

9
20 Jan



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"**

**REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
REFORZADO CON DAÑOS MAYORES DURANTE
LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN
LA CIUDAD DE MEXICO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A ;
ARMANDO GALINDO REYES

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.

**REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
CON DAÑOS MAYORES DURANTE LOS SISMIOS
DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LA
CIUDAD DE MEXICO**

ANTECEDENTES.

- I. EVALUACION SISMICA DE LOS EDIFICIOS.**
- II. DAÑOS ESTRUCTURALES MAS COMUNES.**
- III. CRITERIOS UTILIZADOS EN LA REPARACION DE LAS ESTRUCTURAS.**
- IV. SUPERVISION Y VERIFICACION DE LAS REPARACIONES.**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

BIBLIOGRAFIA.

REFERENCIAS.

I N D I C E G E N E R A L

ANTECEDENTES	I
I. EVALUACION SISMICA DE LOS EDIFICIOS	
I.1 Evaluación preliminar	7
I.2 Evaluación definitiva	23
I.3 Metodología de las reparaciones	48
II. DAÑOS ESTRUCTURALES MAS COMUNES	
II.1 Información estadística	58
II.2 Principales fallas	59
II.3 Resultados estadísticos de los daños estructurales más comunes	88
III. CRITERIOS UTILIZADOS EN LA REPARACION DE LAS ESTRUCTURAS	
III.1 Demolición parcial	92
III.2 Restauración y refuerzo de elementos estructurales	96
III.2.1 Materiales para reparación	97
III.2.2 Técnicas para la reparación de elementos de concreto reforzado	107
III.2.3 Técnicas de refuerzo de elementos de concreto reforzado	109
III.3 Reestructuración de edificios	119
III.4 Combinación de las alternativas anteriores	124
III.5 Resultados estadísticos de las técnicas de reparación	124
IV. SUPERVISION Y VERIFICACION DE LA REPARACION	
Reportes de control de calidad de materiales	133
Formato de supervisión	137
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	156
BIBLIOGRAFIA	158
REFERENCIAS	159

A N T E C E D E N T E S

Cuando ocurre un sismo importante que deja un saldo de varias edificaciones dañadas, la sociedad emprende los trabajos de reconstrucción y deja al ingeniero la labor de la evaluación de la seguridad y el diseño de la reparación de las construcciones dañadas. Sin embargo, en esta tarea el ingeniero enfrenta mayores dificultades que en el diseño de nuevos edificios. Entre las razones para afirmar lo anterior se encuentran las siguientes; los procedimientos para el análisis y diseño de la reparación de estructuras dañadas no están tan desarrolladas como los que se utilizan en el diseño de nuevas estructuras, ésto se debe a que los estudios analíticos y experimentales sobre el tema se iniciaron formalmente a finales de la década de los sesentas.

Por otra parte, las incertidumbres que rodean al problema son mayores; por ejemplo, en la proposición de modelos analíticos se tienen que hacer simplificaciones importantes para que éstos no resulten demasiado costosos, tampoco se cuenta con métodos muy precisos para el dimensionamiento de elementos estructurales reparados o reforzados; también es frecuente que en el estudio de un caso particular de un edificio dañado no se tenga suficiente información. Además, el ingeniero, en las soluciones que propone para la reparación de un edificio dañado debe tomar en cuenta no solamente aspectos de tipo técnico, sino que también debe considerar aspectos econó

micos, funcionales, estéticos, sociales y hasta legales.

A raíz de los sismos de Septiembre de 1985 ocurridos en la Ciudad de México, se han hecho esfuerzos considerables para desarrollar técnicas de evaluación, reparación y reforzamiento de los edificios dañados.

En este trabajo se tiene como objetivo presentar un panorama general de éstos métodos de evaluación, así como las técnicas de reparación y refuerzo utilizados por los ingenieros especialistas en estructuras y cimentaciones, en las estructuras de concreto reforzado dañadas por los mencionados sismos. Asimismo, de las experiencias adquiridas por el autor, en las supervisiones realizadas a los diferentes edificios en proceso de reparación y reestructuración.

Cabe señalar que en este trabajo no se intentará postular un mecanismo general de falla, ni una teoría sobre porque el sismo ocasionó mayores daños en zonas específicas de la Ciudad, en su lugar describiremos lo que en opinión del autor apareció de manera repetitiva en buen número de edificaciones dañadas y puede tener que ver con la aplicación indiscriminada de algunas prácticas ingenieriles que se han generado en lugares con diferente tipo de suelo y de poca intensidad sísmica y por tanto no son aplicables al Distrito Federal.

Por otra parte, es importante indicar que lo expuesto en este trabajo es una recopilación y selección de la información contenida en los diversos expedientes de los edificios dañados por los citados sismos; asimismo, dichos expedientes están concentrados en la Coordinación de Control de Edificaciones dependiente de la Secretaría General de Obras - del Departamento del Distrito Federal.

Asimismo, esta coordinación fué constituida por la misma ~~secretaría~~ después de los sismos de Septiembre de -- 1985, su función principal es controlar los aspectos técnicos y de seguridad de los edificios de más de 4 niveles y de uso público, quedando a cargo de las Delegaciones Políticas las - construcciones hasta de 4 niveles. Además, tiene la encomienda de recuperar el costo de las demoliciones, incluyendo el - retiro de escombros de los edificios destruidos por los sismos, cuyos propietarios no atendieron la petición de la citada Secretaría para hacer estos trabajos o aquellos casos donde - por razones de salvar vidas o edificaciones cuyo peligro para los habitantes era latente, tuvo que intervenir la autoridad.

Solamente para disponer de un marco de referencia, se hará un breve resumen con relación al tema que nos -- ocupa.

Los sismos de Septiembre de 1985 en la Ciudad - de México, cuya magnitud fué de grado 8.1, por sus características rebasaron plenamente los registros de otros sismos ocurridos en la misma ciudad. Por ejemplo, en 1957 se presentó

un movimiento de magnitud 7.5 igual al del 20 de Septiembre - de 1985, causando aceleraciones máximas del 6% de la gravedad y el 14 de Marzo de 1979 fué de magnitud 7.0 con aceleración máxima del suelo del 3% de la gravedad. Además, hubo varios factores que hicieron que este sismo de Septiembre de 1985 -- fuera tan destructivo: las características de oscilación del suelo que coincidieron con el periodo de numerosas construcciones, por lo que entraron en resonancia; la duración tan prolongada del evento y las aceleraciones tan importantes que excedieron en 3 veces las máximas de diseño.

El sismo inicial, ocurrido a las 7:19 hrs. a.m. - del 19 de Septiembre de 1985, se originó a una profundidad relativamente pequeña, con epifoco a unos 30 Km al sur-poniente de la desembocadura del Rio Balsas en el Océano Pacífico, aun que la ruptura se originó un poco más al poniente. La causa - fué el movimiento de subducción de la "placa de cocos" bajo la placa continental de Norteamérica. El movimiento inicial se - propagó siguiendo la superficie de contacto entre las placas, en una longitud de unos 170 Km y en un ancho de 70 Km aproximadamente. La velocidad con que se propagan las ondas "S", de éste tipo de movimientos es del orden de 3 Km por segundo y - la de las ondas "P" de unos 7 Km por segundo. La magnitud de - la zona de movimientos relativos fué tan grande en comparación con la correspondiente a otros sismos originados en la costa del Pacífico de la República Mexicana.

Una característica muy particular de éste temblor - fué su gran duración, pues algunos de los aparatos registraron

aceleraciones de más del 50% de la máxima durante un lapso superior a 40 segundos, y el periodo de cada onda difirió muy poco en ese lapso.

Como es frecuente en éstos casos, el temblor principal tuvo numerosas réplicas, de las cuales la más intensa -- fué la ocurrida el 20 de Septiembre como a las 19:30 hrs. que causó estragos en edificios ya dañados por el temblor principal.

La magnitud de la destrucción fué muy grande en la zona del lago (zona III) de la ciudad y prácticamente nula en las zonas de transición (zona II) y de lomas (zona I). Las estructuras más afectadas fueron las de 6 a 16 pisos. Además de la intensidad del sismo, los daños acumulados en el tiempo -- por sismos anteriores y por hundimientos, fueron causas adicionales del impacto que tuvo en las construcciones de la ciudad de México el macrosismo del 19 de Septiembre. Los registros instrumentales sugieren que las sollicitaciones dinámicas del temblor principal excedieron a las especificadas en las normas vigentes de diseño sísmico, las cuales se apoyaron principalmente en estadísticas analizadas en 1970. El evento de Septiembre de 1985 hizo necesaria la revisión de la información estadística y de otro tipo relacionada con la sismicidad en la ciudad de México.

Los tipos de daños observados se clasifican de la siguiente manera:

- a) Colapso total o parcial de la construcción.

- b) Daño mayor.
- c) Daño menor.
- d) Sin daño.

El primer caso incluye los derrumbes debidos a falla estructural, falla de cimentación o falla inducida por -- una construcción vecina. El segundo aquellos daños que han afectado a la estructura, pero que ésta puede repararse mediante una reestructuración o reforzamiento, y que también por razones de economía y de concepción arquitectónica defectuosa -- lleven probablemente a la decisión de su demolición. El tercer caso a daños estructurales locales y de poca cuantía, sobre todo a daños en elementos no estructurales. El último caso se refiere a las edificaciones que no resintieron el sismo. Por lo que se mencionó anteriormente, este trabajo se refiere esencialmente a daños de la segunda categoría.

I. EVALUACION SISMICA DE LOS EDIFICIOS

La evaluación sísmica de edificios se llevó a cabo - en dos etapas: Evaluación Preliminar y Evaluación Definitiva, mismas que fueron condensadas en una metodología de las reparaciones.

I.I. EVALUACION PRELIMINAR.

Esta evaluación se efectuó inmediatamente después de que ocurrió el sismo y consistió en una inspección ocular para conocer el grado y extensión de los daños en la estructura; como resultado de ésta evaluación se definió lo siguiente:

- a) Si se puede seguir habitando o si se requiere su demolición inmediata.
- b) Medidas de rehabilitación temporal.

Estas acciones inmediatas fueron realizadas por diversas Secretarías de Estado, Institutos, Dependencias Descentralizadas, Universidades, ect. y cuyas conclusiones preliminares, basadas en una inspección visual que no constituía un peritaje o un dictamen definitivo, pueden agruparse en los siguientes rubros:

- 1) Señalar si la edificación visitada reunía las condiciones de seguridad mínimas indispensables para que los ocupantes que en ella habitaban o laboraban pudieran ocupar normalmente y de inmediato dicho inmueble.

- 2) Indicar si la estructura visitada presentaba tales - características de daño o inseguridad que hiciera im posible el acceso y ocupación a los empleados o habi tantes, o que sólo permitiera el rescate de muebles, archivos, documentos, ect., tomando las debidas precauciones.
- 3) Determinar cuáles inmuebles requerían solamente repa raciones menores en elementos no estructurales que - permitan volver a ocuparlos en breve plazo.
- 4) Decidir qué construcciones exigían un estudio más -- profundo y detallado; es decir, la ejecución de un - verdadero peritaje, antes de tomar una decisión defi nitiva.

Asimismo, éstos principios fueron tomados como punto de referencia por los diversos especialistas en estructuras - al ser contratados sus servicios profesionales por un particu lar; ésta inspección estaba encaminada principalmente a un pe ritaje o dictamen definitivo, el cual determinaba la situaci ón estructural del edificio.

Así también, para una correcta evaluación de los da- ños y sus causas fué necesario identificar el sistema estructural utilizado en el edificio en estudio. Por lo que se tuvo que investigar a través de planos y físicamente cual fué el - sistema empleado en una edificación: marcos rígidos con o sin contravientos, con sistemas de piso de vigas y losas o de losas planas sin vigas, macizas o aligeradas; muros de concreto reforzado; muros de mampostería con o sin contravientos; ele-

mentos precolados ó alguna combinación de los elementos anteriores; también es importante tomar nota del sistema de cimentación empleado: zapatas aisladas o corridas; sistemas reticulares total o parcialmente compensados; pilotes de fricción - o de apoyo; o alguna combinación de estos sistemas.

Para localizar los daños y cuantificarlos durante la inspección, se tuvo que efectuar mediciones sobre los elementos más dañados, lo que implicó en algunos casos retirar parte de los acabados.

Para sistematizar el acopio de la información, se hizo necesario el uso de formas para tal efecto. Estas formas en términos generales incluían los siguientes conceptos:

- Fecha de inspección.
- Nombre del inspector.
- Localización: dirección, uso, antigüedad, propietario, teléfono.
- Descripción del edificio: identificación del sistema estructural, No. de pisos, sistemas de piso, sistemas de fachada, cimentaciones.
- Daños estructurales.
- Daños no estructurales.
- Recomendaciones.
- Conclusiones.

Asimismo, el equipo mínimo con que se debería contar para la realización de la inspección preliminar es la siguiente:

- Casco.
- Tabla de apoyo y formas de inspección.
- Cinta métrica.
- Plomada.
- Martillo o cincel.
- Linterna.
- Gietómetro.
- Cámara fotográfica.

Por otra, en términos generales, los daños más comunes observados en la inspección preliminar se pueden agrupar de la siguiente manera:

Daños Estructurales

Elemento Estructural	Tipo de Daño	Causas
Vigas	- grieta diagonal	- cortante o torsión
	- rotura de estribos.	- cortante o torsión
	- grietas verticales.	- flexión
	- rotura de refuerzo.	- flexión
	- aplastamiento	- flexión
Columnas	- grieta diagonal	- cortante o torsión
	- grieta vertical	- flexocompresión
	- aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	- flexocompresión
Unión viga-columna	- grieta diagonal	- cortante
	- falla por adherencia del refuerzo de vigas.	- flexión

II

Elemento Estructural	Tipo de Daño	Causas
Sistemas de piso	- grietas alrededor de columnas en losas.	- penetración
	- grietas longitudinales.	- flexión
Muros de concreto	- grietas diagonales	- cortante
	- grietas horizontales.	- flexocompresión.
	- aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	- flexocompresión.
Muros de mampostería.	- grieta diagonal	- cortante
	- grieta vertical en esquinas y centro.	- flexión y volteo.

Del cuadro anterior se resume que en este tipo de daños, se ha caracterizado por una reducción importante en la capacidad sismo-resistente de la estructura y que es necesario realizar un proyecto de reparación para la reestructuración y refuerzo de la estructura, o en su defecto proceder a la demolición inmediata.

Daños no Estructurales

- Agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería.
- Rotura de vidrios.
- Desprendimiento de aplanados, recubrimientos y elementos de fachada.
- Desprendimiento de plafones.
- Rotura de tuberías e instalaciones diversas.
- Daños locales en elementos estructurales.

De los puntos anteriores se concluye que no existe reducción en la capacidad sismo-resistente de la estructura, que no se requiere desocupar y que la reparación consistirá en la restauración del elemento estructural dañado.

I.I.I. APUNTALAMIENTO TEMPORAL.

Si como resultado de la evaluación preliminar de daños se concluía que no era necesaria la demolición inmediata de la estructura, posterior a esto, se definían las medidas de emergencia apropiadas para garantizar protección temporal mientras se llevaba a cabo el proyecto definitivo de reestructuración o se realizaban trabajos preliminares a la estructura.

Estas medidas tienen como objetivo aliviar -- las cargas verticales sobre los componentes estructurales dañados y proteger la estructura contra las acciones laterales debidas a acciones exteriores --viento, inclinación del edificio, contacto con un edificio colindante-- disponiendo de elementos de apoyos y de contraventeo provisional.

El propósito del apuntalamiento temporal tiene como fundamento, proporcionar resistencia provisional a -- aquellos elementos y conexiones de los cuales depende la seguridad del sistema estructural total.

Asimismo, por las necesidades inmediatas de -- brindar seguridad y estabilidad a la estructura, así como a la ciudadanía, el diseño de los sistemas de protección tempo-

ral estuvo basado principalmente por el ingenio, la intuición y la experiencia de los técnicos e ingenieros especialistas, ya que lo anterior vino a suplir a los análisis y dimensionamientos más detallados de dichos sistemas.

En base a lo anterior se hará un breve resumen sobre las fuerzas o acciones que se han de tomar en cuenta para el diseño de los sistemas de protección temporal, se exponen los materiales utilizados para el apuntalamiento vertical y de, contraventeo lateral utilizados en la rehabilitación y -reestructuración de los diversos edificios dañados.

ACCIONES.

En el artículo 18 de las Normas de Emergencia - en materia de construcción publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 18 de Octubre de 1985, se establecía -- que "mientras se lleven a cabo obras de refuerzo y reparación, los edificios dañados deben estar apuntalados de manera que garanticen la estabilidad de la estructura para cargas verticales estimadas y 25% de las laterales estimadas -- que se obtendrían aplicando las presentes Normas con las -- cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras" -- (ref.I).

Asimismo, con la aparición del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal publicado el - 3 de Julio de 1987, se dispone que "antes de iniciar las o-- obras de refuerzo y reparación, deberá demostrarse que el edificio dañado cuenta con la capacidad de soportar las cargas-

verticales estimadas y 30% de las laterales que se obtendrían aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas -- previstas durante la ejecución de la obra. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requieran, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de algunas partes de la estructura" (ref.2).

Por otra parte, en base a la experiencia de los técnicos e ingenieros especialistas, se podía prescindir de los soportes o apuntalamientos laterales en aquellos casos en que los daños a reparar fueran locales y con la evidencia de que la estabilidad de la estructura era estable. Esta práctica de reparación aún es muy utilizada.

APUNTALAMIENTO VERTICAL

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

Evidentemente se requiere apoyo vertical en el piso correspondiente al elemento dañado. Sin embargo, en algunas situaciones es posible limitar el apuntalamiento a un solo piso, en tales casos para garantizar que el apuntalamiento sea efectivo es necesario revisar la resistencia a cortante - en las secciones A-A', según la figura I.1.

La alternativa que más sea utilizado, consiste en proporcionar soporte provisional a todos los niveles, además del correspondiente al elemento dañado, según la fig. I.2.

