Estados Límite de Servicio (relacionados con el funcionamiento adecuado de la misma). Los primeros, a su vez, se subdividen en estados de falla

dúctil y falla frágil.

c) Estados Límite de Falla

Los estados límite de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura, o de cualquiera de sus elementos; o bien, a la etapa en que, debido a los efectos de acciones pasadas, dicha capacidad, sin estar agotada, no es suficiente para soportar los efectos de acciones futuras.

Cuando la capacidad de carga de la estructura, elemento o sección considerada, se mantenga para deformaciones apreciablemente mayores que las existentes al alcanzar el estado límite, se considerará que éste corresponde a falla DUCTIL. Un estado límite corresponde a falla FRÁGIL cuando, al ser éste alcanzado, se reduce bruscamente la capacidad de carga de la estructura, elemento o sección considerada.

d) Estados Límite de Servicio

Los estados límite de servicio corresponden a etapas de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afectan el correcto funcionamiento de la estructura o sus instalaciones, pero no la capacidad para soportar cargas.

Como criterios para definir estados límite de servicio pueden considerarse los siguientes:

- a) Deformaciones. Se considera como estado límite cualquier deformación de la estructura que ocasione daños inaceptables a la propia construcción o a sus vecinas, o que cause

interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones.

- b) Vibraciones. Se considera como estado límite cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la estructura, de equipos e instalaciones, o que cause molestia o sensación de inseguridad a los ocupantes.
- c) Otros daños. Se considera como estado límite la ocurrencia de agrietamientos, desprendimientos, astillamientos, aplastamientos, torceduras y otros daños locales que afecten el funcionamiento o sensiblemente la apariencia de la estructura.

Para establecer valores específicos de estados límite de servicio podrán consultarse las estipulaciones del reglamento de construcción en vigor en la localidad de ubicación de la estructura, las especificaciones de los fabricantes de equipo e instalaciones, y los reglamentos y códigos de práctica de asociaciones técnicas reconocidas.

II.6.3.2. Evaluación de acciones

Acción es todo agente -externo o inherente a la estructura y/o a su funcionamiento- cuyos efectos en una estructura puedan hacer que ésta alcance un estado límite.

Para fines de diseño, las acciones se presentan usualmente por medio de sistemas de cargas y/o deformaciones cuyos efectos sobre la estructura se supone equivalentes a los de las acciones reales.

En la revisión de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no

despreciable de ocurrir simultáneamente.

A) CLASIFICACION

Con objeto de formar combinaciones de diseño, las acciones se clasifican de acuerdo con la duración en que obran sobre una estructura con su intensidad máxima.

Se consideran tres categorías:

- 1) Acciones permanentes: Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Comprenden:
 - a) Carga Muerta. En la evaluación de la carga muerta de una estructura debe incluirse el peso propio de los elementos, estructurales o no, que van a actuar de manera permanente en la construcción. Tal es el caso del peso propio de columnas, trabes, muros, pisos, acabados, firmes, recubrimientos, plafones, etc., así como el de instalaciones y equipo que ocupen una posición fija y permanente en la construcción, y el peso estimado de elementos que, posteriormente, puedan colocarse en forma permanente.
 - b) Empuje estático de tierras, granos y líquidos, de carácter permanente.
 - c) Deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.
- 2) Acciones variables: Son las que actúan sobre una estructura con

una intensidad variable en el tiempo. Comprenden:

- a) Carga viva. Representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente, por ejemplo, el peso y las cargas debidos a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva está especificada comunmente en los reglamentos de construcción como carga uniformemente repartida equivalente, con distintas intensidades de acuerdo con el uso considerado.
 - b) Efectos causados en las estructuras por cambios de temperatura y contracciones.
 - c) Deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.
 - d) Efectos de operación de maquinaria y equipo, incluyendo, cuando sean significativas, las acciones dinámicas que el funcionamiento de máquinas induzca en las estructuras debido a vibraciones, impacto, frenaje y aceleración.
- 3) Acciones accidentales: Estas no se deben al funcionamiento propio de la construcción y pueden alcanzar valores significativos sólo durante lapsos breves. Incluyen:
- a) Sismo
 - b) Viento
 - c) Cargas de montaje
 - d) Otras acciones accidentales, como nieve, explosiones, incendios y otros agentes que pueden ocurrir en casos extraordinarios.

B) VALORES DE LAS CARGAS

B.1) Valores nominales

El valor nominal de una acción es un valor de su intensidad que tiene asociada una probabilidad pequeña y prefijada de ser excedida durante un intervalo de tiempo determinado; excepto cuando los efectos de una acción sean favorables a la estabilidad de la estructura, en cuyo caso el valor nominal de la acción será una intensidad con una probabilidad pequeña y prefijada de no ser alcanzada.

Los reglamentos y códigos establecen como valores nominales a intensidades de acciones que tienen una probabilidad de excedencia (o de no ser alcanzada) del 1 al 10 por ciento. Específicamente, los reglamentos del Distrito Federal y Estatales de la SAHOP establecen el 2 por ciento, mientras que las especificaciones para cargas de ANSI (Instituto Nacional Americano de Estándares) fijan valores nominales con 5 por ciento de probabilidad de ser excedidos o no alcanzados.

Para las acciones variables pueden considerarse tres posibles valores nominales:

- i) Valor nominal de la intensidad máxima.
- ii) Valor nominal de la intensidad media.
- iii) Valor nominal de la intensidad instantánea.

Para determinar el valor nominal de una acción deberá tomarse en cuenta la incertidumbre en la intensidad de la misma y la que se deba a la idealización del sistema de cargas.

B.2) Valores del diseño

El valor de diseño de una acción es el producto de su valor nominal por un factor de carga que depende de la clasificación de la acción y de la combinación de carga en la cual se considere.

B.3) Combinaciones de diseño y factores de carga

A fin de revisar la seguridad de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y regirá en el diseño la combinación que produzca los efectos más desfavorables. Las combinaciones de acciones de diseño, en general, se especifican en reglamentos y códigos.

II.6.3.3. Análisis sísmico-estructural

Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones (carga muerta, carga viva y sismo) en los edificios se determinan mediante un análisis sísmico-estructural. Para éste, de preferencia, deben emplearse métodos de los llamados exactos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio de fuerzas de compatibilidad de desplazamientos y deformaciones, haciendo uso de relaciones razonables entre las primeras y ambos últimos.

Los reglamentos y códigos de prácticas establecen procedimientos de análisis para distintos materiales y sistemas estructurales, que son congruentes con los valores de acciones y resistencias por ellos especificados, así podemos mencionar los siguientes:

A) Análisis aproximado

En este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Aplicable en estructuras regulares y de poca altura, este procedimiento consiste en la comparación de la fuerza cortante en cada entrepiso calculada con las normas vigentes, contra la fuerza cortante resistente promedio de los elementos proyectados en la dirección en que se considera la aceleración.

B) Análisis convencional

El análisis convencional de la estructura según las normas en vigor, permite conocer su capacidad resistente actual y localizar los elementos más críticos. En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales. En este caso, generalmente será preferible recurrir a un análisis dinámico con base en un espectro de diseño.

C) Análisis no-lineal

Mediante el análisis dinámico paso a paso de respuesta a temblores específicos se puede intentar reproducir el esquema de daños

de la estructura, considerando el comportamiento no-lineal de sus elementos y a las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros. En este caso deberán emplearse varios acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los criterios que se consignan en las normas vigentes.

II.6.3.4. Resistencia

En el contexto de estados límite, resistencia se define como la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite en la estructura.

A) Resistencia nominal

El valor nominal de la resistencia de un elemento o sección estructural es un valor conservador de la capacidad mínima de éste para soportar los efectos de las acciones. Este valor también se establece con bases probabilistas y puede definirse como la resistencia tal que es pequeña la probabilidad de que el elemento o sección tenga una capacidad menor.

B) Resistencia de diseño

La resistencia de diseño se obtiene multiplicando el valor nominal por un factor de resistencia, menor que la unidad.

II.6.3.5. Revisión de la seguridad y la funcionalidad

A) Revisión de la seguridad

La revisión de la seguridad se hará considerando que la resistencia de diseño de cualquier sección o elemento estructural debe ser mayor o igual que los efectos de la combinación de acciones de diseño más desfavorable; es decir:

$$\sum F R > \sum F S$$

donde:

R = resistencia nominal de la sección o elemento considerado

F = factor de resistencia

S = acción nominal

F = factor de carga

y el símbolo \sum indica suma.

B) Revisión de la funcionalidad

La revisión de la funcionalidad se hará considerando que bajo el efecto de acciones nominales no deberá rebasarse ningún estado límite de servicio.

C) Requisitos adicionales

Deberán cumplirse los requisitos adicionales estipulados en el reglamento de construcción vigente y/o en los códigos de práctica de asociaciones técnicas reconocidas.

II.6.4. Dictamen Técnico Definitivo (DTD)

El dictamen técnico definitivo es parte importante de los estudios de peritaje y es la base para determinar la mejor solución estructural o de demolición del edificio dañado.

La fig. 2.22 muestra el procedimiento general de registro y el análisis de información que se requieren para emitir un dictamen técnico para la ejecución de proyectos de restauración, refuerzo o reestructuración.

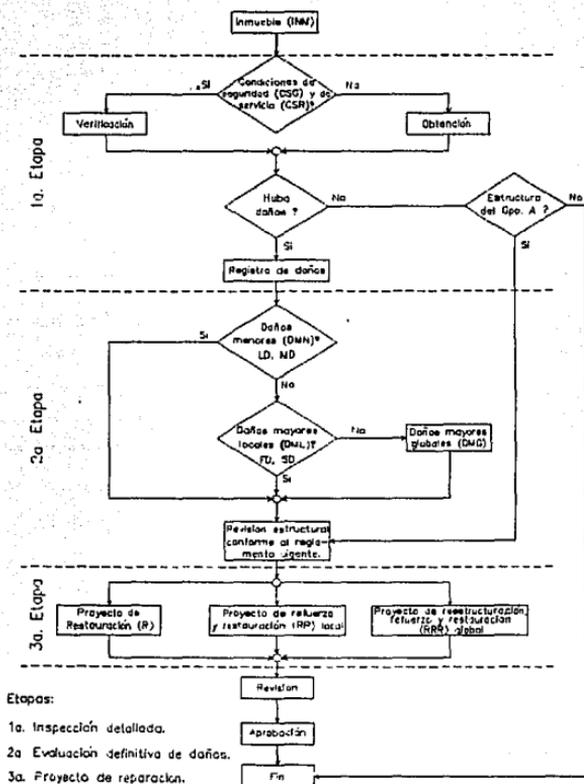


Fig. 2.22 Diagrama de flujo del Dictamen Técnico Definitivo (DTD).

II.7. PROYECTO DE REPARACION

Si de acuerdo con el Dictamen Técnico Definitivo de la estructura se considera que debe repararse, deberán plantearse todas las alternativas posibles de solución con base en los criterios de restauración, refuerzo y reestructuración descritos en el siguiente capítulo. La solución estructural definitiva será aquella que logre conciliar las limitaciones de cada caso en particular y que en general serán las siguientes:

- a) Costo
- b) Funcionalidad
- c) Espacio
- d) Estética
- e) Importancia social
- f) Aspectos legales
- g) Aspectos políticos
- f) Dificultad técnica.

Una vez definido el criterio de reparación que más conviene usar, el siguiente paso es proceder a su análisis y diseño conforme a las normas en vigor.

Es importante tener en cuenta que la restauración de un elemento dañado, en general sólo permite recuperar entre 70 % y 80 % de la rigidez original, de tal forma que cuando más del 25 % de los elementos de una construcción deben restaurarse, es necesario recurrir también al refuerzo de la misma.

Será necesario tener en cuenta para el diseño del refuerzo

de la estructura, que en la mayoría de los casos éste contribuirá solamente a tomar la carga viva y la accidental. Especial atención deberá otorgarse al diseño de las conexiones entre la estructura original y los elementos de refuerzo, así como a la transmisión de las cargas de éstos a la cimentación.

CAPITULO III

CRITERIOS DE REPARACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

III.1. OBJETIVOS

Antes de proponer los criterios más adecuados para hacer la reparación es preciso establecer claramente los objetivos que se persiguen, a la luz de un concepto claro de la respuesta de la estructura frente a un sismo. Es preciso recordar que el diseño sísmico tiene por objeto dotar a la construcción de una serie de características que la hagan apta para responder satisfactoriamente a las sollicitaciones sísmicas. Recordemos además que esta respuesta satisfactoria no va más allá de conseguir una razonable seguridad contra el colapso bajo un sismo intenso, aceptando que se produzcan daños cuya gravedad es proporcional a la intensidad del sismo.

Frente a una construcción dañada se presentan, por lo tanto, dos posibilidades: primera, se trata de una construcción defectuosa; segunda, se trata de los daños previsibles en una construcción bien concebida y bien ejecutada.

Ambas posibilidades no representan una clasificación dentro de la cual se pueda ubicar fácilmente cualquier construcción dañada por un sismo, sino más bien tiene por objeto guiar el análisis de la situación que permita estructurar un proyecto de reparación que resulte satisfactorio, restituyendo a la construcción la seguridad perdida o volviéndola segura si anteriormente no lo era. La seguridad al colapso por acción sísmica no es un simple problema de resistencia. Un edificio sometido a sollicitación sísmica alcanzará, en la mayoría de los casos, tensiones mucho más allá del límite elástico de sus materiales. Las propiedades inelásticas de la estructura le otorgan la posibilidad de una adaptación dinámica en forma tal que, bajo la presencia de una sobretensión por carga dinámica, le permiten deformaciones permanentes y aún la formación de grietas, dando origen a redistribuciones de tensión y absorción de energía.

Por lo tanto, la seguridad al colapso en el caso de la acción sísmica debe ser definida en términos de la capacidad de la estructura para absorber más energía que la que le permite su propia resistencia estática. El factor primordial que se debe tener en cuenta en el diseño sísmico es la ductilidad. Por consiguiente, la reparación deberá tener como objetivo principal restablecer la capacidad inicial de absorción de energía y, en algunos casos, incrementar esa capacidad; en otros términos, se trata de restablecer o mejorar la ductilidad del edificio. Por otra parte es preciso constatar que el daño producido en diferentes elementos estructurales de un edificio puede tener sólo significación local o puede intervenir en la seguridad global de la estructura. Esta circunstancia destaca la distribución de la energía absorbida entre los diferentes elementos de

la estructura. El restablecimiento o mejoramiento de la capacidad de absorción de energía y la distribución del proceso de disipación son entonces los principios que deben guiar todo proyecto de reparación de un edificio.

La reparación de estructuras dañadas por un sismo plantea problemas de acción mutua que es preciso solucionar juiciosamente, considerando la estructura como un todo. En el proceso de consolidación se tienen en cuenta la resistencia, ductilidad y rigidez de los elementos, factores que están íntimamente ligados entre sí. Cualquier modificación en alguno de ellos influye en los factores restantes. Por ejemplo, el refuerzo de una columna mediante una camisa reforzada aumentará su rigidez y afectará su ductilidad. En el proyecto de la reparación se podrá jugar con la modificación de estas propiedades, en forma de conseguir una ductilidad global óptima y una distribución del proceso de disipación acorde con las posibilidades de los elementos. Por lo tanto, la reparación de una estructura no consiste únicamente en mejorar la resistencia de los elementos dañados ni en la eliminación de cuarteaduras sino aplicar además todos los principios que se han planteado. Suele ser sencillo mejorar la resistencia de un elemento estructural o de una estructura global; será sólo cuestión de agregar materiales, aumentando dimensiones o adicionando nuevos elementos a la estructura. Mucho más difícil resulta aumentar la capacidad de deformación del conjunto o mejorar la ductilidad de los elementos componentes.

Este último aspecto requiere un estudio profundo del comportamiento del edificio, que permita planificar la reparación en forma de conseguir distribuir el proceso de disipación de energía

hacia las zonas más aptas, con mayor capacidad de deformación y a través de elementos que posean la ductilidad adecuada. Será necesario, en ciertos casos, reforzar armados, manteniendo las dimensiones exteriores y, en otros casos, modificar la rigidez de algunos elementos o agregar piezas estructurales complementarias.

En algunas oportunidades, el proceso de disipación de energía se hace a través de un piso con mayor capacidad de deformación. En el proyecto de reparación se podrá decidir entre las siguientes opciones: primera, mantener la distribución de disipación de energía, asegurando una mayor capacidad de disipación en ese piso; segunda, cambiar el piso; tercera, distribuir el proceso en todos los pisos.

Cualquiera que sea el material que constituya la estructura afectada, el proyecto de su reparación deberá estar guiado por estos objetivos y principios generales.

Finalmente, es necesario recordar la presión psicológica que ejercen las cuarteaduras sobre los usuarios de los edificios. En general, ellos no comprenden la importancia estructural que tiene la cuarteadura y es normal tener que ampliar la reparación para cubrir daños de menor importancia.

III.2. CRITERIOS DE RESTAURACION

III.2.1. Inyección de cuarteaduras

La inyección de resinas o lechadas en las cuarteaduras es un procedimiento adecuado para la restauración de elementos de

concreto o mampostería con daños menores (LD, MD) y sin aplastamiento del concreto.

Las propiedades más relevantes de las resinas son: excelente capacidad adhesiva; alta resistencia y dureza; resistencia a los ácidos, álcalis y solventes; baja contracción y gran durabilidad. Su principal inconveniente es su baja resistencia al calor, pues pierden su resistencia a temperaturas por encima de los 100 grados centígrados.

La lechada de cemento es una mezcla muy fluida de agua y cemento, que se puede emplear en la inyección de fisuras en elementos de concreto o mampostería y en la preparación de la superficie de contacto entre concreto nuevo y viejo para mejorar la adherencia. En grietas es preferible recurrir al uso de lechadas de morteros de cemento-arena. Para reducir la contracción y aumentar la fluidez de la lechada, es recomendable utilizarla en combinación con aditivos expansores y plastificantes.

Existen en el mercado productos especiales ("grouts") a base de cemento, aditivos y arenas seleccionadas, que se distribuyen en dosificaciones específicas para lograr lechadas de baja contracción que desarrollan altas resistencias a edad temprana. Estos materiales son muy útiles para el anclaje de conectores metálicos en el concreto.

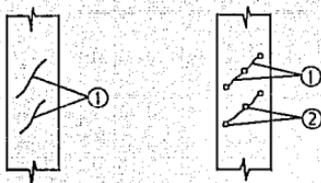
Para el resane de huecos, tanto en concreto como en mampostería, es conveniente recurrir al uso de morteros de cemento-arena en combinación con aditivos expansores que minimicen la contracción. Asimismo, se pueden emplear morteros epóxicos a base de resinas, de gran adherencia, alta resistencia y baja contracción, que

también proporcionan excelentes resultados en el anclaje de conectores metálicos en el concreto.

Con la inyección de fisuras y grietas se puede llegar a recuperar la resistencia original, pero solamente de 70 % al 80 % de la rigidez, debido a la imposibilidad de inyectar la totalidad de las mismas.

En fisuras se emplea la inyección de resinas. Para grietas es necesario mezclar las resinas con algún agregado.

Para efectuar la inyección de fisuras y grietas se deberá proceder a limpiarlas de polvo con chorro de aire y a sellarlas superficialmente con yeso o cinta adhesiva, dejando ahogadas boquillas metálicas de 1 cm de diámetro espaciadas de 20 a 50 cm (fig. 3.1).



1. grietas; 2. boquillas para inyección.

Fig. 3.1 Inyección de fisuras y grietas en columnas.

Las resinas se introducen a presión principiando por la

boquilla más baja y avanzando hacia arriba. La presión necesaria depende del ancho de la cuarteadura y de la viscosidad del producto. Para grietas se puede intentar la inyección por gravedad.

El equipo de inyección puede ser tan simple como una pistola de calafateo, o tan complejo como un sistema que efectúe la dosificación y la mezcla de los componentes de la resina en forma automática en el momento de la inyección.

En muros de mampostería con cuarteaduras entre 0.5 y 3 mm de ancho se puede recurrir a la inyección de resinas, aunque resulta más práctico el uso de una lechada de mortero de cemento-arena. Para cuarteaduras de 3 a 10 mm de ancho será necesario emplear algún aditivo expansor con la lechada.

El procedimiento de inyección es semejante al descrito para elementos de concreto (fig. 3.2),

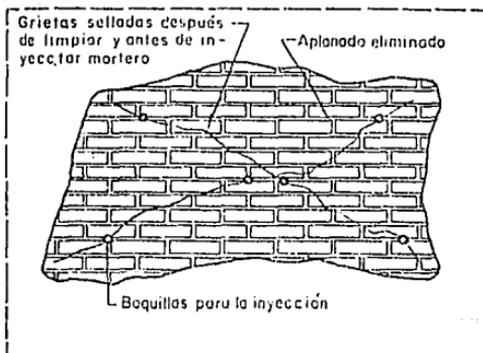


Fig. 3.2 Inyección de cuarteaduras en muros de mampostería.

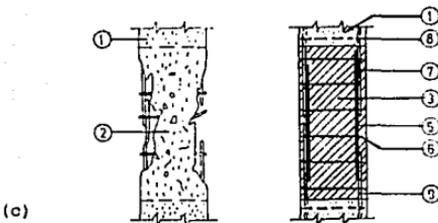
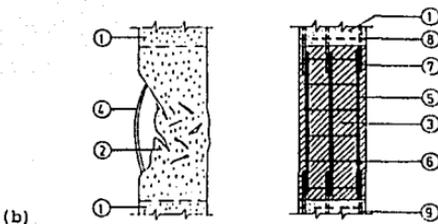
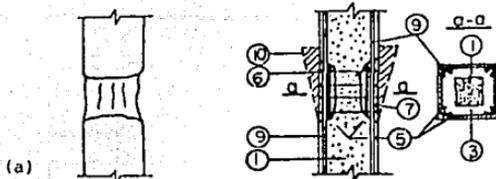
III.2.2. Sustitución de materiales

Esta técnica de restauración se recomienda cuando se tienen daños mayores (FD, SD), con aplastamiento del concreto o el pandeo del acero de refuerzo. Consiste en la reconstrucción del elemento, reemplazando los materiales dañados por otros en buen estado. Para lograr lo anterior, será indispensable liberar de carga al elemento en reparación mediante apuntalamiento.

La preparación de las superficies de unión entre los materiales viejos y los nuevos requiere de una limpieza previa mediante chorro de arena o en su defecto con cepillo de alambre y chorro de aire, a continuación de la cual, será necesario la saturación con agua o la aplicación de lechada o de algún adhesivo a base de resinas.

Se deberá proceder a remover el concreto dañado dejando una superficie rugosa, y en caso de que se requiera, se sustituirán los tramos de refuerzo pandeados por otros en buen estado, mediante su traslape con el refuerzo viejo, o con ayuda de soldadura o algún otro sistema de unión. En el colado se utilizará concreto con aditivos expansores, procurando usar una cimbra holgada que facilite la colocación del concreto, aunque queden sobrantes que haya que recortar posteriormente (fig. 3.3a).

Las figuras 3.3 a 3.6 ilustran algunas aplicaciones de esta técnica en columnas, vigas, uniones y muros de concreto.



1. concreto original sano; 2. concreto dañado; 3 concreto nuevo;
 4. refuerzo original; 5. refuerzo nuevo; 6. estribos adicionales;
 7. soldadura; 8. estribos existentes; 9. refuerzo existente;
 10. cimbra.

Fig. 3.3 Sustitución de materiales en columnas.

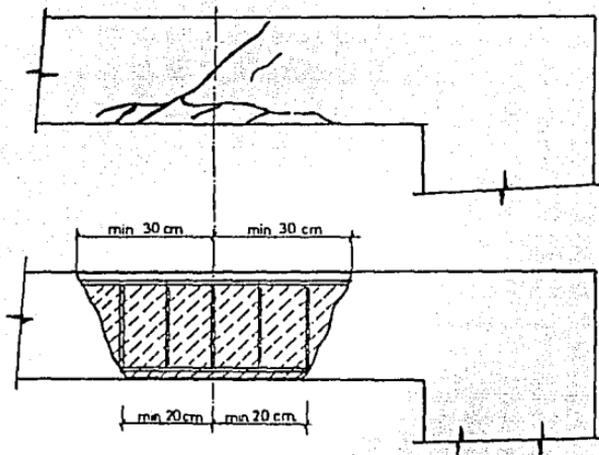


Fig. 3.4 Sustitución de materiales en vigas.

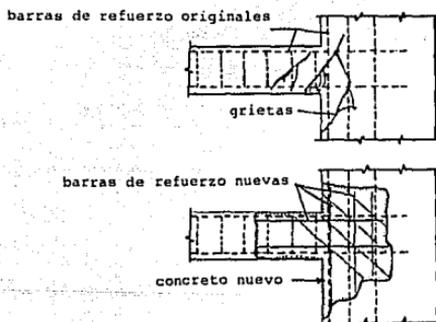


Fig. 3.5 Sustitución de materiales en uniones.

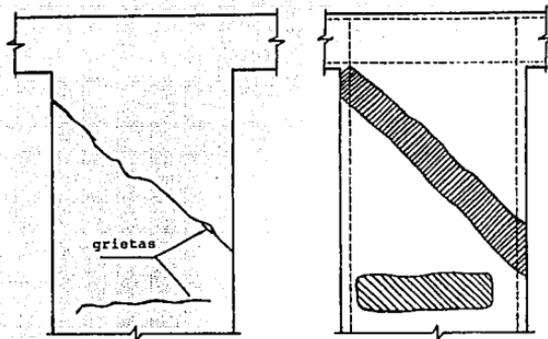


Fig. 3.6 Sustitución de materiales en muros de concreto.

También en elementos de mampostería con cuarteaduras de más de 10 mm de ancho resulta recomendable proceder al reemplazo de las piezas dañadas usando un mortero rico en cemento. Una alternativa puede ser el sustituirlas por un castillo (fig. 3.7).

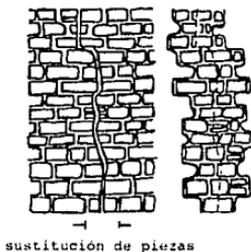


Fig. 3.7 Sustitución de materiales en muros de mampostería.

III.3. CRITERIOS DE REFUERZO

III.3.1. Encamisado de concreto reforzado

El objetivo principal del encamisado con concreto reforzado consiste en incrementar la capacidad sísmica de la estructura. Dependiendo del tipo de encamisado, éste incremento puede ser de resistencia, rigidez, ductilidad o de una combinación de éstas.

Este procedimiento consiste en envolver a la sección existente con barras y estribos adicionales o malla electrosoldada y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o colado in-situ. Normalmente el encamisado es aplicable a estructuras a base de marcos, encamisándose, en la mayoría de los casos, tanto las vigas como las columnas de la estructura.

Para el dimensionamiento del encamisado pueden utilizarse los lineamientos que se establecen para los diferentes tipos de elementos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto, NTCC. En estructuras a base de marcos dúctiles encamisados se sugiere utilizar un valor máximo del factor de comportamiento sísmico, Q , de 2.

En ocasiones, las acciones introducidas por la estructura reforzada sobre la cimentación hacen necesario el refuerzo de esta última. Para ello, se suele recurrir al encamisado de las contratraves, siguiendo los mismos lineamientos que para el encamisado de vigas.

Al reforzarse una estructura mediante el encamisado de sus elementos, debe considerarse la probable redistribución de cargas, los

cambios en el mecanismo de falla y en las propiedades dinámicas de la estructura y la repercusión de estas últimas en las cargas inducidas por sismo.

Las características del concreto existente deben determinarse en la estructura usando algunas de las pruebas comentadas en el Capítulo II. Se recomienda que el concreto de la camisa cumpla con los requerimientos especificados en la sección 1.4.1 de NTCC para concreto de tipo 1 con :

$$f'c > 250 \text{ kg/cm}^2,$$

El módulo de elasticidad se obtiene como:

$$E = 14000 \sqrt{f'c}$$

El $f'c$ del encamisado debe ser mayor que el $f'c$ de la sección existente en 50 kg/cm² y el esfuerzo de fluencia del acero nuevo debe ser igual al del acero existente.

Se considera suficiente un análisis elástico de la estructura para determinar las fuerzas de diseño. Para este efecto puede suponerse un comportamiento monolítico del elemento existente y su camisa cuando se cumplan los requisitos que se señalan en el siguiente inciso para la transmisión del esfuerzo rasante. En el cálculo de las áreas e inercias de los elementos encamisados deben distinguirse dos casos:

- i. Elementos sin daño. Se sugiere utilizar el concepto de sección transformada para convertir la sección compuesta en una sección homogénea equivalente.
- ii. Elementos con daño. Se recomienda usar, de manera conservadora,

el mayor de los valores obtenidos a partir de las siguientes consideraciones:

- a. Considerando la sección compuesta con las propiedades del concreto de la sección original.
- b. Considerando sólo la camisa y despreciando la contribución de la sección original.

Para garantizar un comportamiento monolítico de la sección compuesta es necesario que exista una adecuada transmisión de esfuerzo cortante rasante en el área de contacto entre la camisa y la sección existente (interfase), a fin de evitar un movimiento relativo entre ambas. Las principales técnicas usadas en México para asegurar la transmisión de cortante entre los materiales, pueden clasificarse en tres grupos:

- 1) escarificación o picado del concreto viejo
- 2) uso de resinas epóxicas u otros adhesivos
- 3) uso de conectores metálicos

El mecanismo de transferencia de cortante rasante debe revisarse y, en su caso, diseñarse para las direcciones con respecto a las cuales la sección se diseña a flexión o flexocompresión.

Los conectores metálicos deben distribuirse uniformemente a lo largo y ancho del área de contacto, evitando concentraciones de ellos en zonas específicas de la interfase. Es recomendable que la longitud de anclaje del conector en el elemento existente, L_a , no sea menor que 8 veces el diámetro del conector ni que el espesor de la camisa menos tres centímetros.

III.3.1.1. Refuerzo de columnas

El encamisado de columnas se utiliza para incrementar su capacidad de cortante, y en su caso, de flexocompresión. Cuando se desee fomentar un comportamiento más dúctil de la estructura, incrementando la resistencia a carga axial y fuerza cortante de la columna sin aumentar su resistencia a flexión, el acero longitudinal debe cortarse al nivel de los entrepisos (fig. 3.8). Este acero deberá colocarse solo con el fin de confinar adecuadamente a la columna existente, sirviendo de sostén de los estribos. Una opción aceptable para este fin consiste en el uso de malla electrosoldada.