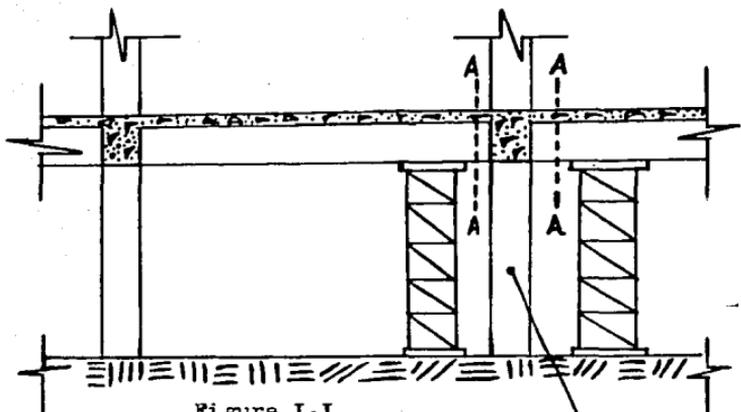


Figura I.1
Apuntalamiento vertical en un piso.

Columna o muro dañado

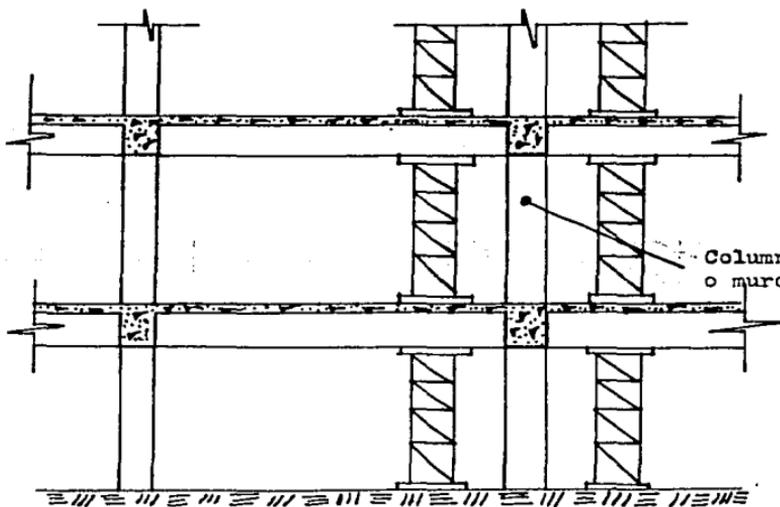


Figura I.2
Apuntalamiento vertical en varios pisos.

Columna
o muro dañado

De esta manera se reducen considerablemente las fuerzas cortantes a ambos lados del elemento vertical dañado. Cuando los elementos de soporte provisional se apoyan sobre las 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 tablonetes o vigas de madera acostados que distribuyan la carga uniformemente. Estas piezas pueden combinarse con placas de acero para cargas grandes o sistemas de piso débiles. Debe procurarse que los puntales sean colineales en todos los niveles. La distancia entre los sistemas de apoyos provisionales y el elemento dañado debe ser la mínima posible, aunque dejando espacio suficiente para los trabajos de reparación.

SOPORTES DE MADERA

La madera es uno de los materiales producto de la naturaleza, cuyas características propias le permiten tener una amplia diversidad de usos y que le hacen ser uno de los materiales más difíciles de sustituir.

La madera es quizá el material para apuntalamiento vertical más fácil de conseguir, puesto que es generalmente utilizado en las obras falsas y cimbras requeridas para la construcción de estructuras de concreto. Las secciones más comunes son el polín de 4x4 pulg. , la viga de 4x8 pulg. , el tablón de 2 pulg. de grosor y las tablas o duelas de 3/4 pulg. a 1 1/2 pulg. (refs. 4 y 5). Realmente estas medidas son nominales, ya que las medidas reales suelen ser algo menores. La madera generalmente asequible es el pino.

Las secciones o escuadrias mencionadas pueden combinarse de diversas formas para soportar cargas de alguna importancia. En el mayor de los casos, cuando existen cargas ligeras se han utilizado polines o vigas sin arriostrar y para evitar los problemas de penetración mencionados es necesario colocar en los apoyos, tablones o vigas acostados. Asimismo, en uno de los extremos se colocan cuñas como se indica en la figura I.3. También, pueden formarse elementos compuestos uniendo dos vigas por medio de clavos, pernos o flejes como se indica en la figura I.4.

La eficacia de los elementos aislados pueden incrementarse por medio de arriostramientos triangulares que disminuyen las longitudes efectivas de pandeo. El arriostramiento puede hacerse únicamente en el sentido desfavorable en el 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. Entonces para tener un soporte vertical efectivo, las piezas para arriostrar deben tener un grosor mínimo de 10 cm. deben clavarse con clavos de 2 I/2. El número de clavos en cada unión debe ser el máximo posible en el espacio disponible, sin que se excedan los espaciamientos según las Normas Técnicas de Madera (ref. 6).

ELEMENTOS DE ACERO

Cuando las cargas a soportar son grandes se ha recurrido al empleo de perfiles simples de acero o a combinaciones de ellos para formar diferentes tipos de secciones con

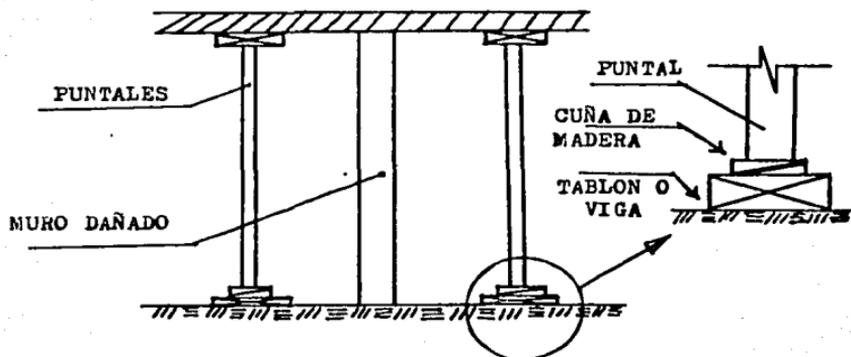


FIGURA I.3

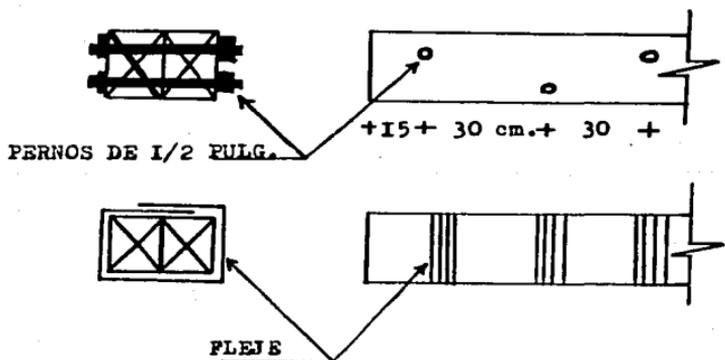


FIGURA I.4

puestas. Tanto los perfiles simples como las secciones compuestas deben estar provistas de placas de apoyo.

Una alternativa interesante a sido en un refuerzo formado por ángulos en las esquinas de las columnas dañadas y unidos por placas de metal como se muestra en la fig. - I.5. Este tipo de soporte puede aprovecharse para el refuerzo definitivo de la columna como se describirá en el capítulo III. 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.

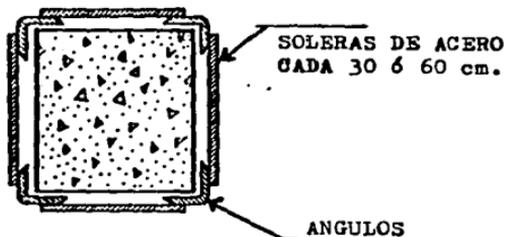


FIGURA I.5 Apuntalamiento con ángulos y soleras de acero.

Asimismo, 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.

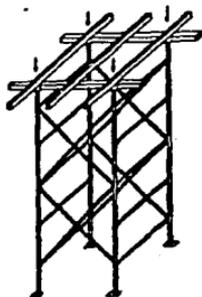
Para cargas ligeras se han utilizado soportes - telescópicos independientes como el mostrado en la figura I.6a. La capacidad de estos elementos es del orden de dos toneladas y su altura máxima es de aproximadamente de tres metros.

La altura puede ajustarse por medio de un dispositivo a base de roscas. Están provistos de placas de apoyos en los extremos, pero en caso de que los esfuerzos de penetración sean excesivos, deberán disponerse tablonos o vigas adicionales para lograr una mejor repartición de la carga.

Para soportar sistemas de piso o techos ligeros que hayan sufrido daños, se han utilizado combinaciones de -- elementos tubulares como en el caso ilustrado en la figura -- I.6b. La altura de estos elementos puede ajustarse por medio de dispositivos de rosca, al igual que en el caso de los soportes telescópicos independientes debe cuidarse los detalles de apoyos en ambos extremos.



(a)



(b)

Figura I.6 Elementos tubulares.

APUNTALAMIENTO LATERAL

Como se señaló en el inciso I.I.I, en las normas de emergencia (ref I.) se exigía que en los edificios dañados se previera de un soporte lateral adecuado durante las operaciones de reparación, de igual manera con la aparición del nuevo reglamento (ref 2.), se ha establecido esta misma disposición con un incremento al 30% de las cargas laterales. La determinación de la capacidad de carga y 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. El soporte lateral puede lograrse con puntales inclinados y con sistemas de contraventeo de diversos tipos.

Los edificios a base de marcos se han rigidizado temporalmente por medio de contraventeos formados por miembros diagonales de madera o de acero que trabajen en compresión, dispuestos en la forma indicada en la figura I.7. Se ha visto que si las columnas no son capaces de resistir las componentes verticales introducidas por el contraventeo, ha sido necesario completarlo con elementos adicionales verticales. Una forma de lograr lo anterior es como se muestra en el contraventeo de la figura I.8.

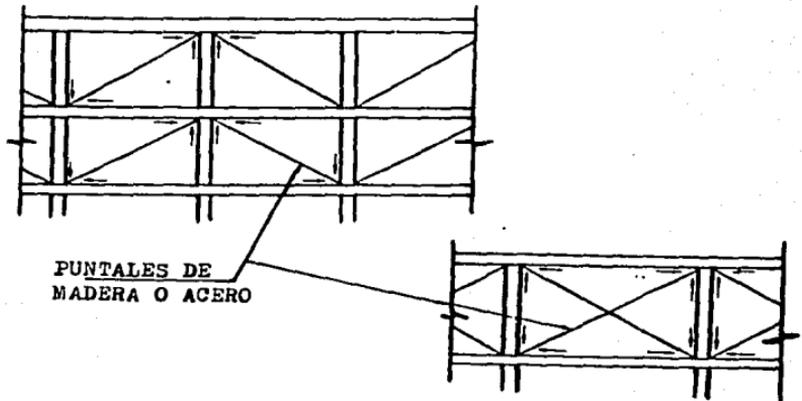


FIGURA I.7 Contraventeo con puntales en compresión.

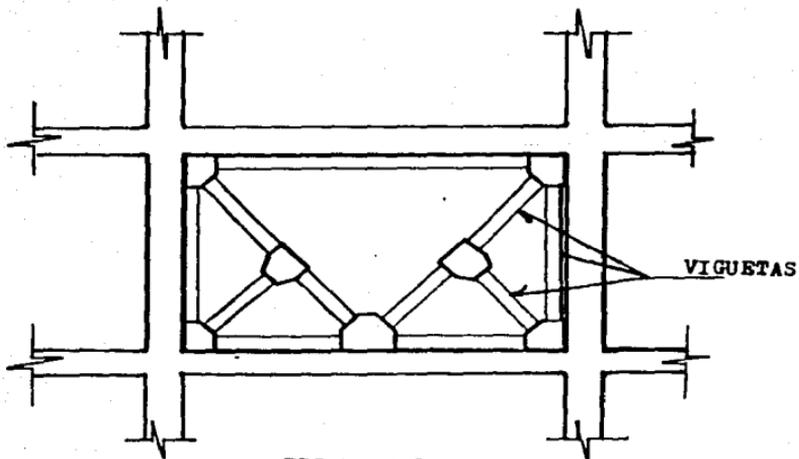


FIGURA I.8

I.2 EVALUACION DEFINITIVA.

El objetivo de la evaluación definitiva ha sido determinar si la estructura dañada es reparable; esto es, si es posible recuperar parte de la inversión que 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.

Una vez que se determinó realizar una evaluación definitiva a la estructura, el primer paso a seguir fué obtener la mayor información posible sobre el edificio, referente al diseño original del mismo, su proceso constructivo, el uso y adaptaciones que haya tenido durante su vida útil. Esta información se puede agrupar de la siguiente manera:

- Planos estructurales.
- Planos arquitectónicos.
- Planos de instalaciones.
- Memorias de cálculo.
- Estudio de mecánica de suelos.
- Normas de diseño utilizadas.
- Normas de diseño vigentes para la reparación.
- Bitácora de la construcción.
- Informes del control de calidad de los materiales empleados.
- Uso actual de la estructura.
- Remodelaciones o reparaciones previas.

Debe mencionarse que en la mayoría de los edificios dañados por los sismos pasados, no se contó con toda la información antes citada; sin embargo, fué necesario obtener la

información faltante a partir de la propia estructura.

Por otra parte, ha sido indispensable verificar la validez de la información disponible, pues tanto la estructuración como las propiedades de los materiales de la construcción pudieron haber sufrido cambios con el tiempo, o no se cumplieron las especificaciones del proyecto desde un principio. El párrafo anterior se expondrá más ampliamente en el capítulo II.

Los principales conceptos que han requerido ser verificados con mayor cuidado son los siguientes:

Planos Estructurales y Arquitectónicos.

- Existencia y ubicación de los elementos estructurales.
- Dimensiones y armados de los elementos estructurales.
- Existencia y ubicación de los elementos divisorios.
- Existencia y ubicación de aberturas.
- Uso actual de la estructura.

Estudio de Mecánica de Suelos y Nivelaciones.

Cuando se han tenido indicios de desplome o hundimientos, ha sido necesario efectuar una nivelación general de la estructura antes de realizar las reparaciones correspondientes; como es el caso del dictamen técnico del edificio ubicado en Casas Grandes No. 153, Col. Narvarte; el cual indica que "...de acuerdo a los daños observados se realizará un proyecto de revisión y adecuación a las Normas de la estructura, en las que se proponen los siguientes lineamientos para -

un proyecto viable y económico:

1. Demoler completamente el último piso de la estructura, ya que se trata de un piso sin continuidad estructural y con cargas irregulares a la cimentación.
2. Llevar un registro periódico de los movimientos de la estructura, posteriores a la demolición del último nivel; esto es, plomos y nivelaciones en periodos constantes, primero cada mes un año, y posteriormente cada seis meses dentro de un programa de mantenimiento del inmueble.
3. No deberá hacerse ninguna de las reparaciones mencionadas con el inmueble habitado" (Ref.7).

En base a lo anterior, incluso en muchos edificios se han tenido que hacer nuevos sondeos y pruebas de laboratorio para la verificación de las características del suelo.

Características de los materiales.

El objetivo de la verificación de las características mecánicas de los materiales de elementos estructurales de los edificios, es determinar sus características actuales como son resistencia, agrietamiento, calidad de los concretos, etc. y así poder efectuar de una manera veraz el proyecto de reparación.

Las pruebas destructivas y no destructivas, realizadas a los elementos estructurales son las siguientes:

A) PACOMETRO ó R-METER.

Es un instrumento preciso para la inspección de varillas en concreto reforzado, el aparato registra en una escala los disturbios ocasionados por cualquier material magnético externo que se interne en el campo magnético producido por el aparato; una vez calibrado indicará el diámetro de la varilla y la distancia a la que se encuentra de la superficie sobre la cual se realiza la prueba.

B) ESCLEROMETRO.

Esta prueba se basa en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie contra la cual incide. Este aparato es de gran utilidad para determinar la dureza superficial del concreto; es una prueba comparativa que en conjunto con las demás arroja resultados veraces sobre el estado de los materiales de una estructura.

C) PULSO ULTRASONIDO o V-METER.

Este aparato se utiliza para determinar la homogeneidad del concreto, mediante la medición de la velocidad de ondas de tipo longitudinal a través del concreto. La relación (que no es única) que existe entre la velocidad de onda y la calidad del concreto nos proporcionan datos de comparación para obtener la resistencia del concreto en ese momento.

D) EXTRACCION DE CORAZONES DE CONCRETO.

La extracción y prueba de corazones de concreto, permite estimar la resistencia del mismo en la estructura y -

su módulo de elasticidad; también aporta información sobre su composición granulométrica, densidad aparente y carbonatación.

A continuación se presentan el resultado de reportes de control de calidad de materiales antes citados. - Asimismo, se puede observar las diversas formas de presentar dichos reportes.

1) Esclerómetro

" Proporcionar a ustedes el estudio esclerométrico que se realizó en el muro de concreto del cubo de escaleras....los resultados obtenidos aparecen en forma tabular por niveles de la tabla No. I a la I5 y en forma gráfica en la tabla No. I6, cada una de las 6I pruebas fué el resultado de una serie de IO lecturas por punto, donde se eliminaron las lecturas con mayor variación de acuerdo a la ASTM-C-805.

En la tabla No. I6, se delimitó un rango entre 225 Kg/cm² y 300 Kg/cm², debido a que las resistencias obtenidas variaron en dicho rango. Hacemos la aclaración que las pruebas con esclerómetro reflejan una resistencia aproximada del concreto puesto que son numerosas las variables que modifican las lecturas del número de rebote algunas de estas no influyen en la calidad del concreto ya endurecido como son los concretos hechos con agregados provenientes de diferentes tipos de roca, puesto que estos tienen números de rebote un poco diferentes, aún cuando sus resistencias a compresión sean iguales.

Otra variante en las lecturas con esclerómetro es la presencia de oquedades en el interior de la masa del concreto e inclusive en su exterior, esta observación se ha-

ce puesto que se detectó falta de vibrado en algunas zonas, - lo que se refleja en algunas lecturas bajas.

En base a dichas variantes y a los resultados - obtenidos, creemos conveniente se tome como referencia las - resistencias cercanas a los 300 Kg/cm^2 . "Ref.(I3).

2) Extracción de corazones

Asimismo, se presenta un reporte de extracción de corazones de concreto del edificio ubicado en Venustiano Carranza II7, Col. Centro. (hojas 36-38), Ref. (I4).

Noviembre, 1988.

TABLA No. 1
NIVEL SOTANO 3

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²)
1	37.5	309	357
2	39.9	348	
3	44.2	414	

TABLA No. 2
NIVEL SOTANO 2

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²)
4	34.4	260	319
5	37.8	311	
6	42.3	386	

TABLA No. 3
NIVEL SOTANO 1

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²)
7	33.5	250	
8	37.5	305	
9	29.8	204	235
10	32.2	232	
11	30.6	210	
12	30.7	211	

Noviembre, 1988.

TABLA No. 3
NIVEL PLANTA BAJA

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIAS PROMEDIO (Kg/cm ²)
13	31.4	225	
14	39	274	230
15	30.7	211	
16	30.4	209	

TABLA No. 4
NIVEL MEZANINE

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIAS PROMEDIO (Kg/cm ²)
17	33.2	246	
18	30.9	218	259
19	33.6	251	
20	29.1	290	

TABLA No. 5
NIVEL 1º

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIAS PROMEDIO (Kg/cm ²)
21	33	245	
22	28.7	183	227
23	33.8	252	
24	32	228	

Noviembre 17, 1988.

TABLA No. 6

NIVEL 2*

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
25	32	228	
26	36.8	295	287
27	36.1	288	
28	39.6	337	

TABLA No. 7

NIVEL 3*

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
29	36.4	323	
30	37.3	304	279
31	31.6	230	
32	34.2	259	

TABLA No. 8

NIVEL 4*

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
33	33.7	252	
34	33.1	242	234
35	29.6	197	
36	33.3	246	

Noviembre 17, 1988.

TABLA No. 9

NIVEL 5°

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
37	31.6	225	
38	36.2	294	287
39	38.8	330	
40	32.1	299	

TABLA No. 10

NIVEL 6°

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
41	29.5	197	
42	32.2	232	210
43	28.9	188	
44	31.4	225	

TABLA No. 11

NIVEL 7°

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
45	29.3	195	
46	32.4	233	194
47	29.3	193	
48	31.5	157	

Noviembre 17, 1988.

TABLA No. 12

NIVEL 8*

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
49	35.4	281	
50	31.3	218	262
51	35.5	275	
52	35.5	275	

TABLA No. 13

NIVEL 9*

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
53	37.2	303	
54	34.2	260	
55	30.1	204	258
56	38.1	316	
57	32.7	239	
58	31.9	228	

TABLA No. 14

NIVEL 10*

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	F'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
59	30.7	211	226
60	33	242	

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA Y ESPACIO

Noviembre 17, 1988.

TABLA No. 15

NIVEL 11*

No. DE PRUEBA	LECTURA PROMEDIO	f'c OBTENIDA CON ESCLEROMETRO (Kg/cm ²)	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm ²).
61	37.1	302	302

FECHA DE PRUEBA CON ESCLEROMETRO: 14 Y 15 DE NOVIEMBRE DE 1988.

INGENIERIA EXPERIMENTAL, S.A.

VIAJ. M. ALFONSO 190

MEXICO

538-05-44

538-05-45

538-05-46



ENSAYE DE CORAZONES DE CONCRETO ENDURECIDO

UBICACION: EDIFICIO

CIA. SOLICITANTE: SR. FARID A. NADER N

UBICACION: VENUSTIANO CARRANZA N° 117

FECHA DE EXTRACCION: JUNIO 3 DE 1988

DATOS DE LA ZONA VERIFICADA:

	kg/cm ²	Rev.	cm	Tom. max.	cm
SPECIMEN No.		9	10		
EDAD DE ENSAYE (días)		7	7		
FECHA DE ENSAYE		10 - VI	10 - VI		
DIRECCION DE PERFORACION		HORIZONTAL	HORIZONTAL		
DIAMETRO (cm)		4.5	4.5		
ALGUTURA SIN CABECEO (cm)		8.5	8.6		
ALGUTURA CON CABECEO (cm)		8.9	9.0		
COEFICIENTE DE CORRECCION		0.998	1.0		
ÁREA (cm ²)		15.9	15.9		
CARGA MÁXIMA (kg)		3855	3628		
RESISTENCIA A LA COMPRESION CORREGIDA (kg/cm ²)		241	228		
DIRECCION DE FALLA		INCLINADA	INCLINADA		
AGRIETADO MÁXIMO (mm)		20 mm	20 mm		
CONDICION DE CURADO		EN SECO	EN SECO		
TEXTURA		FOROSO	FOROSO		

REALIZACION: Especimen N° 9.- Trabe del eje 9 entre C y D Nivel 2
 Especimen N° 10.- En Columna del eje A-2, Nivel 1.
 (altura piso a perforación 1.50 m)

OBSERVACIONES:

Fecha: 15 Junio 88
 Maria Gomez

TIPO DE PRUEBA EMPLEADO: NDM C-109

36
INGENIERIA EXPERIMENTAL, S.A.

VIAD. M. ALFARAN 190

MEXICO

538-05-44

538-05-45

538-05-46

12. D. F.



**ENSAYE DE CORAZONES
DE CONCRETO ENDURECIDO**

OBRA: EDIFICIO CIA. SOLICITANTE: SR. FARID A. NADER N.

UBICACION: V. CARRANZA N° 117 FECHA DE EXTRACCION: JUNIO 2 DE 1988

DATOS DE LA ZONA VERIFICADA :

C. kg/cm² Rev. cm Tam. max. cm

ESPECIMEN No.	1	2	3	4	5
EDAD DE ENSAYE (días)	7	7	7	7	7
FECHA DE ENSAYE	JUNIO 9				
DIRECCION DE PERFORACION	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL
DIAMETRO (cm)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
LONGITUD SIN CABECEO (cm)	8.6	8.6	8.6	8.6	8.7
LONGITUD CON CABECEO (cm)	8.8	8.8	8.8	8.9	8.9
FACTOR DE CORRECCION	0.998	0.998	0.998	0.999	0.999
AREA (cm ²)	15.90	15.9	15.9	15.9	15.9
CARGA MAXIMA (kg)	4309	3855	3175	2494	3175
SISTENCIA A LA IMPRESION CORREGIDA (kg/cm ²)	270	242	199	157	199
TIPO DE FALLA	VERTICAL	VERTICAL	INCLINADA	INCLINADA	INCLINADA
GRANDEZAS MAXIMAS ALCANZADAS (mm)	19	19	12	12	19
CONDICION DE CURADO	EN SECO				
EFFECTOS	COQUEDAD	POROS	POROS	POROS	POROS

LOCALIZACION:

- 1.- Trabe eje E Entre 7 y 8, Nivel 7
- 2.- Columna B-9 Nivel 6
- 3.- Trabe eje A Entre 9 y 10, Nivel 6
- 4.- Columna B-4, Nivel 5
- 5.- Columna C-8, Nivel 3

Libri: 16. junio 88

CONSEJERIAS:

Yrma Cárdenas

METODO DE PRUEBA EMPLEADO NOM. C-169

37
INGENIERIA EXPERIMENTAL, S.A.
 VIAD. M. ALMAN 190 MEXICO 12, D. F. 538-05-44 538-05-45 538-05-46



ENSAYE DE CORAZONES DE CONCRETO ENDURECIDO

DIR: EDIFICIO CIA. SOLICITANTE: SR. FARID A. NADER N.

UBICACION: V. CARRANZA Nº 117 FECHA DE EXTRACCION: JUNIO 2 DE 1988

DATOS DE LA ZONA VERIFICADA :

f'c _____ kg/cm² Rev. _____ cm Tam. max. _____ cm

ESPECIMEN No.	6	7	8	-----	-----
EDAD DE ENSAYE (días)	7	7	7	-----	-----
FECHA DE ENSAYE	JUNIO 9	JUNIO 9	JUNIO 9	-----	-----
DIRECCION DE PERFORACION	HORIZONTAL	HORIZONTAL	HORIZONTAL	-----	-----
DIAMETRO (cm)	4.5	4.5	4.5	-----	-----
LONGITUD SIN CABECED (cm)	8.7	8.7	8.7	-----	-----
LONGITUD CON CABECED (cm)	8.9	8.9	8.7	-----	-----
FACTOR DE CORRECCION	0.999	0.999	0.997	-----	-----
AREA (cm ²)	15.9	15.9	15.9	-----	-----
CARGA MAXIMA (kg)	3855	3628	2948	-----	-----
RESISTENCIA A LA COMPRESION CORREGIDA (kg/cm ²)	242	228	185	-----	-----
TIPO DE FALLA	INCLINADA	INCLINADA	INCLINADA	-----	-----
TAMARO MAXIMO DE AGREGADO (mm)	19	19	12	-----	-----
CONDICION DE CURADO	EN SECO	EN SECO	EN SECO	-----	-----
EFFECTOS	POROS	POROS	POROS	-----	-----

LOCALIZACION:
 6.- Trabe eje 6 Entre B y C, Nivel 4
 7.- Trabe eje B Entre 9 y 10, Nivel 3
 8.- Columna eje D-5, Nivel 2

OBSERVACIONES:

FRATU

*Nivel: 16 pernos
 para curado*

MEJORA DE PRUEBA EMPLEADO NOM. C-169

INGENIERIA EXPERIMENTAL, S.A.

MEXICO, D.F. 190

538-05-54

538-05-45

538-05-46

MEXICO

12

D.F.

ENSAYE DE CORAZONES
DE CONCRETO ENDURECIDO

OBRA: EDIFICIO

CIA. SOLICITANTE: SR. FARID A. NADER N.

UBICACION: VENUSTIANO CARRANZA N° 117

FECHA DE EXTRACCION: JUNIO 3 DE 1988

DATOS DE LA ZONA VERIFICADA:

C _____ kg/cm²

Rev. _____ cm

Tom. max. _____ cm

ESPECIMEN No.	9	10		
DAD DE ENSAYE (días)	7	7		
ECHA DE ENSAYE	10 - VI	10 - VI		
DIRECCION DE PERFORACION	HORIZONTAL	HORIZONTAL		
DIAMETRO (cm)	4.5	4.5		
LONGITUD SIN CABECEO (cm)	8.5	8.6		
LONGITUD CON CABECEO (cm)	8.9	9.0		
FACTOR DE CORRECCION	0.998	1.0		
ÁREA (cm ²)	15.9	15.9		
CARGA MÁXIMA (kg)	3855	3628		
RESISTENCIA A LA COMPRESION CORREGIDA (kg/cm ²)	241	228		
TIPO DE FALLA	INCLINADA	INCLINADA		
AMPLIACIÓN MÁXIMA DE AGRIETADO (mm)	20 mm	20 mm		
CONDICION DE CURADO	EN SECO	EN SECO		
EFFECTOS	POROSO	POROSO		

LOCALIZACION: Especimen N° 9.- Trabe del eje 9 entre C y D Nivel 2
Especimen N° 10.- En Columna del eje A-2, Nivel 1.
(altura piso a perforación 1.50 m)

OBSERVACIONES:

Fecha: 15 junio 88
Yvona Contreras

M. TIPO DE PRUEBA EMPLEADO NOM. C-169

3) Ultrasonido

"...para la prueba con ultrasonido se procedió a revisar las columnas que previamente se habían analizado - con esclerómetro, para verificar y constatar el estado de su interior. .

En la tabla 4 se encuentran los datos de campo y la velocidad del sonido a través de ella como comparación; para ver su estado se tomaron como base los siguientes datos:

VELOCIDAD	DENSIDAD	f'c APROXIMADO
4574 o más	excelente	mayor de 400 Kg/cm ²
3660 - 4575	bueno	350 a 400 Kg/cm ²
3050 - 3660	regular	250 a 350 "
2135 - 3050	malo	150 a 250 "
2135 o más	muy malo	menor de 150 "

Como se puede observar por las velocidades de - la tabla 4, las resistencias corresponden en su mayoría al - rango de los 200 a 300 Kg/cm², teniendo algunas columnas resistencias muy altas, como se había observado con el esclerómetro.

En la tabla, las columnas marcadas están agrietadas, las demás con baja velocidad nos indican que la resistencia es baja, o que están mal vibradas en su interior.

Las resistencias obtenidas con el equipo de ultrasonido concuerdan con las obtenidas mediante el esclerómetro." Ref.(15).



Ingeniería Computarizada y Prefabricación S.A.

TABLA 4

PRUEBAS DE ULTRASONIDO (5-DIC-87).

SONDEO	DISTANCIA	TIEMPO	VELOCIDAD	DISTANCIA	TIEMPO	VELOCIDAD
NIVEL 5 :						
1 H-4	25.5	9.7	2628	40	148.8	2688
2 E-7	29.0	102.7	2823	40	141.0	2837
3 B-17	26.0	140.0	1857	40	138.8	2882
4 H-15	28.5	131.8	2162	40	141.1	2835
NIVEL 4 :						
1 H-4	29.0	124.0	2338	41	144.3	2841
2 E-7	23.0	87.7	2622	41	182.5	2246
3 B-17	35.0	156.2	2241	40	148.0	2703
4 H-15	36.0	160.2	2247	40	126.8	3154
5 C-3	30.0	132.8	2259	33	378.0	873
				23	92.8	2478
NIVEL 3 :						
1 H-4	30.0	102.1	2938	41	123.3	3325
2 E-7	18.0	45.5	3964	71	194.0	3659
3 B-17	32.0	116.0	2758	41	149.2	2748
4 H-15	33.0	135.0	2444	40	121.2	3300
NIVEL 6 :						
1 H-4	26.5	94.5	2804	40	125.2	3195
2 E-7	23.5	124.8	1883	32.5	258.0	1259
3 B-17	23.0	97.0	4893	40	152.2	2628
4 H-15	27.0	104.1	2593	55	174.0	3160
NIVEL 7 :						
1 H-4	40	150.0	2666	29	142.0	2042
2 E-7	23	101.5	2266	40	158.1	2530
3 B-17	35.5	141.5	2509	23	138.5	1660
4 H-15	27	119.0	2269	27	210.0	1343
NIVEL 8 :						
1 H-4	21	183.5	1144	40	123.1	3249
2 E-7	27	115.0	2344	40	131.0	3053



Ingeniería Computarizada y Prefabricación S. A.

TABLA 4

SONDEO	DISTANCIA	TIEMPO	VELOCIDAD	DISTANCIA	TIEMPO	VELOCIDAD
NIVEL 2 :						
1 H-4	24.5	118.5	2067	41	135.1	3034
2 E-7	32.0	120.8	2649	24	84.3	2847
3 B-17	31.5	123.5	2550	40	132.0	3030
4 H-15	32.5	153.0	2124	40	145.6	2747
NIVEL 1 :						
1 H-4	30.5	116.8	2611	40	116.6	3430
2 E-7	40.5	157.4	2573	40	121.8	3284
3 B-17	37.5	158.4	2367	40	124.6	3210
5 H-15	25.0	78.0	3205	49.5	193.0	2564

Por otra parte, se presenta un estudio realizado con pacómetro.

4) Pacómetro

"...el estudio arrojó que las columnas tienen -- aproximadamente los estribos como se indica en planos, y las varillas en las columnas en paquetes localizados en las esquinas conforme a los planos.

Se detectó que el recubrimiento de 2.5 cm indicado en planos no se respetó, ya que las varillas están en algunos casos con recubrimientos de más de 5 cm.

Se detectó también cuales muros de tabique llevan cadenas, y cuales no, lo que es importante para el análisis por computadora." (Ref. I6).

Finalmente, como complemento a este tema a continuación, se presenta un estudio completo de control de calidad de materiales, realizado por la empresa de consultoría -- RIOBOO S.A. para el proyecto estructural de reforzamiento del ISSSTE Zaragoza (Ref.24). Asimismo, se presenta la conclusión de dicho estudio, el cual se basa en la comparación de los resultados obtenidos.

RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1184 DESP 302
 CODIGO POSTAL 03100 MEXICO, D.F.
 TELE 559-13 81 Y 575-48-05



CED DE EMP 757534

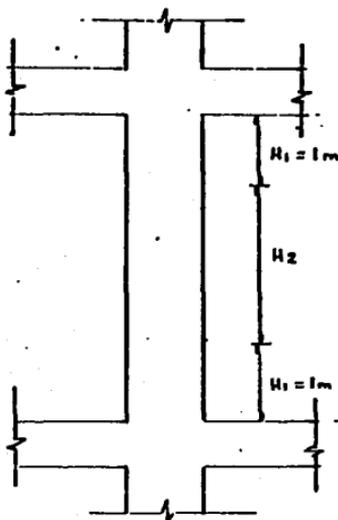
REG FED. DE CAUS RFD 740407-001

6. Control de Calidad de Materiales

6.1. Ensayes con R-Meter

Edificio: ISSSTE Zaragoza

Las pruebas de auscultación con el aparato R-Meter se efectuaron en 97 elementos, las mediciones se realizaron en las secciones que se muestran en el esquema siguiente:



En todas las columnas se obtuvieron las distancias entre el refuerzo transversal siguiente:

Para los extremos $H_1 = 15 \text{ cm}$
 Para la parte central $H_2 = 30 \text{ cm}$



D DE EMP 757534

44

RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP 309
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO, D. F.
TELE 559-12-81 Y 575-4805

REG. FED. DE CAUS RIO 740402-001

6.2. Ensayos con V-Meter

Edificio: ISSSTE Zaragoza.

V-Meter

# de muestras obtenidas	105
Concreto de calidad pobre	19 %
Concreto de calidad regular	10 %
Concreto de buena calidad	$\frac{71}{100}$ %

Concreto de buena calidad

Profundidad máx. de grieta máx. = 15 cm (trabe eje A' -5 y 6 niv.

Profundidad de grieta mín. = 2.88 cm (trabe eje A' -5 y 6 niv. 5

Esclerómetro

# de muestras obtenidas	432
Valor máximo obtenido	513 kg/cm ²
Valor mínimo obtenido	151 kg/cm ²
Media	357.65 kg/cm ²
Desviación estandar	58.87 kg/cm ²

Pachometro

# de muestras obtenidas	97
Separación de estribos en los extremos de columnas	15 cm
Separación de estribos en la parte media de las columnas	30 cm



45
RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO, D. F.
TELE 559 13 81 Y 575 48 06

CED DE EMP. 757534

REG. FED. DE CAUS RIO-740407-001

6.3. Ensayes de corazones

Edificio: ISSSTE Zaragoza

Núcleos de concreto	
# de muestras obtenidas	20
Resistencia máxima obtenida	423 kg/cm ²
Resistencia mínima obtenida	223 kg/cm ²
Resistencia media	362.4 kg/cm ²
Desviación estandar	49.62 kg/cm ²

RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP 307
 CODIGO POSTAL 03100 MEXICO, D. F.
 TELS 559-1381 Y 575-4805



LED DE EMP 757534

REG. FED. DE CAUS RIO740407001

6.4. Análisis de resultados

Edificio: ISSSTE

Zaragoza

De acuerdo a los resultados obtenidos y el análisis de los mismos se puede ver que existen variaciones en los valores a la compresión obtenida por la prueba de núcleos de concreto y esclerómetro, sin embargo se considera que es aceptable estructuralmente ya que los resultados fueron superiores a la resistencia de proyecto.