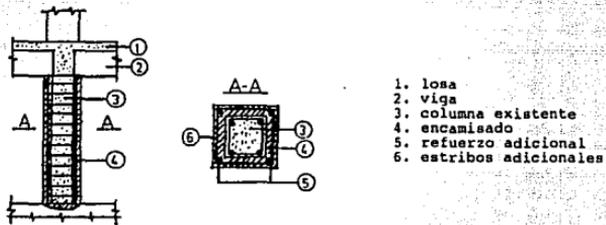


Fig. 3.8 Encamisado de columnas a base de concreto reforzado.

Se sugiere que el refuerzo transversal tenga un diámetro no menor que 9.5 mm (No. 3) ó $1/3$ del diámetro de la mayor barra longitudinal. En la fig. 3.9 se ilustran algunos requerimientos para la colocación del refuerzo transversal en columnas nuevas. Dentro de lo posible, deben respetarse estas indicaciones recurriendo al uso de anclajes mecánicos para sustituir grapas, tal como se muestra en la fig. 3.10, donde se presentan algunos detalles para el armado de columnas encamisadas.

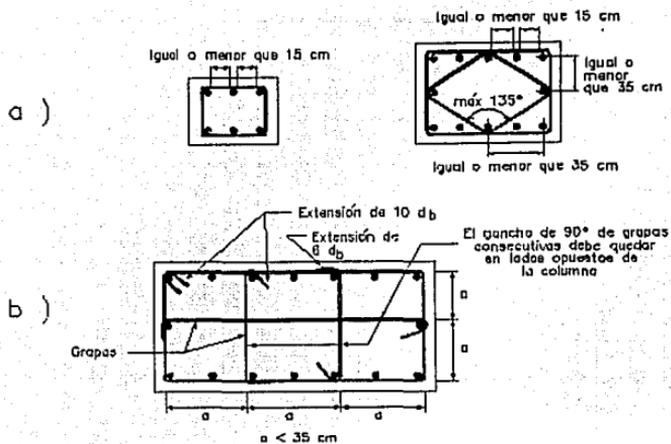


Fig. 3.9 Detalle del refuerzo transversal en una columna nueva.

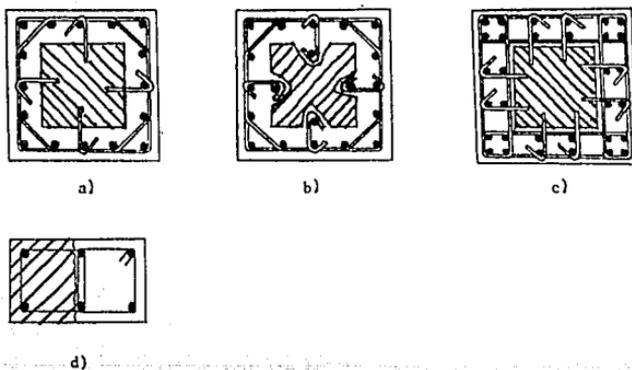


Fig. 3.10 Detalle del refuerzo transversal para encamisado de columnas.

Para mejorar la resistencia a flexión de una columna implica extender el encamisado a través de la losa, prolongando el acero longitudinal por orificios que también faciliten el colado de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia y añadiendo algunos estribos que atraviesen las almas de las vigas (fig. 3.11).

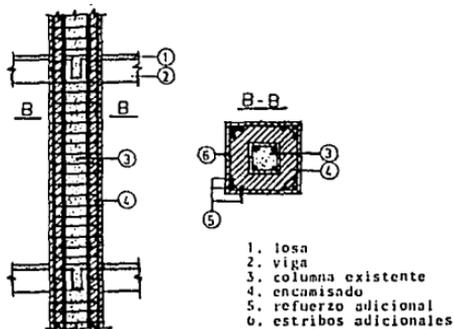


Fig. 3.11 Encamisado de columnas a base de concreto reforzado.

El encamisado más común que se sugiere, siempre y cuando sea económica y técnicamente factible, es el que se efectúa por los cuatro lados de la columna para obtener un mejor comportamiento estructural (fig. 3.12). En este caso, el confinamiento del núcleo de la sección y la adherencia y la transmisión de esfuerzos rasantes en la interfase mejora notablemente en comparación con encamisados parciales. Sin embargo, se sugiere colocar el acero que sea necesario por flexión en las esquinas de la columna encamisada, de manera que este libre a las vigas y sólo sea necesario perforar la losa, lo que a su vez facilita el proceso de colado del concreto. La acumulación de

acero de flexión en estas zonas lleva, en la gran mayoría de los casos, al uso de paquetes de barras. En este sentido, se sugiere no utilizar paquetes de más de tres barras.

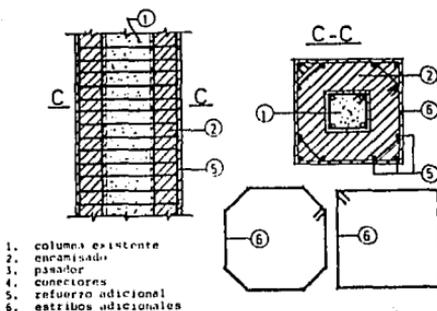


Fig. 3.12 Encamisado completo de columnas.

Cuando no sea posible ubicar todo el acero a flexión en las esquinas debido a las limitaciones en cuanto al uso de paquetes o porque sea necesario proporcionar acero longitudinal en todo el perímetro de la sección, se sugiere doblar este acero para librar las vigas (fig. 3.13). En este caso, se recomienda proporcionar estribos, como se especifica en la figura, en la vecindad inmediata de la viga para impedir una falla de tensión del concreto que ahí se localiza. Puede considerarse en el cálculo del momento resistente de la sección la contribución del acero longitudinal que se ha doblado, siempre y cuando la mayoría del acero se ubique en las esquinas, dejando un porcentaje menor a lo largo de las caras de la columna encamisada.

Cuando existen restricciones de espacio, es posible encamisar por 1, 2 ó 3 lados únicamente. En tal caso se puede recurrir al uso de ganchos (fig. 3.14a), estribos soldados (fig. 3.14b) o

conectores entre el refuerzo longitudinal (fig. 3.14c), para conseguir el monolitismo en el elemento.

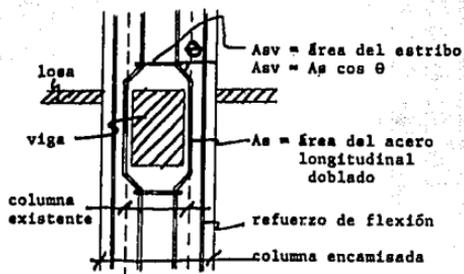


Fig. 3.13 Continuidad del acero de la columna a través del sistema de piso.

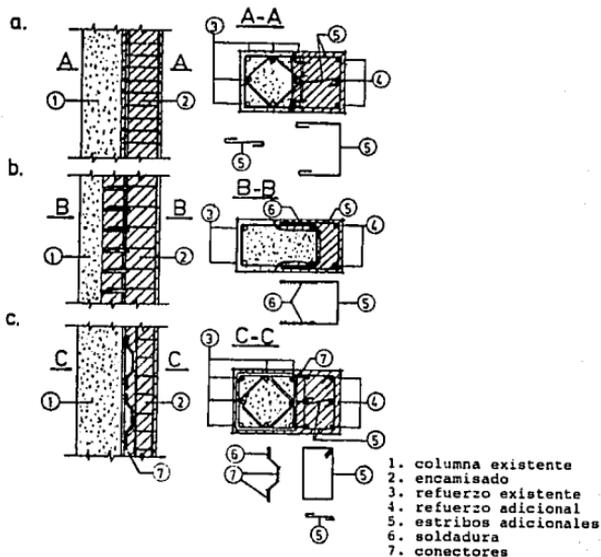


Fig. 3.14 Encamisado parcial de columnas utilizando concreto reforzado.

III.3.1.2. Refuerzo de vigas

De manera similar a lo descrito para columnas, también se pueden reforzar las vigas con un encamisado de concreto teniendo las mismas precauciones.

Si solamente se requiere aumentar la resistencia a flexión, se puede recurrir al encamisado de la cara inferior. El refuerzo de la camisa debe ser continuo a través de las columnas existentes o anclarse adecuadamente al nudo de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia en el paño de la columna, usando conectores soldados para unir el nuevo refuerzo al viejo, así como estribos adicionales que también serán soldados a los originales o usando un collar de ángulos alrededor del extremo de la columna (fig. 3.15).

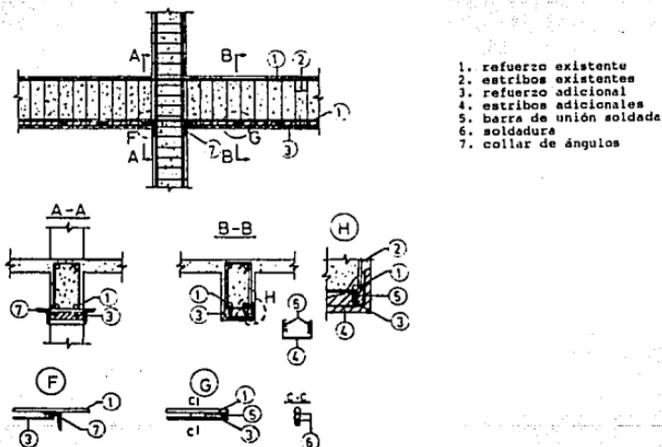


Fig. 3.15 Encamisado de concreto reforzado por flexión.

El nuevo acero de flexión debe pasar a los lados de la columna existente cuando ésta sea lo suficientemente pequeña, fig. 3.16b. Esto implica el encamisado de la columna según los lineamientos del inciso anterior. Si la columna existente no permite el paso del nuevo acero, este puede abrirse para librarla, fig. 3.16a. Como en el caso de columnas, en este caso debe proporcionarse estribos en la vecindad inmediata de la columna para evitar la falla a tensión del concreto que se ubica en esta zona.

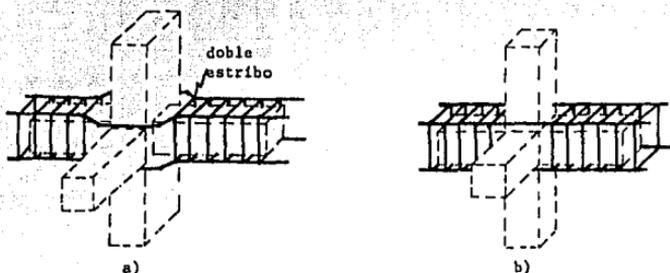


Fig. 3.16 Detalle de la continuidad del acero de la viga encamisada.

Cuando se requiere reforzar tanto para flexión como para cortante, el encamisado se puede efectuar en 3 caras (figs. 3.17a y 3.17b) o todo alrededor de las vigas (fig. 3.17c); en este último caso resulta factible añadir refuerzo por momento negativo. La perforación de la losa es necesaria tanto para pasar los estribos como para facilitar el colado.

El primer estribo por cortarse debe colocarse a 5 cm del paño del apoyo, y en general, la separación entre estribos no debe ser menor que 5 cm. Los estribos deben ser cerrados y rematar en una

esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. El refuerzo transversal debe tener un diámetro no menor que 7.9 mm (No. 2.5).

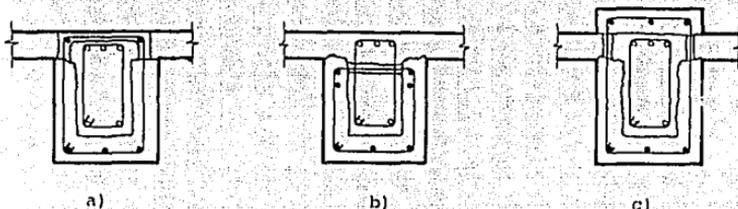


Fig. 3.17 Encamisado por flexión y cortante de vigas con concreto reforzado.

III.3.1.3. Refuerzo de nudos

Con las mismas recomendaciones establecidas para el encamisado de columnas, se puede usar esta técnica en el refuerzo de las uniones viga-columna.

La unión viga columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

El encamisado se puede efectuar localmente en el nudo (fig. 3.18), o bien en combinación con el encamisado de vigas y columnas (fig. 3.19).

En la mayoría de los casos debe proveerse suficiente acero transversal que cruce las vigas para resistir las fuerzas internas que

se produzcan en esta región tan crítica para el buen comportamiento de la estructura. Cuando sea posible, se recomienda que su espaciamiento no sea mayor y su diámetro no sea menor que los usados en el extremo de la columna que llega al nudo. Dada la dificultad para la colocación del acero transversal en el nudo debido a la presencia de las vigas, en ocasiones no es posible proporcionar al nudo un confinamiento y refuerzo adecuado. Poco se ha escrito respecto a este tema y las soluciones que se presentan en la práctica y la literatura no parecen del todo satisfactorias.

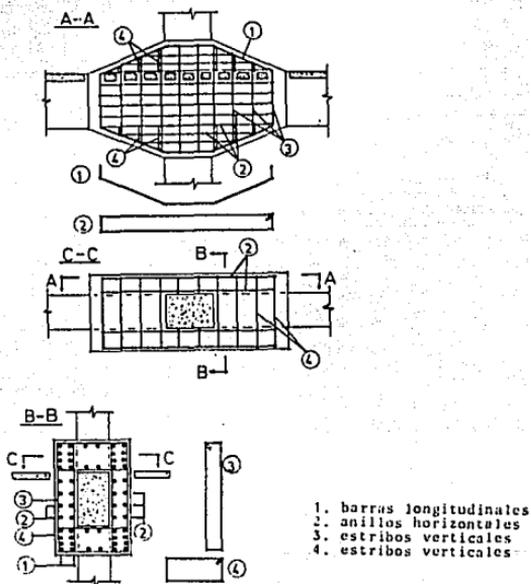


Fig. 3.18 Encasado local de un nudo de concreto reforzado.

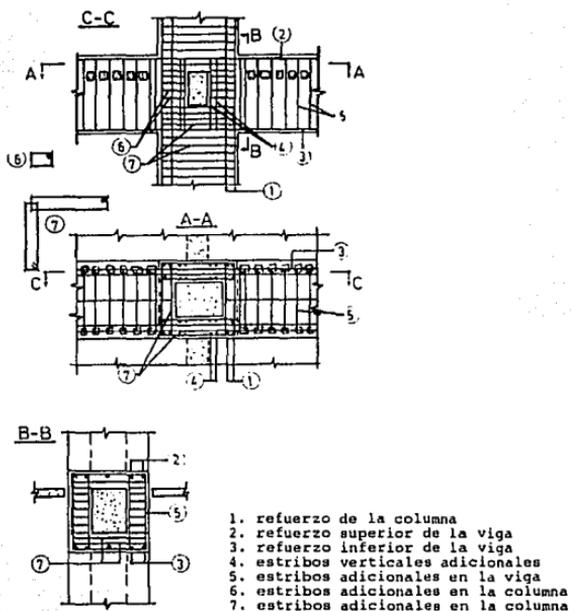


Fig. 3.19 Encamisado completo viga-columna-nudo.

III.3.1.4. Refuerzo de muros de concreto

El aumento en el espesor de un muro de concreto significa un incremento en su resistencia al corte. Si además se requiere reforzar su capacidad para resistir la flexión, se debe aumentar particularmente la sección de sus extremos, concentrando en ellos buena parte del refuerzo adicional (fig. 3.20).

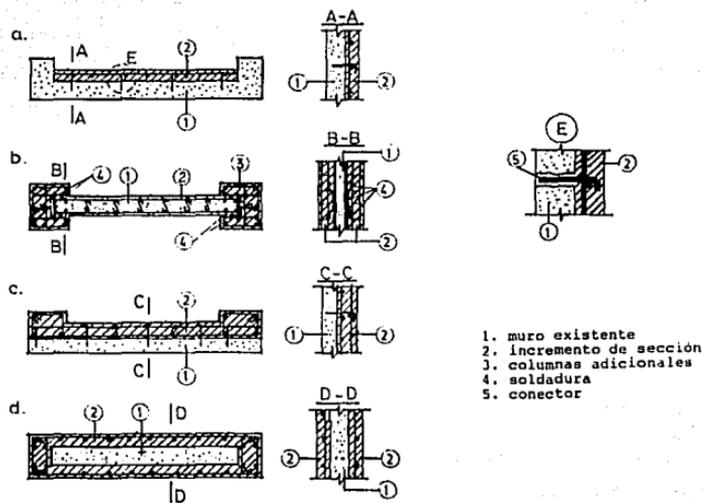


Fig. 3.20 Refuerzo de muros de concreto.

El concreto nuevo deberá anclarse al viejo mediante conectores ahogados en éste con morteros epóxicos, o que atraviesen al muro si el refuerzo se tiene en ambas caras. La preparación de las superficies se hará como se indica en el inciso III.2.2. Es preferible usar concreto lanzado que colado in-situ.

Para transmitir las fuerzas cortantes entre los muros y las losas, así como para lograr la continuidad necesaria para el trabajo a flexión, se puede recurrir a perforaciones en las losas que permitan el paso del refuerzo y faciliten el colado (fig. 3.21).

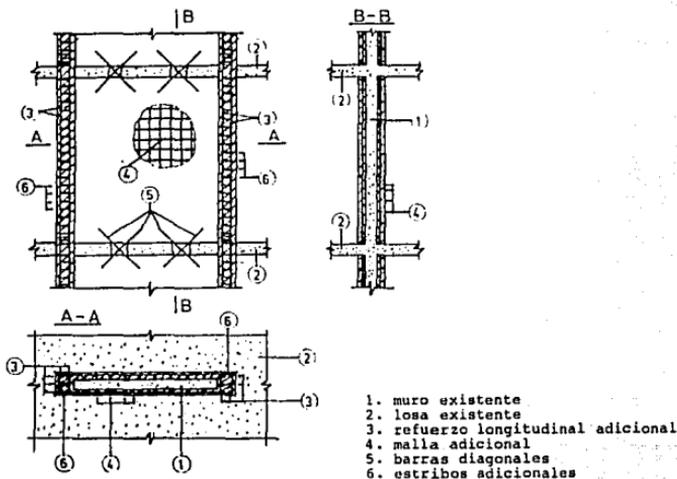


Fig. 3.21 Continuidad del refuerzo en muros de concreto.

III.3.2. Encamisado metálico

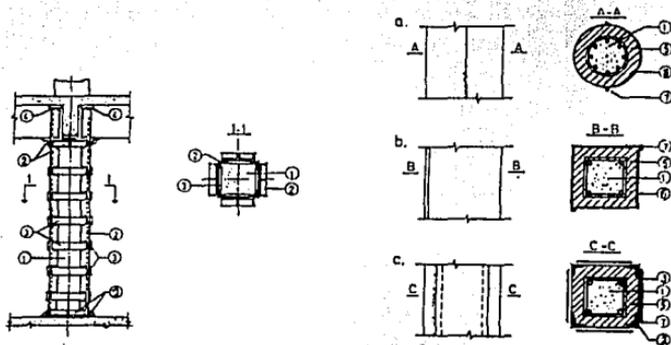
III.3.2.1. Refuerzo de columnas

El encamisado metálico se puede efectuar mediante un esqueleto de perfiles unidos entre sí con soleras o varillas soldadas (fig. 3.22a), o bien, con el recubrimiento total de la columna a base de placas (fig. 3.22b).

En ambos casos se requiere especial atención para el diseño de la unión con las losas, que puede resolverse mediante un collar de

ángulos (fig. 3.22a).

El espacio entre la camisa y la columna se debe rellenar con un mortero con aditivo expansivo o a base de resinas.



1. columna existente; 2. ángulos de acero; 3. placas de acero;
4. placas de apoyo; 5. concreto nuevo o lechada; 6. encamisado con placa; 7. soldadura.

Fig. 3.22 Encamisado metálico de columnas.

El recubrimiento final a base de concreto reforzado y malla electrosoldada otorga cierta protección contra la corrosión y el fuego y constituye un buen acabado.

La dificultad de prolongar la camisa metálica a través de las losas, limita su efectividad a un mejoramiento de la resistencia a carga axial y fuerza cortante, así como de la ductilidad de la columna, sin modificar la resistencia a flexión en los extremos.

III.3.2.2 Refuerzo de vigas

Para el refuerzo de vigas por flexión o cortante, se puede

hacer uso de placas metálicas adheridas con resinas epóxicas y conectores mecánicos a las caras del elemento.

Otra alternativa de refuerzo la constituye el empleo de estribos postensados exteriores que aumenten la capacidad a cortante y la ductilidad de la viga (fig. 3.23).

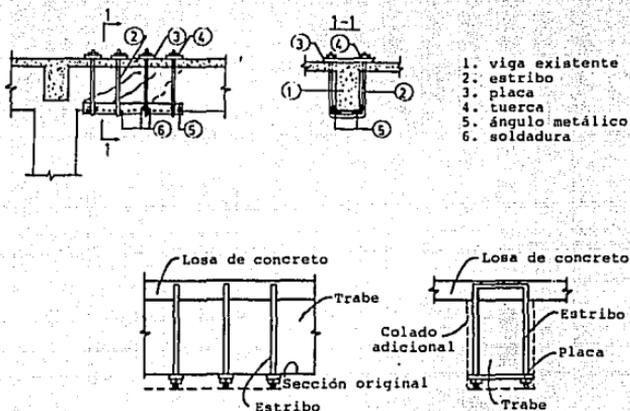


Fig. 3.23 Refuerzo de vigas con estribos postensados.

III.3.2.3. Refuerzo de nudos

En estructuras con marcos en una sola dirección, como es el caso de algunos edificios industriales, es posible reforzar las uniones con placas metálicas adheridas con resinas epóxicas y conectores metálicos (fig. 3.24).

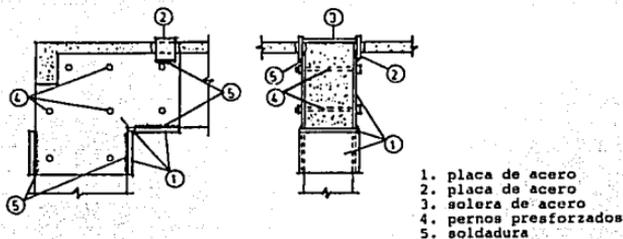


Fig. 3.24 Encamisado metálico de una unión viga-columna.

III.4. CRITERIOS DE REESTRUCTURACION

III.4.1. Muros de rigidez y de relleno dentro de marcos

En este punto se discuten los criterios para el uso de muros en la rigidización y reestructuración de estructuras existentes.

Las recomendaciones de diseño que se proponen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC, se hacen bajo la consideración de que el muro de rigidez o de relleno se introduce en la estructura entre dos ejes de columnas existentes, constituyéndose en el alma de una sección I monolítica de concreto. De esta manera las columnas existentes actúan como patines cuya función consiste en tomar el momento de la sección, así como darle estabilidad contra pandeo al alma, que a su vez se diseña para tomar la totalidad del cortante.

Si se diseñan adecuadamente, los muros son capaces de soportar las cargas inducidas por los sismos, limitando notablemente los desplazamientos de entrepiso.

El comportamiento de los muros de concreto depende principalmente de su relación de esbeltez. Los efectos de flexión dominan el comportamiento de muros esbeltos. En muros con relación alto a ancho pequeña, el comportamiento presenta influencia tanto de la flexión como del cortante. Para efectos del diseño y revisión a flexión, se tratará de caracterizar al muro como viga diafragma o viga común, dependiendo de su relación de esbeltez.

En estructuras con muros, la deformación inelástica se concentra en unos cuantos pisos, normalmente en los pisos inferiores donde existe una gran demanda de ductilidad asociada al comportamiento a flexión del muro. Esta situación es más pronunciada en muros cuya relación de esbeltez es grande. Así, dependiendo de la capacidad o incapacidad de fluencia del acero vertical del alma, se pueden caracterizar dos comportamientos: si el acero vertical es continuo a través de los sistemas de entrepiso, el muro podrá entrar en el rango inelástico sin perder su capacidad a corte, en caso contrario, no podrá entrar al rango inelástico sin perder dicha capacidad debido a su desconexión de los elementos existentes. De acuerdo con lo anterior se distinguen dos tipos de muro: muro de rigidez y muro de relleno.

i. Muro de rigidez. El acero vertical del alma y el de flexión son continuos a través de los sistemas de entrepiso. Este tipo de muro es más eficiente en estructuras de varios niveles.

La inclusión de muros de concreto reforzado es una de las soluciones más efectivas para reducir las excentricidades de una estructura y aumentar su capacidad sismo-resistente.

La alternativa más cómoda consiste en colocar los muros en

la periferia del edificio sin interferir con el funcionamiento del mismo. En este caso, la conexión con la estructura original se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión (fig. 3.24).

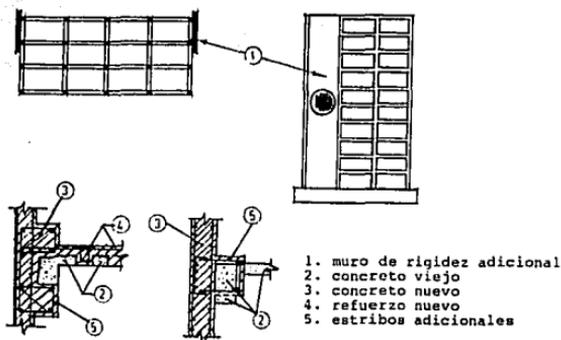


Fig. 3.24 Muros de rigidez periféricos.

Cuando es necesario colocar los muros en el interior de la estructura, la conexión con las losas se efectúa a través de orificios en ellas que permiten el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y parte del refuerzo intermedio; asimismo, estos orificios facilitan la operación de colado (fig. 3.25).

En todos los casos, las columnas en los extremos del muro de rigidez deberán reforzarse encamisándolas. En estructuras de marcos, en que las vigas dificultan la continuidad de refuerzos del muro, el muro puede colocarse excéntrico al plano del marco, de manera que el acero pase a través de la losa librando las vigas. En este

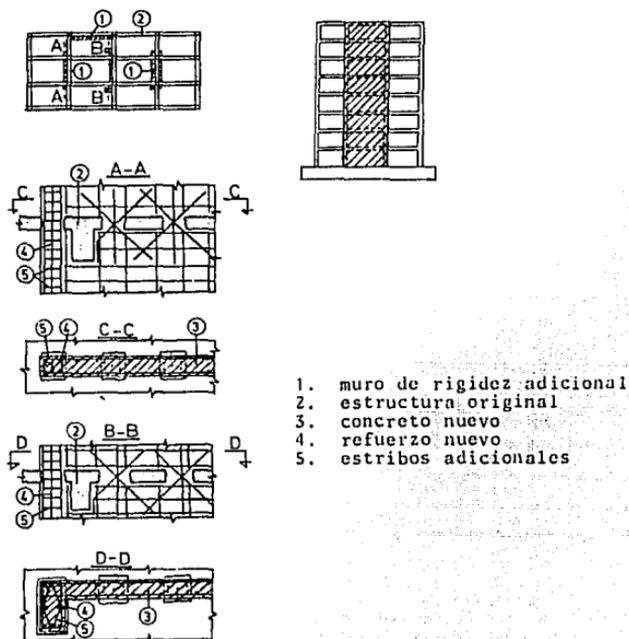


Fig. 3.25 Muros de rigidez interiores.

caso, debe revisarse que las columnas sean capaces de tomar la torsión que el muro induce en ellas. Otra opción que se ha utilizado consiste en doblar el acero vertical del muro de manera que éste rodee a la viga existente, proporcionando estribos en la vecindad de la viga para evitar la introducción de esfuerzos de tensión al concreto ubicado en esta zona (fig. 3.26). Con los muros de rigidez puede utilizarse un

factor de Q de dos o tres.

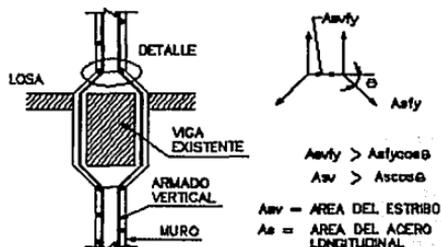


Fig. 3.26 Detalle de la continuidad del armado vertical en un muro de rigidez.

ii. Muro de relleno. El acero vertical del alma del muro no pasa a través de los entrepisos de la estructura, por lo que este tipo de muro encuentra mayor aplicación en edificios de pocos niveles con bajos requerimientos de resistencia al corte.

Además de concreto reforzado, los muros de relleno también pueden ser de mampostería y se ubican en los ejes de columnas de una estructura (fig. 3.27).

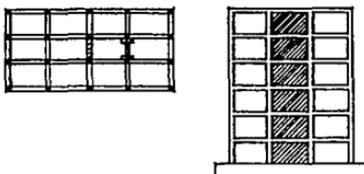
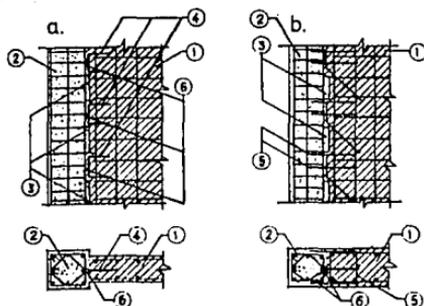


Fig. 3.27 Muros de relleno.

El comportamiento de los muros de relleno puede ser semejante al de muros de rigidez cuyo refuerzo en los extremos lo constituyen las columnas de la estructura original; siempre que la unión entre los muros, las vigas y columnas garanticen la continuidad. En caso contrario, el muro se comporta como un diafragma que introduce grandes fuerzas cortantes en las columnas y en las vigas, lo que además puede hacer necesario el refuerzo de estos elementos, sobre todo cuando se trata de estructuras mayores a tres niveles. El muro de relleno no se recomienda para reforzar estructuras mayores de seis niveles.

En las figuras 3.28, 3.29 y 3.30 se muestran algunas alternativas de conexión de muros de relleno de concreto reforzado.

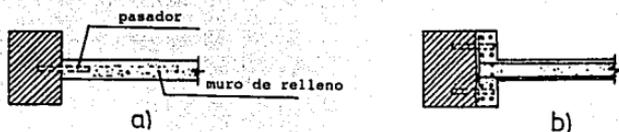


1. muro de relleno; 2. columna original; 3. pasador de concreto;
4. conector soldado; 5. estribos soldados adicionales; 6. soldadura.

Fig. 3.28 Muros de relleno con conectores soldados.