La posibilidad de existencia de grietas es muy baja ya que la calidad del concreto es buena.

En lo que corresponde a la posición del armado, el R-Meter indicó que las distancias del acero transversal cumplen con lo establecido en los planos.

EVALUACION DE LA ESTRUCTURA.

Un último punto de la evaluación definitiva, - consiste en evaluar el estado de la estructura dañada, por lo que es necesario conocer su capacidad sismo-resistente -- inicial y con ella como base, tratar de comprender su comportamiento durante el sismo y las causas de los daños que se presentaron.

Si de acuerdo con la evaluación definitiva de - la estructura se considera que la misma es reparable, se procede al diseño de la alternativa elegida de acuerdo al estudio realizado con las Normas en vigor (Refs.2,8).

Si dicho estudio concluye que la capacidad de la estructura original cumple con las Normas vigentes, los - daños presentados son ligeros y se originaron en pocos elementos; entonces, el camino a seguir es la restauración de - dichos elementos.

Si por el contrario, la estructura original no cumple con las Normas vigentes se deduce que los daños fueron fuertes o graves, y además se encuentran problemas de estructuración; entonces, la reparación consistirá en reforzar la estructura. En estos casos, además de la restauración y - el refuerzo de los elementos dañados, es recomendable introducir nuevos elementos rigidizantes, sobre todo si se tiene una estructuración deficiente.

I.3 METODOLOGIA DE LAS REPARACIONES

Como se mencionó anteriormente, el levantamiento de daños, el análisis de la información disponible y los principales criterios para la reparación y reforzamiento de la estructura; son recopilados y evaluados en una metodología y formato que a continuación se presenta. En particular se considera apropiada la manera de clasificar a los elementos estructurales en tres categorías: sin daño, menor y mayor; de acuerdo al nivel de daños que presentan.

Esta metodología se concentró en un dictamen y estudio técnico; mismo, que deberá ser suscrito por un perito especialista en estructuras y cimentaciones, propuesto por los diversos colegios, asociaciones y sociedades reconocidas por el Departamento del Distrito Federal. Cabe mencionar que dicho dictamen tiene como origen las Normas de Emergencia (Ref.I); además, de ser una nueva disposición en el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal(Ref.2) en su modalidad de Director Responsable de Obra y Corresponsable en sus diversas áreas.

Por otra parte, es imprescindible que el ingeniero responsable de la evaluación intervenga directamente en el levantamiento de daños para que determine el modo de falla de los elementos y que los datos obtenidos se vacíen en planos ó croquis de tal manera que se tenga una visión global de los daños en la estructura, lo cual permite que el ingeniero visualice el problema y al mismo tiempo pueda pensar en las medidas de reparación.

FECHA _____

I. DESCRIPCION DEL INMUEBLE**I.1. UBICACION DEL INMUEBLE**

Calle y Número _____
 Colonia _____
 Delegación _____

I.2. PROPIETARIO

Nombre o razón social _____
 Calle y Número _____ Colonia _____
 Delegación _____
 Telefonos _____

I.3. USO DEL INMUEBLE

Sotanos. _____
 Planta Baja y Niveles Superiores. _____

PRIVADO () PUBLICO ()

I.4. No. de Niveles _____

I.5. AREA TOTAL DE CONSTRUCCION _____ M² DEL PREDIO _____ M²

I.6. TIPO DE CONSTRUCCION

Concreto Reforzado () Acero () Concreto Prefabricado ()
 Mamposteria () Otro _____

I.7. ESTRUCTURACION

Marcos () Muros de Carga () Muros Contraventeados ()
 Mixto () Otros _____

I.8. SISTEMA DE PISO

Losa maciza con trabe () Losa plana () Losa reticular ()
 Cascarón () Otro _____

I.9. CIMENTACION

Cajón () Zapatas Corridas () Zapatas Aisladas ()

Pilotes: Fricción () Punta () Punta Penetrante ()

De control () Entrelazados ()

Mixta () Otras _____

I.10. TIPO DE SUELO

Zona I () Zona II () Zona III ()

I.11. FECHA DE CONSTRUCCIÓN DEL INMUEBLE _____

I.12. REPARACIONES ANTERIORES POR SISMO

NO () SI () NO SE SABE ()

2. INSPECCION DE DAÑOS

2.1. EXTERIORES

Derrumbe total () Derrumbe parcial () Desplomado () _____ CM.

Hundido a consecuencia del sismo SI () NO ()

Emergido a consecuencia del sismo SI () NO ()

2.2. EN COLINDANCIA

1. Afectado por derrumbe de alguna construcción vecina SI() NO()
Ubicación de esta _____2. Derrumbe sobre alguna construcción vecina al inmueble SI() NO
Ubicación de esta _____3. El inmueble pone en peligro alguna construcción vecina SI() NO
Ubicación de esta _____

4. Separación con colindancias -----

2.3. EN CIMENTACION

Bueno () Desplome () _____ CM. Hundido () _____ CM.

Emersión () _____ CM. Otro _____

2.4. DAÑOS NO ESTRUCTURALES NIVEL _____

I. SIN DAÑO 2. DAÑO MENOR 3. DAÑO MAYOR

Muros divisorios () Plafones () Recubrimiento ()

Fachada no estructural () Instalación hidráulica ()

Instalación eléctrica () Instalación sanitaria ()

CROQUIS DE LOCALIZACION DE DAÑOS EN ESTE NIVEL

--

DAÑOS EN COLUMNAS

NIVEL _____

- a) Fisuras $L. \leq I$ mm Tipo de daño _____
 Causas _____
- b) Grietas $L. > I$ mm Tipo de daño _____
 Causas _____
- c) Pérdida de material Tipo de daño _____
 Causas _____
- d) Varillas: visibles _____
 rotas _____
 no existen _____
- e) Sin daños _____

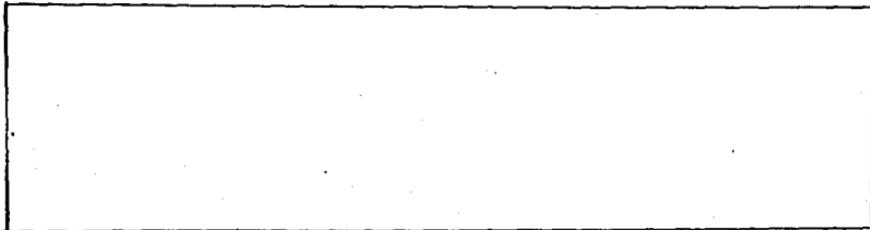
CROQUIS DE LA PLANTA INDICANDO LETRA SEGUN EL CASO

DAÑOS EN MUROS DE CARGA

NIVEL _____

- a) Fisuras $L. \leq Imm$ Tipo de daño _____
 Causas _____
- b) Grietas $L. > Imm$ Tipo de daño _____
 Causas _____
- c) Pérdida de material Tipo de daño _____
 Causas _____
- d) Varillas: visibles _____
 rotas _____
 no existen _____
- e) Sin daños _____

CROQUIS DE LA PLANTA INDICANDO LETRA SEGUN EL CASO

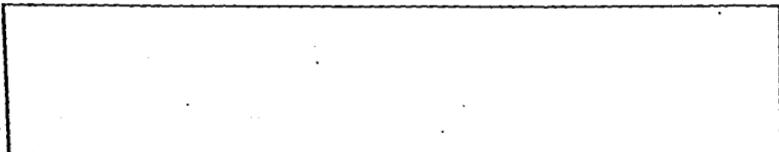


DAÑOS EN LOSAS

NIVEL _____

- a) totalmente colapsada b) agrietada c) falla por penetración
 d) ninguna e) otra

CROQUIS DE LA PLANTA INDICANDO LETRA SEGUN EL CASO



3. CONCLUSIONES DEL ESTADO ACTUAL

3.1. DE LA ESTRUCTURA

- reparación no estructural (daños menores) () ver punto 4.1
 reparación estructural factible () ver punto 4.2
 demolición total () ver punto 5.1
 demolición parcial () ver punto 5.1

3.2. DEL USO

- puede usarse sin restricciones de acuerdo
 al uso autorizado () ver punto 4.2
 puede usarse con restricciones () ver punto 4.2
 desocupar temporalmente () ver punto 4.2
 inservible () ver punto 5

4. RECOMENDACIONES PARA LA REPARACION

4.1. DAÑOS MENORES

- resanes y aplanados de interiores ()
 reparación de pisos sin afectar elementos estructurales ()
 pintura y revestimientos interiores ()
 reparaciones de instalaciones hidráulicas, sanitarias,
 eléctricas, gas. ()
 otros ()

4.2. DAÑOS MAYORES

Estudios Especiales. Descripción :

- a) losas () NIVEL _____
 b) trabes () NIVEL _____
 c) columnas () NIVEL _____

Determinación en campo de las secciones:

retiro total de recubrimientos ()
retiro parcial de recubrimientos ()

- a) losa () nivel _____
b) trabe () nivel _____
c) columna () nivel _____

Determinación de las condiciones del suelo:

Exploración _____

Pruebas de laboratorio _____

Croquis de localización

--

Determinación de la resistencia del concreto:

Descripción _____

- a) columna () nivel _____
b) losa () nivel _____
c) trabe () nivel _____

Diagnóstico (evaluación de resultados):

Estructura _____

Cimentación _____

Análisis de la capacidad remanente de resistencia a sismos con las condiciones reales (deberán incluirse cálculos típicos):

Clasificación del edificio _____

Solicitaciones _____

Factores de carga _____

Procedimiento de cálculo _____

Reporte de resultados _____

Criterios para las reparaciones y reforzamiento:

solicitaciones _____

Estructuración _____

Torsión _____

Cimentaciones _____

Criterios Constructivos:

Descripción _____

5. DEMOLICIONES

5.I Conclusiones que obligan a la demolición _____

Procedimiento _____

5.2 Razones por las que la demolición debe ser inmediata:

Procedimiento

ESPECIALISTA

nombre, firma y no. de
registro.

II. DAÑOS ESTRUCTURALES MAS COMUNES

El presente capítulo y el posterior, tienen una estrecha relación de continuidad, por lo que se ha estructurado de una manera tal, que el modo de falla de la estructura y sus posibles causas tengan como marco de referencia algunos parámetros de comparación.

En base a lo anterior, se procedió a revisar 150 edificios mayores de cuatro niveles, que fueron sometidos a un proceso de reparación mayor. Con la información obtenida de los mismos, se elaboró un banco de datos que permite conocer las características más importantes de cada edificio en cuestión. La información comprende:

- a) Información referente a la localización del inmueble
- b) Información sobre su estructuración
- c) Información del modo de falla
- d) Causas que pudieron ocasionar el daño
- e) Técnicas de reparación usadas

Con esta serie de datos se tiene como propósito fundamental, proporcionar una serie de relaciones estadísticas que puedan ser tomadas en cuenta para futuros diseños estructurales; teniendo como antecedente las estructuras afectadas por los sismos de Septiembre de 1985, los daños que sufrieron y las técnicas de reparación que en ellas se utilizaron.

Cabe mencionar que en este trabajo se presentan los resultados obtenidos de la información recabada. Asimismo,

se expone cada tipo de falla presentada, a través de un ejemplo ilustrativo.

II.1 INFORMACION ESTADISTICA

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 considerados son:

1. Falla en 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

Asimismo, las causas que pudieron ocasionar el daño a la estructura se clasificaron de la siguiente manera:

1. Ubicación del inmueble en esquina
2. Golpeteo con las estructuras colindantes
3. Planta Baja flexible
4. Irregularidad vertical debida a cambios bruscos de secciones en las columnas o en la planta del inmueble

5. Irregularidad en planta de la estructura
6. Columnas cortas
7. Desplome de la estructura
8. Hundimiento de la estructura
9. 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

II.2 PRINCIPALES FALLAS

No obstante la apreciable distancia del Distrito Federal con respecto al epicentro (unos 400 Km.) del sismo, al llegar las ondas sísmicas a algunas zonas construidas en la ciudad de México, particularmente las que se apoyan en capas de arcilla altamente compresibles con espesores comprendidos entre los 25 y los 35 mts. entre la superficie y la primera capa dura, las aceleraciones del sismo y en consecuencia los movimientos, se amplificaron notoriamente.

La excepcional duración del temblor y la increíble regularidad de las ondas sísmicas, registradas con un periodo de vibración casi uniforme de unos dos segundos de duración, excitaron los mantos de arcilla descritos, los cuales, tenían el mismo periodo de vibración para esos espesores, por lo que entraron en resonancia.

Esto explica que las zonas con daños se hallan circunscrito, casi exclusivamente, al centro de la Ciudad y a las colonias y barrios de Tlatelolco, Tepito, Guerrero, Ro-

ma, Juárez, Hipódromo, Narvarte, Condesa, Doctores, Obrera y algunas otras con las condiciones del suelo que se han descrito. En cambio, los daños registrados fueron mínimos en zonas de la ciudad donde el periodo de vibración dominante del terreno era pequeño, como las colonias Polanco, Tecamachalco, Lomas de Chapultepec, Pedregal de San Angel y otras muchas; pese a que en ellas existen numerosísimas construcciones, algunas de gran altura sobre su desplante; ni tampoco en zonas en que ese periodo dominante excede mucho de dos segundos, como en el área en que se ubica la central de abastos y en el Lago de Texcoco.

Si a lo anterior se le agrega que los periodos naturales de vibración de muchos edificios de 6 a 15 pisos de altura son del orden de dos segundos, y por tanto son susceptibles de entrar en resonancia con los movimientos, se comprenden perfectamente la concentración de los daños y colapsos que ocurrieron en edificios de esas características y en esas localizaciones.

Cabe hacer mención que el concreto era el material predominante en las estructuras que fueron seriamente dañadas. Pocos edificios de acero resultaron dañados, debido principalmente a que este material se emplea en los edificios más altos, cuya respuesta dinámica fué menor debido a que sus periodos de vibración son más largos que los del suelo.

Como ya se mencionó anteriormente, la razón de la falla de un gran número de edificios, es en primer término

la excepcional intensidad que el sismo alcanzó 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 que componen el - subsuelo de la ciudad, las que los hacía particularmente sensibles a los periodos dominantes del movimiento transmitido - por el terreno firme subyacente.

Las construcciones que tenían periodo de vibra - ción no muy inferior a los dos segundos, respondieron con vibraciones elevadas que introdujeron en ellas fuerzas de iner - cia de gran consideración y que en muchos casos provocaron - daños que, al reducir la rigidez de la estructura, aumentaron su periodo natural y provocaron que se vieran sujetas a soli - citaciones cada vez más elevadas y que en ocasiones las lleva - ran a la falla.

La evidencia de los registros instrumentales disponibles indicaron que las construcciones en una zona de la - ciudad se vieron sometidas a solicitaciones superiores a las especificadas en el reglamento de construcciones para el Dis - trito Federal de 1976 (Ref. IO) vigente hasta la aparición - de las Normas de Emergencia (Ref. I).

Hay una serie de características estructurales - que contribuyeron a ser más severos los efectos del sismo y - que dieron lugar a algunos modos de falla prevaecientes.

A continuación se expone en forma general los modos de falla y causas que pudieron ocasionar el daño a la estructura.

a) Comportamiento frágil por falla de columnas.

En la gran mayoría de fallas de edificios a base de marcos, el colapso fué originado por la falla de los extre mos de las columnas por flexocompresión, por cortante ó por una combinación de ambos efectos.

El estado de las vigas, ó losas reticulares, hace pensar que 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 (Ref. 2).

El modo de falla más común puede identificarse como la pérdida de capacidad de carga vertical del edificio de bido al progresivo deterioro del concreto de las columnas por la repetición de un elevado número de ciclos laterales que excedieron su resistencia en flexocompresión o en cortante.

Lo antes expuesto fue propiciado en diversos casos por la escasez de refuerzo transversal y la excesivas separación entre el refuerzo longitudinal de la columna, lo que dio lugar al pandeo de las barras de refuerzo y a un confinamiento muy pobre del concreto contenido en el núcleo de la columna.

Para ejemplificar lo expuesto en el inciso anterior se presenta el dictamen técnico del edificio ubicado en Calzada de las Brujas No. 307, Col. Paseos de Taxqueña; el cu al indica que "...la planta baja ha sufrido daños de importan cia en varias columnas, con pérdida de material y pandeo de refuerzo en una longitud aproximada de 50 cm. en cada una de ellas. Cabe mencionar que debido a la falla de las columnas - la losa reticular que cubre la planta baja, ha cedido en sus apoyos, además de que cuando menos una columna presenta desplazamiento lateral permanente en su extremo superior." Ref.17

Por otra parte, también se presenta el dictamen del edificio ubicado en Calzada San Antonio Abad No. 32; mismo que indica que "...En el muro sísmico de la zona de escale ras, se observó la rotura de varillas inducida por la severa flexión provocada por el pandeo de paquetes de varilla. Cabe aquí mencionar que en esa zona, el pandeo de paquetes de vari lla se provocó por la mala colocación de la unión de las ra mas de los estribos, que al abrirse, permitió el pandeo de -- las varillas y la desaparición consecuente del concreto de re vestimiento." (Ref. 18).

b) Efecto de muros divisorios de mampostería.

Como se ha dicho, la casi totalidad de los edifi cios de varios pisos en la zona afectada poseían una alta den sidad de muros de mampostería que en la mayoría de los casos se suponía debían tener una función solamente de elementos di visorios y no estructurales, mientras que en otros estaban -- considerados para tener una función estructural y estaban re-

forzados y colocados para que cumplieran con dicho propósito.

Se considera que la presencia de los muros divisorios 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; aún cuando esto dio lugar en muchos casos a un agrietamiento diagonal de los mismos muros, éstos siguieron contribuyendo a la resistencia y ayudaron a disipar la energía inducida por el - sismo.

Lo anterior se explica con el dictamen del edificio ubicado en Canada No. 170, Col. Coyoacan; el cual indica que "...los muros divisorios dañados se repararán o se sustituirán (según el caso) por muros de material ligero (tabla roca o similar) empleando nuevamente, una junta en contacto con la estructura y así separar sus reacciones ante el sismo." -- (Ref. 19).

Para este efecto de muros divisorios de mampografía, el nuevo reglamento de construcciones (Ref. 2) ha tenido un especial cuidado a este respecto, tal como lo establece en su artículo 204, en el que indica lo siguiente "tratándose de muros divisorios, de fachada o de colindancia, se deberán-observar las siguientes reglas:

I. Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a casti

llos y dadas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las normas correspondientes. Los cagtillos y dadas a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza -- cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y en su caso, las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará asimismo que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones, y

II. Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura que no restrijan su - deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles." (Ref.2).