Una variante de los muros de relleno que no impide el paso por la cruzía, la constituye el uso de muros a ambos lados de un sólo

eje de columnas (fig. 3.31). En este caso debe tenerse especial cuidado de revisar el efecto sobre las vigas que ven reducido su claro, significativamente.



si existe suficiente refuerzo en la columna si es necesario añadir refuerzo vertical

Fig. 3.29 Muros de relleno con conectores ahogados en mortero epóxico.

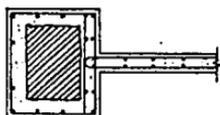


Fig. 3.30 Muro de relleno unido a una columna por encamisado.

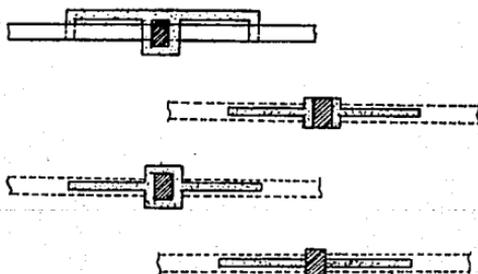


Fig. 3.31 Muro de relleno parcial.

III.4.2. Contravientos dentro de marcos existentes

Si la resistencia de vigas y columnas de la estructura original es suficiente, sobre todo por cortante, se puede recurrir a la inclusión únicamente del contraventeo con acero estructural en una parte o en todo el perímetro del edificio para su rigidización. Una ventaja importante de utilizar sistemas de acero estructural es la menor adición de peso a la estructura, la cual evita el significativo aumento de masa y de fuerzas laterales resultantes, y disminuye el potencial refuerzo de la cimentación por el incremento de las cargas gravitacionales, que puede resultar muy caro. El patrón de contraventeo se selecciona comúnmente para que se adapte a la posición de las ventanas y las puertas y también para que tenga una apariencia agradable cuando son visibles. Los marcos contraventeados con ubicaciones excéntricas de los contravientos, que experimentalmente han mostrado excelente absorción de energía sísmica, se pueden utilizar también para obtener mayor adaptabilidad del esquema de contraventeo con el patrón de puertas y ventanas del edificio. En la fig. 3.32 se muestran algunos esquemas de contraventeo posibles.

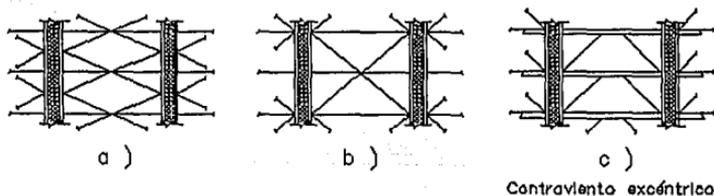


Fig. 3.32 Ejemplos de contraventeo de acero para la reestructuración de marcos de concreto.

De importante consideración en las estructuras de concreto reforzadas con un sistema de acero estructural son las rigideces relativas de la estructura original de concreto y el nuevo contraventeo con acero. Por lo general la estructura original será muchas veces más rígida, aunque debe confiarse en la resistencia, estabilidad y ductilidad del nuevo sistema de acero, relativamente flexible. En un sismo es de esperarse cuarteaduras en la estructura original de concreto, y después de que ha ocurrido en grado suficiente, el nuevo sistema de acero tendrá rigidez y será efectivo. Los diseños de este tipo son completamente válidos, ya que los anchos de las cuarteaduras en la estructura original pueden ser aceptados.

En todos los proyectos de contraventeo con acero la consideración de diseño más importante es la transmisión de fuerzas entre el contraventeo y la estructura de concreto. Esto implica tanto las acciones horizontales inducidas al contraventeo de acero en cada nivel de piso, como la retransmisión de las fuerzas de levantamiento verticales hacia las columnas de concreto para controlar las tendencias al volteo del acero ligeramente cargado. Con frecuencia se deben agregar cuerdas de armadura y colectores para el diafragma horizontal. Algunos proyectistas consideran que el contraventeo de acero debe proporcionar un sistema completo, que consista en elementos horizontales de acero a nivel de piso para que absorban las fuerzas sísmicas; elementos continuos de acero (que pueden ser adyacentes a las columnas existentes) para que resistan las fuerzas de volteo, y elementos diagonales intermedios para resistir los cortantes. La conexión entre el acero nuevo y el concreto original requiere especial atención: pernos fijados con productos epóxicos, anclas de expansión

diseñadas moderadamente para el cortante, o concreto nuevo que encajone al acero y esté bien adherido al concreto original.

III.4.3. Estructuras exteriores adicionadas

III.4.3.1. Adición de marcos

Cuando las necesidades de circulación e iluminación limitan la utilización de muros rigidizantes o cuando los elementos diagonales de los marcos contraventeados se oponen a las consideraciones funcionales o estéticas del edificio, se puede recurrir al uso de marcos o armaduras verticales con resistencia a momento y fuerzas laterales y rigidez lateral incrementada, tanto de concreto reforzado (fig. 3.33) como metálicos (fig. 3.34). En el primer caso, las alternativas de conexión con la estructura existente son las mismas que para los muros de rigidez del inciso III.4.1, en el segundo se puede recurrir a conectar los elementos horizontales de la armadura mediante elementos metálicos ahogados en perforaciones hechas previamente en las losas (fig. 3.34).

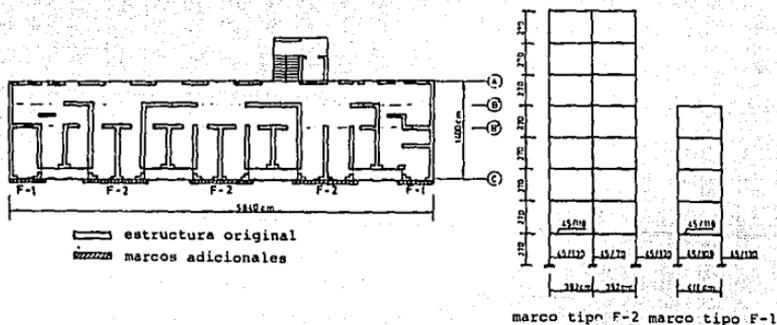


Fig. 3.33 Inclusión de marcos de concreto.

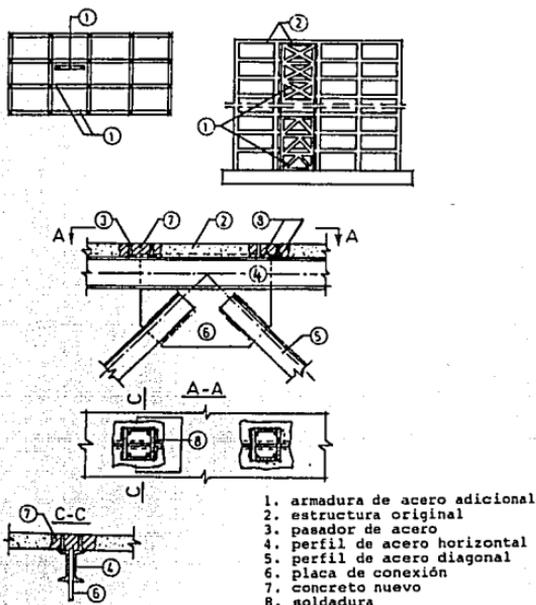


Fig. 3.34 Inclusión de armaduras verticales de acero.

La compatibilidad geométrica y el equilibrio de fuerzas se vuelven muy importantes al diseñar el sistema complementario. Pueden mencionarse varios ejemplos de aplicación exitosa del reestructuramiento exterior. Se han puesto en práctica sistemas donde se utilizan estructuras complementarias de marcos resistentes a momento (fig. 3.35) y estructuras complementarias de marcos contraventeados (fig. 3.36). En el edificio 1 para la selección de los

marcos resistentes a momento exteriores complementarios se tomó en cuenta la posibilidad de una futura ampliación del edificio. Los marcos nuevos eran marcos dúctiles resistentes a momento y su conexión con el edificio existente requería modificación de los marcos exteriores longitudinales existentes. El edificio 2 fue construido con losa postensada (colada a nivel de piso y luego izada para su colocación final) y se consideró frágil y sensible a las fuerzas sísmicas. En vista de ello se eligió el sistema de marco contraventeado para reducir el desplazamiento del edificio. Las juntas de separación en segmentos del edificio fueron ampliadas para permitir los movimientos sísmicos relativos. Un nuevo sistema de cimentación y nuevas cuerdas de armadura colectoras permitieron ampliar la longitud de los segmentos del edificio.

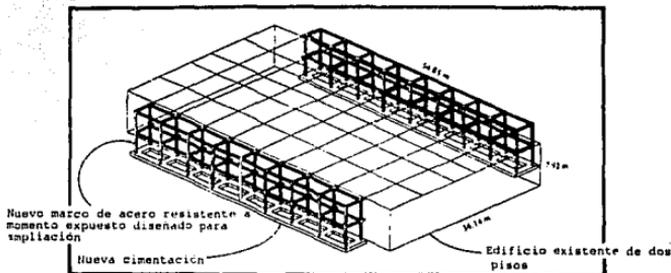


Fig. 3.35 Vista esquemática de refuerzo sísmico, edificio 1.

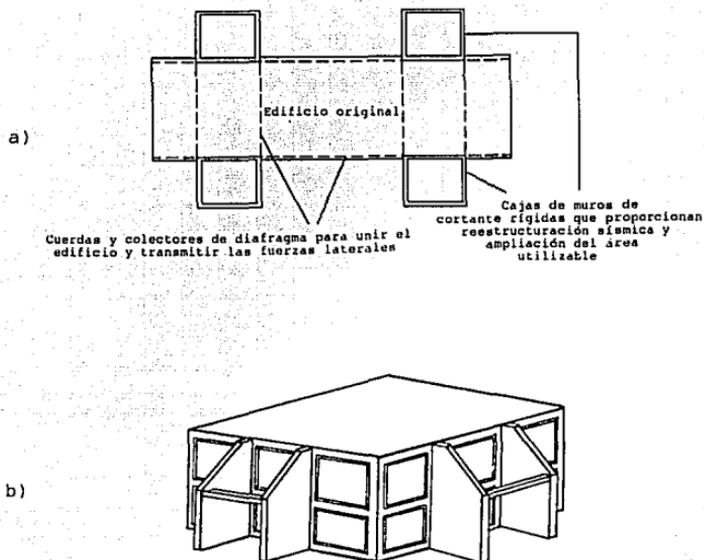


Fig. 3.37 Rigidización mediante contrafuertes.

III.4.4. Conversión de marcos no dúctiles a sistemas de muros de cortante

Otro criterio que se sugiere aquí para diversas estructuras es la reestructuración de marcos existentes, para crear sistemas razonables de muros de cortante. Este enfoque es particularmente adecuado para edificios con sistemas de marcos perimetrales de columnas esbeltas y traveses perimetrales rígidos y peraltados, forma de

construcción popular en California, E. U., en las décadas de los cincuentas y sesentas. La experiencia ha mostrado que los edificios de este tipo, con traveses fuertes y columnas débiles, dan como resultado fallas en las columnas, con inestabilidad del edificio y condiciones potenciales de peligro. La reestructuración puede ser similar a la de la fig. 3.38, con las columnas reforzadas hasta un grado en que sean compatibles con las traveses y se comporten satisfactoriamente como un sistema de muros de cortante. Deben abrirse orificios en el sistema de piso para que pase el nuevo acero de refuerzo vertical, y se debe tener mucho cuidado en lograr el trabajo integral del concreto original con el nuevo. En este tipo de reestructuración es de gran importancia asegurarse de que el concreto viejo y el nuevo se comportarán como una condición monolítica.

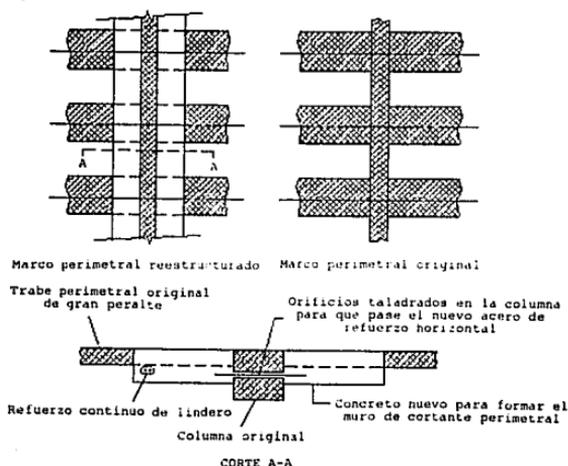


Fig. 3.38 Conversión de marcos no dúctiles a sistemas de muros de cortante.

III.4.5. Presfuerzo

Los criterios de reestructuración expuestos hasta ahora se basan en la adición de nuevos elementos estructurales, de rigidez y resistencia tan grandes, que prácticamente absorben todas las cargas laterales, desaprovechando la capacidad sísmica de la estructura original. Además, la construcción de estas alternativas suele ir acompañada de obras bastantes complicadas y costosas, que obligan a la desocupación temporal del inmueble en la mayoría de los casos.

El criterio de reestructuración mediante cables de presfuerzo constituye una solución muy ventajosa a los problemas que presentan los criterios tradicionales de reparación, ya que su rigidez se puede adaptar al rango de rigidez de la estructura original para aprovechar al máximo la capacidad sísmica de ésta mediante un trabajo de conjunto. Además, la distribución de los elementos mecánicos que se logra en la estructura original hace aún más eficiente su comportamiento, con lo cual la solución resulta muy ligera y económica, pudiendo limitarse su construcción a la colocación de las conexiones, con un mínimo de interferencias con el funcionamiento del inmueble.

El sistema propuesto para la reestructuración de estructuras mediante cables de presfuerzo consiste en utilizar los cables para contraventear las estructuras, a fin de aumentar su rigidez y resistencia ante cargas laterales (fig. 3.39). Las dimensiones de los cables se determinan de manera que la rigidez del sistema de refuerzo sea compatible con la de la estructura original, de tal forma que ambos realicen un trabajo de conjunto. Con este fin,

los cables se tensan únicamente para mantenerse alineados. Las conexiones se diseñan de acuerdo a la geometría de los nudos de la estructura, y consisten en anclajes típicos de cables de presfuerzo fijados a la estructura mediante dispositivos especiales que pueden ser prefabricados o contruidos en el sitio (fig. 3.40).

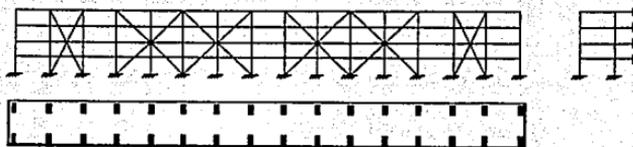
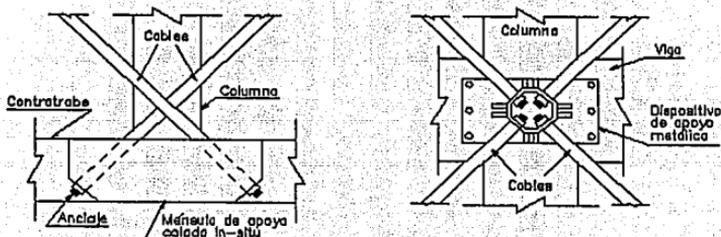


Fig. 3.39 Edificio escolar típico rigidizado y reestructurado con cables de presfuerzo.



a) Conexión construida en el lugar (cimentación).

b) Conexión prefabricada.

Fig. 3.40 Conexiones típicas.

Cables de presfuerzo. La rigidez lateral que proporcionan los cables de presfuerzo depende fundamentalmente del área de su sección y de la geometría de su colocación. En la fig. 3.41 se muestra la relación entre la rigidez lateral y el área de la sección de un cable, para cuatro alternativas de colocación en una cruzía típica de una estructura de concreto de poca altura. Se puede apreciar que la rigidez del cable varía desde 26 ton/m, para el caso de una sección de 1 cm^2 con una relación $L/h = 12$, hasta 4180 ton/m para 20 cm^2 y $L/h = 2$. Esto hace evidente que en una estructura con varios ejes de columnas existirán distintas combinaciones de secciones de cables y alternativas de contraventeo de cruzías, de tal forma que la rigidez adicional sea comparable con la de la estructura que se está rigidizando.

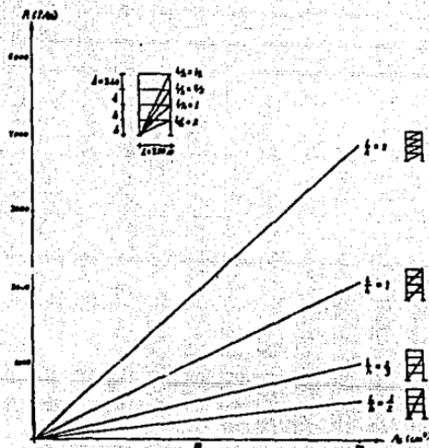


Fig. 3.41 Relación entre la rigidez lateral y el área de la sección de un cable.

Comparación con perfiles metálicos. El nivel de esfuerzos que se presenta en contraventeos metálicos de cualquier tipo, para deformaciones laterales del orden de las que permiten desarrollar su capacidad resistente a las estructuras aperticadas típicas ($\Delta = 0.006h$), resulta inferior al 30% del esfuerzo resistente del acero de presfuerzo (270K, $f_{sr} = 18983 \text{ kg/cm}^2$), pero supera en más de 100% al esfuerzo de fluencia del acero estructural común (A36, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$). Esto significa que, a diferencia del sistema de cables, la solución de contraventear con perfiles estructurales implica la necesidad de una gran rigidización que reduzca los desplazamientos de la estructura para obtener niveles de esfuerzos admisibles en los perfiles, a costa de aprovechar la capacidad de la estructura original.

Comparación con muros de rigidez. La rigidez lateral de un muro de concreto para una crujía típica, aún para un espesor pequeño, resulta muy superior al nivel de rigidez correspondiente a la estructura original. Esto significa que, a diferencia del sistema de cables, la solución de rigidizar con muros de concreto implica que las fuerzas laterales sean tomadas por estos elementos prácticamente en su totalidad, desperdiciando la capacidad de la estructura original, con las consecuencias económicas que esto representa.

El uso de cables de presfuerzo para la rigidización y reestructuración de estructuras aperticadas modifica el comportamiento de éstas al triangularizarlas. La transmisión de las cargas, que originalmente se realiza mediante el trabajo de vigas y columnas a flexión, con la adición de los cables se lleva a cabo mediante el trabajo axial de todos los elementos estructurales, que en los

edificios de mediana altura resulta más eficiente. Por esta razón, el sistema de cables no sólo aprovecha la capacidad resistente de la estructura original al manejar rigideces compatibles, sino que también la incrementa al modificar drásticamente la transmisión de las cargas. Esto hace posible en muchos casos duplicar la resistencia de una estructura con este sistema, sin tener que reforzar sus elementos estructurales originales.

En la fig. 3.42 se presenta la relación entre las acciones producidas por carga lateral en las columnas de la base de una cruzía típica y la sección del cable de presfuerzo usado como contraventeo. Se puede apreciar que al aumentar el área de la sección del cable disminuye el momento flexionante en las columnas, al mismo tiempo que aumenta la carga axial.

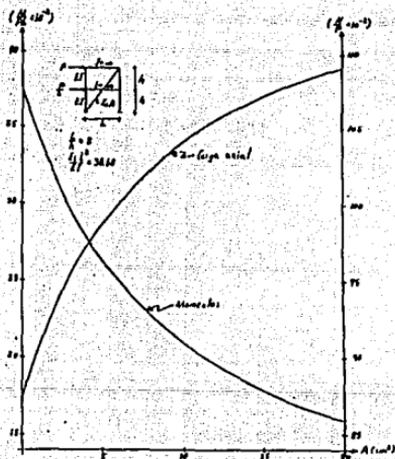


Fig. 3.42 Acciones por carga lateral en las columnas de la base de una cruzía contraventeada con cables de presfuerzo.

III.5. SUPERVISION Y VERIFICACION DE LA REPARACION

III.5.1. Objetivos

La reparación de una estructura implica el empleo de materiales, técnicas y soluciones estructurales poco comunes en la práctica cotidiana. Por esta causa, resulta necesario implantar procedimientos de supervisión, tanto al nivel del proyecto como de la construcción, cuyo objetivo sea la correcta ejecución de un trabajo muy especializado.

III.5.2. Supervisión del proyecto

Es conveniente que los grupos de diseño recurran a la asesoría y supervisión de ingenieros independientes, para proyectos de la importancia que puede tener la reparación de una estructura. En una primera etapa, esta relación puede establecerse a través del estudio de las alternativas de solución, posteriormente, el supervisor deberá revisar los criterios de diseño, comprobar la exactitud de los cálculos y verificar que los planos y las especificaciones transmitan la solución de manera clara y precisa al constructor.

III.5.3. Supervisión de la construcción

La supervisión del proceso constructivo por personal independiente del contratista es un procedimiento comunmente aceptado. La principal diferencia que presenta la supervisión de una obra de reparación respecto a una construcción nueva, estriba en el manejo de materiales novedosos como el concreto lanzado y las resinas, y en la necesidad de adaptar las soluciones del proyecto a las condiciones ya

existentes en la estructura, manteniendo un control riguroso de la ejecución de todos los detalles.

La supervisión de calidad en el concreto lanzado, requiere de la inspección continua de los materiales, el equipo y el procedimiento de aplicación. Debe intentarse detectar huecos a golpe de martillo y apoyar la supervisión con la prueba de panales de muestra y con la extracción de corazones.

El control de calidad para el uso de resinas implica la supervisión del proporcionamiento y del procedimiento de mezclado de los componentes, así como la inspección del proceso de aplicación, cuidando que ésta se lleve a cabo en el tiempo especificado a partir de la mezcla. La extracción y prueba de corazones en grietas inyectadas con resinas, permite verificar la calidad de la inyección y la del comportamiento de la resina. También puede usarse para este objetivo el análisis con ultrasonido del elemento reparado.

III.5.4. Verificación de la reparación

Las pruebas de carga como método de verificación de la eficiencia de la reparación, se encuentran limitadas por las posibilidades de aplicar cargas laterales, pues no es posible evaluar la capacidad resistente ante sismo de una estructura a partir de una prueba de carga vertical.

Una buena alternativa consiste en la medición del periodo fundamental de la estructura antes y después de la reparación. Si ésta se ha efectuado con éxito, el aumento en la rigidez de la estructura se debe reflejar en una disminución del periodo, que debe coincidir en

su valor con el obtenido del modelo dinámico usado para el análisis de dicha reparación. La determinación del periodo se deriva del análisis de las vibraciones de la estructura debidas al ruido ambiental, a la imposición de condiciones iniciales de velocidad o deformación, o a un equipo excitador. Usualmente se colocan los sensores en los ejes principales del edificio y se efectúan las mediciones en dos direcciones ortogonales y en varios niveles intermedios.

CAPITULO IV

EXPERIENCIAS ADQUIRIDAS EN LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

IV.1. OBJETIVOS

Muchas fueron las lecciones, con frecuencia trágicas, que nos dejaron los sismos de 1985. No sabemos cuándo se presentará el próximo sismo intenso, ni cómo será, pero sí sabemos que en un futuro, quizá no muy distante, nuestra ciudad volverá a quedar sujeta a terremotos similares, o aún potencialmente más destructivos. No está en nuestras manos impedirlos, pero sí el de aprovechar las lecciones que nos dejan para hacer que se reduzcan las pérdidas que ocasionan, tanto económicas como en vidas humanas.

El presente capítulo tiene como objetivo principal el de presentar las lecciones más importantes derivadas de los sismos de septiembre de 1985, útiles para la toma de decisiones en la revisión y reparación de estructuras dañadas o en el diseño de estructuras nuevas.

IV.2. LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

IV.2.1. Características del movimiento

El sismo del 19 de septiembre de 1985 ha sido uno de los más destructivos en la historia de la Ciudad de México debido a su gran intensidad, a su duración y a que en una buena parte de la zona de terreno blando las ondas adquirieron un carácter prácticamente armónico con un periodo dominante de dos segundos, que hicieron entrar en resonancia a muchos edificios cuyo periodo era cercano a ese valor, dañándolos seriamente. La magnitud del temblor fue de 8.1 en la escala de Richter. Como puede verse en la tabla 4.1, en este siglo habían ocurrido en el país al menos 7 sismos de magnitud comparable, algunos de los cuales seguramente se sintieron también con una gran intensidad en la Ciudad de México; sin embargo, en las fechas en que ocurrieron: 1900, 1903, 1907, 1928, 1931, 1932, la Ciudad de México era completamente distinta a la actual, pues no había en esas épocas edificios similares a los más afectados en esta ocasión.

Como ya se ha mencionado, el sismo de mayor intensidad en la ciudad, en fechas más recientes, fue el del 28 de julio de 1957, de magnitud 7.5 (según revisiones recientes el valor correcto debe ser 7.7), y las recomendaciones sobre diseño sísmico del reglamento se basaron en lo observado en ese movimiento. Aunque la diferencia entre las magnitudes 7.5 y 8.1 puede parecer pequeña, cabe recordar que la escala es muy sensible, por lo que la energía liberada, estimada a partir del valor de la magnitud, es del orden de 8 veces más grande en el segundo caso (ver tabla 4.2), y sus efectos son también mucho mayores, como quedó demostrado.

TABLA 4.1

SISMOS DE MAGNITUD IGUAL O MAYOR QUE 7 OCURRIDOS EN LA REPUBLICA
MEXICANA ENTRE 1900 Y 1985

F E C H A	E P I C E N T R O		MAGNITUD
	LAT. (N)	LONG. (W)	RICHTER
20 ENE. 1900	20.0	105.0	8.1
16 MAY. 1900	20.0	105.0	7.6
16 ENE. 1902	17.6	99.7	7.0
23 SEP. 1902	16.6	92.6	7.8
14 ENE. 1903	15.0	98.0	8.3
15 ABR. 1907	16.7	99.2	8.2
26 MAR. 1908	18.0	99.0	7.7
27 MAR. 1908	17.0	101.0	7.2
30 JUL. 1909	16.8	99.9	7.6
31 JUL. 1909	16.6	99.5	7.7
31 OCT. 1909	17.0	101.2	7.0
3 FEB. 1911	18.2	96.2	7.3
27 MAR. 1911	16.7	95.9	7.0
7 JUN. 1911	19.7	103.7	7.9
16 DIC. 1911	16.9	100.7	7.6
19 DIC. 1912	19.9	99.8	7.0
30 MAR. 1914	16.7	92.2	7.5
2 JUN. 1916	17.4	94.9	7.1
29 DIC. 1917	15.0	97.0	7.1
17 ABR. 1919	14.5	92.3	7.0
4 ENE. 1920	19.3	97.0	7.8

F E C H A	E P I C E N T R O		MAGNITUD
	LAT. (N)	LONG. (W)	RICHTER
30 ABR. 1921	19.7	104.3	7.8
16 NOV. 1925	20.4	106.4	7.0
9 MAY. 1927	16.7	93.5	7.0
10 FEB. 1928	17.9	97.6	7.7
22 MAR. 1928	16.2	95.5	7.7
17 ABR. 1928	17.8	97.1	7.7
17 JUN. 1928	16.3	96.7	8.8
4 AGO. 1928	16.8	97.6	7.4
9 OCT. 1928	16.3	97.3	7.8
15 ENE. 1931	16.1	96.6	8.0
21 MAY. 1932	13.2	89.6	7.0
3 JUN. 1932	19.8	104.0	8.4
18 JUN. 1932	19.5	103.5	8.0
22 JUN. 1932	18.9	104.5	7.0
30 NOV. 1934	19.0	105.3	7.2
14 DIC. 1934	16.7	93.1	7.3
31 DIC. 1934	32.0	114.8	7.0
26 JUL. 1937	18.8	97.5	7.7
6 OCT. 1937	17.8	99.2	7.2
23 DIC. 1937	16.3	98.6	7.2
2 ENE. 1938	16.1	98.3	7.3
28 JUN. 1938	18.2	100.3	7.0
15 ABR. 1941	18.9	102.9	7.9
20 NOV. 1942	16.5	99.4	7.2
25 NOV. 1942	16.1	98.3	7.2

F E C H A	E P I C E N T R O		MAGNITUD
	LAT. (N)	LONG. (W)	RICHTER
22 FEB. 1943	17.6	101.2	7.7
26 JUN. 1945	14.7	91.3	7.2
27 JUN. 1945	27.0	111.0	7.0
21 NOV. 1947	19.0	107.4	7.0
6 ENE. 1948	16.1	98.8	7.0
27 JUN. 1948	17.0	85.0	7.0
4 DIC. 1948	21.6	106.7	7.5
29 SEP. 1950	19.0	107.4	7.0
23 OCT. 1950	13.8	91.8	7.0
14 DIC. 1950	17.2	98.2	7.3
21 AGO. 1951	19.8	106.0	7.0
29 ABR. 1954	29.5	112.5	7.7
17 NOV. 1954	13.8	91.8	7.0
8 MAY. 1955	25.5	110.0	7.0
26 SEP. 1955	15.8	92.8	7.0
28 JUL. 1957	17.1	99.2	7.7
11 MAY. 1962	17.3	99.6	7.2
19 MAY. 1962	17.1	99.6	7.2
6 JUL. 1964	18.3	100.4	7.4
23 AGO. 1965	16.3	95.8	7.8
2 AGO. 1968	97.7	16.6	7.4
30 ENE. 1973	18.4	103.2	7.5
28 AGO. 1973	18.3	96.5	7.1
4 FEB. 1976	15.3	89.7	7.5
29 NOV. 1978	16.0	96.7	7.8

F E C H A	E P I C E N T R O		MAGNITUD
	LAT. (N)	LONG. (W)	RICHTER
14 MAR. 1979	17.5	101.5	7.6
24 OCT. 1980	17.8	102.3	7.3
19 SEP. 1985	17.7	102.5	8.1
20 SEP. 1985	17.4	102.0	7.5

TABLA 4.2

COMPARACION ENTRE LA ENERGIA LIBERADA POR UN SISMO Y LA
CORRESPONDIENTE A LA BOMBA DE HIROSHIMA

MAGNITUD DEL SISMO RICHTER	AÑO	ENERGIA LIBERADA EN ERGS	NUMERO DE BOMBAS DE HIROSHIMA	ENERGIA RELATIVA CON BASE EN LA DE 1957
5.78	-	2.951×10^{20}	1.0	-
7.0	1979	1.995×10^{22}	67.6	0.18
7.5	1957	1.122×10^{23}	380.2	1.00
8.1	1985	8.913×10^{23}	3020.0	7.94

El epicentro se ubicó cerca de la desembocadura del Río Balsas, frente a las costas de Guerrero y Michoacán, a unos 400 km al WSW de la Ciudad de México; la profundidad focal ha sido estimada en 18 km. El sismo fue provocado por el movimiento de la placa de Cocos bajo la placa Americana. Se considera que el desplazamiento promedio entre las placas fue de 1.40 m, en una superficie de unos $13,500 \text{ km}^2$,

con un rompimiento de 180 km a lo largo de la fosa y 75 km en dirección perpendicular. El epicentro se ubicó en la zona de quietud sísmica, o brecha sísmica, de Michoacán, que no se había movido hacía mucho tiempo (fig. 4.1).

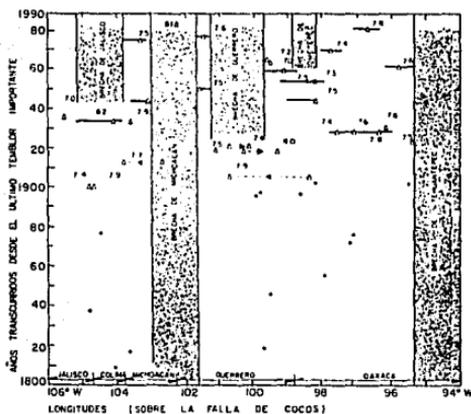


Fig. 4.1 Zonas de quietud, sísmica.

El movimiento en esta zona ya era esperado, por lo que, mediante un convenio entre la Universidad Nacional Autónoma de México y la Universidad de California en San Diego, se habían instalado acelerógrafos en varias poblaciones de Guerrero y Michoacán, cercanas a la costa, para medir los movimientos fuertes que se presentarían; algunos aparatos se habían colocado tan sólo un mes antes del sismo.

Generalmente un sismo de ese tamaño siempre tiene numerosas réplicas, la más intensa de las cuales ocurrió el 20 de septiembre por

la tarde, con magnitud 7.5, similar a la del 28 de julio de 1957. Esta réplica provocó en la Ciudad de México el colapso de varios edificios más, que seguramente habían sido dañados por el sismo previo y aparentemente terminó de liberar la energía acumulada en la zona de quietud sísmica mencionada. A pesar de su gran magnitud, la réplica no fue tan estudiada como el sismo principal que acaparó toda la atención.

El sismo del 19 se sintió, con intensidad variable, en unos 800,000 km² del territorio nacional, principalmente en los estados de Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco, México y el Distrito Federal.

Las intensidades asignadas con base en la escala de Mercalli modificada, fueron: de grado VIII a IX en Lázaro Cárdenas y de IX en Playa Azul, Michoacán; de VIII en Ciudad Guzmán, Jalisco; de VII en Ixtapa, Zihuatanejo y VI en Acapulco, Guerrero, y de VI en Manzanillo, Colima.

En el Distrito Federal las intensidades variaron de VI en la periferia del Valle de México a VIII, IX y quizá X en algunas zonas del centro de la Ciudad.

Por lo que respecta a la medición de aceleraciones, los registros obtenidos a lo largo de la costa y en puntos intermedios entre el epicentro y la Ciudad de México, así como en la misma ciudad, han permitido estudiar este sismo ampliamente. La mayoría de los aparatos que registraron el movimiento son del tipo digital, de tres componentes, cuyo procesamiento es más rápido, pues registran en cinta magnética que se puede procesar directamente en computadora. Se ha reconocido a nivel internacional la eficiencia en la obtención y procesamiento de los registros, pues es la primera vez que en un

sismo de este tamaño se dispone de tanta información al día siguiente del evento.

IV.2.2. Registros acelerográficos obtenidos

En la red conjunta entre UNAM y U. de California se obtuvieron 15 registros del sismo del 19 de septiembre y 12 del evento del día 20. Las aceleraciones máximas son de 12% a 15% de la gravedad en el primer caso y de 10% a 20% en el segundo (tabla 4.3 y fig. 4.2). Todos estos aparatos están desplantados en roca firme; los periodos dominantes en estos registros son menores, en general, de 0.5 segundos.

TABLA 4.3

ACELERACIONES MAXIMAS MEDIDAS CERCA DEL EPICENTRO
EN CM/SEG²

L U G A R	A) Sismo del 19 de septiembre (Ms=8.1)			b) Sismo del 20 de septiembre (Ms=7.5)		
	N-S	E-W	V	N-S	E-W	V
Caleta de Campos	138	141	89	-	-	-
La Villita	125	122	58	33	40	20
La Unión	166	148	129	48	76	58
Zihuatanejo	103	161	104	(120)	(130)	(90)
Papanaoa	(110)*	(100)	(80)	(200)	(200)	(150)
El Suchil	(90)	(70)	(40)	(80)	(50)	(40)
Atoyac	53	59	60	80	74	73

En el aparato instalado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en Zacatula, cerca de Lázaro Cárdenas, Michoacán, se observaron aceleraciones máximas de 27% de la gravedad en dirección norte-sur; aparentemente este aparato está desplantado en terreno menos firme que los anteriores.

En la Ciudad de México se obtuvieron aceleraciones inusitadas, ya que se rebasaron las mediciones máximas previas hasta cinco o seis veces. Los aparatos estaban instalados en Ciudad Universitaria, Tacubaya, Viveros de Coyoacán, Centro SCOP, Lago de Texcoco, Tláhuac y Presa Madín, en distintos tipos de terreno (fig. 4.3). Las aceleraciones registradas en distintas zonas de la ciudad fueron muy diferentes, debido precisamente al tipo de terreno de cada lugar, lo que explica el que las intensidades con que se sintió el movimiento hayan variado tanto. Se observaron

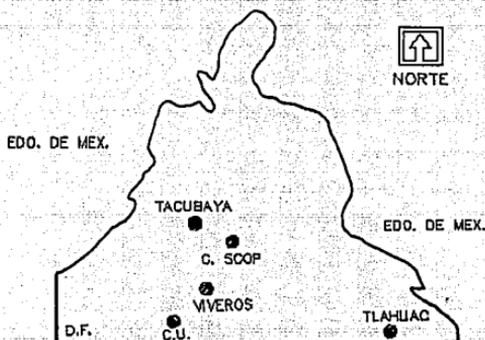


Fig. 4.3 Localización de aparatos de medición en el D.F.

amplificaciones en la zona de terrenos blandos del orden de 4 veces, con respecto a las aceleraciones medidas en terrenos firmes. La máxima aceleración se obtuvo en el aparato instalado en el Centro SCOP, cerca de la esquina de Xola y Av. Universidad con valores de 17% g en dirección este-oeste, 10% g en dirección norte-sur y 3.6% g en dirección vertical, notándose claramente en los registros un periodo dominante de 2 seg. La duración de la fase intensa del temblor en este lugar fue de más de 45 seg. Al combinar el movimiento y obtener la respuesta en una dirección oblicua se obtienen aceleraciones máximas del terreno de 20% de la gravedad, valor que rebasa muy considerablemente el máximo medido anteriormente, que era 3% g en el sismo del 14 de marzo de 1979, y que también rebasa ampliamente la aceleración del suelo propuesta para diseño en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que era 6% g en el terreno blando, con base, como ya se indicó, en el sismo del 28 de julio de 1957.

Los registros obtenidos en terreno blando también, pero en la Central de Abastos, donde el espesor de arcilla compresible es mayor, muestran aceleraciones máximas del orden de 10% de g, con periodos dominantes hasta de 3.5 seg. En el terreno de transición, en Viveros de Coyoacán, las máximas aceleraciones registradas fueron de 0.04 g, con periodos dominantes más cortos; lo mismo se observó en el terreno firme, en Ciudad Universitaria y en Tacubaya, donde las máximas aceleraciones registradas fueron también del orden de 0.04 g; las figs. 4.4 a 4.7 muestran acelerogramas obtenidos cerca del epicentro, así como en los tres tipos de suelo del Distrito Federal, donde se aprecian claramente las diferencias. Las tablas 4.3 y 4.4 resumen los

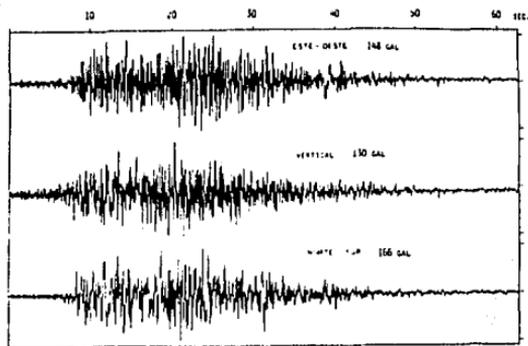


Fig. 4.4 Acelerograma cercano al epicentro (en la unión).

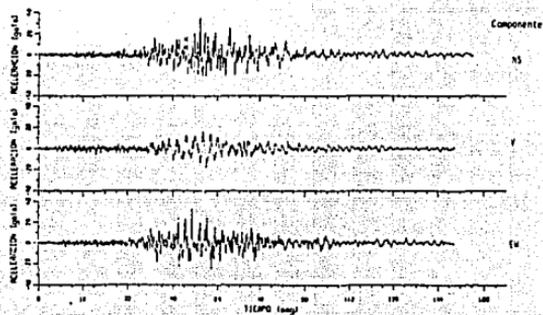


Fig. 4.5 Acelerograma corregido, del sismo del 19 sept. obtenido en el observatorio sismológico de Tacubaya, Méx., D.F.

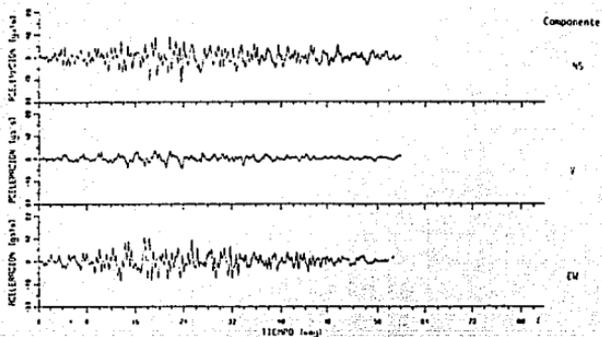


Fig. 4.6 Acelerograma corregido, del sismo del 19 sept. obtenido en Viveros de Coyoacán, Méx., D.F.

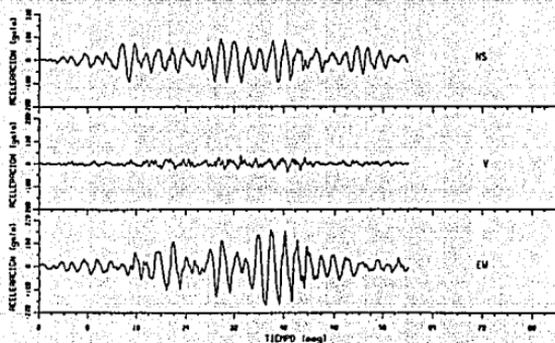


Fig. 4.7 Fase intensa del acelerograma obtenido en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (S.C.T.)

valores de las aceleraciones máximas medidas cerca del epicentro y en el Distrito Federal; es notable la amplificación que se tuvo en el terreno blando del D.F., que aumentó las aceleraciones en la ciudad, a 400 km del epicentro, a valores semejantes a los medidos cerca del epicentro.

TABLA 4.4

ACELERACIONES MAXIMAS MEDIDAS EN DISTINTOS SITIOS
DEL DISTRITO FEDERAL, EN CM/SEG² *

Componente	Terreno Firme			Terreno de Transición			Terreno Blando	
	Cd. Universitaria			Tacubaya	Viveros	S.C.T	Central/Abastos	
	CUMV	CUIP	CUOI				CDAO	CDAF
N-S	37	32	28	34	44	98	69	81
E-W	39	35	33	33	42	168	80	95
VERT	20	22	22	19	18	36	36	27
Según Reglamento		30		45		60		

*Informe IPS-10D Instituto de Ingeniería, UNAM, J. Prince, et al.

Como puede observarse en los registros, siempre se obtienen tres componentes del movimiento, por ejemplo Norte-Sur, Este-Oeste y Vertical. Cabe aclarar aquí que en algunas ocasiones las personas califican a los temblores como "trepidatorios" u "oscilatorios", según que perciban más la vibración en sentido vertical u horizontal. Lo que sucede en general es que la percepción humana es mayor a lo largo del

eje longitudinal del cuerpo, pues los órganos internos funcionan como péndulo más sensible en esa dirección. Como puede verse en las tablas 4.3 y 4.4, la componente vertical en la ciudad, tanto en terreno blando como firme, fue menor que la horizontal, pero cerca del epicentro llegó a ser comparable.

Es importante aclarar que las componentes que causan mayores efectos en las contrucciones son las horizontales, pues tienden a voltearlas, mientras que la vertical sólo incrementa en un porcentaje relativamente pequeño las cargas verticales, por lo que únicamente causa en ocasiones problemas en grandes voladizos o en cubiertas de claros importantes.

Los acelerogramas se procesan en computadora con dos objetos: uno, para obtener mediante integraciones sucesivas, la forma en que variaron la velocidad y los desplazamientos del terreno durante el sismo. El otro, para obtener, mediante programas de computadora especiales, la respuesta máxima de diversas estructuras en función de sus periodos de oscilación y trazar espectros de respuesta para cada componente del movimiento, lo que se hace normalmente suponiendo comportamiento elástico y amortiguamientos variables entre 0, 2, 5, 10 y 20% del crítico. La fig. 4.8 muestra el espectro obtenido para la componente este-oeste del registro obtenido en terrenos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Se puede ver claramente cómo la respuesta de las estructuras cuyo periodo es cercano a 2 seg. es mucho mayor que el de estructuras con otros periodos y que la influencia del amortiguamiento es muy importante para reducir los valores de la respuesta.

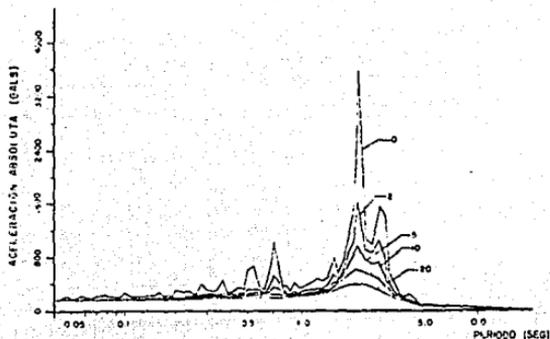


Fig. 4.8 Espectro de respuesta amort. (%) 0, 2, 5, 10, 20.
Acelerograma S.C.T. 19/09/85, componente E-O.

En la tabla 4.5 se presentan las respuestas máximas de aceleración absoluta, en cm/seg^2 para 5 y 10% del amortiguamiento crítico, para algunos registros obtenidos en los distintos tipos de suelo del Distrito Federal, comparándolas con los valores que especificaba el reglamento.

Como puede verse, los valores del reglamento no fueron rebasados ni en el terreno firme ni en el de transición, pero sí lo fueron en el terreno blando, donde se llegó a valores cuatro veces más grandes que los reglamentarios, usando 5% del amortiguamiento crítico, que es un valor razonable; se puede apreciar también que la amplificación en las respuestas máximas entre terreno duro y blando llegó a ser del orden de 7 a 8 veces.

TABLA 4.5

RESPUESTAS MAXIMAS DE ACELERACION ABSOLUTA, EN CM/SEG²
 PARA 5 Y 10% DEL AMORTIGUAMIENTO CRITICO*

Componente	Terreno Firme			Terreno de Transición		Terreno Blando			
	CUMV	CUIP	CUOI	Tacubaya	Viveros	S.C.T.	Central/Abastos	CDAO	CDAF
N-S 5%	109	107	118	114	167	598	415	326	
10%	81	66	76	84	114	360	232	217	
E-W 5%	120	133	126	99	159	983	340	421	
10%	92	93	89	72	123	625	204	284	
Según Reglamento			160		200		240		
Vert. 5%	81	79	76	72	65	129	107	90	
10%	53	54	52	48	40	83	82	63	

*Informe IPS-10D, Instituto de Ingeniería, UNAM, J. Prince, et al.

Las figs. 4.9 y 4.10 muestran los espectros de respuesta de terreno blando y de terreno duro para 5% del amortiguamiento crítico, comparados con los espectros de diseño del reglamento.

Puede verse claramente la razón de que muchas estructuras de periodo cercano a 2 seg. hayan tenido problemas importantes. Es más, lo que asombra es que hayan sido relativamente pocas las que tuvieron daños graves, como se verá más adelante. También se puede ver en estas figuras por qué se dijo anteriormente que no bastaba con conocer los valores máximos de aceleración del terreno, ya que es claro que ciertas estructuras, al entrar en resonancia, amplifican muy

considerablemente esas aceleraciones.

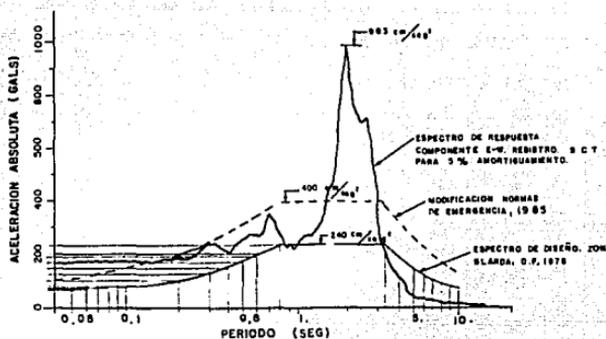


Fig. 4.9 Espectros de diseño y de respuesta, terreno blando D.F.

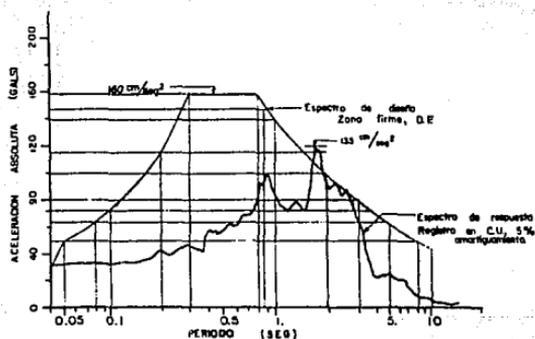


Fig. 4.10 Espectro de diseño y de respuesta para el terreno duro del D.F.

Por lo que respecta a la integración de los acelerogramas, en la fig. 4.11 se puede ver el resultado obtenido con la componente este-oeste del registro en SCT, que muestra velocidades máximas de 61 cm/seg y desplazamientos máximos de 42 cm pico a pico. En Tacubaya y Ciudad Universitaria estos valores fueron mucho menores, velocidades máximas de 11 cm/seg y desplazamientos máximos del orden de 12 cm pico a pico en C.U. y 20 cm pico a pico en Tacubaya.

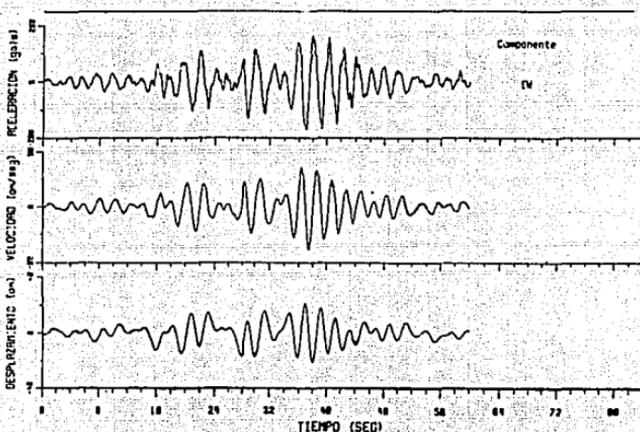


Fig. 4.11 Aceleraciones, velocidad y desplazamientos de la componente E-W del sismo registrado en la S.C.T.

IV.3. TIPOS DE DAÑOS MAS COMUNES Y POSIBLES CAUSAS DE ELLOS

Un rápido vistazo a la fig. 4.9 deja pocas dudas respecto a la causa predominante del daño estructural: las disposiciones del Reglamento no eran lo bastante conservadoras para cubrir la

excepcional intensidad que el sismo de 1985 alcanzó en una amplia gama de periodos naturales de vibración. Esto ocurrió en una zona de la ciudad, donde los movimientos del terreno fueron amplificados en forma extraordinaria por las características de vibración de los estratos de terreno blando.

Ciertamente, la figura revela que existen reservas de resistencia en las estructuras, reservas que el análisis modal convencional no toma en cuenta. De otra manera es imposible comprender por qué los derrumbes no fueron más numerosos.

Dicho lo anterior, vale la pena examinar las causas que contribuyeron a la falla. El análisis siguiente está basado en las investigaciones de 17 zonas en las que se dividió el área de la Ciudad de México donde los edificios se derrumbaron o sufrieron daños (fig. 4.12). En la tabla 4.6 se resumen algunas estadísticas al respecto, las que se comentarán al describir los principales tipos de falla.

a) Comportamiento frágil por falla de columnas. En la gran mayoría de fallas de edificios a base de marcos, el colapso fue originado por la falla de las columnas por flexocompresión o por cortante o por una combinación de ambos efectos. El estado de las vigas o losas reticulares, hace pensar que en la mayoría de los casos no hubo fluencia del refuerzo en estos elementos y que, por tanto, no se pudo desarrollar el comportamiento dúctil que se requiere para que sean válidos los factores de reducción que por este concepto permite adoptar el reglamento actual. El modo de falla más común puede identificarse como la pérdida de capacidad de carga vertical del edificio debido al progresivo deterioro del concreto de las columnas

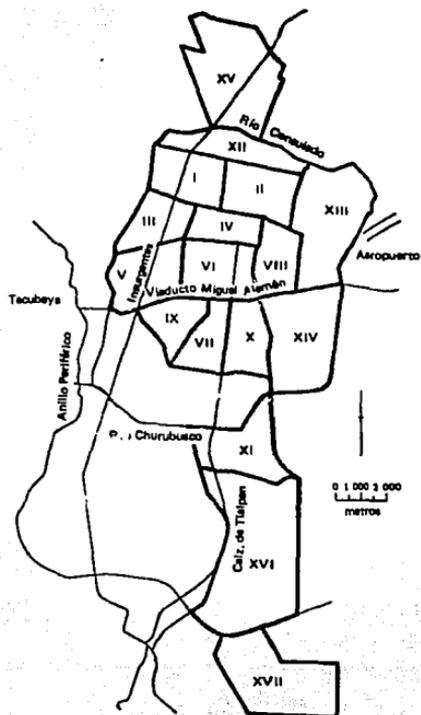


Fig. 4.12 Zonificación de la Ciudad de México para evaluación de daños.

TABLA 4.6

CARACTERISTICAS QUE INFLUYERON EN LA FALLA

Porcentajes de casos en que se observó la característica:

Asimetría notable de rigidez	15%
Edificio de esquina	42%
Primer piso flexible	8%
Columnas cortas	3%
Sobrecarga excesiva	9%
Hundimientos diferenciales previos	2%
Problemas de cimentación	13%
Choque con edificios cercanos	15%
Daños previos por sismo	5%
Punzonamiento de losas reticulares	4%
Falla en pisos superiores	38%
Falla en pisos intermedios	40%

por la repetición de un elevado número de ciclos de cargas laterales que excedieron a su resistencia en flexocompresión o en cortante. Lo anterior fue propiciado en diversos casos por la escasez de refuerzo transversal y la excesiva separación entre el refuerzo longitudinal de las columnas, lo que dió lugar al pandeo de las barras de refuerzo y a un confinamiento muy pobre del concreto contenido en el núcleo. Otro

factor que contribuyó a la pérdida de capacidad fue la excesiva concentración del refuerzo longitudinal en paquetes en las esquinas. Esto provocó, además de un confinamiento defectuoso del concreto, la concentración de altos esfuerzos de adherencia en el concreto alrededor de los paquetes, lo que dió lugar a una falla progresiva por desgarramiento del concreto.

b) Efecto de muros divisorios de mampostería. Como se ha dicho, gran parte de los edificios de varios pisos en la zona afectada poseía una alta densidad de muros de mampostería que en la mayoría de los casos se suponía debían tener una función solamente de elementos divisorios y no estructurales, mientras que en otros casos estaban considerados para tener una función estructural y estaban reforzados y colocados para que cumplieran con dicho propósito. Se considera que la presencia de dichos muros fue en la mayoría de los casos beneficiosa y evitó el colapso de un gran número de edificios en la zona afectada. Esto ocurrió cuando dichos muros estaban colocados en forma simétrica y regular en todos los pisos. Estos muros absorbieron una porción mayoritaria de las cargas laterales debidas al sismo y protegieron a las columnas de su posible falla. Aun cuando esto dió lugar en muchos casos a un agrietamiento diagonal de los muros mismos, éstos siguieron contribuyendo a la resistencia y ayudaron a disipar la energía inducida por el sismo. En otros casos la presencia de los muros de mampostería contribuyó en forma significativa a la falla, en situaciones como las siguientes:

bl) Distribución asimétrica en planta. Es notable que el 42% de los edificios que fallaron se encontraban en esquina. En la mayoría de los casos estos edificios tenían muros de mampostería en los dos

lados de colindancia y fachadas muy abiertas en las dos restantes. La torsión que provocó esta situación incrementó en forma significativa las fuerzas que se ocasionaron en las columnas de los ejes de fachadas y que contribuyeron a provocar la falla. En muchos otros casos de edificios no ubicados en las esquinas, había distribución asimétrica de muros.

b2) **Primer piso débil.** Se suele denominar así el caso en que en los pisos superiores existe una estructura con mucho mayor resistencia y rigidez a cargas laterales que en el primer entrepiso. Esta situación se da en una gran cantidad de edificios en que hay abundancia de muros divisorios en los pisos superiores, mientras que las plantas bajas son libres para estacionamiento en los edificios de vivienda o para vestíbulos y salones en los hoteles. Esto ocasiona que una gran demanda de disipación de energía se concentre en el primer entrepiso y propicie la falla de las columnas. Este modo de falla fue muy frecuente y en muchos casos asociado al tipo de falla anterior.

b3) **Asimetrías causadas por la destrucción de muros.** En diversos casos se observó que muros de material débil o mal anclados a la estructura se destruyeron totalmente por falla por flexión normal a su plano o por cortante; esto hizo que se perdiera la contribución a la resistencia a cargas laterales de muros que eran vitales para mantener la simetría, lo que incrementó notablemente las fuerzas sobre las columnas. La destrucción de muros divisorios o de colindancia fue muy notable, en general, por las grandes deformaciones laterales a las que se vieron sujetos los edificios.

c) Daños por sismos anteriores. Era conocido que cierto número de los edificios fallados había tenido daños en sismos anteriores, y que en diversos casos no habían sido reparados o lo habían sido en forma deficiente. Se está realizando una evaluación caso por caso de los edificios indicados como dañados en sismos previos, para verificar la eficiencia de los remedios que se tomaron. Las indicaciones preliminares son que en la mayoría de los casos se repitieron los mismos problemas de sismos pasados, pero a nivel mas grave.

d) Columnas cortas. Se identifica con este término el caso en que las columnas de algunos ejes se encuentran restringidas a su deformación lateral por muros de mampostería o por pretilas de fachada. Esta situación las hace mucho mas rígidas que las de los otros ejes, por lo que absorben una fracción mayoritaria de las fuerzas laterales para lo cual no están generalmente diseñadas, dando lugar a una falla frágil generalmente por cortante. Esta característica se apreció en el 3% de los edificios mas dañados.

e) Choque entre edificios adyacentes. En el 15% de los edificios dañados se apreció evidencia de choques con construcciones adyacentes. En ocasiones este hecho ocasionó solamente daños locales en la estructura o en los revestimientos. Hay casos en que el impacto provocó un debilitamiento de un entrepiso que fue causa principal del colapso del mismo. Se supone que este hecho es responsable de un buen número de las fallas observadas en los pisos superiores. Es evidente que el requisito reglamentario de separación mínima entre edificios adyacentes se violaba en forma sistemática. La separación entre edificios colindantes es del orden de 10 cm, lo cual es claramente insuficiente.

f) Falla en pisos superiores e intermedios. Del número total de derrumbes parciales o totales, casi el 40% comprende el colapso de uno o más pisos ubicados en el tercio superior de la estructura. Con frecuencia, también dichos derrumbes ocurrieron en el tercio medio. Algunos de estos casos no se debieron a choques: pueden atribuirse a un cambio drástico en la solución estructural; a una reducción en el tamaño de las columnas; a su refuerzo transversal y longitudinal, o al número de muros de relleno; a traslapes inadecuados del refuerzo vertical; a anchos de columnas tan pequeños que no permitieron que las longitudes de desarrollo requeridas del acero longitudinal en las trabes principales cambiaran del esfuerzo de fluencia en compresión, o a un rápido incremento en aceleraciones horizontales debidas a oscilaciones de la base causadas por la interacción suelo-estructura.

g) Sobrecarga excesiva de la construcción. En el 9% de los edificios con colapso o daños graves se detectó la presencia de cargas verticales que excedían sustancialmente a las de proyecto. En ciertas ocasiones los revestimientos, rellenos y muros divisorios tenían un peso superior a las cargas muertas usualmente consideradas, pero sobre todo fueron numerosos los casos de cargas vivas extraordinariamente altas. Esto fue notable en edificios de oficinas, sobre todo públicas, en que varios pisos eran empleados como archivos. También fue frecuente el caso de edificios cuyo uso era claramente distinto al que se había previsto en el proyecto. Edificios originalmente proyectados para oficinas o para vivienda fueron transformados con el tiempo en talleres o bodegas y se acumularon en ellos cargas elevadas.