Por otro lado, existieron dos aspectos que hicieron que la participación de los muros de rellano no fuera - deseable; ya que contribuyó en forma significativa a la falla, en situaciones como las siguientes:

b.I) Distribución asimétrica en planta.

La asimetría en la distribución de los muros condujo a que en el conjunto estructural se presentaran torsio-- nes que dañaran fuertemente a elementos estructurales y el colapso en otros casos. Es notable el número de edificios en esquina que fallaron y que tenían muros de mampostería en los - dos lados de colindancia, y fachadas muy abiertas en los dos restantes. La torsión que provocó esta situación incrementó - en forma significativa las fuerzas que se ocasionaron en las - columnas de los ejes de fachada y que contribuyeron a ocasionar la falla.

Lo anterior se puede ejemplificar con el dictamen del edificio ubicado en Celaya No. 26; el cual indica lo siguiente: " El edificio consta de P.B., 9 niveles tipo, azotea y caseta de elevadores con forma en planta irregular... - Por la planta irregular del edificio y por la distribución -- asimétrica de los elementos de rigidez se distinguen en los -- espectros dinámicos valores de periodos acoplados de torsión-- traslación en el rango de 1.13 a 1.33 segundos, lo que significa por la propia forma del espectro gran dependencia de rigidez de la estructura metálica principal de los muros de colindancia y de los no estructurales. Por lo anterior es recomendable mantener en la medida de lo p_osible una distribución de muros estructurales y no estructurales lo mas simétrica p_osible, a fin de contrarrestar los efectos de torsión que ante un eventual temblor pudieran presentarse en el edificio." -- (Ref.26).

Otro ejemplo es el dictamen del edificio ubicado en Cacahuamilpa No. 13, Col. Hipódromo; el cual indica que "El inmueble de referencia ocupa un predio de forma irregular con superficie aproximada de 600 m², consta de sótano y planta baja destinados a estacionamientos, 10 niveles de uso habitacional y un cuarto de máquinas en la azotea, además de un - cuarto de servicio... Los muros de colindancia y los pretilos- que dan hacia los cubos de luz fueron construídos con block - hueco de concreto ligero, sin desligar de la estructura." -- (Ref.21).

Ahora bien, vistos en elevación, los muros de relleno que contribuyeron al trabajo estructural también influenciaron grandemente en el comportamiento y tal es el caso de los muros de altura parcial con relación al entrepiso, que -- confinan parcialmente y rigidizan involuntariamente a las columnas generando concentración de esfuerzos no considerados -- en los extremos de la columnas. Este tipo de muros también -- fue el autor de muchas de las fallas observadas en columnas -- de concreto.

b.2) Planta baja flexible.

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 estacionamientos en los edificios de vivienda o para vestíbulos y salones-- en los hoteles. Esto ocasiona una gran demanda de disipación de energía concentrada en la planta baja y propicia la falla de las columnas. Este modo de falla fue muy frecuente y en muchos casos asociado al caso anterior. Con este tipo de estructuras se han creado edificios que no han tenido un buen comportamiento ante sismos, debido al brusco cambio de rigidez -- entre dos entrepisos consecutivos, siendo la planta baja la -- que mayores fuerzas sísmicas recibe y la que en consecuencia-- sufrió grandes daños e incluso en la cual se originó el colapso de toda la estructura.

Para ilustrar lo anterior, se presenta el dictamen del edificio ubicado en Calzada de las Brujas No. 307, -- Col. Paseos de Taxqueña; el cual indica que " La estructuración corresponde al tipo de planta baja suave. Consecuentemente, los daños que el edificio presenta son propios de este tipo de estructuración, es decir se han concentrado en planta baja y primer nivel." (Ref.17).

b.3) Asimetrías causadas por la destrucción de muros.

En diversos casos se observó que ciertos muros de material débil o mal anclado 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.

c) Daños previos por sismos.

Era conocido que cierto número de los edificios fallados habían tenido daños en sismos anteriores, y que en diversos casos no habían sido reparados o lo habían sido en forma insuficiente. Tal es el caso del edificio ubicado en -- San Antonio Abad No. 32; mismo que indica lo siguiente: " El edificio sufrió daños durante un sismo que se detectó en Noviembre de 1979, lo cual obligó a modificar la fachada, colocando nuevos revestimientos que aumentaron la sobrecarga del edificio. En la reparación que se efectuó después de ese sismo, -- solo se hicieron modificaciones someras; se debe mencionar -- que se conectaron los parapetos de fachada con las columnas -- extremas, por conexiones que dañaron notablemente las condi--

ciones de estabilidad de las columnas extremas de la colindancia. Durante el sismo reciente, todas esas conexiones indujeron daño de consideración en las columnas extremas de las colindancias con la escuela vecina." (Ref.18)

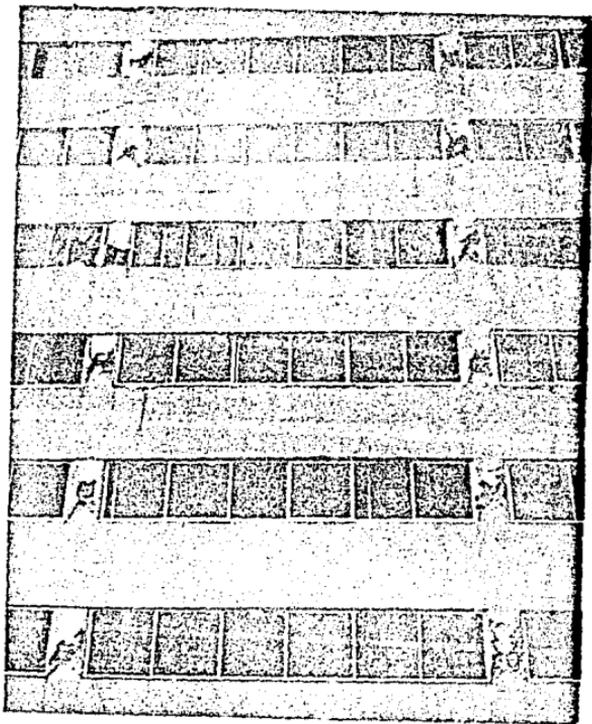
d) Columnas cortas.

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 más 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.

Lo anterior se ilustra con la fotografía 2.I y con el siguiente dictamen, el cual indica que "La existencia de la saliente en la colindancia sur, indujo daño en todas las columnas a partir del primer nivel; se considera prudente demoler esa parte saliente, hasta la zona de capiteles del entre eje 2, para evitar que un sismo futuro vuelva a provocar daños en esa zona, deteriorada por la conexión de muretes de fachada con las columnas..." (Ref.18).

e) Choque entre edificios adyacentes.

Se ha ya mencionado este hecho que ocasionó en muchos casos daños locales, pero en otros llegó a provocar el colapso de entrepisos enteros. Se estima que estos choques son responsables de cierto número de casos observados de fa-



fotografia No. 2.I

llas de edificios en sus pisos superiores. En otros, este tipo de falla puede achacarse a reducciones bruscas en la resistencia y rigidez de la estructura en dichos niveles, o a la influencia de modos superiores de vibración.

Este fenómeno, de choque entre edificios adyacentes se agravó por la absoluta falta de uniformidad en la altura de entresijos y el muy escaso espaciamiento en las colindancias entre edificios. Si a esto se agrega que las colindancias en muchos casos se habían convertido en verdaderos basureros donde existían trozos de madera, de piedra o de concreto, se explican de esta manera los casos de perforación de muros colindantes.

Lo antes expuesto se ejemplifica con el siguiente dictamen, el cual indica que "...El mayor daño que recibió el edificio durante los sismos de Septiembre de 1985 fué por el golpeteo con los edificios colindantes. A uno de los edificios colindantes se le derrumbaron varios niveles, cuyos resortes cayeron sobre la azotea del edificio en cuestión..." -- (Ref.17).

Asimismo, se presenta el dictamen técnico del -- edificio ubicado en Matías Romero No. 1004 y 1008; mismos que indican lo siguiente: "...Independientemente del estado en -- que se encuentran las estructuras de los dos edificios, existe entre ellos el problema de que el edificio # 1004 se encuentra"recargado" en el # 1008, existiendo una separación de colindancia, entre ellos, al nivel de la banqueta de aproximadamente 18 cm y de 2.5 cm en la parte más alta del # 1004. Esto

provocó que en los sismos de 1985 las dos construcciones chocaran entre sí..." (Ref.22).

La separación de edificios adyacentes ha sido tomado muy en cuenta por el actual reglamento de construcciones en su artículo 2II, el cual indica que "...El desplazamiento horizontal calculado se obtendrá con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias y se multiplicará por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas, aumentando en 0.001, -- 0.003 o 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas I, II o III, respectivamente...se anotará en los -- planos arquitectónicos y en los estructurales las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio. Los espacios entre construcciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos tanto en su plano como perpendicular a él..." (Ref.2).

Asimismo, con el reglamento de construcciones anterior, estos desplazamientos horizontales acumulados en cada nivel aumentados por su factor eran menores a los actuales, -- según el artículo 244 del citado reglamento, el cual indica -- que "...Cada construcción deberá separarse de sus linderos -- con los propios vecinos, una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado, calculado en cada nivel, aumentando en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura, en las zonas I, II y -- III, respectivamente..." (Ref.10).

En base a lo anterior, se observa que la zona -- III o de transición, ha sido triplicada en su factor, siendo ésta la de mayor riesgo ante un nuevo evento sísmico.

f) Sobrecarga excesiva de la construcción.

Aunque no debe tomarse como la sola causa de la falla, debe haber tenido una contribución significativa el -- hecho de que algunos edificios destinados a oficinas y bode-- gas se emplearán en sus pisos superiores como archiveros, o se acumularan una gran cantidad de papel, rollos de tela, má quinas pesadas ocasionando que la masa fuera mayor que la pre vista en el diseño. Asimismo, este incremento exagerado en el peso de la construcción condujo a que la acción de fuerzas ho rizontales sísmicas fuera mayor, y además modificó el periodo de oscilación haciéndolo más largo. .

El inciso anterior se ilustra a través del dic tamen técnico del edificio ubicado en San Antonio Abad # 32; mismo que indica lo siguiente: "...De las diversas observacio nes realizadas y de los análisis efectuados, es posible afir mar que el edificio objeto de este informe presenta daños se veros, ocasionado por el sismo del 19 de Septiembre de 1985 y por las condiciones de sobrecarga existentes durante su vida-útil...El uso del edificio durante ocho años, provocó la apa rición de desplazamientos verticales de importancia, por las cargas que se colocaron en la estructura. Las nivelaciones -- realizadas mostraron que el edificio ha experimentado asenta mientos superiores a los permitidos por las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones en vigor. --

Los hundimientos diferenciales entre columnas y el desplome observado en las columnas, también se encuentran en niveles superiores a los admisibles...Por ello, es absolutamente necesario disminuir la sobrecarga que el edificio provoca sobre el suelo, a fin de evitar hundimientos, cuya velocidad - de incremento promedio es próxima a 1.2 cm/mes ..." (Ref.18).

g) Modificaciones a la estructura.

En muchas ocasiones se observó que el propietario o inquilino del inmueble, realizó sin conocimiento de lo que hacía una serie de modificaciones a la estructura de las cuales la más común fue la de retirar muros de carga para ampliar sus áreas, sustituyéndola, con vigas o trabes que toman solamente la carga vertical pero que no restituyen la capacidad de carga horizontal ni la rigidez.

Para ilustrar lo anterior se presenta el dictamen técnico de José María Marroquí # I; el cual marca que -- "...Durante su vida, sufrió modificaciones que fueron desde el cambio de fachada hasta la construcción de una estructura metálica adosada a la de origen en sótano y planta baja, soporte de una escalera eléctrica y para lo cual, se demolió una trabe principal del nivel planta baja, cambiando el sistema estructural de origen..." (Ref.23).

h) Cambios de uso.

Fue notorio el caso de edificios diseñados para cargas ligeras o para vivienda, que fueron convertidos en bodegas de libros o de telas o en fábrica de ropas, con maqui-

maria en operación en los pisos altos. Lo mismo se observó en algunos hospitales, donde las pesadas fuentes de radiación de medicina nuclear se ubicaron no en los sótanos, sino en los pisos superiores.

1) Mantenimiento.

En bastantes casos se manifestó la falta de mantenimiento adecuado que produce el deterioro de los materiales de construcción y que fué la causa de innumerables daños ocurridos en edificaciones antiguas. También fue importante este aspecto principalmente en construcciones desplantadas sobre pilotes de control.

j) Mala calidad de los materiales.

En lo relativo a la mala calidad de los materiales, en México no debe pasar inadvertido el uso incontrolado y el abuso del alambroón de 1/4". Este material --que por la -- gran facilidad que presenta para doblarlo, hacer estribos o -- anillos y cortarlo a tamaño, se ha usado indiscriminadamente en las construcciones-- no tiene un límite elástico definido -- dada la forma, por lo regular sin control, en que se hace el recocido. Por lo tanto, la capacidad de este material es a menudo muy baja, y lo que es peor, generalmente menor que la -- considerada por los proyectistas en los cálculos y análisis -- estructurales.

En lo relativo a la resistencia del concreto, es poco probable que el proveniente de dosificadoras y plantas --

mezcladoras comerciales responsables tengan una resistencia menor que la correspondiente al pedido, aún cuando, en algunos casos los módulos de elasticidad del concreto (E_c) han resultado muy bajos. Pero lo más grave en las obras es que usualmente el concreto requerido en pequeños volúmenes se fabrique en la obra misma, con un control nulo y a veces sin usar mezcladoras mecánicas. Es indudable que este vicio, que en general ocasiona bajas resistencias del concreto, contribuyó a -- provocar muchos de los siniestros ocurridos, porque se presentan precisamente en miembros de gran importancia y muy vulnerables a los efectos de los sismos intensos.

k) Falta de supervisión en la construcción de las obras.

El costo de esta supervisión, que por desgracia la escatiman los propietarios y a veces la eluden los constructores, se paga con creces en la calidad y seguridad de los edificios construidos con una supervisión estricta y eficiente. De nada sirve un análisis completo y un detallado adecuado de los planos, si la construcción no se ejecuta siguiendo cuidadosamente lo indicado en esos planos y en las especificaciones.

l) Punzonamiento de losas reticulares.

Una de las fallas más representativas son la penetración de las columnas a través de las losas que en muchos casos se observó que no solamente uno, sino varios niveles cayeron casi verticalmente dejando las columnas en pie. El estado de las estructuras ha indicado que los esfuerzos cortantes provocados por la suma de los efectos de cargas verticales y

del sismo en la periferia de las columnas, provocaron la falla por cortante en las losas. En algunos de estos casos es probable que no existiese en la losa una zona de concreto macizo al rededor de la columna.

No cabe duda que el sistema de losa aligerada, sobre todo con el uso de "casetones" removibles de plástico, ha dado como resultado estructuras de menor costo que las convencionales de vigas y trabes. Además el sistema de losa plana satisface los requisitos arquitectónicos en forma más adecuada - que el convencional de vigas entre columnas; pero el uso indig~~crim~~riminado de losas planas, aligeradas o macizas, sin un análisis cuidadoso del diseño estructural - sobre todo en los nodos - de unión de losas con columnas, cuando la estructura esta some a fuerzas horizontales intensas- ha sido una de las causas más importantes de daños y colapsos que provocaron los sismos de - 1985 en las estructuras.

Por otro lado, en este tipo de estructuras, es - obvio que al no presentar gran resistencia al giro, las columnas tienden a trabajar como cantilivers casi libres desde el suelo, por lo que los momentos por carga lateral resultan mayores que si se utilizan trabes rígidas en los entrepisos, distorsionando fuertemente a la losa.

Otro defecto que se repitió en varias losas alige~~ra~~radas es que el recubrimiento en la parte inferior era casi -- inexistente; por lo que, cuando el refuerzo intentó trabajar - disgregó la capa de concreto y quedó al descubierto reduciendo la capacidad de la sección.

Las fallas en columnas requieren especial atención ya que por lo general a diferencia de las fallas en trabes y losas fueron de tipo frágil, presentando características impresionantes. Entre las causas principales, se encontró el uso generalizado de paquetes de varillas que por una parte no contaban con suficiente confinamiento lateral y por otra no permitieron que se desarrollara suficiente adherencia con el concreto para poder desarrollar su capacidad de carga. Asimismo, en varios casos parece que el concreto en la zona fracturada no contaba con la suficiente resistencia dando la impresión de que durante el colado se le puso mucha agua.

El punto anterior se presentó en el edificio ubicado en Cacahuamilpa No. 13, Col. Hipódromo; el cual indica que "...El inmueble esta estructurado por medio de marcos rígidos formados por columnas de sección rectangular y pisos a base de losa plana reticular, aligerada con bloques de espuma de poliestireno...El edificio presenta agrietamiento generalizado de columnas y capiteles en la planta baja y los cuatro primeros niveles subsecuentes. En un sólo caso fue posible observar una columna con pérdida de material y exposición de acero de refuerzo...La magnitud de los daños observados -- tanto en las columnas como en los capiteles, sobre todo de -- los primeros cinco entresijos, aún cuando no ponen en riesgo inminente de colapso a la estructura, por efecto de las cargas verticales, sí denotan un avanzado deterioro de la resistencia, por lo que en el inmueble estaría en una situación muy vulnerable en caso de ocurrir nuevos sismos de moderada o gran intensidad..." (Ref.21).

m) Comportamiento de diferentes tipos de cimentación.