El incremento de las masas, sobre todo en los pisos

superiores, provocó fuerzas laterales mayores en las construcciones, lo que aunado a los efectos gravitacionales de estas sobrecargas, debe haber contribuido en forma significativa a los daños.

h) Efecto P - Δ . Esta denominación corresponde a los momentos adicionales que las cargas verticales introducen en una estructura cuando ésta sufre desplazamientos laterales elevados. No existe evidencia clara al respecto hasta el momento, pero el hecho de que algunos edificios hayan fallado desplazándose lateralmente hace sospechar que los momentos flexionantes en las columnas de los pisos inferiores se hayan visto incrementados por este efecto.

i) Comportamiento inadecuado de losas reticulares. La mayoría de las losas planas en la Ciudad de México son losas reticulares, y exhiben en grado importante las características objetables del comportamiento de losas planas bajo excitación sísmica. Las estructuras que emplean losas planas son muy flexibles y, en la manera en que se estaban diseñando en la Ciudad de México, desarrollan bajas ductilidades. La mayoría de las que fallaron lo hicieron en las columnas. Sin embargo, en cerca de media docena de casos las columnas perforaron las losas, que fallaron por cortante bajo la combinación de fuerzas verticales y laterales. En otros casos, las losas muestran fracturas diagonales de tensión alrededor de apoyos, que sugieren falla incipiente por punzonamiento. La omisión de un volumen macizo de concreto alrededor de la columna fue evidente en algunas losas reticulares, como también lo fue la insuficiencia de acero longitudinal a través de la columna y en su vecindad. Una característica adicional de las losas planas es su corto espesor que, aunado al insuficiente confinamiento en las intersecciones, no permite

que se desarrolle suficiente adherencia con las varillas longitudinales de la columna como para cambiar de esfuerzos elevados de tensión a esfuerzos elevados de compresión, especialmente cuando estas varillas son de gran diámetro o están agrupadas en paquetes y cuando se presenta un gran número de inversiones de momentos durante el sismo.

j) Asentamientos diferenciales. No es fácil evaluar la relación entre asentamientos diferenciales previos y los daños estructurales. No obstante, existe pocas dudas respecto al efecto debilitante de los cambios angulares causados por asentamientos diferenciales previos y respecto a la asimetría en las curvas fuerza-deformación y la consecuente acumulación de fluencia en un sentido debido a inclinación de la cimentación, ya sea que tal inclinación ocurriera antes o durante el sismo. La inclinación inducida por el sismo (que en un caso produjo el colapso del edificio) así como asentamientos de gran magnitud, pueden atribuirse a la capacidad reducida del suelo en corte ante numerosos ciclos de carga alternada. Las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron particularmente susceptibles a esta reducción en la resistencia al cortante.

k) Daños a elementos secundarios. La intensidad del sismo y el consiguiente gran número de fallas en las estructuras principales han distraído la atención respecto al comportamiento de los elementos secundarios. Sin embargo, debe señalarse la elevada incidencia de fallas de escaleras, que fueron causa de muchas pérdidas de vidas. Así mismo, aunque en menor grado, también hubo numerosas fallas de apéndices en azoteas, tales como tinacos y casetas de elevadores. Estos casos también fueron difíciles de documentar. Tampoco se

incluyen en la lista anterior otras causas diversas de daños estructurales, ni ha sido posible identificarlas en cada caso particular. Baste mencionar la demolición local de elementos estructurales principales durante la construcción para permitir el paso de instalaciones.

En la lista mencionada no hemos hecho mención de los daños no estructurales. El desplazamiento excesivo es, por supuesto, la causa principal. En sismos futuros seguramente los desplazamientos serán menores, puesto que las Normas de Emergencia de 1985 han conservado las limitaciones de desplazamiento en tanto que elevan los coeficientes de cortante basales en la zona de transición y todavía más en la zona de lecho del lago.

l) Mala calidad o degradación de los materiales. Resultó evidente la pésima calidad de algunos aceros de refuerzo y de algunos concretos, obtenidos de las estructuras colapsadas. Lo que se ignora es si la pérdida de resistencia se produjo durante el sismo por los repetidos ciclos de carga o si era una falla de origen.

m) Errores de ejecución y falta de supervisión. Nuevamente, este tipo de falla fue el más abundante, y consistió en: mala colocación del acero de refuerzo, anclajes insuficientes, juntas de colocado con materiales extraños como papel o madera, traslapes insuficientes y pésima soldadura de unión en las varillas de mayor diámetro, concreto mal vibrado o segregados durante el colado, malas conexiones de los muros de relleno, etcétera.

IV.4. RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION

Con base en la experiencia obtenida en los sismos de septiembre de 1985 se ha elaborado una serie de recomendaciones sobre estructuración, tendientes a mejorar el comportamiento estructural de edificios. Las recomendaciones más importantes son:

a) Poco peso. Las fuerzas que se generan en una estructura durante un sismo se deben a la inercia que tienen las masas para seguir el movimiento, por lo que, cuanto más pequeñas sean las masas, menores serán estos efectos. Es recomendable, por lo tanto, reducir sobre todo el peso de elementos no estructurales que no contribuyan a la resistencia, como por ejemplo acabados, muros divisorios, fachadas, etc., y buscar que las mayores cargas se ubiquen en los niveles inferiores.

b) Sencillez en la estructura. La sencillez de la estructura permite al proyectista entender claramente la forma en la que ésta resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía introducida por el sismo.

c) Distribución simétrica. La distribución simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a solicitaciones muy altas y de cuantificación poco confiable en los elementos estructurales. Los muros de colindancia y los cuerpos de escaleras y elevadores son los elementos que suelen causar los mayores problemas debido a su alta rigidez y a la dificultad de colocarlos en la posición estructural más conveniente (fig. 4.13).

d) Forma regular en planta. Debe tenderse a una forma regular en planta. Son poco convenientes las formas excesivamente alargadas

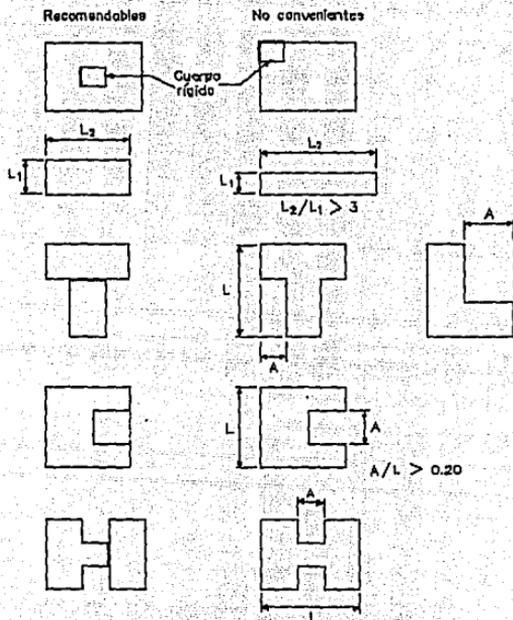


Fig. 4.13 Recomendaciones sobre geometría de la planta de las estructuras para edificios.

debido a que se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma y se aumentan las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces, además de que existe la posibilidad de que el movimiento no sea el mismo a todo lo largo de una estructura, y esto causa en ella efectos que no es fácil determinar, debido a movimientos desfasados de los apoyos. Por otra

parte, los efectos de la temperatura y la contracción también hacen recomendable limitar la longitud de las construcciones a sólo 50 m aproximadamente, a menos que se tomen precauciones especiales para reducir dichos efectos. Igualmente poco deseables son las formas en L y T, así como aquellas que tengan fuertes entrantes, debido esencialmente a los problemas de torsión que provocan. A este respecto, la solución generalmente recomendada es dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas con una estructura independiente. Aunque esta solución resuelve los problemas estructurales, suele generar problemas de funcionamiento, ya que la holgura que hay que dejar en las juntas es apreciable y las precauciones que hay que tomar para sellar las uniones son complejas y costosas (fig. 4.13).

e) Forma regular en elevación. Debe buscarse una forma regular de la construcción en elevación. La esbeltez excesiva en un edificio ocasiona complicaciones en el análisis y el diseño, pues es necesario tomarla en cuenta en los modelos matemáticos. Además, durante un sismo, el exceso de esbeltez es causa de grandes deformaciones que provocan el pánico entre sus ocupantes. Por lo tanto, se recomienda que la altura de los edificios no sea más de 3 ó 4 veces la menor dimensión de su planta. Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de pisos provocan amplificaciones locales del movimiento que no están cubiertas por los procedimientos de diseño usuales recomendados por los códigos. En caso de no poder evitarse cierta irregularidad, deben seguirse métodos de análisis más refinados. La concentración de masas importantes a gran altura es obviamente poco adecuada, ya que se incrementan notablemente las

fuerzas de inercia y los momentos de volteo (fig. 4.14).

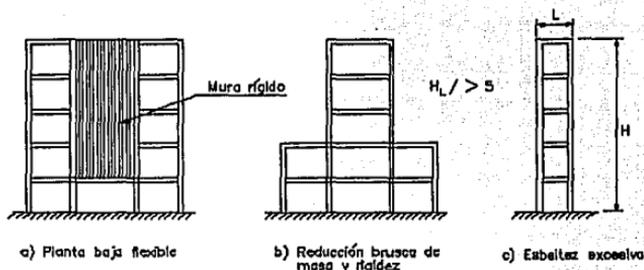


Fig. 4.14 Configuraciones poco convenientes en elevación para edificios.

f) Sistemas estructurales en dos direcciones. La existencia de sistemas estructurales que proporcionen a la estructura rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales es un requisito obvio en vista de que el movimiento del terreno induce fuerzas en cualquier dirección; sin embargo, es bastante frecuente que olvide este punto, con resultados catastróficos. Un ejemplo es la estructuración de la fig. 4.15 que forma marco sólo en dirección transversal. El sistema puede funcionar correctamente ante cargas verticales, ya que la losa, trabajando a flexión en una dirección, transmite la carga vertical a las vigas y éstas a las columnas. Sin embargo, la resistencia y rigidez ante cargas laterales en dirección longitudinal son sumamente bajas, ya que al no existir marcos se basan en el trabajo de las columnas como voladizos. Una situación similar se presenta en

construcciones de muros de carga cuando los requisitos de circulación tienden a orientar los muros en una sola dirección.

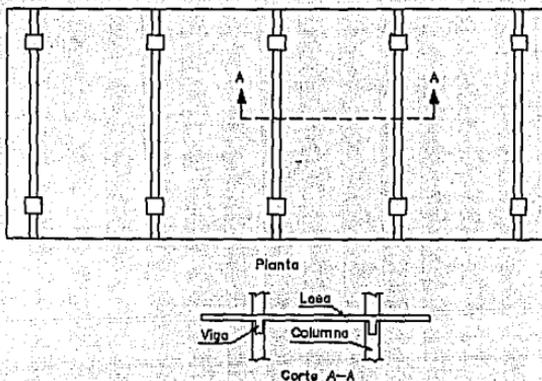
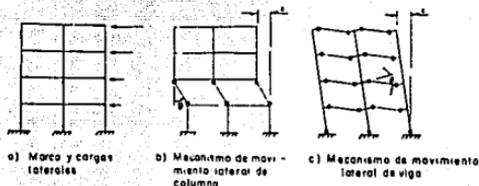


Fig. 4.15 Edificio estructurado con marcos en una sola dirección.

g) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad. La uniformidad de resistencia, rigidez y ductilidad de las diferentes partes de la estructura es un punto esencial. Hay que recordar que las fuerzas laterales para las que se analiza la estructura están reducidas por considerar la habilidad de ésta para disipar energía en el intervalo inelástico. La capacidad de disipación de energía de la estructura depende del número de secciones y elementos que pueden llegar simultáneamente a la fluencia; mientras mayor sea ésta, habrá más disipación de energía y menor demanda de deformación inelástica en las secciones individuales. Por ello deben cuidarse particularmente los puntos siguientes:

1) Proporcionar máxima hiperestaticidad. Mientras mayor sea el número de secciones que tenga que llegar a la fluencia antes que la estructura pueda fallar, mayor será la disipación inelástica de energía. 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. 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 por si, 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 solo entrepiso (fig. 4.16). Por otro lado, el comportamiento dúctil de elementos estructurales sujetos a flexión pura, como en el caso de las



$$SI \frac{I_c}{I_b} = 4$$

$$\frac{\theta_c}{\theta_b} = 122$$

$$\frac{\theta_c}{\theta_b} = 18$$

x_u = desplazamiento último

x_f = desplazamiento en la primera fluencia

• = articulación plástica

Fig. 4.16 Posibles mecanismos de un marco rígido, sujeto a carga lateral.

trabes, es mucho mejor que el de elementos sujetos a flexocompresión, que es el caso de las columnas (figs. 4.17 y 4.18).

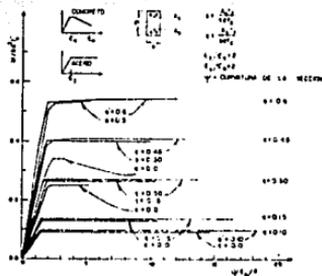


Fig. 4.17 Relaciones momento-curvatura para secciones de concreto reforzado, sujetas a flexión.

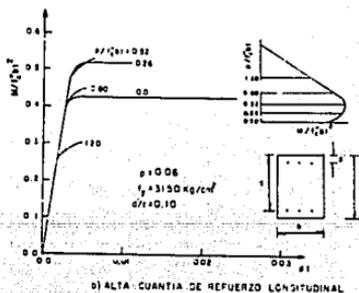
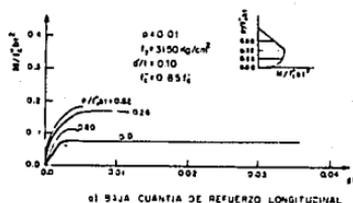


Fig. 4.18 Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto reforzado, sujetas a flexo-compresión.

2) Evitar zonas o elementos sobrediseñados. El sobrediseño, o sea el proporcionar a algunas partes de la estructura resistencia superior a la mínima exigida por el reglamento, de manera que el factor de seguridad contra la falla de algunos elementos es superior al de otros, no es conservador en el diseño sismorresistente, ya que las secciones sobrediseñadas no participarán de la deformación inelástica y dejarán a un número reducido de secciones la función de disipar energía.

3) Como consecuencia del razonamiento anterior, debe evitarse que un entrepiso tenga una resistencia y rigidez francamente inferiores al resto, aunque éstas sean suficientes para absorber las fuerzas de diseño. El entrepiso en cuestión deberá en un sismo disipar por sí solo la energía inducida por el sismo y estará sujeto a una demanda de ductilidad que posiblemente no sea capaz de cumplir. Es difícil de respetar esta recomendación en diversas construcciones en que las actividades que se van a desarrollar en un piso, generalmente la planta baja, son diferentes de las de los otros y requieren de grandes espacios libres que impiden prolongar en dicho entrepiso los elementos que proporcionan gran rigidez en el resto. Frente a estas situaciones debe optarse por ubicar elementos resistentes en otras posiciones o por diseñar para factores de reducción por ductilidad menores que los normalmente aceptados para la estructuración en cuestión. Esta es la razón por la que el RCDF hace depender el factor de reducción, Q , de lo que llama el factor de seguridad del entrepiso, o sea de la relación entre la fuerza cortante que es capaz de resistir el entrepiso y la fuerza cortante que se introduce, según el procedimiento de diseño adoptado, en el entrepiso

en cuestión para el sismo de diseño. Si esa relación es significativamente distinta de uno a otro entrepiso, se reduce el valor de Q que puede emplearse.

4) También como consecuencia de lo anterior, deben evitarse las zonas débiles. El efecto sísmico tratará de localizar las zonas más débiles de la estructura para disipar allí su energía, con lo cual puede provocar fallas locales difíciles de reparar. Los huecos para ductos, los cambios bruscos de sección, las juntas de colado, las conexiones entre elementos son lugares que deben detallarse con particular cuidado para evitar fallas locales.

h) Sistema de piso y techo diafragma. Debe asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez. Una losa de concreto constituye en general un elemento adecuado para tomar esas fuerzas horizontales, excepto cuando se trate de plantas excesivamente alargadas o con alguna reducción brusca de área (fig. 4.13).

Los techos de elementos de acero o de madera y de cubierta de lámina delgada necesitan arriostramiento en su plano para tener suficiente rigidez. Cuando no se cumplan las condiciones para que el piso funcione como un diafragma rígido, deben considerarse, en el análisis de la distribución en planta de las fuerzas sísmicas, las deformaciones de la losa. En el caso extremo de que el sistema de piso no tenga rigidez en su plano, las fuerzas sísmicas se distribuirán entre los elementos resistentes, proporcionalmente a la masa que sobre

cada uno gravita e independientemente de su rigidez.

i) Cimentación rígida. La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que ésta actúe como una unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas importantes entre suelo y estructura. Así, la cimentación deberá ser rígida en su plano para que todos los apoyos de la estructura se muevan de manera uniforme y no haya desplazamientos relativos entre ellos. Deberá permitir que la fuerza cortante que actúa en la base de la estructura se transmita al suelo, por medio de una suficiente profundidad de desplante o mediante pilotes. Deberá proporcionar empotramiento a los elementos verticales cuando así se haya considerado en el análisis. Este aspecto es particularmente crítico para los muros de rigidez en cuya base se presentan grandes momentos de empotramiento que deben ser transmitidos al suelo por una cimentación muy rígida o por unos elementos que limiten los esfuerzos en el suelo a valores admisibles.

j) Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplanta la estructura. El temblor del 19 de septiembre hizo evidente la conveniencia de esta recomendación. Aunque es muy difícil saber con precisión si las propiedades dinámicas de un terreno y de la estructura que se va a desplantar sobre él son adecuadas o no, se ha comprobado que el comportamiento de estructuras rígidas en terrenos blandos, o de estructuras flexibles en terrenos duros es más favorable, debido a la poca probabilidad de que se amplifiquen los efectos del movimiento del suelo por resonancia. Al analizar la forma de los espectros de diseño que presenta el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para ambos tipos de terreno,

se observa claramente que, en suelo firme, los mayores efectos tienen lugar cuando el periodo de vibración de la estructura está comprendido entre 0 y 0.5 segundos (estructuras rígidas), mientras que en terreno blando esto ocurre en periodos entre 0.8 y 3.3 segundos (estructuras flexibles). Las máximas aceleraciones de diseño eran, respectivamente, 0.16 g y 0.24 g; esto es, se sabía que el suelo blando conduce a mayores respuestas que el duro. Sin embargo, se pensaba que las arcillas no serían capaces de producir aceleraciones de respuesta mucho mayores que las propuestas, y había incluso ingenieros que consideraban que las aceleraciones sugeridas por el Reglamento eran exageradas. El sismo del 19 de septiembre demostró que las arcillas sí pueden generar aceleraciones mucho mayores, ya que en el acelerógrafo instalado en terrenos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se midieron aceleraciones del terreno de 0.17 g en dirección E-W, con un periodo dominante de 2 segundos. Al procesar ese registro para obtener ordenadas de respuestas de aceleración máximas, se encontró que se alcanzaron valores de 1.0 g para estructuras con periodos de 2 segundos, y amortiguamientos de 0.05 con respecto al crítico; o sea que se obtuvieron respuestas máximas cuatro veces mayores que las estipuladas por el Reglamento para ese tipo de estructuras, lo que explica por qué los daños más graves y el mayor número de colapsos parciales o totales se registraron precisamente en estructuras cuyas alturas variaban entre 6 y 15 pisos, ya que para ellas no se cumplía la recomendación sobre las propiedades dinámicas. Estructuras similares desplantadas sobre terreno firme no sufrieron daños. Tampoco en las estructuras rígidas, de pocos niveles y muros de carga, desplantadas en la zona blanda se observaron problemas importantes, con excepción de algunas casas y

vecindades muy deterioradas por los efectos de hundimientos diferenciales y sismos previos. Las ordenadas de los espectros de diseño que deben aplicarse a terreno compresible y de transición fueron significativamente incrementadas en las Normas de Emergencia publicadas en octubre de 1985; se modificaron también ciertos aspectos sobre ductilidad y resistencia, para tratar de evitar problemas futuros.

k) Congruencia entre lo proyectado y lo construido. Debe vigilarse que la construcción respete las hipótesis de cálculo y que se notifique al calculista si se modifica el proyecto en cuanto se refiere a la posición de las columnas y los muros, a las dimensiones de los elementos estructurales, a las resistencias especificadas para los materiales y al uso al que se va a destinar la construcción.

Muchas de las fallas observadas se pueden atribuir a este tipo de problemas que se derivan de la falta de comunicación.

Es preciso vigilar también que se respeten las disposiciones reglamentarias relativas a la separación entre edificios. Muchos derrumbes fueron ocasionados por el choque entre construcciones vecinas, que se debió tanto a la intensidad y duración del temblor como a la separación inadecuada que había entre ellas. Cabe señalar que la escasa separación en algunos casos fue causada por desplomes previos debidos al mal comportamiento de la cimentación.

IV.5. ESTUDIO ESTADÍSTICO DE LOS DAÑOS Y CRITERIOS DE REPARACIÓN EN LOS EDIFICIOS DE CONCRETO AFECTADOS POR LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

En este inciso se presentan una serie de tablas acompañadas de breves comentarios, cuyo objetivo principal es el de proporcionar a los proyectistas de estructuras una serie de relaciones estadísticas entre los diversos tipos de estructuras afectadas por los sismos de 1985, los daños que sufrieron y los criterios de reparación que en ellas se utilizaron. De acuerdo con los últimos informes, se reportaron un total de 5025 inmuebles con necesidad de reparación mayor o menor. La información obtenida de 114 de estos edificios, todos ellos sujetos a reparación mayor, se utilizó para poder conformar este estudio.

Con la información obtenida se elaboró una base de datos que permite el acceso organizado a las características más importantes de cada edificio en cuestión. La información comprende:

- a) Información sobre su estructuración
- b) Información del modo de falla y de sus posibles causas
- c) Información de los criterios de reparación usados

A partir de esta base de datos es posible obtener tablas de frecuencias que relacionan entre sí las variables más significativas.

TABLA 4.7

En esta tabla se relaciona el tipo de estructuración con el modo de falla dominante que se presentó. Los tipos de estructuración

considerados son:

1. Columnas con sistema de piso de losa reticular
2. Marcos de concreto
3. Muros de mampostería
4. Marcos de acero
5. Planta baja con marcos de concreto y niveles superiores con muros de mampostería
6. Marcos de concreto con sistema de piso a base de vigueta-bovedilla
7. Muros de concreto con sistema de piso de losa reticular
8. Marcos con muros de concreto
9. Marcos de concreto con sistema de piso de losa reticular

Los modos de falla que se presentaron son:

1. Falla en los elementos de sustentación como muros y columnas
2. Falla en el sistema de piso
3. Falla en las conexiones
4. Falla en la cimentación
5. Falla mixta

TABLA 4.7

TIPO DE ESTRUCTURACION VS MODO DE FALLA

	1 M. y COLS.	2 S. PISO	3 CONEX.	4 CIMENT.	5 MIXTA
1 L. RETICULAR	25	2	1	1	1
2 M. CONCRETO	33	3	7	3	1

	1 M.y COLS	2 S. PISO	3 CONEX.	4 CIMENT.	5 MIXTA
3 MAMPOSTERIA	1	0	1	0	1
4 M. ACERO	0	1	1	0	0
5 PB/COL PS/M	4	1	0	1	0
6 MARCO C/V-B	5	1	1	0	0
7 M.C. C/L. R.	5	0	0	0	0
8 MARCO C/M.C.	4	2	1	1	0
9 MARCO C/L.R.	4	0	0	1	1

En la tabla 4.7 se puede observar que, tanto en los edificios estructurados con losa reticular como en aquellos a base de marcos de concreto, la falla se presentó fundamentalmente en los elementos de sustentación. De este resultado se desprende que, al menos de los efectos ocasionados por los sismos de 1985 en la Ciudad de México, no se puede concluir que la losa reticular en particular haya mostrado un mal comportamiento, ni mucho menos que el modo de falla de los edificios con este sistema de piso sea más o menos dúctil que el que corresponde a las estructuras a base de marcos de concreto.

TABLA 4.8

En esta tabla se comparan los 9 tipos de estructuración mencionados anteriormente con las causas que pudieron ocasionar el daño, tales como:

1. La ubicación del inmueble en esquina
2. El golpeteo con las estructuras colindantes

3. La planta baja flexible
4. La irregularidad vertical debida a cambios bruscos de secciones en las columnas o en la planta del inmueble
5. La irregularidad en planta de la estructura
6. La existencia de columnas cortas
7. El desplome de la estructura
8. El hundimiento de la estructura
9. La emersión de la estructura
10. Daños ocasionados por sismos anteriores
11. Conexiones excéntricas
12. Penetración de las columnas en el sistema de piso
13. Carga excesiva en la estructura

TABLA 4.8

CAUSAS DE FALLA VS ESTRUCTURACION

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 ESQUINA	12	24	0	0	2	2	2	2	1
2 GOLPETEO	5	11	2	0	1	2	1	4	2
3 PB. FLEXIBLE	8	9	0	0	2	1	0	1	1
4 I. VERTICAL	6	9	0	0	0	0	1	1	1
5 I. PLANTA	12	19	1	0	1	1	2	2	3
6 C. CORTAS	4	4	0	0	0	0	1	1	1
7 DESPLOME	1	4	1	0	0	2	0	1	1
8 HUNDIMIENTO	1	3	1	0	1	2	0	0	2
9 EMERSION	1	0	0	0	0	0	0	0	0

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10 DAÑO PREVIO	0	2	0	1	0	0	0	1	0
11 C. EXCENT.	1	2	0	0	0	0	0	1	0
12 PENETRACION	3	0	0	1	0	0	3	0	1
13 C. EXCESIVA	0	0	0	0	0	0	0	0	0

De los resultados que se muestran en la tabla 4.8 se desprende que en los dos tipos de estructuración principales, losa reticular (1) y marcos de concreto (2), la causa de los daños fue principalmente la ubicación en esquina y la forma irregular en planta, siguiendo en importancia los problemas de planta baja flexible, irregularidad vertical y golpeteo.

TABLA 4.9

En esta tabla se muestra la relación entre los modos de falla y los criterios de restauración, refuerzo y reestructuración más comunes. Los criterios de restauración, refuerzo y reestructuración considerados son:

1. Resane de grietas
2. Inyección de resinas
3. Sustitución de materiales dañados
4. Uso de gatos para renivelar alguna parte de la estructura
5. Encamisado de columnas con concreto reforzado
6. Encamisado de columnas con acero
7. Encamisado de vigas con concreto reforzado

8. Encamisado de vigas con acero
9. Colocación de muros de rigidez
10. Colocación de muros de relleno
11. Colocación de contraventeo metálico
12. Colocación de marcos de concreto
13. Inclusión de elementos adicionales a los existentes
14. Enderezado del inmueble
15. Colocación de nuevos pilotes en la cimentación

TABLA 4.9

CRITERIOS DE REPARACION VS MODOS DE FALLA

	1 M.y COLS	2 S. PISO	3 CONEX.	4 CIMENT.	5 MIXTA
1 RESANE	2	0	0	0	0
2 I. RESINAS	7	1	1	0	0
3 S. MATERIALES	24	0	1	0	1
4 GATEO	1	0	1	1	0
5 E. COL. CONC.	49	2	5	2	2
6 E. COL. ACERO	17	3	0	1	0
7 E. VIG. CONC.	20	3	2	1	1
8 E.VIG. ACERO	5	0	0	0	0
9 MURO RIGIDEZ	37	2	2	3	0
10 MURO RELLENO	12	1	2	0	2
11 CONT. META.	11	1	2	1	1
12 MARCO CONC.	7	1	0	0	2
13 ELEM. ADIC.	4	4	2	1	1

	1 M.y COLS	2 S. PISO	3 CONEX.	4 CIMENT.	5 MIXTA
14 ENDEREZADO	1	2	0	2	0
15 PILOTES	13	1	1	1	1

En la tabla 4.9 es claro que para el modo de falla más frecuente, esto es, la falla de los elementos de sustentación, los principales criterios de reparación empleados fueron: el encamisado de columnas y vigas con concreto reforzado y la colocación de muros de rigidez, recurriéndose en menor grado al empleo de muros de relleno, contraventeo metálico y al encamisado de columnas con acero. Los criterios de restauración más comunes fueron la sustitución de materiales dañados y en menor grado la inyección de resinas. Por lo que respecta a la cimentación, se observa que se reforzó en la mayoría de los casos con la colocación de pilotes adicionales.

TABLA 4.10

En esta tabla se presenta la relación entre los diferentes criterios de reparación utilizados en las estructuras y el número de niveles de estas.

Se puede observar en esta tabla que para los edificios con menos de 12 niveles la solución empleada con mayor frecuencia fue el encamisado de los elementos estructurales con concreto reforzado, seguida de la colocación de muros de rigidez. Conforme aumenta el número de niveles se incrementa la frecuencia en el uso de los muros de rigidez y en la adición de nuevos pilotes.

TABLA 4.10

CRITERIOS DE REPARACION VS NUMERO DE NIVELES

	NUMERO DE NIVELES			
	< 5	6-8	9-12	> 12
1 RESANE	1	1	0	0
2 I. RESINAS	2	2	3	2
3 S. MATERIALES	7	8	5	6
4 GATEO	1	1	1	0
5 E. COL. CONC.	11	18	26	5
6 E. COL. ACERO	2	7	10	2
7 E. VIG. CONC.	4	7	14	2
8 E.VIG. ACERO	1	0	3	1
9 MURO RIGIDEZ	8	12	16	9
10 MURO RELLENO	4	9	2	2
11 CONT. METALICO	0	7	7	2
12 MARCOS CONC.	1	3	3	3
13 ELEM. ADIC.	3	3	4	2
14 ENDEREZADO	0	1	2	2
15 PILOTES	2	4	8	3

TABLA 4.11

En esta tabla se muestran nuevamente los 9 tipos de estructuración en relación a los criterios de restauración, refuerzo y reestructuración con que fueron reparados. En ella se puede observar que el criterio de reparación más frecuente para las estructuras de

losa reticular fue la colocación de muros de rigidez, mientras que para las estructuras de marcos de concreto el encamisado de los elementos estructurales con concreto reforzado fue el criterio más utilizado. Para el resto de las estructuras los criterios de reparación empleados fueron muy variados.