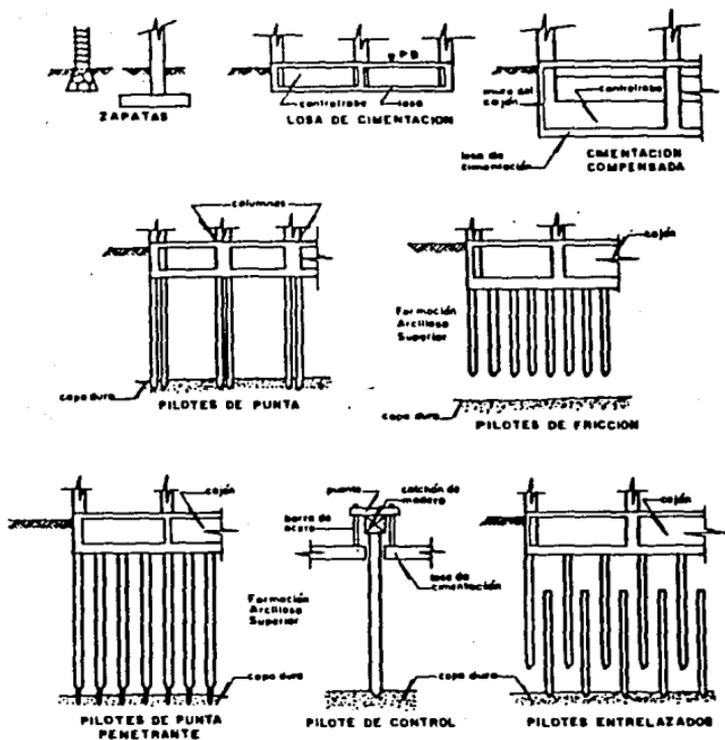
Como resultado de la intensidad del sismo y de los grandes desplazamientos del suelo, muchas cimentaciones sufrieron un excesivo hundimiento, inclinación que condujo al desplome de construcciones y algún daño estructural. Este tipo de fenómenos se presentó en algunos edificios esbeltos -- desplantados sobre cimentaciones superficiales o sobre pilotes de fricción, pero en la mayoría de los casos no fue ésta la causa determinante del colapso de la estructura aunque en algunos casos, la falla estructural sobrevino al verse incrementados los esfuerzos por causa de hundimientos diferenciales excesivos, debidos al movimiento sísmico y a la heterogeneidad de tipos de cimentación existentes en una sola área; - por ejemplo, pilotes de fricción colindantes con cajones parciales o totalmente compensados y a su vez con cimentaciones a base de zapatas corridas o aisladas. Los diversos tipos de cimentación existentes en la ciudad de México se muestran en forma esquemática en la figura 2.I.

m.I) Cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones superficiales de construcciones ligeras sobre zapatas aisladas o corridas tuvieron en general un buen comportamiento durante el sismo. Solamente se presentaron asentamientos en cimientos superficiales con construcción pobre o apoyadas en rellenos sueltos mal compactados.

Sin embargo fueron numerosos los casos de asentamientos diferenciales inducidos en cimentaciones superficiales por construcciones pesadas vecinas. En general estos asen

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**



Tipos de cimentación empleados en la Ciudad de México.

Figura 2.I

tamientos ya se habían presentado en condiciones estáticas y se acentuaron notablemente durante el sismo.

Las cimentaciones sobre losas continuas presentaron en algunos casos asentamientos totales y diferenciales -- significativos que condujeron a desplomes importantes de las construcciones.

m.2) Cimentaciones compensadas.

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento de carga aplicado al suelo, mediante un cajón de cimentación desplantado a cierta profundidad. Se busca en particular que la presión inducida en el suelo a cualquier profundidad no rebase la presión de preconsolidación. Según que el incremento de carga en el contacto del suelo con la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación es denominada parcialmente -- compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Los casos de mal comportamiento de cimentaciones de este tipo se deben en general a circunstancias previas al sismo análogas a las de las cimentaciones superficiales y en particular, a incrementos netos excesivos de presión de contacto al nivel de la losa de cimentación.

Asimismo, la estanquidad deficiente de los cajones de cimentación tuvo también consecuencias desfavorables.-- En efecto, el peso del agua que inunda parte o la totalidad -- de la subestructura se suman al peso de la construcción y reduce la compensación en forma significativa.

m.3) Cimentaciones sobre pilotes de punta.

El comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes de punta apoyados en la primera o segunda capa resistente fue aparentemente adecuada en la mayor parte de los casos.

En ciertos edificios, los pilotes de la periferia no soportaron estructuralmente las sollicitaciones de flexo-compresión inducidas por el momento de volteo y de la fuerza-cortante al nivel de la cimentación; en particular se observaron fallas de la cabeza de los pilotes. El hecho de que este tipo de falla se haya podido observar fue excepcional, ya que la parte inferior de la losa de cimentación era accesible, con lo que se pudo inspeccionar la cabeza de los pilotes; ésto hace sospechar que este problema pudo haberse presentado en otros casos, especialmente en estructuras esbeltas de gran altura.

m.4) Cimentaciones sobre pilotes de fricción.

Los pilotes de fricción, es decir, aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno, suelen usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente -- compensado para reducir los asentamientos, transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos.

Para este tipo de cimentación fue posible distinguir claramente dos tipos de comportamiento inadecuado; estos son:

- Hundimiento brusco durante el sismo de construcciones pesadas, generalmente de grandes dimensiones en planta, para las cuales es posible verificar que la presión de contacto losa-suelo era importante, aun suponiendo que los pilotes trabajaban a su capacidad máxima de carga. La interpretación en este caso es la misma que para cimentaciones insuficientemente compensadas.
- Desplomes permanentes.

Bajo la acción del sismo, la capacidad de carga de este tipo de estructuras se reduce sensiblemente al concentrarse los esfuerzos en las orillas del área de cimentación por la excentricidad asociada al momento del volteo.

El conocimiento actual sobre el comportamiento del conjunto cajón de cimentación-pilotes bajo este tipo de sollicitaciones se encuentra lejos de ser satisfactorio. Existen dudas respecto a las contribuciones respectivas de losa de cimentación y de los pilotes, en un mecanismo general de falla bajo estas condiciones. Por otra parte, es probable que la adherencia lateral entre pilotes y suelo se haya reducido en forma apreciable durante el sismo por pérdida de resistencia del suelo.

El inciso anterior se ilustra con los siguientes dictámenes técnicos: San Antonio Abad No. 32 y Hospital Regional ISSSTE "Ignacio Zaragoza", respectivamente.

- "...Desde la etapa de proyecto, el proyectista detec-

tó la posible aparición de hundimientos severos, ya que recurrió a pilotes de fricción y compensación parcial. Además obligó a usar concreto ligero en los últimos pisos del edificio, según aparece en los planos constructivos.

...Las nivelaciones realizadas mostraron que el edificio ha experimentado asentamientos superiores a los permitidos por las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones en vigor. Los hundimientos diferenciales entre columnas y el desplome observado en las columnas, también se encuentran en niveles superiores a los admisibles.

...el comportamiento inadecuado de la cimentación es atribuible a las condiciones locales del terreno, al número de pilotes seleccionado y a las condiciones de compensación seleccionadas en el proyecto original.

...Se estima que es absolutamente necesario disminuir la velocidad de hundimiento, ya que las pruebas de laboratorio realizadas mostraron que las arcillas pueden presentar falla frágil, lo cual provocaría la pérdida de adherencia entre el suelo y los pilotes de fricción a largo plazo. Por otra parte, debe evitarse la existencia de grandes hundimientos, a fin de evitar daños en las instalaciones viales vecinas al edificio..." (Ref.18).

- "...Su cimentación original era semicompensada formada a base de un cajón de cimentación de aproximadamente 4.50m. de profundidad con pilotes de fricción de 55 m. de longitud y una retícula de contratrabes. Los pilotes contaban con dispositivos de control para corregir problemas de hundimientos y desplomes, mismos que después de los sismos rebazaban los va-

lores máximos permisibles que establecía el reglamento de construcciones vigente llegando a ser de 51.5 cm. hacia el Sur en 1986, fecha en la cual se empezó el proyecto de reestructuración..." (Ref.24).

m.5) Cimentaciones especiales.

Los sistemas de control de carga en la cabeza de los pilotes, presentaron con frecuencia deformaciones grandes. Lo anterior puede atribuirse a múltiples factores entre los -- cuales destacan la falta de mantenimiento, generadora de con-- concentraciones de carga en ciertos pilotes, los defectos con stru cti vos y la concepción misma de ciertos sistemas que difficil mente permiten absorber la fuerza cortante transmitida a la ci mentación por el sismo.

TIPOS DE ESTRUCTURACIONES Y SU COMPORTAMIENTO

El comportamiento de las construcciones en la Ciudad de México durante el sismo, ha resultado de gran interés -- para la ingeniería ya que ha permitido llevar a la práctica la observación de la respuesta en función de la estructuración. -- Este comportamiento es el que a continuación se presenta con -- las estructuraciones más relevantes.

I) Estructura con muros de carga y losas de concreto.

Este tipo de construcción es empleada en general -- para edificios de habitación con un máximo de 6 a 8 pisos. Su com portamiento fue satisfactorio debido a que su periodo de --

oscilación es corto y presenta la ventaja de tener muros confinados por castillos y dadas. Sin embargo, algunas construcciones sufrieron daños importantes por las siguientes causas: golpe recibido de alguna construcción colapsada, golpe recibido por estructuras adyacentes a falta de holgura suficiente entre ambas construcciones, hundimiento diferencial provocado por el hundimiento de edificios altos contiguos por lo que se marcaron grietas diagonales en los muros.

2.) Marcos formados por columnas y trabes.

Este tipo de estructuración de forma esquelética es de lo más común y el material de construcción predominante es el concreto reforzado. Estas estructuras se caracterizan porque los muros divisorios y de fachada no son estructurales o al menos se ha pretendido mediante el uso de juntas flexibles entre muros y estructura. Los muros son de mampostaría o de materiales ligeros y deformables. La cimentación depende de la altura de la construcción, siendo lo más frecuente el uso de cajones de compensación, pilotes de fricción y pilotes de punta.

Este tipo de construcción fué de los más afectados por el sismo ya que para muchos edificios su periodo natural de oscilación fue cercano al del movimiento del suelo y sus desplazamientos muy grandes por ser estructuras poco rígidas.

Los principales daños encontrados en los edificios de concreto fueron los siguientes: agrietamiento diagonal

en vigas y columnas debido a fuerza cortante, pérdida de concreto en las esquinas de columna-viga y en algunas zonas intermedias de columnas debido a compresión causada por flexión excesiva o por la combinación de fuerza axial y flexión, con pandeo en el acero de refuerzo.

3) Marcos formados por columnas y losa plana aligerada.

La proporción de daños fue muy grande debido a su excesiva flexibilidad y a que la conexión entre losa plana y columna es poco efectiva para transmitir esfuerzos importantes provocados por fuerzas horizontales.

En comparación con los marcos formados por columnas y trabes, este sistema no presenta gran resistencia al giro en sus conexiones por lo que las columnas tienden a trabajar en voladizo de tal modo que los momentos flexionantes en la base resultan mayores que en caso de marcos rígidos.

La estructuración con losa plana aligerada o maciza no es muy recomendable en zonas de sismicidad importante, a menos que se rigidicen los marcos mediante muros de cortante en ambas direcciones tratando de reducir en lo posible la asimetría, o que las losas aligeradas, las cuales son muy prácticas para resolver claros grandes, se consideren perimetralmente apoyadas y la resistencia contra fuerzas horizontales sea proporcionada por marcos rígidos columnas-trabes.

4) Marcos rigidizados con muros de cortante.

Los muros que desde el diseño fueron considerados

como parte integrante de la estructura, resultaron muy convenientes en el comportamiento del conjunto ya que, además de rigidizarlo contra desplazamiento, se observó que existe mejor distribución en planta que los de relleno, reduciendo con esto los efectos de la torsión.

Los elementos rigidizantes son en general de concreto reforzado, de mampostería o de mampostería reforzada -- con diagonales de concreto.

II.3 RESULTADOS ESTADISTICOS DE LOS DAÑOS ESTRUCTURALES MAS COMUNES

Es de suma importancia para el ingeniero estructurista, el contar con estadísticas respecto al modo de falla y causas que pudieron ocasionar el mismo, de los diferentes sismos que se tengan registrados. En particular, respecto a los sismos de Septiembre de 1985 existen actualmente algunos estudios que cubren estos aspectos, los cuales dan como resultado una cantidad y porcentaje de fallas muy diferentes. La razón estriba en los parámetros de estimación de daños fijados por cada autor, y enseguida se presenta el elaborado por el autor.

Como se mencionó al principio del presente capítulo, básicamente este estudio estuvo enfocado a distinguir los daños que estructuralmente son importantes y se dividieron en tres grandes grupos: tipos de estructuración, modo de falla y causas que pudieron ocasionar el daño.

En la tabla I se presentan los porcentajes obtenidos de acuerdo a la estructuración considerada.

T A B L A I

ESTRUCTURACION	TOTAL	%
1. Columnas con sistema de piso de losa reticular	35	23.33
2. Marcos de concreto	63	42.00
3. Muros de mampostería	5	3.33
4. Marcos de acero	3	2.00
5. Planta baja con marcos de concreto y niveles superiores con muros de mampostería	II	7.33
6. Marcos de concreto con sistema de piso a base de vigueta-bovedilla	7	4.67
7. Muros de concreto con sistema de piso de losa reticular	5	3.33
8. Marcos con muros de concreto	10	6.67
9. Marcos de concreto con sistema de piso de losa reticular	<u>II</u>	<u>7.33</u>
TOTAL	150	100.0

De la tabla anterior se concluye que el sistema-estructural más predominante es el formado por marcos de concreto, seguido por los de columnas con sistema de piso de losa reticular.

Por otra parte, el modo de falla más común en las estructuras, se presentó en los elementos de sustentación como muros y columnas; según la tabla 2, asimismo, en las cone-

xiones de elementos estructurales se presentó una gran cantidad de fallas provocadas por errores de diseño o una falta de supervisión minuciosa en la ejecución de las obras.

T A B L A 2

MODO DE FALLA	TOTAL	%
1. Falla en los elementos de sustentación como muros y columnas	98	65
2. Falla en el sistema de piso	II	7
3. Falla de conexiones	16	II
4. Falla en la cimentación	10	7
5. Falla mixta	<u>15</u>	<u>10</u>
	150	100

Asimismo, de acuerdo a la tabla 3 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.

Finalmente, en relación a las causas de falla Vs. estructuración (tabla 4) se puede observar que en los dos tipos de estructuración principal, losa reticular y marco de concreto, la causa de los daños fue principalmente la ubicación en esquina y la forma irregular en planta, siguiendo en importancia planta baja flexible, golpeteo e irregularidad vertical.

T A B L A 3

	Tipo de estructuración Vs. modo de falla				
	I. M.y C.	2.Pi	3.Co	4.Ci	5.Mixta
1. Columnas con losa R.	26	2	4	I	2
2. Marcos de concreto	40	3	8	4	8
3. Muros de mampostería	2	0	I	0	2
4. Marcos de acero	I	I	I	0	0
5. P.B. M.concreto y N.sup. M.mampostería	8	I	0	I	I
6. Marcos C. piso V-B	5	I	I	0	0
7. Muros C. piso losa R.	5	0	0	0	0
8. Marcos con muros concre.	4	2	I	3	0
9. Marcos de C. piso losa R.	7	I	0	I	2

T A B L A 4

	Causas de falla Vs. Estructuración								
	I	2	3	4	5	6	7	8	9
1. Esquina	I2	25	0	0	2	2	2	2	I
2. Golpeteo	5	I5	2	0	2	2	I	4	3
3. P.B. flexible	9	I2	0	0	4	I	0	I	2
4. Irreg. vert.	6	II	0	0	0	0	I	I	I
5. Irreg. planta	I2	22	2	0	3	2	2	4	5
6. Col. cortas	4	4	0	0	0	0	I	I	I
7. Desplome	2	9	I	0	2	3	0	2	2
8. Hundimiento	2	5	3	0	2	3	0	2	3
9. Emersión	I	0	0	0	0	0	0	0	0
10. Daño previo	0	2	0	I	0	0	0	I	0
11. Conex. exéntricas	5	5	0	I	0	0	0	I	I
12. Penetración	3	2	0	I	0	0	3	0	I
13. Carga excesiva	0	2	0	I	0	0	0	0	0

III. CRITERIOS UTILIZADOS EN LA REPARACION DE LAS ESTRUCTURAS

Como se mencionó en el capítulo I, una vez que ya se ha realizado la evaluación sísmica del edificio, el ingeniero tiene todos los elementos de juicio para determinar las causas de los daños, los cuales se estudiaron en el capítulo anterior.

En esta parte del estudio de un edificio dañado, ya se puede tomar una decisión en el sentido de demolerlo o considerar una posible reparación. Para tal efecto se han -- considerado cuatro grandes grupos divididos de la siguiente manera.

- Demolición parcial
- Restauración y refuerzo de elementos estructurales
- Reestructuración
- Combinación de las alternativas anteriores

III.I DEMOLICION PARCIAL

Acaecidos los sismos de Septiembre de 1985 y por tratarse de circunstancias de emergencia, el gobierno federal procedió a demoler en forma parcial o total, aquellos inmuebles que por las condiciones estructurales en que se encontraban, representaban un alto riesgo para los inmuebles colindantes o para terceros. Estas demoliciones se realizaron por mé-

todos tradicionales, y con explosivos en los casos de suma urgencia, mismos que se efectuaron a cuenta y cargo de los propietarios.

Existen diversos factores que deben tomarse en cuenta para llegar a la decisión de realizar una demolición parcial o total a la estructura. En primer término, puede ser que a través de un dictamen técnico se determine que estructuralmente sea más factible realizar la demolición total a la edificación, ya sea por riesgo latente de colapso o por resultar más económica esta solución.

A continuación, se presenta un ejemplo donde el perito indica que estructuralmente es recomendable la demolición total del inmueble.

- "...Por lo anterior, es evidente que la estructura no debe permanecer en las condiciones actuales por tiempo indefinido, ya que presenta un riesgo tanto para las edificaciones colindantes como para los ocupantes de la vía pública, en caso de ocurrir un sismo de mediana o gran intensidad...En otra vertiente, en caso de que no exista la disposición de rehabilitar y reforzar adecuadamente y a la brevedad posible la estructura, se recomienda la demolición total en un plazo perentorio." (Ref.2I).

Por otra parte, se presentan unos ejemplos donde se indica que económicamente es más recomendable la demolición total de la estructura.

- "...En nuestra opinión sería aconsejable que se efectuara un análisis económico de la alternativa de reforza-

miento seleccionada, en la que recomendamos se considere la - incidencia de nuestros comentarios, y sus resultados se con-- tra ponga con el valor de reposición del inmueble, y así con-- tar con un panorama mejor fundamentado en cuanto a la factibi lidad de su reforzamiento, puesto que en nuestra particular - opinión, habría que tomar en cuenta la posibilidad de demoli-- ción del inmueble en virtud de todo lo hasta aquí expuesto." (Ref.17).

- "...La estructura es inestable en caso de un sis mo intenso, pues muchas de las conexiones están falladas, por lo que se tienen mecanismos ante la acción de fuerzas horizon tales...El elevado costo de la reparación, también debe ser - motivo de reflexión...Mi opinión personal es que aunque el -- proyecto de reestructuración es viable, los costos reales pue den ser tan elevados que no lo hagan recomendable y que sería más conveniente demoler el edificio." (Ref.25).