TABLA 4.11

CRITERIOS DE REPARACION VS ESTRUCTURACION

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 RESANE	0	2	0	0	0	0	0	0	0
2 I. RESINAS	1	3	0	0	0	1	0	2	2
3 S. MATERIALES	6	12	3	0	0	2	1	2	0
4 GATEO	0	1	0	0	0	0	1	1	0
5 E. COL. CONC.	16	24	1	0	3	6	3	3	4
6 E. COL. ACERO	8	7	0	0	1	1	0	2	2
7 E. VIG. CONC.	8	11	1	0	0	2	1	1	3
8 E.VIG. ACERO	1	2	0	0	0	1	0	0	1
9 MURO RIGIDEZ	17	14	1	0	2	2	4	4	1
10 MURO RELLENO	2	8	2	0	2	0	0	2	1
11 CONT. METAL.	6	7	0	0	1	0	0	1	1
12 MARCOS CONC.	4	2	0	0	1	2	0	0	1
13 ELEM. ADIC.	3	6	0	1	0	0	0	1	1
14 ENDEREZADO	0	2	0	0	0	1	0	1	1
15 PILOTES	3	6	1	1	0	2	2	1	2

TABLA 4.12

En esta tabla se muestran los tipos de cimentación de las estructuras en relación con el criterio de reparación empleado. Los tipos de cimentación tomados en cuenta son:

1. Zapatas corridas
2. Cajón de cimentación
3. Pilotes de punta
4. Pilotes de fricción
5. Pilotes de punta penetrante

TABLA 4.12

CRITERIOS DE REPARACION VS TIPO DE CIMENTACION

	1 ZAPATAS	2 CAJON	PILOTES		
			3 PUNTA	4 FRIC.	5 PENET.
1 RESANE	0	2	0	0	0
2 I. RESINAS	1	2	0	5	1
3 S. MATERIALES	4	6	1	13	1
4 GATEO	1	0	0	1	0
5 E. COL. CONC.	2	18	8	29	1
6 E. COL. ACERO	0	6	2	12	0
7 E. VIG. CONC.	0	8	3	15	1
8 E. VIG. ACERO	0	1	0	4	0
9 MURO RIGIDEZ	3	7	4	27	1
10 MURO RELLENO	5	5	0	7	0

	1 ZAPATAS	2 CAJON	PILOTES		
			3 PUNTA	4 FRIC.	5 PENET.
11 CONT. META.	1	3	3	8	0
12 MARCOS CONC.	0	2	2	5	1
13 ELEM. ADIC.	1	6	1	4	0
14 ENDEREZADO	0	1	0	3	0
15 PILOTES	0	1	2	13	0

En la tabla 4.12 se puede apreciar que cuando la cimentación estaba formada por un cajón, el criterio de reparación más usado fue el encamisado de columnas y vigas con concreto reforzado, lo que permite evitar concentraciones de cargas en la cimentación. En cambio, cuando estaba formada por cajón y pilotes, se recurrió a la colocación de muros de rigidez y de pilotes adicionales.

IV.6. CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO EN LA CIUDAD DE MEXICO

IV.6.1. Espectros de diseño y análisis modal

El manejo convencional de los espectros de diseño, implica consideraciones que pueden objetarse desde el punto de vista de su aplicación práctica:

- a) Se obtienen bajo hipótesis de comportamiento elástico, siendo que las estructuras, en sismos intensos, se ven forzadas al rango inelástico. La disminución usual de fuerzas por ductilidad, es objetable, dado lo complejo de

este concepto, que debe someterse a un mayor grado de investigación.

- b) Son unimodales, siendo que las estructuras, se caracterizan por su comportamiento multimodal, que no puede ser representado por un modelo matemático tan simple.
- c) Son ficticios, cuando no corresponden a un sismo específico.
- d) No consideran ni explícita ni adecuadamente, algo tan significativo como el amortiguamiento, distinto para sistemas estructurales diferentes.

Por lo anterior puede cuestionarse también el análisis dinámico modal, cuyos resultados deben, en el mejor de los casos, considerarse solo como una guía conveniente para establecer criterios generales de diseño.

IV.6.2. Respuesta estructural de las edificaciones

El conocimiento cualitativo del tipo de temblor ocurrido o por ocurrir, en cuanto a su duración, período dominante, amplitud, velocidad y aceleración, teóricamente permite prever cuál puede ser la respuesta estructural de cada edificación según sus características de rigidez, resistencia, plasticidad y ductilidad.

En nuestra opinión, la Mecánica Sísmica Estructural, a pesar de ser fundamental, ha sido un tanto olvidada. Ocurre que, tanto en las normas usuales de diseño, como en la investigación y en la literatura de Ingeniería Sísmica, el estudio cualitativo del

comportamiento de las estructuras, ante el embate de sismos muy intensos, simplemente se ha relegado para sustituirlo por un cúmulo de rutinas de trabajo con la idea de sistematizar los cálculos y de simplificar labores, pero olvidando que, las más de las veces, los números deben considerarse como guías y que, en ningún caso, será válido tomarlos como realidades.

Esta situación, entre otras, ha contribuido a que los daños estructurales excedan lo tolerable.

En la respuesta estructural son predominantes los siguientes aspectos:

a) **Períodos de vibración**

Debe reconocerse la importancia del periodo fundamental de vibración de las estructuras en tres casos diferentes:

- 1) Las estructuras muy rígidas, de período natural claramente más corto que el del terreno, que se obligan a seguir al mismo en todos sus movimientos, siempre y cuando no ocurra la falla estructural. La amplificación de las excitaciones a las que se ven sometidas, cuando están ubicadas en la zona blanda de la Ciudad, no suele ser importante.
- 2) Las medianamente deformables, con periodo natural más o menos similar al dominante del terreno, que amplifican el movimiento del suelo, acumulando energía hasta que se alcanza el límite elástico, el deterioro y la falla, en los casos más extremos. Lo interesante de este caso es que se

amplifican varias veces las excitaciones del terreno. Los espectros de respuesta obtenidos de los acelerogramas de la S.C.T. del sismo del 85 muestran amplificaciones del orden de 5, 8 y 15 veces para amortiguamientos del 5, 2 y 0%, respectivamente.

- 3) Las muy deformables, de período natural claramente más largo que el dominante del terreno. En este caso puede haber amplificación, pero no crece tan incontroladamente como en el caso anterior. La amplificación de las excitaciones tiende a ser más importante en modos superiores.

b) Amortiguamiento

Debe reconocerse también, la importancia del amortiguamiento en el comportamiento estructural, en los dos casos siguientes:

- 1) Amortiguamientos medios y altos, que restringen trascendentemente la amplificación dinámica de las estructuras, como ocurre en edificios con una alta densidad de muros.
- 2) Amortiguamientos bajos, muy frecuentes en edificios de plantas libres como los de oficinas y talleres. En estos casos la amplificación es mucho más notoria e incontrolada que en estructuras más amortiguadas. Se supera más fácilmente el rango elástico y puede alcanzarse el deterioro y la falla estructural.

c) Ductilidad

Debe darse un manejo adecuado al concepto de ductilidad, ya que ha sido en general mal interpretado; no se debe incurrir en error de confundir el llamado factor de ductilidad Q , que se opera como un reductor de fuerzas, y por lo tanto de la resistencia estructural, con la ductilidad que es algo que la estructura debe aportar.

Si la relación entre el desplazamiento total que el sismo pide a la estructura (demanda de ductilidad), y el desplazamiento que corresponde a su resistencia máxima, alcanza valores de dos, tres, o cuatro, puede ser tolerable, pero difícilmente lo será cuando, como ha ocurrido, esta relación resulte mucho mayor.

El diseño sísmico debe centrarse en lograr estructuras en que las demandas reales de ductilidad sean menores que las ductilidades disponibles.

De hecho, la demanda excesiva de ductilidad en columnas, ha sido la causa directa de una gran cantidad de colapsos.

d) Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura, es determinante en la respuesta de las edificaciones y debe tomarse en cuenta adecuadamente.

Es claro que en un número importante de construcciones de la zona blanda de la Ciudad, se presentó la falla de la cimentación. En algunos casos ocurrió la falla total y el volcamiento de la estructura; en muchos otros, se presentó una fuerte inclinación

asociada a asentamientos por la falla local del terreno.

Hay indicios de que las respuestas de suelos blandos, en distancias cortas, fueron muy diferentes entre sí, efecto que no quedaría cubierto a través de una microregionalización de esas zonas.

Las fallas ocurrieron, en casi todas las ocasiones, en cimentaciones compensadas y en cimentaciones con pilotes de fricción.

No es posible descartar la consideración, de que el comportamiento de la cimentación haya influido en forma importante en la falla de muchas superestructuras; de hecho las estructuras que sufrieron daños mayores, en prácticamente todos los casos, se apoyaban en cimentaciones de los tipos antes mencionados y, por el contrario, no hay informes de fallas importantes en estructuras apoyadas en pilas o en pilotes de punta.

Los datos anteriores hacen pensar que, en muchos casos, el efecto del sismo sobre la cimentación y el suelo se subestimó seriamente o no se consideró. Por otro lado, la práctica usual de fragmentar el conjunto suelo-cimentación-estructura, en tres sistemas que se estudian por separado, es una hipótesis cómoda pero puede influir desfavorablemente al contribuir a que se ignoren efectos tales como la modificación hacia valores críticos, del período de vibración de la estructura, de los momentos de volteo y del efecto P-delta.

CAPITULO V

REVISION DE LA SEGURIDAD Y ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL ESTADO DE GUERRERO RCEG-88.

V.1. INTRODUCCION

El edificio que se estudia es la "Central Telefónica Hidalgo I", ubicada en Acapulco, Guerrero, propiedad de Teléfonos de México. La estructura no sufrió daños visibles durante los sismos de septiembre de 1985, sin embargo, podemos tomarla como modelo para ilustrar la secuencia de la evaluación definitiva del inciso II.6.1., la cual es practicada en la mayoría de las firmas de ingeniería de manera rutinaria.

V.2. ANTECEDENTES

El estudio del cual se deriva éste informe tiene por objeto revisar y dictaminar el nivel de seguridad estructural que guarda el edificio citado, conforme lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Estado de Guerrero, en su capítulo III artículo 182, el cual dictamina que toda estructura deberá cumplir con los

requisitos de seguridad y estados límites de falla y de servicio en todos sus elementos que la componen. Aún cuando sea aceptable el resultado de la inspección en cuanto al estado actual de la estructura aquí mencionada, el Reglamento citado establece, en su transitorio décimo segundo, que toda construcción existente del grupo A a que se refiere el artículo 174 fracción I del mismo deberá revisarse y el propietario o poseedor del inmueble presentará, ante el ayuntamiento municipal de Acapulco, un dictamen de seguridad y estabilidad suscrito por un Corresponsable en Seguridad Estructural, en el que se verifique que la estructura cumple con los requisitos de seguridad que señala el mismo Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias, en cuyo caso el corresponsable citado deberá suscribir la constancia de seguridad estructural a que se refiere el artículo 69 del Reglamento.

El dictamen de seguridad estructural de la Central Telefónica Hidalgo I deberá contener la siguiente información:

- a).- El estudio de las condiciones actuales de la Central Telefónica Hidalgo I, ubicada en Acapulco, Guerrero.
- b).- Modificaciones para adecuar la estructura a las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Estado de Guerrero y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes en caso de ser necesarias.

V.3. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

La Central Telefónica Hidalgo I está ubicada en la calle de Hidalgo Núm. 17, en el Puerto de Acapulco, Estado de Guerrero (fig. 5.1a). La estructura existente consta de 3 niveles y un sótano, es aproximadamente simétrica en planta y en elevación. La planta tiene una forma aproximadamente rectangular con dimensiones de 21 x 27 m,

consta de 5 crujiás en la dirección norte-sur y 4 en la dirección oriente-poniente con claros libres promedio de 4.8 y 5.5 m respectivamente. Su estructura es del tipo esquelético a base de marcos rígidos de columnas y trabes de concreto reforzado, con losas macizas y trabes secundarias coladas in situ también del mismo tipo de material. Las fachadas son de muros de block hueco de concreto ligados a los marcos en todo su perímetro y en algunos ejes interiores. Entre los ejes transversales 1 y 2 y los ejes longitudinales C y E existe una zona de medios niveles. La altura de entrepiso es de 5 m aproximadamente y se reduce a la mitad en la zona de medios niveles (figs. 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7).

La Central Telefónica Hidalgo I, colinda al este entre los ejes 1 y 3 con una casa habitación de una longitud aproximada en planta de 9.90 m y 6.05 m de altura, observándose que no existe separación entre la central y dicha construcción; entre los ejes 4 y 6 se ubica con un edificio de departamentos de una altura aproximada de 7.80 m, existiendo una separación de 15 cm entre ambas construcciones. Al oeste entre los ejes 1 y 3 colinda con una estructura de mampostería de una longitud aproximada en planta de 11.40 m y 2.85 m de altura, no existiendo separación alguna entre la Central y este inmueble; entre los ejes 4 y 6 colinda con una casa habitación, existiendo una separación variable entre ambos cuerpos de 6.5 a 10 cm. Al sur entre los ejes A y C colinda con estructuras esqueléticas que se usan como hoteles de una altura aproximada de 10.70 m, no existiendo separación alguna; entre los ejes C y E existe una holgura entre construcciones de 10 a 25 cm aproximadamente (fig. 5.1b).

La Cimentación está compuesta por una losa maciza reticular

de 0.27 m de espesor, contratraves invertidas de 25 x 160 cms en todos los ejes principales y contratraves secundarias de las mismas dimensiones paralelas a los ejes letra (figs. 5.8, 5.9 y 5.10).

En el sótano del edificio se ubican la fosa de cables, las baterías, los rectificadores, la subestación eléctrica, las máquinas de emergencia, una bodega y unas oficinas. En la planta baja se encuentran un vestíbulo principal que da acceso a la Central, el distribuidor y la sala de microondas. En el primer nivel están instaladas dos áreas de tráfico, una con equipo antiguo que está en operación y otra con equipo moderno (sala de Top's).

En el segundo nivel se localizan una sala de tráfico, el área de descanso, los dormitorios, una zona de lockers y unas oficinas. La azotea está ocupada por el equipo de aire acondicionado y por tres antenas. El medio nivel entre la planta baja y el primer nivel está ocupado por oficinas y una zona de sanitarios. El medio nivel entre el primero y segundo piso está ocupado por oficinas (figs. 5.3 y 5.5).

Las escaleras de servicio están ubicadas entre los ejes 2-3 y C-D, frente a estas escaleras está el muro de colindancia compuesto por celosía para dar iluminación y ventilación. Las escaleras de emergencia se localizan en el extremo del edificio entre los ejes 1-2 y A-B.

V.4. ACTIVIDADES PRELIMINARES

Con el fin de obtener información de las condiciones actuales del edificio se realizó una serie de actividades, las cuales

se describen a continuación.

V.4.1. Levantamiento Topográfico del Inmueble

Debido a que no se contaba con los planos estructurales se hizo el levantamiento topográfico del edificio, donde se determinaron los claros entre columnas, las alturas de los niveles, así como las dimensiones de todos los elementos estructurales: columnas, traveses, muros, etc. Además se determinó la ubicación del equipo telefónico, de la zona de oficinas y de los baños para considerarlo en el análisis de cargas de la revisión estructural.

V.4.2. Revisión de la verticalidad de la estructura

De acuerdo con lo dispuesto en el Reglamento de Guerrero para el Diseño por Sismos debe considerarse en el análisis de una estructura existente el desplome que ésta puede tener. Si éste es considerable las fuerzas sísmicas de diseño deberán incrementarse. Por ello, se midieron los desplomes reales de la estructura, los cuales resultaron menores que el máximo permisible indicado en el Reglamento ($\Delta/H < 0.0035 < 0.01$).

V.4.3. Recopilación de información

Se obtuvo mediante calas realizadas en el lugar información sobre las secciones transversales y propiedades de los materiales de los elementos estructurales, misma que se utilizó en el análisis. Adicionalmente, se elaboró un estudio esclerométrico y con R-meter para determinar las propiedades elásticas y el refuerzo de los

elementos estructurales, mismos que se confrontaron con los resultados de las calas efectuadas (figs. 5.11a y 5.11b).

V.5. CONSIDERACIONES GENERALES

Para realizar el análisis y la revisión de la estructura se consideró como base normativa el Reglamento de Construcciones para el Estado de Guerrero y sus Normas Técnicas Complementarias. Las disposiciones generales para verificar la seguridad estructural son las siguientes:

V.5.1. Clasificación de la Estructura

De conformidad con el artículo 174 fracción I del RCEG y atendiendo a las características que presenta el edificio, se le clasificó como una estructura del grupo "A" debido a que una falla estructural podría causar daños al equipo que alberga, el cual es sumamente especializado y costoso, por otro lado, se suspendería el servicio de teléfonos en esta zona, lo que generaría problemas serios.

V.5.2. Ubicación Geotécnica de la Estructura

De conformidad con el artículo 205 del capítulo VI de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en el cual se consideran las zonas sísmicas C y D indicadas en el mapa de regionalización del Estado (fig. 5.12), la zona en la cual se ubica la estructura corresponde a la zona D y al tipo de suelo II, que es de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad y depósitos aluviales

compactos, todo lo anterior de espesores menores de 40 m.

V.5.3. Factor de Comportamiento Sísmico de la Estructura

Este factor está íntimamente relacionado con la ductilidad que presenta la estructura en su conjunto. Para el caso particular de este edificio, de acuerdo a su estructuración y a los lineamientos marcados por las correspondientes Normas, se utilizó un factor de comportamiento sísmico en ambas direcciones ortogonales $Q_x=Q_y= 2.0$.

V.6. EVALUACION DE CARGAS

Conforme a lo dispuesto por el RCEG en el artículo 185 del capítulo III correspondiente a las categorías de acciones, de acuerdo con la duración con que obran sobre las estructuras, se consideraron tres tipos de acciones, que son:

V.6.1. Cargas Muertas

La evaluación de las cargas muertas que gravitan en la estructura se realizó considerando los pesos de los elementos estructurales, de los materiales que constituyen los acabados de los pisos, del material para relleno en azotea y de los muros de block hueco de concreto de fachada e interiores. Para cada caso en particular se tomó el valor máximo probable del peso volumétrico del material utilizado en la construcción de la Central.

V.6.2. Cargas Vivas

Para la evaluación de las cargas vivas nominales unitarias

se consideró que la Central puede incluirse en el inciso de oficinas, despachos y laboratorios de acuerdo al artículo 199 del RCEG, el cual indica los siguientes valores tabulados:

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

Destino de Piso o Cubierta	W_m (kg/m ²)	W_a (kg/m ²)	W (kg/m ²)
Oficinas y zonas de equipo	250	180	100
Azoteas con pendiente no mayor al 5%	100	70	15
Escaleras	350	150	40

En donde:

W = Carga Viva Media

W_a = Carga Viva Instantánea

W_m = Carga Viva Máxima

Adicionalmente a la carga viva recomendada por el Reglamento, se consideró una sobrecarga por equipo de instalaciones diversas de 450 kg/m² de acuerdo a indicaciones de Teléfonos de México para las siguientes zonas: en planta baja, en el área establecida para microondas y distribuidores; en primer nivel, para tráfico 1 y computadores; en segundo nivel, en el área ocupada por tráfico 2; en nivel azotea, en las zonas comprendidas por el cuarto de climas, ventiladores y motores.

V.6.3. Cargas Accidentales

Las acciones accidentales se calcularon de acuerdo al RCEG-1988 y sus Normas Técnicas Complementarias por Sismo.

V.6.4. Parámetros del Análisis Sísmico

Con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y de acuerdo con las características de la Central, su ubicación dentro de la zonificación sísmica y el tipo de suelo, se tienen los siguientes parámetros:

Zona Sísmica:	D
Tipo de Suelo:	II
Datos del Espectro de Diseño:	$c=0.86$
Primer Periodo Característico (T_a) seg:	0.00
Segundo Periodo Característico (T_b) seg:	1.2
Exponente de la Ordenada Espectral (r): para T mayor que T_b	2/3
Estructura Tipo:	A
Factor de Amplificación:	1.5
Factor de Comportamiento Sísmico ($Q_x=Q_y$):	2.0
Coefficiente Sísmico (C.S.):	0.65

V.6.4.1. Cargas por Análisis Sísmico

La determinación de las cargas a utilizar en el análisis sísmico, se hizo mediante el valor de la carga viva instantánea para efectos accidentales y la carga tributaria geométrica correspondiente a cada elemento estructural que conforma el edificio; con los

resultados obtenidos se realizó el análisis por fuerzas horizontales mediante los métodos estático y dinámico. No se incrementaron las fuerzas sísmicas por efectos de desplome de la estructura ya que, como se indicó en el inciso V.4.2., el desplome máximo tiene una relación de 0.0035 con respecto a la altura de la construcción, menor que 0.01 establecido como límite máximo por el RCEG.

V.7. ANALISIS SISMICO Y ESTRUCTURAL

Se aplicaron tanto el análisis estático como el dinámico para la obtención de fuerzas sísmicas horizontales actuantes en el edificio, llevándose a cabo la revisión estructural final con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral; todos estos análisis se realizaron mediante el paquete de análisis de marcos planos llamado CADSE.

Se calcularon los modos de vibrar de la estructura con los cuales fue posible determinar las fuerzas cortantes por nivel, mismas que se repartieron a los marcos que conforman el edificio; esto se realizó en ambas direcciones. Es importante señalar que se tomaron en cuenta los efectos de torsión y bidireccionales señalados en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, en su apartado de análisis dinámico (figs. 5.13, 5.14 y 5.15).

El análisis estructural se realizó con base en la información obtenida en las visitas a la Central, en las que se obtuvieron las propiedades de los elementos que componen los marcos del edificio; las cargas gravitacionales y sísmicas que obran sobre la estructura se obtuvieron de los correspondientes análisis de cargas.

Así mismo, se determinaron los desplazamientos y los periodos de vibración de la estructura para las diferentes condiciones de carga que obran en ella; ambos resultados se obtuvieron en las dos direcciones de análisis del edificio.

V.8. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA Y ESTADOS LIMITE DE SERVICIO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES REPRESENTATIVOS

La revisión de los elementos estructurales que conforman el edificio se realizó conforme lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, utilizando para ello los resultados del análisis para diferentes condiciones de carga y sus combinaciones:

1.1 (c. muerta + c. viva + sismo)

1.5 (c. muerta + c. viva)

Se revisaron los miembros estructurales (trabes, columnas, muros, contratrabes y losa de cimentación) que se consideraron más representativos del análisis del edificio.

Tanto las columnas como las trabes se revisaron para la combinación de cargas verticales y horizontales, considerando la reversibilidad del efecto sísmico, es decir, el efecto sísmico se aplicó en los dos sentidos, ya que los elementos mecánicos obtenidos solamente por las cargas verticales no fueron significativos para su revisión estructural.

A continuación se presenta la explicación de la revisión realizada a trabes, columnas, muros, contratrabes y losa de cimentación.

V.8.1. Revisión de estados límite de falla

V.8.1.1. Revisión de Trabes

Teniendo en cuenta las propiedades geométricas de todas y cada una de las trabes, se calculó la resistencia a momento flexionante positivo y negativo como vigas simplemente armadas, así como la resistencia a fuerza cortante, aplicando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (figs. 5.16, 5.17 y tabla 5.1).

V.8.1.2. Revisión de Columnas

En el proceso de revisión de columnas por flexocompresión biaxial, se calcularon los factores de amplificación de momentos en ambas direcciones conforme a lo que disponen las Normas Técnicas Complementarias, tanto para los momentos cuyas cargas no producen desplazamientos apreciables como para aquéllos cuyas cargas si los producen.

Se consideró la excentricidad accidental mínima de $0.05h$, siendo h la dimensión máxima de la columna en el sentido analizado. Se realizó la combinación de efectos bidireccionales y se tomó, para cada dirección en que se analizó la estructura, el 100% de los efectos de la componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos de la que obra perpendicularmente a ella, considerando aquéllos que resultaron ser los más desfavorables de la combinación.

El cálculo de la resistencia a flexocompresión biaxial o a flexotensión biaxial de las columnas, se hizo por medio de computadora

considerando un factor de reducción de 0.7.

En la etapa de revisión por cortante, se calculó la capacidad del concreto teniendo en cuenta la capacidad del refuerzo longitudinal y la capacidad de los estribos. La revisión se llevó a cabo conforme a lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Se consideró un factor de resistencia de 0.8 por tratarse de una estructura con factor de comportamiento sísmico de $Q_x=Q_y=2.0$.

De los resultados del análisis estructural para cada marco se obtuvieron las fuerzas cortantes por columna. Con dichas fuerzas se revisaron las columnas, las que se encontraron escasas en cuanto a capacidad para absorber dichos efectos.

Estos cálculos se realizaron mediante el paquete de análisis de marcos planos CADSE (figs. 5.16, 5.17 y tabla 5.2).

V.8.1.3. Revisión de Muros

La revisión de los muros de concreto o de mampostería se llevó a cabo de la siguiente manera: se obtuvieron los elementos mecánicos para cada marco, los cuales se compararon con los que resisten los muros ante fuerzas laterales de acuerdo a lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto, para los primeros, y en las de Mampostería, para los segundos.

Se observó que la mayoría de los muros no son capaces de resistir las solicitaciones sísmicas (tabla 5.3).

V.8.1.4. Revisión de la Cimentación

En función de las propiedades geométricas y de los materiales de las contratrabes, se calculó la resistencia a momento flexionante positivo y negativo como vigas simplemente armadas, así como la resistencia a fuerza cortante, aplicando la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y se compararon con los elementos mecánicos resultados del análisis.

Se revisó un tablero de losa de cimentación en el que se comparó el acero existente con el acero requerido por análisis a flexión, así mismo se revisó el tablero por fuerza cortante (tabla 5.4).

V.8.2. Revisión de estados límite de servicio

El Reglamento establece, en el capítulo III art. 182 fracción II, que ninguna estructura deberá rebasar algún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación. El artículo 184 considera como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción.

Para los marcos del edificio de la Central Telefónica Hidalgo I, se obtuvieron del análisis los desplazamientos por entrepiso para las diferentes condiciones de solicitaciones impuestas.

Los desplazamientos relativos calculados por efectos sísmicos y su combinación no exceden de 0.006 veces la diferencia de

elevaciones correspondiente. Antes de compararlos con los desplazamientos permisibles que marca el Reglamento de Construcciones en el capítulo VI artículo 209, los desplazamientos relativos se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico de $Q_x=Q_y=2.0$ (figs. 5.18 y 5.19).

V.9. RESULTADOS OBTENIDOS

Después de realizada la revisión de todos y cada uno de los elementos estructurales que conforman los marcos representativos del edificio, se vaciaron los resultados obtenidos en una serie de tablas y láminas (inciso V.11), las cuales nos muestran de manera clara y sencilla la diferencia entre las solicitaciones y las resistencias. En resumen, los porcentajes de los elementos estructurales cuyas resistencias resultaron menores que las solicitaciones son los siguientes: trabes, 84 % ; columnas, 100 % ; muros de concreto, 75 % ; muros de mampostería, 100 % y losa de cimentación, 100 % .

V.10. CONCLUSIONES Y CRITERIOS DE REPARACION

Conociendo los resultados finales que se resumen en las figuras y tablas de los elementos estructurales representativos del edificio, se puede observar que la Central se encuentra con poca capacidad para resistir las fuerzas producidas por el sismo de diseño que se consideró (tablas 5.1 a 5.4), por otra parte, con respecto a los desplazamientos, se puede observar que no sobrepasan los permitidos por el Reglamento (figs. 5.18 y 5.19).

Una característica importante en este edificio, es que los

periodos medidos y calculados resultaron ser mayores que el periodo del suelo en ambas direcciones (fig. 5.15), esto es importante recalcarlo, debido que al realizar alguna reestructuración al edificio para aumentar su capacidad de resistencia con métodos convencionales (aplanados de muros, adición de marcos de acero, etc.), se tendría el riesgo de hacer una estructura más rígida, lo que disminuiría su periodo y lo acercaría al periodo del suelo, pudiendo dejar a la estructura en condición desfavorable para el fenómeno de resonancia. Por esta razón, se recomienda que el proyecto de reestructuración contemple que la estructura sea flexible alejándola de los periodos dominantes del suelo.

Esto se puede lograr disipando las fuerzas provocadas por el sismo de diseño por medio de un sistema aislador de base. La función de este sistema es desligar a la estructura de las componentes horizontales originadas por los movimientos sísmicos del suelo, por medio de una capa de baja rigidez horizontal entre la estructura y su cimentación, esta capa impide la transmisión de aceleraciones del suelo al edificio.

Este sistema es muy rígido en la dirección vertical y puede soportar el peso de la Central, pero es muy flexible en la dirección horizontal, impidiendo que el periodo fundamental de vibración de la estructura (que es mayor del que sería si estuviera empotrada al suelo) se acerque a la frecuencia dominante del suelo. No únicamente el sistema reduce la sacudida a la estructura sino también reduce las sollicitaciones sísmicas, incrementando o conservando el periodo natural del edificio así como los desplazamientos, además de que mantiene los porcentajes de amortiguamiento propios de la estructura.

Otro factor importante por lo cual se recomienda utilizar aisladores de base, es la reducción del costo en comparación con una reestructuración convencional.

De acuerdo a las mediciones realizadas en campo de las separaciones de la Central Telefónica con sus colindancias, las cuales se pueden observar en la fig. 5.1a, se concluye que más del 50% de las estructuras vecinas están en contacto con la de la Central; si se requiriera instalar los aisladores de base sería necesario disponer de un espacio entre construcciones de aproximadamente 35 cm, con lo cual se tendrían que efectuar un mayor número de trabajos adicionales especiales que redundarían en un aumento en el costo de sus instalaciones.

Otra alternativa de reparación que se recomienda es la del encamisado metálico en traveses y columnas. Esta solución podría resultar la más viable dado que técnicamente su ejecución no es tan problemática, además se tendría la ventaja de que probablemente no se requiera reforzar la cimentación, ya que las descargas adicionales que normalmente se tienen con esta alternativa son menores.

Si se efectúan estudios de sismicidad locales, probablemente se reducirían significativamente las acciones provocadas por este efecto y se tendrían más posibilidades y alternativas de dar solución a la reestructuración.

V.11. FIGURAS Y TABLAS

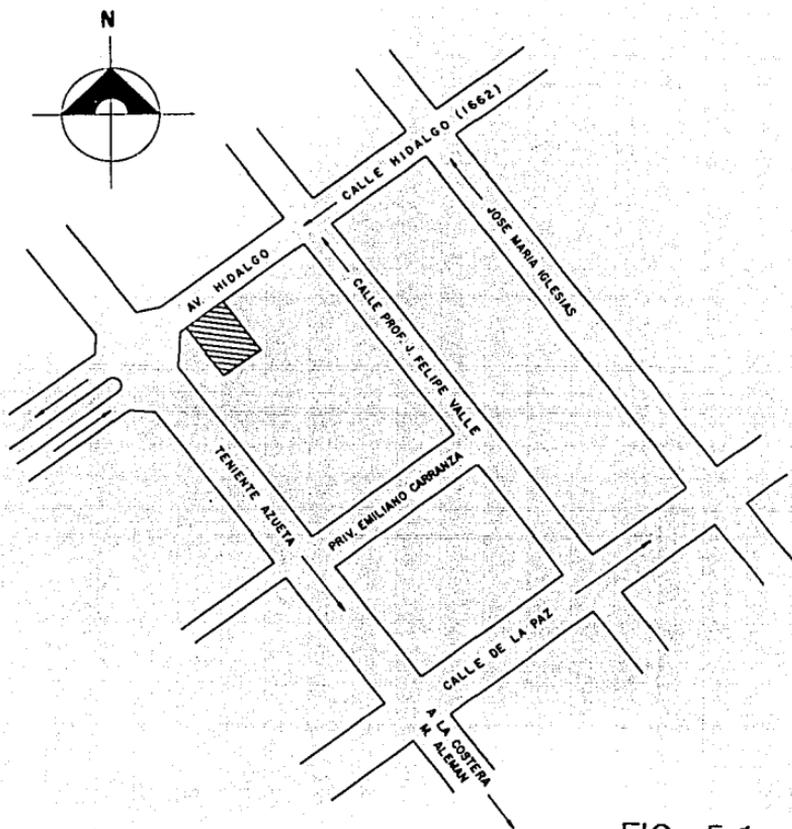


FIG. 5.1a

CENTRAL TELEFONICA HIDALGO I
ACAPULCO GRO.