Una solución muy utilizada por los peritos estruc turistas, ha sido la demolición parcial a las estructuras; di cha alternativa tiene como principio fundamental el quitar ni veles a la edificación para aliviar el peso que descarga a la cimentación, reparando y/o reforzando la estructura que se -- conserva, evitando con esto tener que reforzar la cimentación cuando ésta no ha sido dañada en su estructura.

Lo anterior se ejemplifica con los siguientes dic tamenes:

- "... Después de una evaluación del estado general de la estructura y teniendo en cuenta que la cimentación se en

contraba sin daño aparente, se llegó a la conclusión que podría ser demolida parcialmente y que lo que quedara de ésta se reestructuraría...se llevo a cabo la demolición indicada, la -- que se realizó en dos etapas; la primera hasta el 7^o y la segunda hasta el 3^o. La estructura restante será la que se reconstruya de acuerdo a la presente memoria del proyecto..." - (Ref.23).

- "...De acuerdo con los análisis por volteo externo de la estructura, su influencia en los elementos de cimentación (que no presentaron daños importantes), se recomendando que debería reducirse la altura de la estructura demoliendo los dos últimos niveles así como el cuarto de máquinas, mejorando notablemente las características de resistencia a cargas accidentales (sismo) de la estructura según los parámetros de diseño y revisión de las propias Normas. Aún demoliendo los dos últimos niveles de la estructura, se observó en el análisis la necesidad de mejorar la resistencia de la misma en el sentido corto de la estructura, reforzando a base de unos pequeños muros de rigidez de concreto, esto está expresado en planos que se anexan a la presente..." (Ref.26).

Como se observa en los anteriores dictámenes ilustrativos, son diversos los factores y criterios que intervienen para poder elegir esta alternativa de la demolición parcial de una estructura, dependiendo del objetivo que se persiga.

III.2 RESTAURACION Y REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En el proyecto de reparación se puede optar por restaurar (reparar) la resistencia original de los elementos estructurales, o bien por reforzarlos después de su restauración inicial.

La reparación propiamente dicha (o restauración) consiste en reparar o restaurar los daños en los elementos de tal manera que el edificio recupere la capacidad sísmo-resistente original.

El refuerzo y reparación, además de restaurar -- busca incrementar la resistencia y/o ductilidad de los elementos.

Por otra parte, después de haber establecido los objetivos y el nivel de intervención de la reparación, se proponen varias alternativas de solución para la reparación del inmueble. Por ejemplo, si se decidió reforzar las columnas para darles mayor resistencia y ductilidad se puede optar por un encamisado con concreto o un encamisado con placas de acero. También ha sido importante evitar proponer medidas de reparación que generen nuevos defectos de estructuración o zonas vulnerables en el edificio, como por ejemplo, cuando se refuerza solamente un entrepiso que inicialmente constituía un piso -- muy flexible y no se toma en cuenta el efecto negativo que esto puede tener en los restantes entrepisos de la edificación.

Asimismo, ha sido necesario realizar diseños preliminares de las alternativas de reparación propuestas, de -- tal manera que se puedan hacer comparaciones entre ellas desde un punto de vista de la efectividad en el cumplimiento de los objetivos de la reparación y en términos de consideraciones económicas, funcionales, estéticas, sociales y de factibilidad constructiva. Como resultado de esta comparación se elige una de las alternativas, la cual será objeto del diseño de definitivo. Aunque aquí también cabe la posibilidad de que ninguno de los esquemas de reparación propuestos satisfaga todos los requerimientos planteados y por lo tanto lo más conveniente sea la demolición del inmueble.

III.2.I Materiales para reparación

Los materiales que se usan en la reparación de - estructuras en general deben cumplir con las siguientes características:

- Deben ser más durables que los materiales originales
- Deben ser dimensionalmente estables (mínimos cambios volumétricos)
- Deben tener buena adherencia con los materiales originales
- Deben ser compatibles en cuanto a resistencia y rigidez de los materiales originales

La reparación de estructuras de concreto y mampostería necesitan materiales adecuados para el resane de --- grietas y la sustitución de morteros y concretos dañados, que

sean capaces de alcanzar rápidamente su resistencia y mantener su adherencia indefinidamente. En combinación, también se requiere acero de refuerzo, placas y perfiles metálicos, soldadura y conectores mecánicos.

A continuación se describen los materiales que más comunmente se han usado en la reparación de los edificios de concreto reforzado dañados por los sismos de Septiembre de 1985.

Concreto colado in-situ.

El concreto convencional colado en sitio es frecuentemente usado en trabajos de reparación, sin embargo es necesario tomar precauciones especiales en su manejo y colocación, porque de lo contrario los resultados obtenidos pueden ser insatisfactorios, debido principalmente a los cambios volumétricos que presentan los concretos fabricados con cemento normal. Estos cambios volumétricos impiden una buena adherencia entre el concreto nuevo y el concreto viejo, lo cual evita una adecuada transferencia de esfuerzos en la superficie de concreto. Para mejorar las características de adherencia y el control de las contracciones, se recomienda usar concreto de alta resistencia con bajo revenimiento, también se sugiere el uso de aditivos superfluidificantes para reducir el contenido de agua de la mezcla.

Para la colocación del concreto se hacen las siguientes recomendaciones:

- Remover previamente el concreto deteriorado o desintegrado

- Escarificar la superficie del elemento a reparar para hacerla rugosa
- Remover grasas del concreto viejo y el óxido del acero - de refuerzo
- Eliminar el polvo, mediante chorros de agua a presión
- Humedecer perfectamente el elemento original durante al menos 6 horas antes de colar el nuevo concreto
- Durante el colado vibrar perfectamente el concreto para asegurar un llenado completo de la cimbra
- Curar con membrana o con agua (diez días al menos)

Resinas epóxicas.

A continuación se exponen una serie de datos generales referente a las propiedades y aplicaciones que a tenido este material de reparación en las diversas estructuras dañadas.

Las resinas epóxicas tienen propiedades mecánicas excelentes como son resistencia a la compresión, tensión, fuerza cortante, impacto, abrasión, etc. y su gran velocidad para adquirir estas resistencias, así como la adherencia a otros materiales y resistencia a productos químicos.

La aplicación en la construcción es muy variada, contándose entre ellas las siguientes:

- Unión de concreto fresco a viejo
- Unión entre elementos prefabricados
- Unión de elementos estructurales
- Morteros
- Juntas

- Revestimientos
- Unión de acero, bronce y otros metales entre sí con concreto
- Reestructuración de elementos de concreto
- Etc.

La formulación EPOXI formada por una resina y un endurecedor con el cual la resina reacciona formando un sólido. Por lo que es necesario que las proporciones sean exactas y que la mezcla sea la más íntima posible.

Cuando la formulación es perfecta, se produce la reacción formando un sólido de alta resistencia.

Propiedades Físicas.

Estas propiedades de las resinas epóxicas endurecidas dependerá del tipo de resina, marca, agente endurecedor, modificadores de la formulación empleada, así como de la proporción en que entra cada uno de estos en la misma y del grado de curado. Debido a esto no es posible dar cifras exactas, sino rangos entre los que oscilan las propiedades de las resinas más comunes.

1. Resistencia a la tensión.

Varía según el tipo de resina, formulación y temperatura - entre 300 y 900 Kp/cm².

2. Resistencia a la compresión.

Como se indicó, varía según la formulación y tiene como límites de 600 a 2100 Kp/cm²

3. Viscosidad de la formulación.

Varía mucho según su uso y puede ser de 250 a 15000 centipoises a 25°C. A mayor viscosidad mayor resistencia a la - compresión.

4. Adherencia al soporte.

Es muy grande debido al carácter polar de la resina, so brepasa la resistencia a la tensión.

5. Velocidad de endurecido.

Esta propiedad depende de la formulación y de los agentes externos como la temperatura o acelerantes. Puede variar de 3 minutos a 12 horas, teniendo su máxima resistencia - entre las 24 y 36 horas.

6. Retracción.

es muy pequeña, por lo que se considera despreciable y es bastante más pequeña que la del concreto.

7. Módulo de elasticidad.

Usualmente varía de 15000 a 30000 Kp/cm².

8. Resistencia a la abrasión y desgaste.

Es muy grande, siendo muy superior a la del mejor concreto.

9. Coeficiente de dilatación térmica.

Su valor oscila entre 2 y 5.8×10^{-5} cm/cm °C.

10. Conductividad térmica.

Varía entre 4 y 5×10^{-4} calorías/cm.seg °C.

II. Estabilidad Térmica.

Todas las pruebas físicas se efectúan entre los 20 y 25 °C la resina ante temperaturas altas causa una disminución - de sus propiedades mecánicas y un aumento de su deforma- bilidad.

Prácticamente su resistencia no varía notablemente hasta los 100 °C, de 100 a 200 °C baja su resistencia casi linealmente y a los 300 °C empieza a quemarse o licuarse, -recuperándose parcialmente al enfriarse.

I4. Resistencia a los agentes químicos.

Es excelente su resistencia ante agentes químicos como son sulfúricos, fosfóricos, petróleo, azúcar, hidróxido amónico, hidróxido sódico.

Especificaciones Técnicas

Rango de presión de inyectado	0 a 70 Kg/cm ²
Presión promedio de inyectado	27 Kg/cm ²
Viscosidad	250 a 1000 CPS
Temperatura de inyectado	15 °C a 40 °C
Tiempo de fraguado inicial	15 a 45 min.
Resistencia inicial	18 a 30 hrs.
Esfuerzo a tensión	600 a 800 Kg/cm ²
Esfuerzo a compresión	600 a 1080 Kg/cm ²
Peso del equipo de inyectado	90 Kg
Longitud de mangueras	20 mts. máx.
Limpieza de la zona	aire comprimido
espesor máximo de la grieta	0.02 cm

Procedimiento de inyección de grietas.

a) Elementos de Concreto

- I. las grietas que se inyecten deberán tener hasta 2 mm de espesor como máximo.

2. Se deberá abrir una ranura superficial de sección V a lo largo de toda la grieta mediante un martillo.
La ranura debe abrirse a unos 2cm. a cada lado del eje de la grieta con una profundidad de aproximadamente 1cm.
3. Limpiar el polvo e impurezas el interior de la grieta y - los bordes de la V mediante aire a presión y cepillo metálico.
4. A intervalos adecuados y a lo largo de la grieta se colocan boquillas por las que se efectúa la inyección; la separación entre las boquillas estará de acuerdo con la anchura y profundidad de la grieta siendo frecuentes colocarlas a 50cm. ó una vez medida la profundidad de la misma; cuando la grietas tiene bifurcaciones es muy conveniente colocar una boquilla en cada punto de separación de las grietas.
5. Las boquillas de inyección se colocan a la vez que se hace el sellado ya que deberá quedar unidas a las grietas por medio del sellador.
6. Cuando la grieta abarca todo el ancho del elemento estructural, es recomendable colocar las boquillas en los paramentos opuestos lograndose así una mejor inyección; esto se podrá llevar a cabo sólo cuando ambos lados del elemento sean accesibles.
7. Antes de proceder a la inyección es preciso esperar hasta que el sellador se haya endurecido, en general 24 hrs. es un tiempo suficiente.
8. La inyección se hace introduciendo a presión por las boquillas la preparación epóxica de baja viscosidad, para esto se emplean pistolas que bombean.

9. La presión de inyección varía de acuerdo con la anchura de la grieta y la viscosidad del preparado. Por lo general la presión empleada es de 20 Kg/cm² como mínima.
10. Cuando se inyectan grietas en superficies verticales, se debe iniciar la inyección por la boquilla mas baja y continuar hasta que empieza a rebosar la resina por la boquilla inmediata superior que actúa como rebosadero y purgador de aire de la grieta; a continuación se procede a desmontar el inyector de la boquilla inferior, a taponar esta y a trasladar el inyector a la boquilla siguiente por la que rebosó la resina, continuando con esta forma el proceso hasta el llenado total de la grieta.
11. Una vez terminada la inyección y cuando la resina ha endurecido se procede a quitar la capa de sellador; de este modo desaparece la evidencia de la reparación.

b) Elementos de Mampostería

En muros de mampostería de piezas macizas, con grietas entre 0.5mm y 3mm de ancho se deberá proceder a la inyección de resinas.

El procedimiento de inyección en este caso es semejante al descrito para elementos de concreto.

En mampostería con piezas huecas se deben distinguir dos casos:

- I. Cuando las grietas siguen las juntas del mortero, éstas deberán ser limpiadas con una herramienta punzante evitando dañar las piezas para después retacar estas juntas

con un mortero fresco cemento-arena en proporción 1:3

2. Cuando el agrietamiento afecte a las propias piezas - éstas deberán ser reemplazadas por otras nuevas siguiendo un proceso escalonado de abajo hacia arriba.

Concreto con aditivos estabilizadores de volúmen o expansivos.

El uso de este tipo de aditivos ayuda a reducir considerablemente la contracción en el concreto, sin embargo antes de emplear cualquiera de ellos es necesario realizar - pruebas de laboratorio para conocer las propiedades que tendrá el concreto cuando ya se haya agregado el aditivo.

Morteros y lechadas.

Los morteros y lechadas se usan principalmente - en el resane de huecos e inyección de grietas.

La lechada de cemento es una mezcla muy fluida - de cemento y agua que se usa para inyección de grietas muy - pequeñas. Cuando se quiere llenar huecos o grietas muy grandes se recurre al uso de mortero que puede ser el convencional (cemento-arena-agua) aunque muchas veces conviene usarlo en combinaciones con aditivos expansivos o fluidificantes - para reducir el problema de contracción. También existen en el mercado morteros especiales conocidos como "grouts" que - están hechos a base de cemento, aditivos y agregados seleccionados que se pueden usar con los mismos propósitos con la ventaja de que desarrollan muy alta adherencia y baja contrac--

ción. Cuando es inapropiado rellenar un hueco con mortero -- fluido se puede usar el material conocido como "mortero seco" que está formado por cemento, arena y una pequeña cantidad de agua. El mortero seco se aplica y se compacta hasta que llena el hueco, tiene la ventaja que presenta baja contracción.

Acero de refuerzo, soldadura y anclajes mecánicos.

La reparación de elementos de concreto y mampostería requiere con frecuencia la adición de refuerzo y fijación de conectores metálicos.

Las características más importantes del acero -- se desprenden de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas -- mediante ensayos de tensión efectuados sobre probetas estándar.

Los aceros usados en la construcción pueden dividirse en dos grupos: los tienen un límite de fluencia definidos y los que no lo tienen. Pertenecen al primer grupo los aceros laminados en caliente y al segundo los trabajados en frío.

Se ha empezado a generalizar el uso de mallas -- como refuerzo de losas, muros y algunos elementos prefabricados. Estas mallas están formadas por alambres lisos unidos -- por puntos de soldadura en las intersecciones. El acero es -- del tipo trabajado en frío, con esfuerzos de fluencia del orden de 5000 Kg/cm^2 . El espaciamiento de las varillas varía --

de 5 a 40 cm y los diámetros de 2 a 7 mm aproximadamente. En algunos países, en lugar de alambres lisos, se usan alambres con algún tipo de irregularidad superficial para mejorar la adherencia.

III.2.2 Técnicas para la reparación de elementos de concreto reforzado

Para la reparación de daños locales en las estructuras, las técnicas más usuales han sido: inyección de grietas y sustitución de materiales.

a) Inyección de grietas.

Este sistema se ha empleado en elementos con daños ligeros o moderados, y permite que recupere su resistencia original y en un 70 u 80 % de su rigidez inicial. Como ya se dijo, los materiales para inyección pueden ser resinas y lechadas o morteros.

Para grietas con un ancho de 0.1 mm a 0.2 mm se recomienda inyectar una resina epóxica. Cuando el ancho es mayor se sugiere combinar la resina con un agregado, este puede ser polvo de cuarzo o vidrio si el ancho de grieta es no mayor de 1.5 mm. Para grietas mayores que este límite y hasta de 5.0 mm el agregado puede ser arena, siendo la máxima dimensión del grano no mayor que el 50% del ancho mínimo de grieta, pero menor de 1.0 mm en cualquier caso. La relación-resina a usar deberá ser aproximadamente 1:1.

En grietas grandes o huecos es preferible inyectar con morteros. Asimismo, en elementos estructurales con daños fuertes se ha utilizado la inyección de resinas epóxicas en combinación con alguna otra técnica de reparación o refuerzo.

b) Sustitución de materiales.

Esta técnica de restauración se ha empleado cuando se tienen daños severos en la estructura y se desea recuperar la resistencia y capacidad inicial de sus elementos ya sean columnas, vigas, losas, muros o conexiones. Consiste en la reconstrucción del elemento, reemplazando los materiales dañados por otros en buen estado. Para lograr lo anterior, es indispensable liberar de carga al elemento en reparación mediante apuntalamiento.

En elementos de concreto se puede recurrir a este método cuando se ha producido el aplastamiento del concreto o el pandeo del refuerzo. Se procede a remover el concreto dejando una superficie rugosa, y en caso 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. Sin embargo, cabe hacer mención que esta técnica en la práctica profesional no se realiza como se indicó, sino que se construye nuevamente el elemento.

III.2.3 Técnicas de refuerzo de elementos de concreto reforzado

C O L U M N A S

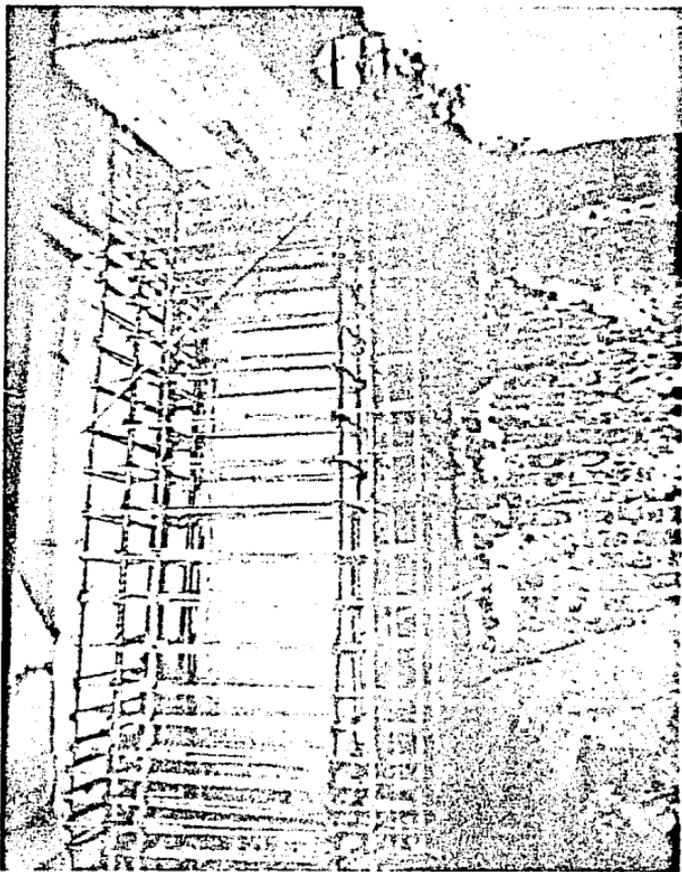
Para incrementar la resistencia de columnas se usa básicamente dos técnicas: encamisado con concreto y encamisado metálico.

a) Encamisado con concreto reforzado.