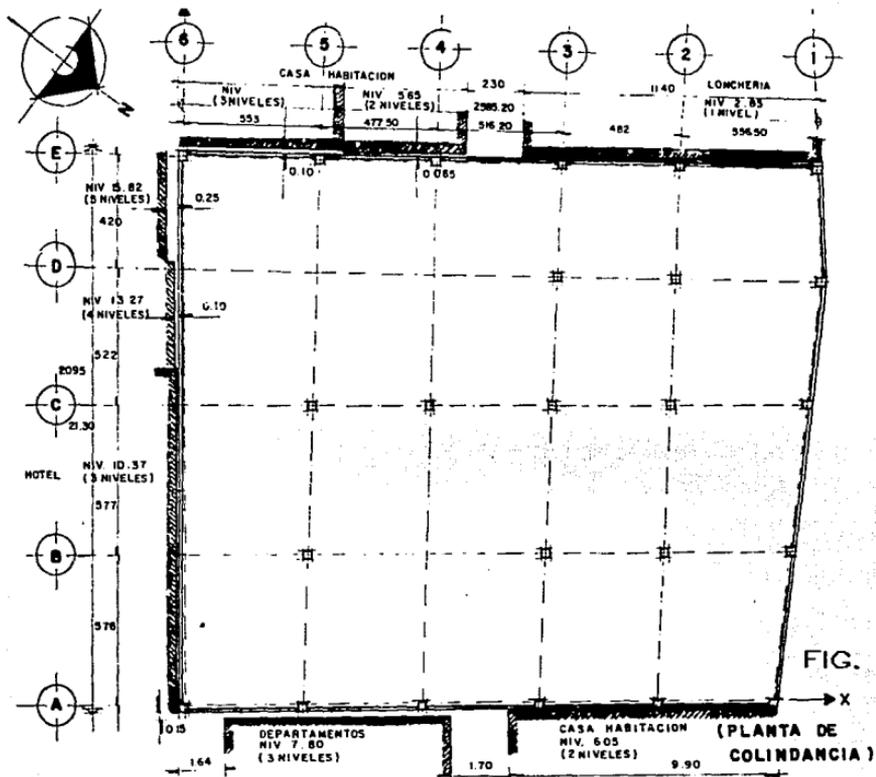
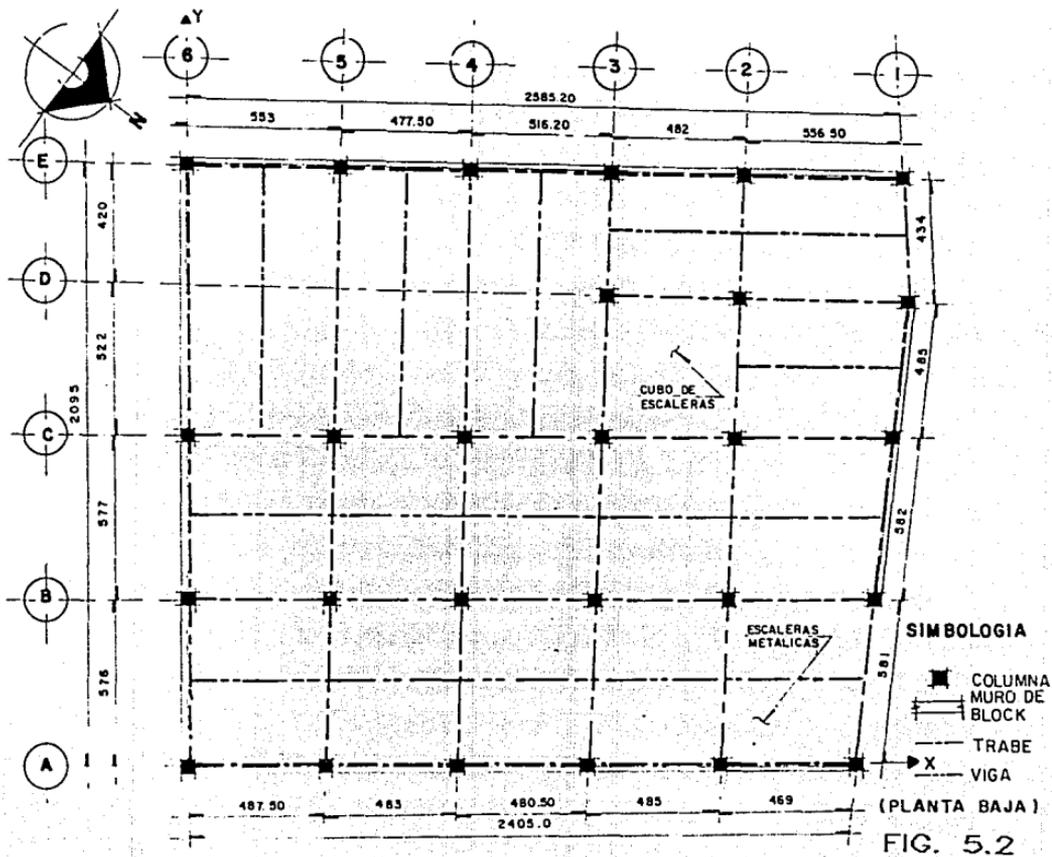
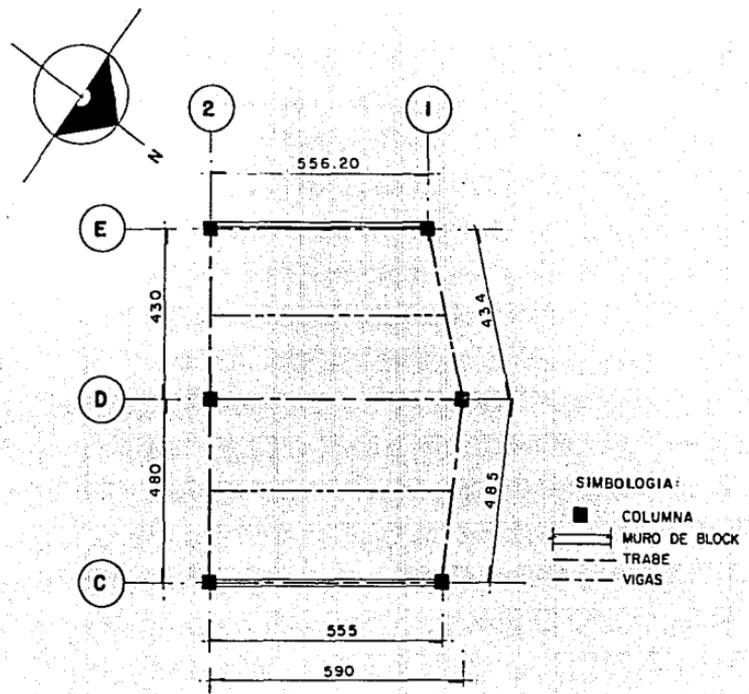


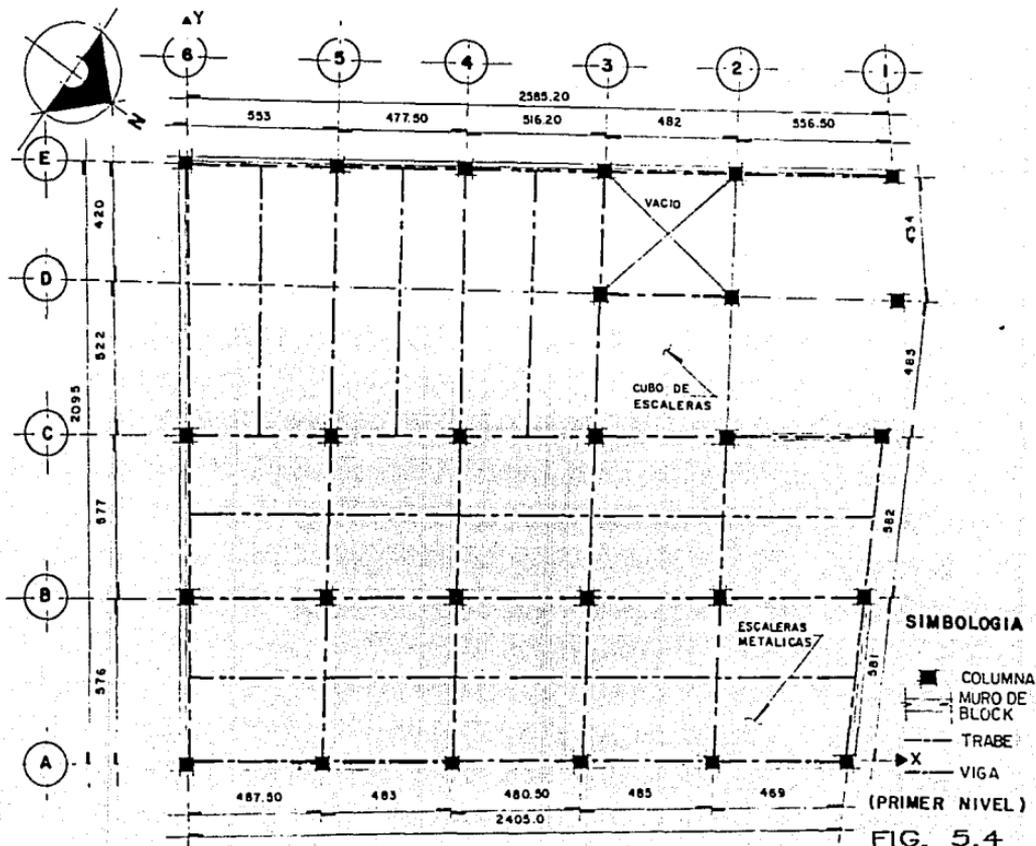
FIG. 5.1b





ENTREPISO UNO

FIG. 5.3



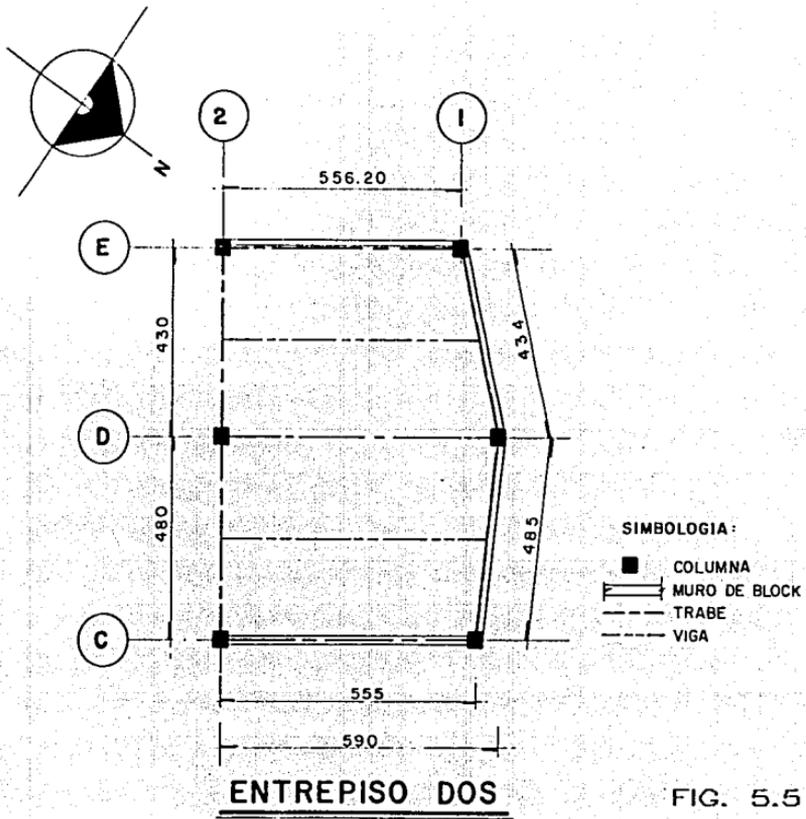
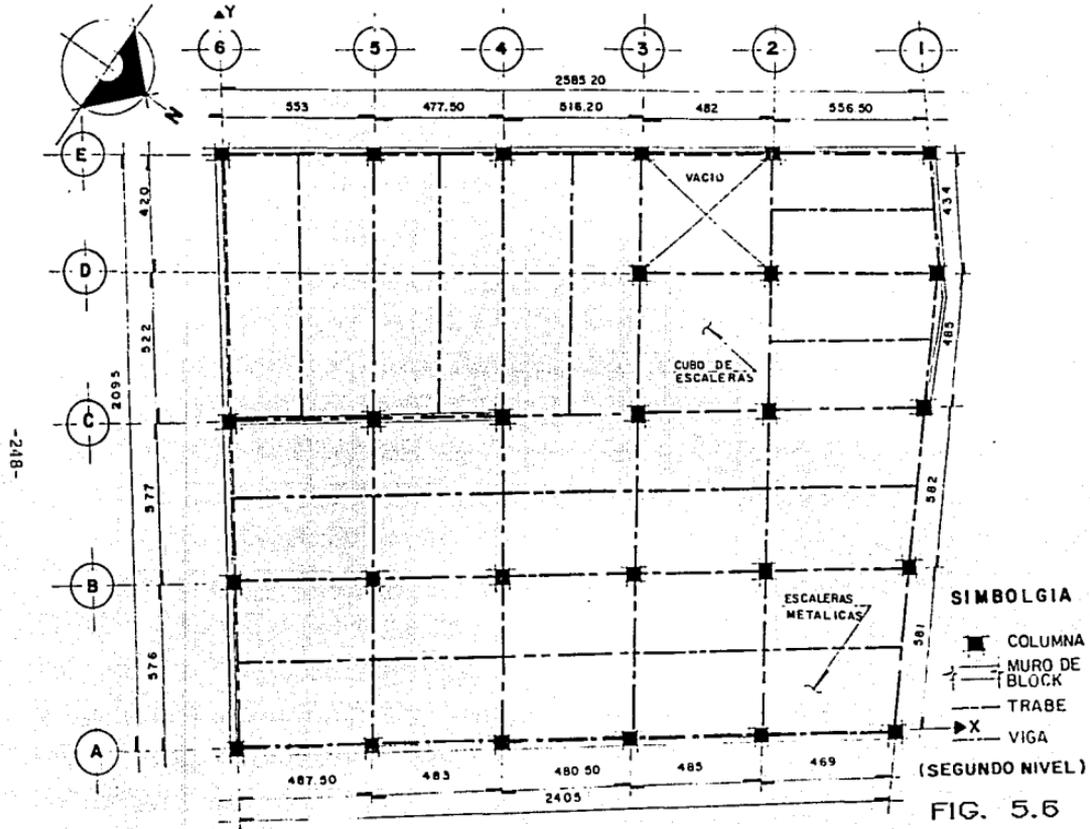
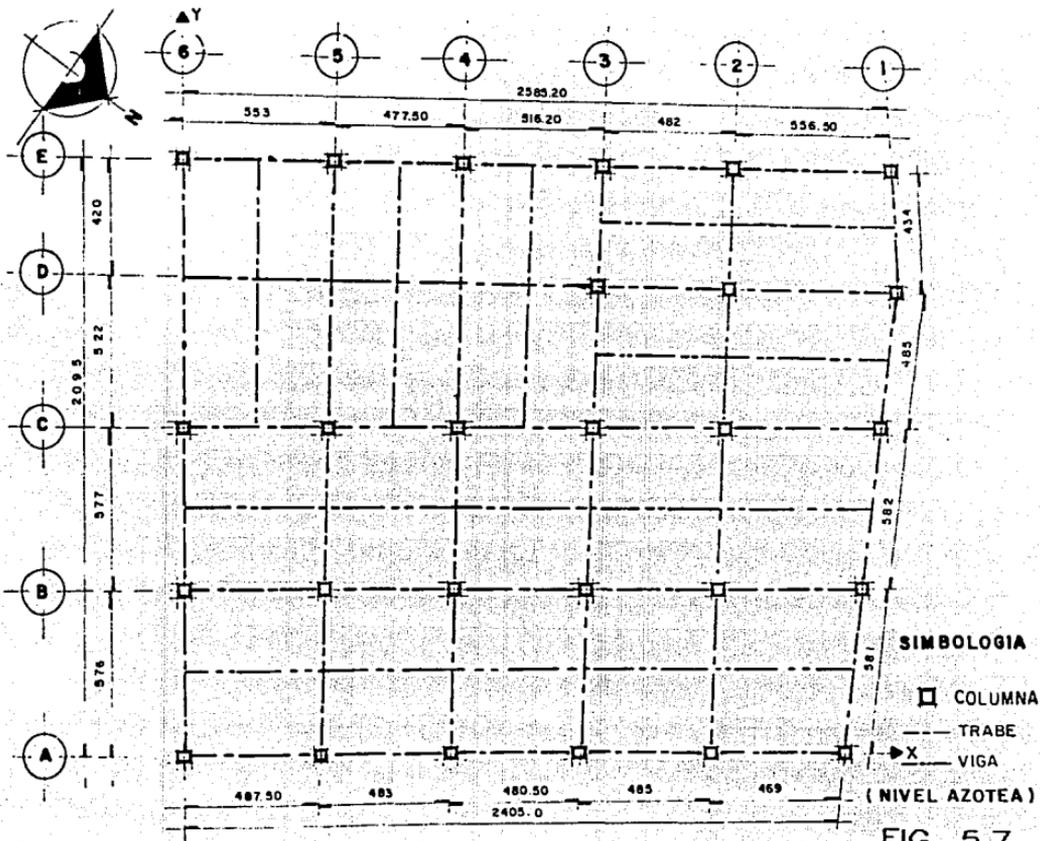


FIG. 5.5





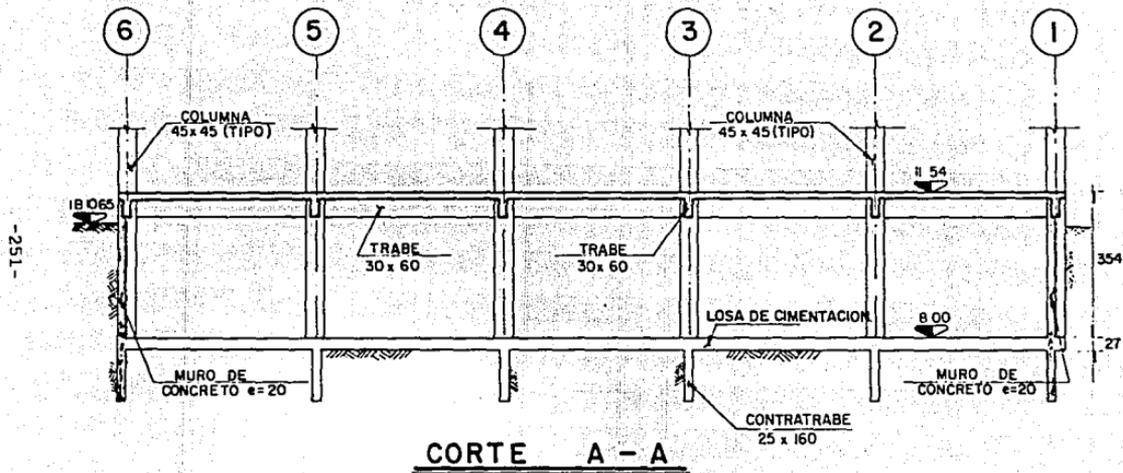


FIG. 5.9

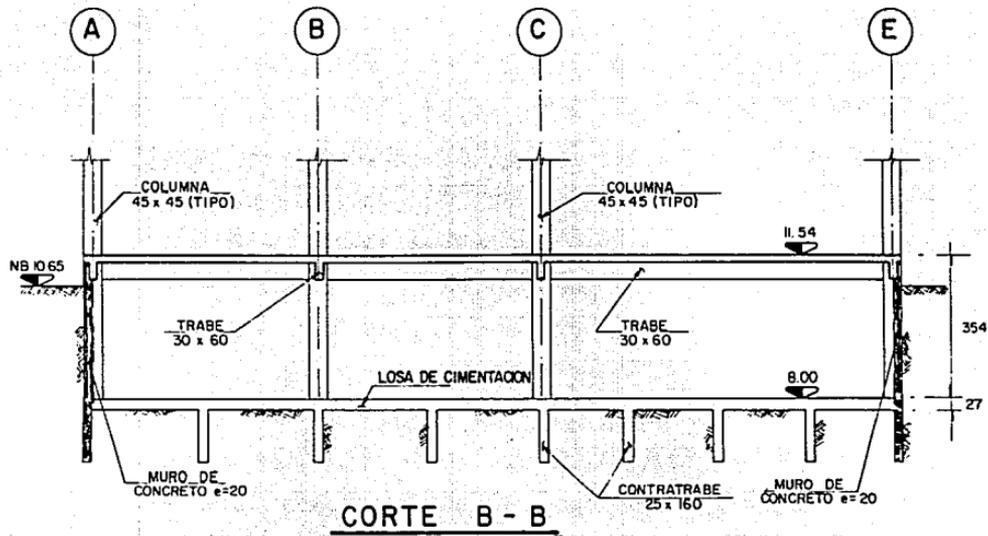


FIG. 5.10

**INFORME ESTADISTICO
DEL MUESTREO ESCLEROMETRICO
REALIZADO A LA ESTRUCTURA
DE CONCRETO REFORZADO
DE LA CENTRAL TELEFONICA
HIDALGO I LOCALIZADA EN
ACAPULCO, GUERRERO.**

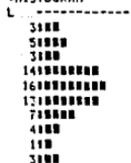
IR	52.008 M	37	36.002 F
IR	26.005 M	38	36.002 F
	18	39	36.002 M
IR	2.6000 M	40	36.002 M
1	29.001 M	41	36.002 F
2	29.001 M	42	36.002 F
3	34.008 M	43	36.002 M
4	34.005 M	44	37.005 F
5	34.007 M	45	37.005 F
6	34.007 M	46	37.005 M
7	4.005 M	47	28.037 F
8	42.005 M	48	38.044 M
	42.005 M	49	38.035 F
10	42.004 M	50	29.996 F
11	42.004 M	51	39.002 F
12	42.001 M	52	39.002 F
13	38.007 M	53	39.002 F
14	38.013 M	54	39.002 F
15	38.013 M	55	45.018 M
16	38.013 M	56	45.018 M
17	38.013 M	57	50.006 F
18	38.013 M	58	52.001 F
19	38.013 M	59	52.001 F
20	38.013 M	60	46.035 M
21	38.013 M	61	46.035 M
22	40.005 M	62	35.652 M
23	40.005 M		
24	40.005 M	63	35.127 M
25	40.005 M	64	41.024 M
26	40.005 M		
27	40.005 M	65	24.892 M
28	40.005 M	66	26.013 M
29	43.005 M	67	47.092 M
30	40.004 M	68	26.996 M
31	40.004 M	69	36.010 M
32	40.004 M		
33	40.002 M		
34	32.027 M		

FIG. 5.11a

INFORME ESTADISTICO
 DEL MUESTREO ESCLEROMETRICO
 REALIZADO A LA ESTRUCTURA
 DE CONCRETO REFORZADO
 DE LA CENTRAL TELEFONICA
 HIDALGO 1 LOCALIZADA EN
 ACAPULCO, GUERRERO.

MAX 52.001 M
 MIN 24.692 M
 R 27.109 M
 E 37.912 M
 S 5.544 M

*HISTOGRAM



U = 2
 UP OUT = 0
 LO OUT = 1

UPPER 52.000 M
 LOWER 26.000 M
 WIDTH 2.6000 M

PART NO.

DATE

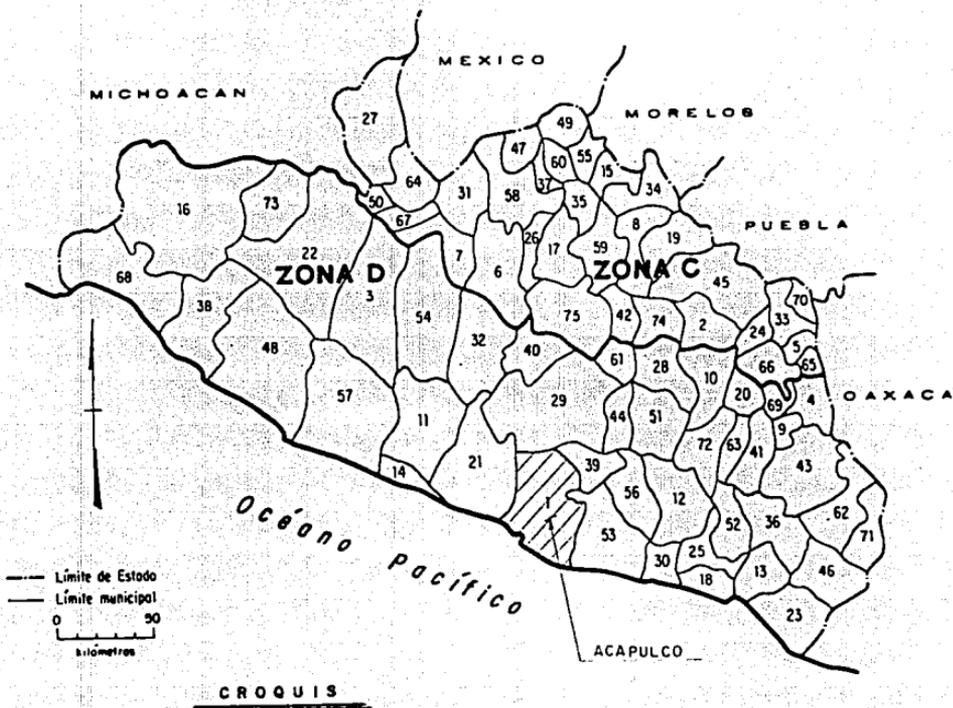
FIG. 5.11b

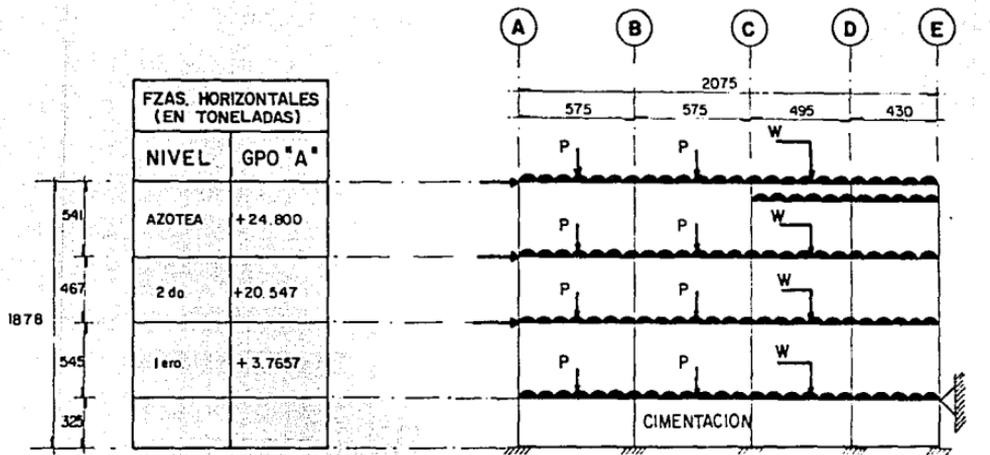
MODULO ELASTICO ESTIMADO = $280000 \frac{kg}{cm^2}$

RESISTENCIA ESTIMADA $f'c = 285 \frac{kg}{cm^2}$

ZONAS SISMICAS DEL ESTADO DE GUERRERO

FIG. 5.12



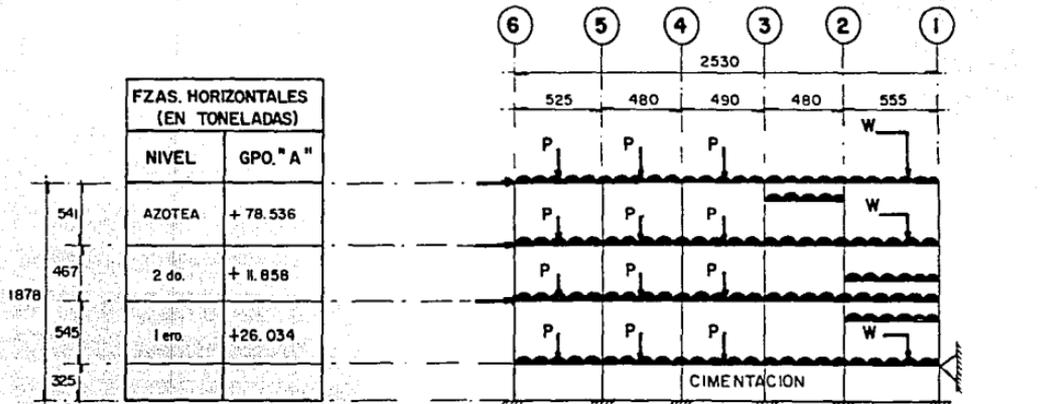


DIMENSIONES DE ELEMENTOS			
SOTANO A 1er	COLUMNAS DE 45x45	P. BAJA Y 1er	TRABES DE 30 x 60
1 ^{er} A 2 do	COLUMNAS DE 40 x 40	2 do	TRABES DE 30 x 60
2 do A AZOTEA	COLUMNAS DE 35 x 35	AZOTEA	TRABES DE 25 x 60

W ENTREPISO =
1.132 T/m²
(PROMEDIO)

MARCO "03" DIRECCION OTE - PTE

FIG. 5.13



DIMENSIONES DE ELEMENTOS

SOTANO A 1º	COLUMNAS DE 45x45	P. BAJA	TRABES DE 30x60
1º A 2º	COLUMNAS DE 40x40	1º Y 2º	TRABES DE 25x60
2º A AZOTEA	COLUMNAS DE 35x35	AZOTEA	TRABES DE 20x60

W ENTREPISO = 1.132 T/m²
(PROMEDIO)

FIG. 5.14

MARCO "ØC" DIRECCION NORTE - SUR

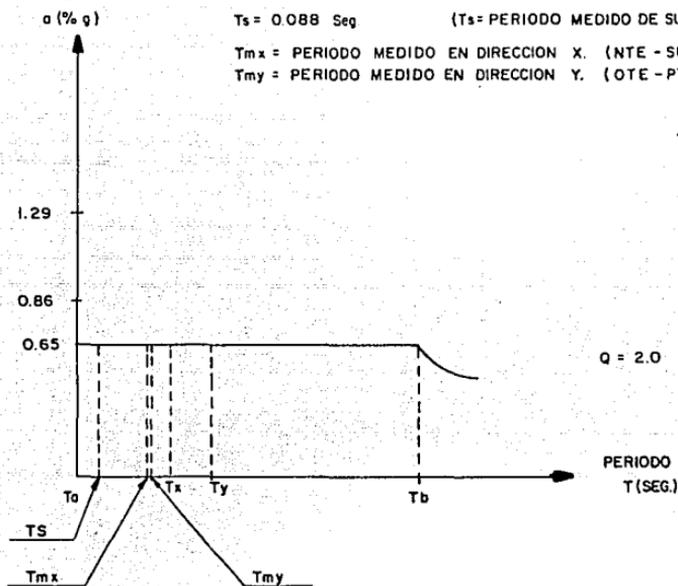
CENTRAL HIDALGO I

PERIODOS CALCULADOS Y MEDIDOS, seg.						
DIRECCION	T _a	T _b	T _x	T _y	T _{m_x}	T _{m_y}
NORTE - SUR	0	1.2	0.3386	—	0.25	—
OTE - PTE.	0	1.2	—	0.4659	—	0.26

T_s = 0.088 Seg (T_s = PERIODO MEDIDO DE SUELO)

T_{m_x} = PERIODO MEDIDO EN DIRECCION X. (NTE - SUR)

T_{m_y} = PERIODO MEDIDO EN DIRECCION Y. (OTE - PTE)



ESPECTRO DE DISEÑO, ZONA II (ACAPULCO GUERRERO)

FIG. 5.15

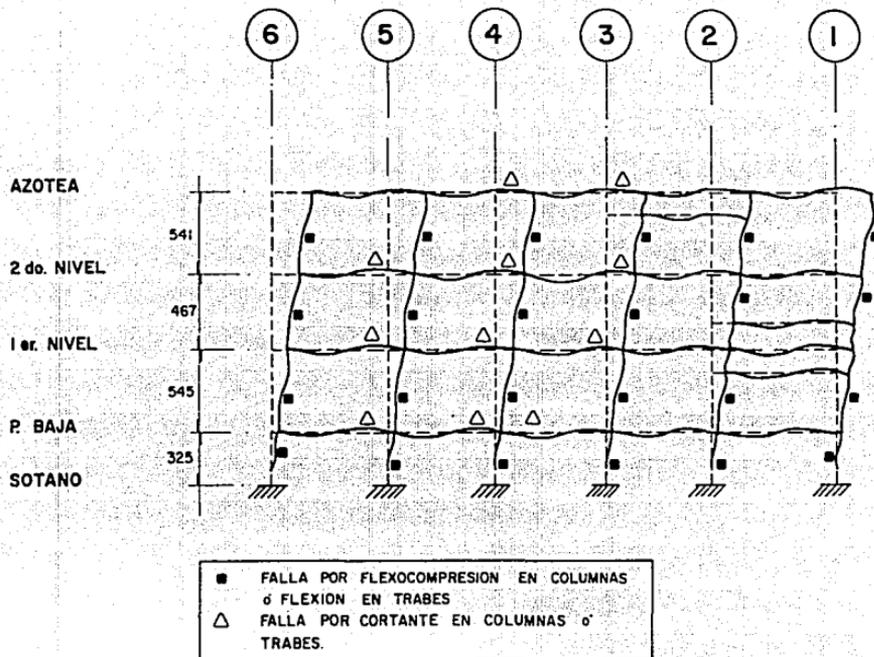


FIG. 5.16

MARCO "0C" DIRECCION NORTE - SUR

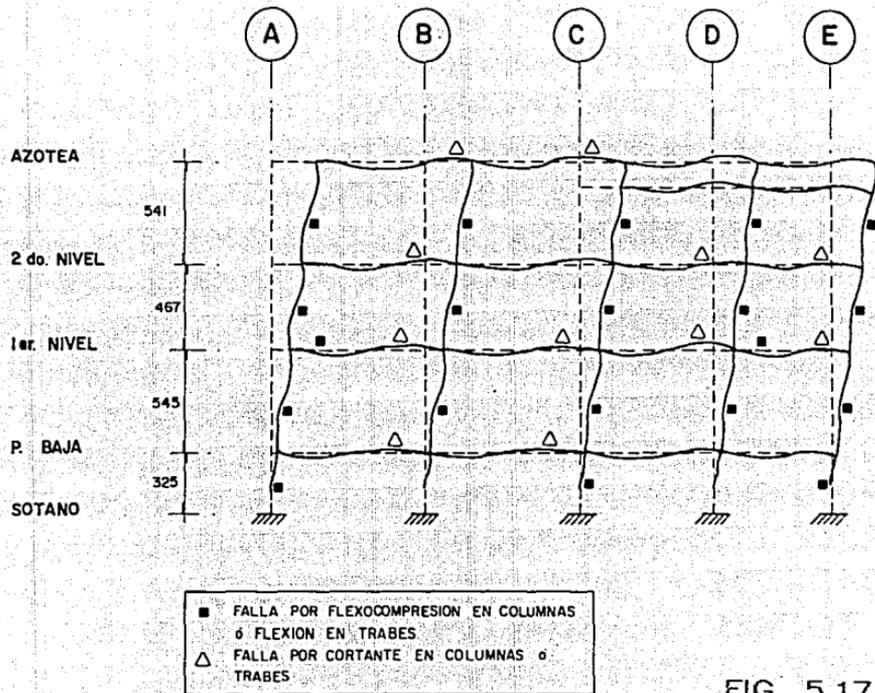
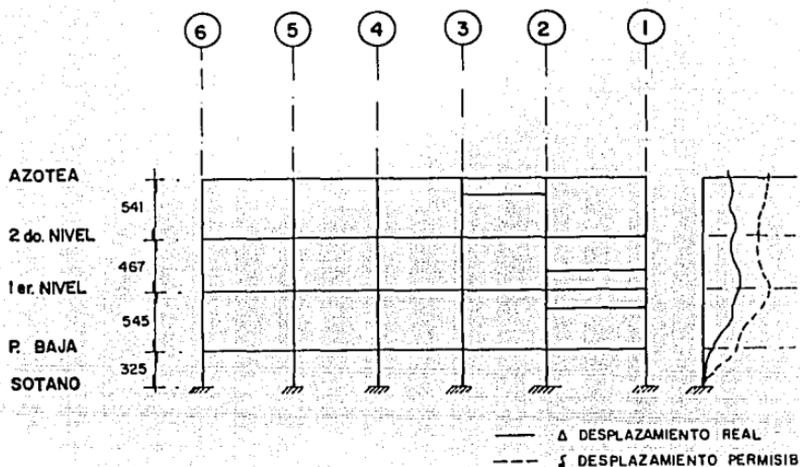


FIG. 5.17

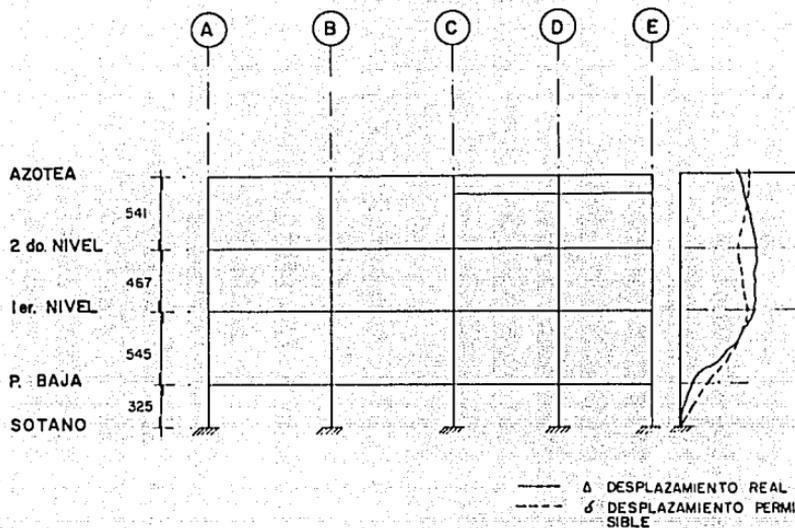
MARCO "03" DIRECCION OTE - PTE.

DIRECCION X

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO	Δ PERMISIBLE (0.006 h cm)	Δ ACUMULADO	Δ REAL (cm)	Δ ACUMULADO (cm)
P BAJA	325	1.95	1.95	0.074	0.074
1er NIVEL	545	3.27	5.22	1.898	1.972
2 do NIVEL	467	2.80	8.02	1.616	3.588
AZOTEA	541	3.25	11.27	1.253	4.841

FIG. 5.18

CENTRAL HIDALGO

DIRECCION Y

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO	δ PERMISIBLE (0.006 h cm)	δ ACUMULADO	Δ REAL (cm)	Δ ACUMU - LADO (cm)
P BAJA	325	1.95	1.95	0.0678	0.0678
1er NIVEL	5.45	327	5.22	3.580	36478
2 do NIVEL	4 67	2.80	8.02	3.580	7232
AZOTEA	541	3.25	11.27	2.787	10.019

FIG. 5.19

REVISION DE TRABES

MARCO	NIVEL	ENTRE	SECC.	MR	MU	VR	VU	OBS.
		EJES	(cm)	(Ton-m)	(Ton-m)	(Ton)	(Ton)	
0C	P.baja	6 y 5	30 X 60	28.46	23.19	19.90	21.00	*
0C	P.baja	4 y 3	30 X 60	28.46	22.75	19.90	20.00	*
0C	1er.	6 y 5	25 X 60	27.81	21.26	16.60	21.36	*
0C	2do.	4 y 3	25 X 60	27.81	25.95	16.60	23.16	*
0C	Azotea	6 y 5	20 X 60	26.89	13.32	13.28	14.42	*
03	P.baja	A y B	30 X 60	28.46	27.27	19.90	20.00	*
03	1er.	A y B	30 X 60	28.46	33.26	19.90	24.65	***
03	1er.	D y E	30 X 60	28.46	34.22	19.90	23.22	***
03	2do.	A y B	30 X 60	28.46	25.20	19.90	16.92	*
03	Azotea	B y C	25 X 60	27.81	16.16	16.61	18.12	*
01	1er.	A y B	30 X 60	28.46	37.53	19.90	21.00	***
01	1er.1/2	D y E	30 X 60	28.46	67.12	19.90	31.62	***
01	2do.	B y C	30 X 60	28.46	37.49	19.90	20.22	***
01	2do.1/2	C y D	30 X 60	28.46	63.78	19.90	30.98	***
01	Azotea	B y C	25 X 60	27.81	19.61	16.61	10.65	*
0E	1er.	6 y 5	30 X 60	28.46	33.89	19.90	22.80	***
0E	1er.1/2	2 y 1	30 X 60	28.46	36.46	19.90	18.32	**
0E	2do.	5 y 4	25 X 60	27.81	23.84	16.60	15.92	*
0E	Azotea	4 y 3	20 X 60	26.89	17.22	13.28	15.14	*

Simbología:

- * No pasa por cortante.
- ** No pasa por flexión.
- *** No pasa por ambos.
- Si pasa.

TABLA 5.1

REVISION DE COLUMNAS

Columna	Nivel	P.existente	P.requerido	Observación
0C-05	Sólano	0.0100	0.0263	*
0C-04	Sólano	0.0100	0.0350	*
0C-03	Sólano	0.0100	0.0175	*
0C-02	Sólano	0.0100	0.0175	*
0A-06	P.baja	0.0100	0.0600	**
0A-01	P.baja	0.0100	0.0600	**
0B-01	P.haja	0.0100	0.0600	**
0C-01	P.baja	0.0100	0.0500	**
0E-06	P.baja	0.0100	0.0600	**
0A-06	1er	0.0127	0.0600	**
0B-01	1er	0.0127	0.0525	*
0C-06	1er	0.0127	0.0525	*
0C-01	1er	0.0127	0.0600	**
0E-06	1er	0.0127	0.0600	**
0A-06	2do	0.0166	0.0350	*
0B-01	2do	0.0166	0.0306	*
0C-01	2do	0.0166	0.0525	*
0D-02	2do	0.0166	0.0437	*
0E-04	2do	0.0166	0.0525	*

P=porcentaje de acero

Pmin =0.0048

Pmax=0.0600

Simbología:

* No pasa.

** Aumentar sección.

TABLA 5.2.

Revisión de Muros de Concreto

Sótano

Muro	MR (T-m)	MU (T-m)	VR Ton.	VU Ton.	Observ.
06-0C	448.157	508.63	135.53	168.24	•
0A-04	162.841	93,25	78.65	41.73	**
01-0B	246.594	336.49	98.36	134.61	•
0E-05	166.806	201.73	82.34	87.70	•

Simbología:

- No pasa
- ** Si pasa

Revisión de Muros de Mampostería

EJE	E. ejes	PR (Ton)	PU (Ton)	VR (Ton)	VU (Ton)	Observ:
06	C y E	215.28	153.78	33.125	265.60	•
0A	2 y 1	101.76	204.45	40.813	175.96	**

Simbología:

- No pasa por cortante.
- ** No pasa por cortante y carga axial.

TABLA 5.3

Revisión de Contratabes.

Eje.	Entre ejes	Sección	MR (T-m)	MU (T-m)	VR (Ton)	VU (Ton)	Obser.
C	6-1	25X160	82.489	40.743	40.769	43.488	**

Revisión de Losa de Cimentación.

	Entre ejes	Sección	As (cm ²) existente	As (cm ²) req.	VR (Ton)	VU (Ton)	Obser.
Losa	6-5	e=27 cm	14.25	12.00	14.495	15.60	*

Simbología:

- * No pasa por cortante.
- ** Si pasa.

TABLA 5.4

CONCLUSIONES

Con base en una extensa revisión bibliográfica, puede afirmarse que, en nuestro país, existen criterios establecidos que orientan cualitativamente al proceso de evaluación de estructuras dañadas por sismo, tanto en la etapa de emergencia en que solamente debe hacerse Dictamen Técnico Preliminar, como en la etapa de mayor calma en la que se deberá realizar un Dictamen Técnico Definitivo.

De igual manera puede afirmarse que actualmente no existen criterios establecidos que orienten cuantitativamente al proceso de evaluación, ello se justifica puesto que el principal problema a que se enfrenta la ingeniería, es al tratar de evaluar la resistencia y rigidez de un edificio dañado inmediatamente después de un sismo de gran magnitud.

Además puede afirmarse que existen criterios que orientan no solo cualitativamente, sino también cuantitativamente al proceso

de reparación de estructuras. Es importante mencionar que a pesar de la existencia de la evidencia experimental que sirve de base a lo expuesto en este trabajo, falta mucho por hacer en el laboratorio para afinar y calibrar los criterios propuestos, sobre todo con miras a su aplicación dentro del contexto de la ingeniería mexicana. Si además se considera que el proceso de diseño de esquemas de reparación de estructuras es más complejo que el correspondiente a estructuras nuevas a causa de las limitaciones, sobre todo de espacio, asociadas a la estructura existente, es justo mencionar que las recomendaciones expuestas en este trabajo deben usarse con reserva, en particular en aquellas situaciones que se aparten de los principios básicos de los cuales se derivaron.

El número y variedad de los criterios de reparación de estructuras de concreto es muy extenso. La elección de algún criterio de reparación específico depende de varios factores que incluyen aquellos de carácter técnico, así como algunos de carácter socio-económico. Es muy importante que estos factores sean evaluados antes de tomar la decisión de adoptar algún criterio de reparación para poder lograr una rehabilitación segura y económica.

Por ejemplo, un criterio en apariencia conservador consiste en establecer un límite inferior de resistencia a la estructura parcialmente dañada, e incluso despreciar su resistencia y diseñar los elementos de reparación de manera que tomen la totalidad de las cargas laterales. Aún este criterio puede conducir a errores importantes, ya que los elementos dañados pueden contribuir en forma importante a la rigidez, modificando el centro de torsión e introduciendo momentos torsionantes adicionales.

Por ello considero que el éxito de la reparación de un edificio estriba, en gran medida, en la precisión con que podamos cuantificar su resistencia y rigidez mermadas por los daños sufridos. Conociendo tales valores podremos saber, con más detalle, de qué adolece la estructura, y atacar los puntos de mayor debilidad con soluciones locales, que de lo contrario, no tener que llegar a soluciones que conduzcan innecesariamente a la reparación del conjunto de la estructura. Esto deberá constituir un tema de gran investigación.

Un factor que si debe estar en mente de todo proyectista que tenga que enfrentarse con el problema de reparar una estructura es que cualquiera que sea la solución adoptada, ésta deberá poseer más calidad de resistencia que cantidad, ya que el comportamiento dúctil de los elementos estructurales es esencial para una buena resistencia sísmica. Esta calidad en la reparación sólo se puede conseguir con la integración de tres componentes básicas: 1) incremento de la resistencia, 2) aumento de la capacidad de ductilidad, y 3) equilibrio de las características de rigidez, resistencia y ductilidad de los elementos estructurales.

En casi todos los criterios de reparación el procedimiento constructivo, que implica enganchar los elementos nuevos con los elementos existentes, no permite alcanzar la resistencia que se esperaría en una estructura monolítica, por lo que estos criterios serán recomendables sólo en los casos donde se busque incrementar la rigidez lateral sin que sea crítica la resistencia, en caso contrario, se deberá buscar una unión que garantice más integridad entre los elementos nuevos y los viejos, a través de la investigación de la

eficiencia de los distintos tipos de conexiones que se están empleando actualmente.

El criterio de reparación seleccionado deberá alejar el periodo fundamental de la estructura de los periodos dominantes del terreno en que se ubica para evitar cualquier problema de resonancia, por lo que será importantísimo, antes de tomar cualquier decisión, conocer los periodos dominantes del suelo. Además, se recomienda efectuar estudios de sismicidad locales para reducir las acciones provocadas por este efecto, y tener más alternativas de dar solución a la reparación. Las alternativas de solución deberán ir siempre acompañadas de una revisión de la cimentación, la cual se reforzará en caso de ser necesario.

Se ha reflexionado acerca de las lecciones que nos dejaron los sismos de 1985 en cuanto a nuestras prácticas del diseño estructural. Se hace ver las precauciones que habrán de tomarse en el futuro de las construcciones en zonas sísmicas. Prácticamente todas esas precauciones son de sobra conocidas por los especialistas, pero en la práctica no se llevaron a cabo, entre otras razones debido a que la supervisión de las obras se deja en manos de personal inexperto, y a que los honorarios de los ingenieros estructuristas son sumamente raquíticos y no dan lugar a un detallado completo de los planos de diseño, así como al afán de invertir lo menos posible para obtener lo máximo, incluso a costa de la seguridad de los edificios.

Algo que debemos comprender es que la mayor parte de los edificios actuales se diseñan suponiendo un comportamiento elástico lineal ilimitado y teniendo en cuenta, de manera aproximada, los

efectos elásticos de segundo orden y la redistribución de solicitaciones que precede al colapso; se obtiene así una idea bastante correcta de la respuesta en condiciones de servicio, pero poco se sabe sobre lo que sucederá en la cercanía de la falla.

La única manera de obtener una seguridad razonable contra el colapso es capacitando a la estructura para que conserve su resistencia fuera del intervalo elástico y sea capaz de disipar, mediante deformaciones inelásticas importantes, una buena parte de la energía que le transmite al terreno. Para lograrlo habrá de prestarse una atención mucho mayor a aspectos que hasta ahora no se han considerado básicos. Entre ellos se incluyen, prioritariamente, los relativos al diseño arquitectónico: éste no solo ha de permitir, sino debe estimular, la construcción de estructuras regulares en planta y en elevación, sin elementos que ocasionen torsiones excesivas y sin discontinuidades bruscas en rigideces o resistencias, de aquí deriva la importancia que tiene el fomentar una mejor colaboración entre los diversos profesionales que intervienen en el proceso de diseño y construcción, principalmente entre ingenieros y arquitectos.

El diseño convencional debe complementarse, al menos en edificios importantes, con un análisis plástico que proporcione una idea, más o menos precisa, de la seguridad real, respecto al colapso. Esto implica, de nuevo, que la estructura sea relativamente uniforme y que en su diseño y construcción se tomen medidas adecuadas. Aunque no se haga el análisis plástico, y cualquiera que sea la importancia de la construcción, han de tomarse esas medidas, puesto que el diseño sísmico de los edificios está basado, en buena parte, en su respuesta inelástica.

Considerando la severidad del movimiento que el sismo de Septiembre de 1985 ocasionó en la zona de terrenos blandos de la Ciudad de México y el pico del espectro de respuesta para estructuras cuyos periodos de vibración eran cercanos a 2 seg., es sorprendente que el número de edificios dañados gravemente no haya sido mayor, ya que las aceleraciones reglamentarias de diseño fueron excedidas muy considerablemente. Esto sugiere que la ductilidad efectiva y el amortiguamiento real en muchos edificios fue mayor que los valores usualmente supuestos. Estas reservas desconocidas de resistencia estructural deberán también ser tema de investigación.

Otro aspecto importante que hasta ahora tampoco se ha considerado, siendo la Ciudad de México una zona de alto riesgo sísmico, es que los temas de evaluación y reparación de daños se deberían incluir en los cursos de educación continua y en los programas de estudio de las carreras de ingeniería civil y arquitectura, ya que en situaciones de desastre son muchos los voluntarios en las labores de auxilio a la población, y en ese sentido la participación de los estudiantes resultaría muy valiosa.

Finalmente, como un comentario muy personal, a diez años de ocurridos los sismos de 1985 y de las impresionantes imágenes que causaron en mi sus efectos en las construcciones, he logrado mediante el estudio de la carrera de ingeniería civil y, muy particularmente, a través de la realización de este trabajo, dar respuesta y un poco de entendimiento a las inquietudes más grandes que tuve en ese momento: ¿Por qué unos edificios se derrumbaron y por qué otros no?, ¿Cuál es la ciencia utilizada para diseñar edificios capaces de vencer las fuerzas de la naturaleza?

BIBLIOGRAFIA

1. Loera Pizarro, Santiago
MANUAL PARA EVALUAR DAÑOS CAUSADOS POR SISMO EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO
México, Departamento del Distrito Federal, Marzo de 1982
2. Mendoza E., Carlos J.
MANUAL PARA EVALUAR DAÑOS CAUSADOS POR SISMO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA
México, Departamento del Distrito Federal, Mayo de 1982
3. Pérez Caballero, Javier
"CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE DAÑOS"
Revista IMCYC
México, D. F.
Núm. 176, vol. 23, diciembre-enero de 1986
pp. 95-110
4. Pérez Caballero, Javier
"GUIA PRACTICA PARA LA EVALUACION ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DAÑADOS"
Revista IMCYC
México, D. F.
Núm. 184, vol. 24, septiembre de 1986
pp. 15-28
5. Pérez Uscanga, Sergio
"DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE DAÑOS EN CASOS DE DESASTRE"
Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
Veracruz, Veracruz
Abril-Mayo de 1986
pp. (C4-01)-(C4-10)

6. Petrovski, Jakim
"METODO Y PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACION DE DAÑOS POR TERREMOTOS"
Memorias del 1er. Simposium Internacional: Los Sismos y sus Efectos en las Ciudades
 México, D. F.
 Septiembre de 1986
 pp. 567-582

7. Murakami, Masaya; Okada, Tsuneo
"EVALUACION DE DAÑOS CAUSADOS POR TERREMOTOS EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO"
Memorias del 1er. Simposium Internacional: Los Sismos y sus Efectos en las Ciudades
 México, D. F.
 Septiembre de 1986
 pp. 287-306

8. Iglesias Jiménez, Jesús
"EVALUACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO EN LA CIUDAD DE MEXICO"
Revista CONSTRUCCION Y TECNOLOGIA
 México, D. F.
 Agosto de 1989
 pp. 19-26

9. **FORMAS PARA LA INSPECCION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMO**
 UAM-Azcapotzalco; Colegio de Ingenieros Civiles de México; D.D.F. (2 versiones); SEDUE; Delegación Cuauhtémoc
 México, D. F.

10. Cervantes López, Roberto
TESIS: PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS DEL CONCRETO
 Morelia-Michoacán, Universidad Autónoma de Michoacán, 1983

11. Okada, Tsuneo
"NORMAS PARA LA EVALUACION DE LA CAPACIDAD SISMICA DE LOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO YA EXISTENTES"
Memorias del 1er. Simposium Internacional: Los Sismos y sus Efectos en las Ciudades
 México, D. F.
 Septiembre de 1986
 pp. 327-354

12. Ayarza E., Hernán
REPARACION DE EDIFICIOS DAÑADOS POR SISMO
 Nueva York, Naciones Unidas, 1977
 (Depto. de Asuntos Económicos y Sociales)

13. Robles F.-V., Francisco; Iglesias Jiménez, Jesús
"NORMAS MINIMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL"
Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica
y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
 Acapulco, Gro.
 Vol. II
 Noviembre de 1989
 pp. D57-D66

14. González Cuevas, Oscar M.; Robles F.-V., Francisco
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO
 Segunda edición
 México, Ed. Limusa, 1985

15. Iglesias Jiménez, Jesús, et al.
REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA
 México, UAM-Azcapotzalco, 1988

16. Hernández Basilio, Oscar
PROCEDIMIENTOS DE REPARACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS
POR SISMO
 México, D.D.F.-D.G.C.O.H., 1981

17. Hernández Delgado, César; Jara Díaz, Manuel
MÉTODOS USADOS PARA LA REPARACION Y REFUERZO DE EDIFICIOS
DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE MEXICO"
Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
 Puebla, Puebla
 1988
 pp. B9-B24

18. Sánchez, Angel
TECNICAS DE REPARACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE
HORMIGON ARMADO Y ALBAÑILERIAS
 Santiago de Chile, Instituto Chileno del Cemento y del
 Hormigón, 1985
 (Aportes Técnicos No. 14)

19. Terán Gilmore, Amador, et al.
REPARACION DE ESTRUCTURAS MEDIANTE SU ENCAMISADO CON
CONCRETO REFORZADO"
Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica
y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
 Acapulco, Gro.
 Vol. III
 Noviembre de 1989
 pp. G94-G103

20. Terán Gilmore, Amador; Ramírez Centeno, Mario
 "REFUERZO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL USO DE MUROS DE CONCRETO"
Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
 Acapulco, Gro.
 Vol. III
 Noviembre de 1989
 pp. G83-G93
21. Rioboo, José Ma., et al.
 "SISTEMA DE RIGIDIZACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE CABLES DE PRESFUERZO"
Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
 Acapulco, Gro.
 Vol. III
 Noviembre de 1989
 pp. G74-G82
22. Loring A., Wyllie, Jr.
 "REFORZAMIENTO DE EDIFICIOS EXISTENTES DE CONCRETO Y MAESTRERIA PARA RESISTENCIA SISMICA"
Revista IMCYC
 México, D. F.
 Núm. 184, vol. 24, septiembre de 1986
 pp. 41-47
23. D. Hanson, Robert
 "REFORZAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO EN EDIFICIOS"
Revista IMCYC
 México, D. F.
 Núm. 184, vol. 24, septiembre de 1986
 pp. 49-56
24. Meli Piralla, Roberto
DISEÑO ESTRUCTURAL
 México, Ed. Limusa, 1985
25. Bazán Zurita, Enrique; Meli Piralla, Roberto
MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
 México, Ed. Limusa, 1985
26. Fundación ICA, A. C.
EXPERIENCIAS DERIVADAS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985
 México, Ed. Limusa, 1985

27. Arnal Simón, Luis; Betancourt Suárez, Max
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y SUS
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS: ILUSTRADO Y COMENTADO
México, Ed. Trillas, 1991
28. Meli Piralla, Roberto, et al.
EFFECTOS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LAS
CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MEXICO: ASPECTOS
ESTRUCTURALES
México, Instituto de Ingeniería-UNAM, 1985
29. Valle Calderón, Enrique del
"RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO CON BASE EN LA
EXPERIENCIA DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985"
Revista IMCYC
México, D. F.
Núm. 176, vol. 23, diciembre-enero de 1986
pp. 147-154
30. Iglesias Jiménez, Jesús, et al.
"ESTUDIO ESTADISTICO DE LOS DAÑOS Y TECNICAS DE REPARACION
EN LOS EDIFICIOS DE CONCRETO APECTADOS POR LOS SISMOS DE
SEPTIEMBRE DE 1985"
Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
Puebla, Puebla
Marzo de 1988
pp. B1-B7
31. Camba Castañeda, José Luis, et al.
"CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO EN LA CIUDAD DE MEXICO, SE
IMPONE UN CAMBIO"
Revista IMCYC
México, D. F.
Núm. 184, vol. 24, septiembre de 1986
pp. 95-98
32. Nieto Ramírez, José Antonio
"¿ QUE ENSEÑANZAS NOS DEJAN LOS SISMOS DEL 19 Y 20 DE
SEPTIEMBRE DE 1985 ?"
Revista IMCYC
México, D. F.
Núm. 174, vol. 23, octubre de 1985
pp. 19-23
33. Instituto de Investigaciones Eléctricas, C.F.E.
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
Sección C Estructuras, Tomos I al III
México, Comisión Federal de Electricidad, 1988

34. Meli Piralla, Roberto; Miranda, Eduardo
"ASPECTOS ESTADISTICOS DE LOS DAÑOS OCASIONADOS POR LOS
SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LAS EDIFICACIONES DE LA
CIUDAD DE MEXICO"
Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural
Veracruz, Veracruz
Abril-Mayo de 1986
pp. (A4-01)-(A4-11)
35. Rosenblueth, Emilio; Meli Piralla, Roberto
"EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985-SUS EFECTOS EN
LA CIUDAD DE MEXICO"
Revista IMCYC
México, D. F.
Núm. 180, vol. 24, mayo de 1986
pp. 15-30
36. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
México, Ed. Porrúa, 1993
37. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL ESTADO DE GUERRERO
Acapulco-Gro., Gobierno del Edo. de Guerrero, 1988