Consiste en agregar acero de refuerzo (varillas longitudinales y estribos o mallas) y una nueva capa de concreto (o mortero) envolviendo a la columna original.

Cuando solamente se desea incrementar la ductilidad y la resistencia a cortante y a carga axial, el acero de refuerzo longitudinal no penetra a través de las losas su perior e inferior. Si además del mejoramiento de las propiedades anteriores, se requiere aumentar la capacidad a flexión y la rigidez de las columnas, el nuevo acero longitudinal se debe prolongar a través de orificios perforados en las losas, colocando nuevo concreto y estribos de confinamiento de la zona de la junta viga-columna (fotografía 3.I).

El encamisado más común es el que se efectúa todo alrededor de la columna. Si la columna es de sección rectangular el refuerzo se concentra cerca de las esquinas para permitir su confinamiento con estribos.



fotografia No. 3.I

Cuando existen restricciones de espacio, y únicamente se puede encamisar por I, 2 ó 3 lados, se recurre al uso de ganchos o algún sistema especial que garantice el sistema y se pueda conseguir el monolitismo en el elemento.

Se aclara que si el refuerzo del encamisado consiste de malla electrosoldada, solamente se incrementa la ductilidad pero no se mejora significativamente la resistencia - de las columnas.

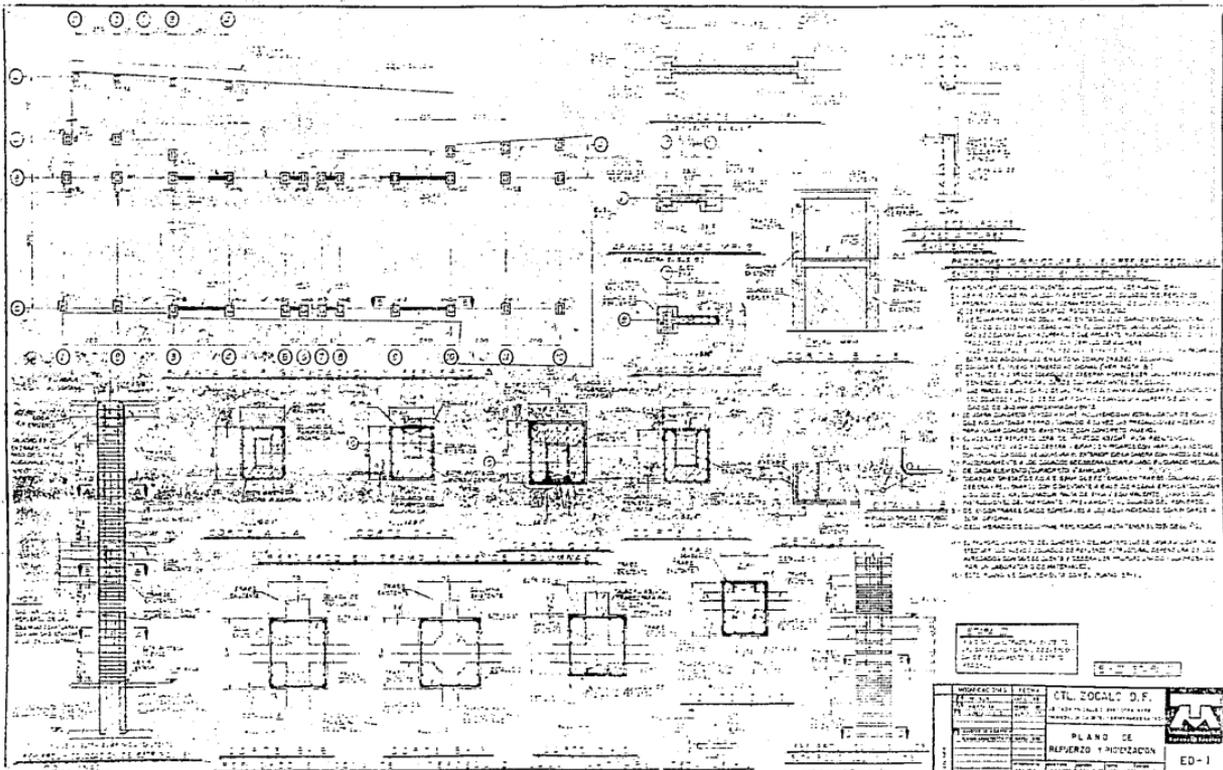
Lo anterior, se ilustra con los planos estructurales de la central de Teléfonos de México, ubicada en Corregidora No. 86, Centro (Ref.27); misma que es sometida a un proceso de refuerzo en su estructura.

b) Encamisado metálico.

En el encamisado metálico se pueden usar las siguientes técnicas.

- Recubrimiento total de la columna, usando placas.
- Colocación de cuatro perfiles de ángulo, uno en cada esquina de la columna existente, conectados entre sí mediante placas transversales (fotografía 3.2).

En ambos casos se requiere especial atención para el diseño de la unión con las losas. Asimismo, el espacio entre la columna original y los elementos metálicos se debe rellenar con mortero expansivo o con resinas.

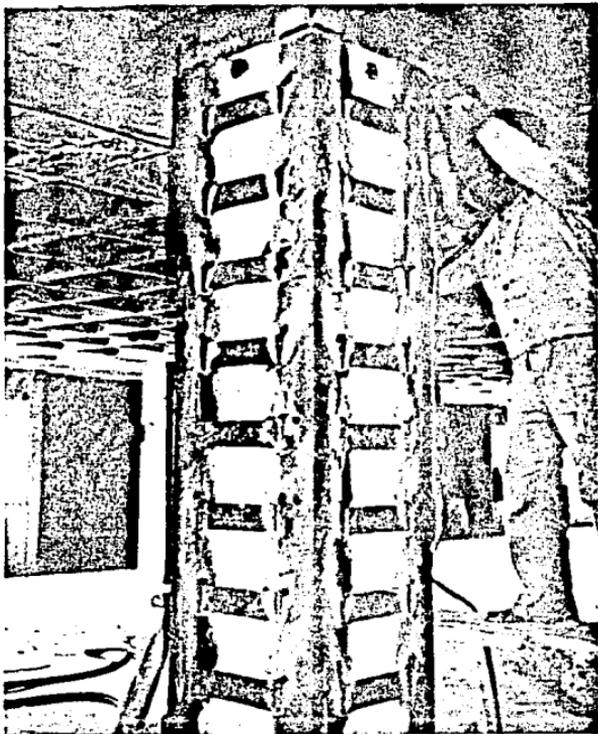


NOTAS
 1. Se debe tener en cuenta que el plano es una copia de un original que se encuentra en el archivo de la oficina.
 2. Se debe tener en cuenta que el plano es una copia de un original que se encuentra en el archivo de la oficina.
 3. Se debe tener en cuenta que el plano es una copia de un original que se encuentra en el archivo de la oficina.

INDICACIONES GENERALES		CTL. LOCAL C. S.F.
PROYECTO
CONSTRUCCION
PROYECTADO POR
APROBADO POR
FECHA
PLANO DE REPERIZO + MODIFICACION		...



II2



fotografia No. 3.2

Con estas técnicas de refuerzo se logra un incremento en la ductilidad y resistencia a cortante de las columnas de concreto dañadas.

V I G A S

a) Encamisado con concreto reforzado.

Similar al caso de columnas, las vigas también se pueden reforzar con una camisa de concreto, teniendo las mismas precauciones que en el caso mencionado. Dependiendo de los objetivos del reforzamiento, se pueden proponer las siguientes variantes:

- Cuando es necesario incrementar la resistencia a cortante y/o a flexión (zona de momento positivo) el encamisado se puede efectuar en tres caras de la viga. Es deseable anclar el acero longitudinal adicional del lecho inferior a un collar de ángulos en la zona de unión viga-columna; los estribos se pueden pasar a través de orificios perforados en la viga.
- Cuando se desea aumentar la resistencia a cortante, a flexión y la ductilidad, el encamisado se efectúa en las cuatro caras. El acero longitudinal adicional se debe conectar al existente mediante barras soldadas; los estribos deben pasar a través de orificios perforados -

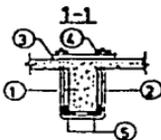
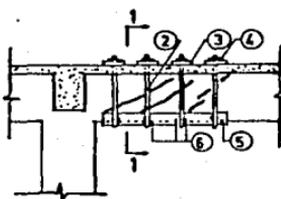
en la losa, rodeando completamente a la viga. El refuerzo longitudinal adicional por momento negativo debe pasar continuo en la zona de la unión viga-columna y rodeando a ésta última.

Lo anterior, se ilustra con los planos estructurales de Venustiano Carranza No. II7, Col. Centro (Ref. I4).

b) Encamisado metálico.

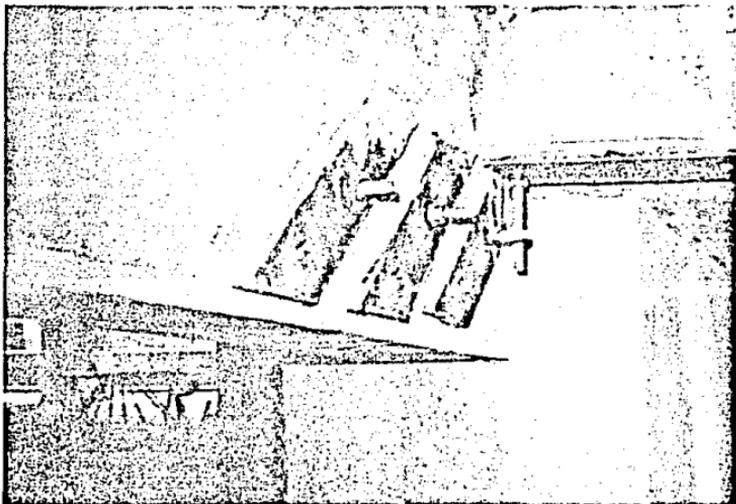
Para incrementar la resistencia a cortante y a flexión (momento positivo) también se puede usar placas de acero unidas a las caras del elemento con resinas epóxicas y conectores mecánicos a las caras del elemento (fotografía 3.3).

Otra alternativa de refuerzo la constituye el empleo de estribos postensados exteriores que aumente la capacidad a cortante y la ductilidad de la viga, como se ilustra en la figura 3.I.



- I. Viga existente
2. Estribo
3. Placa
4. Tuerca
5. Angulo metálico
6. Soldadura

Figura 3.I Refuerzo de vigas con estribos postensados.



fotografia No. 3.3

Cuando se refuerce una viga con cualquiera de -- las técnicas mencionadas se debe evitar formar una condición de viga fuerte-columna débil, ya que como se sabe ésto puede perjudicar el comportamiento sísmico del edificio.

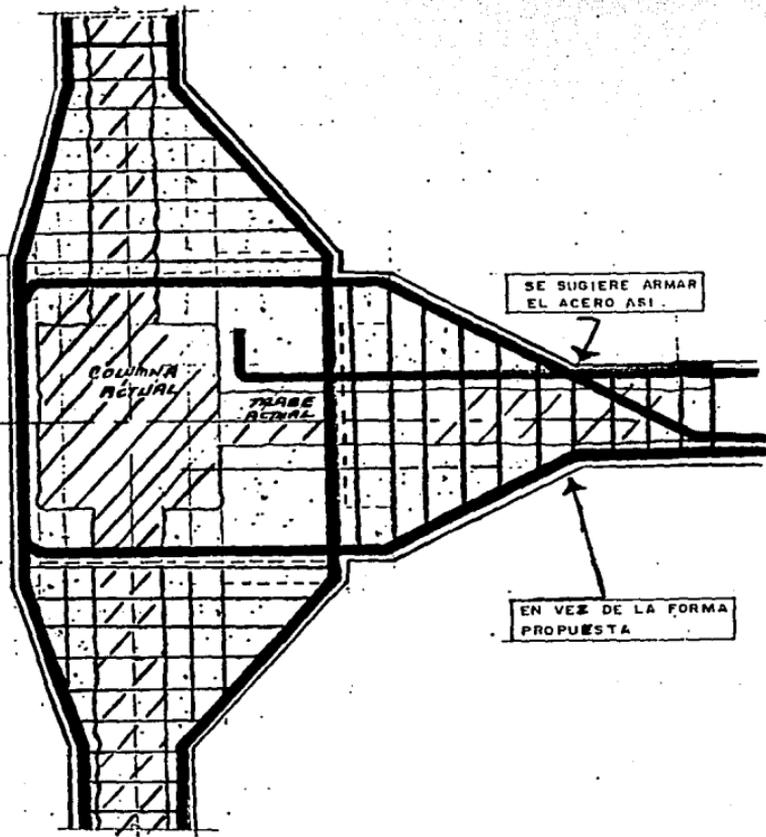
REFUERZO DE UNIONES VIGA-COLUMNA

Similarmente al caso de vigas y columnas, se puede usar la técnica del encamisado para incrementar la resistencia y la ductilidad de uniones viga-columna. Cuando se -- tengan uniones dañadas o inadecuadamente detalladas se puede hacer un encamisado local del nudo. Si además de los daños -- en la unión, la estructura presenta daños fuertes en las vigas y las columnas que llegan a dicha unión, lo más recomendable es un encamisado integral de vigas, columnas y unión.

Lo anterior se ejemplifica con el esquema de la -- figura 3.2, del edificio ubicado en Eje Central Lázaro Cárdenas No. 5 (Arcos de Belem No. 2) Col. Centro. Ref(28).

M U R O S

Existen varias alternativas para incrementar la resistencia de muros de concreto. Cuando se requiere mejorar la capacidad a cortante, se sugiere aumentar el área del alma del muro y agregar acero de refuerzo consistente en varillas horizontales y verticales. Si es necesario incrementar la resistencia a flexión, se debe adicionar patines de concreto reforzado a los extremos de los muros. Si se desea au-



Refuerzo de Unión viga-columna
FIG. 3.2

mentar tanto la resistencia a cortante como a flexión, se debe agregar concreto reforzado en el alma y en los extremos - del muro. La aplicación de las técnicas anteriores fué mínima, ya que los daños en este tipo de muros prácticamente fueron - inexistentes.

Asimismo, el refuerzo de muros de mampostería -- (planos estructurales de Anaxágoras No. 1020, Col. Narvarte, - Ref. 29) es una alternativa más que se ha utilizado con frecuencia en las estructuras dañadas. Consiste en recubrir el muro con malla electrosoldada y un aplanado de mortero, la ma--lla deberá unirse al muro mediante conectores espaciados en - ambas direcciones. Aunque se puede trabajar en una sola cara- los mejores resultados se obtienen cuando el recubrimiento se realiza en las dos caras y los conectores atraviesan el muro.

III.3 REESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

Cuando un edificio presenta daños generalizados y/o deficiencias de estructuración, lo más conveniente ha sido recurrir a una reestructuración completa de la estructura, mediante la inclusión de nuevos elementos, mismos que los peritos estructuristas los han utilizado en las alternativas-siguientes:

- Muros de cortante
- Marcos y armaduras o contraventeo
- Muros de mampostería
- Muros de relleno

La elección del tipo, cantidad y tamaño de los-nuevos elementos depende de las condiciones particulares de cada edificio así como del aspecto económico.

La incorporación de nuevos elementos estructurales en un edificio existente modifica considerablemente su comportamiento sísmico global; el incremento en rigidez muchas veces provoca un aumento en las fuerzas sísmicas inducidas y además se genera una redistribución de fuerzas laterales entre los elementos resistentes. Por lo anterior, al proponer las medidas de reestructuración, se toman en cuenta -- las siguientes recomendaciones (Ref. II y I2).

- Los elementos resistentes se deben distribuir uniformemente en toda la estructura para evitar concentraciones de esfuerzos en miembros con baja resistencia o ductilidad.

- Se debe mejorar la distribución de fuerzas laterales reduciendo los efectos de torsión y las irregularidades en --

planta y elevación.

- Es necesario proporcionar adecuada resistencia, rigidez y ductilidad en los elementos individuales y en la estructura conjunta.

- Se debe proporcionar conexiones adecuadas entre la estructura existente y los nuevos elementos.

Por otra parte, ha sido necesario considerar los efectos que los nuevos elementos provocan en la cimentación ya que posiblemente sea necesario modificarla o construir una cimentación especial para dichos elementos.

a) Muros de cortante

La inclusión de muros ha sido conveniente cuando se requiere incrementar considerablemente la capacidad sismo-resistente y/o reducir efectos de torsión. Los muros generalmente son colados en sitio, aunque también se podrían hacer con concreto lanzado.

Preferentemente estos muros se ubican en la periferia del edificio ya que de esta manera se minimiza la interferencia con el funcionamiento del mismo. En este caso el refuerzo por flexión y por cortante del muro es continuo en toda la altura; la conexión con la estructura original se realiza por medio de estribos anclados al sistema de piso o a través de una losa adicional de concreto reforzado que se conecta a la losa existente con estribos adicionales.

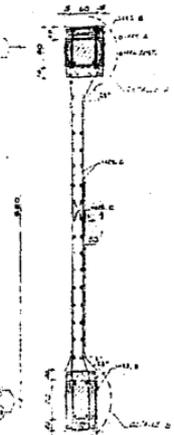
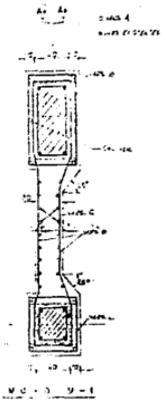
Si es necesario colocar los muros en el interior del inmueble, la conexión con el sistema de piso se efectúa -- por medio del refuerzo longitudinal de los extremos que pasa continuo a través de orificios perforados en losas, sin embargo, cuando parte del refuerzo del alma se interrumpe al nivel del sistema de piso, es necesario para una adecuada conexión, colocar barras verticales y diagonales en los orificios intermedios que al mismo tiempo ayudarán en las operaciones de colado.

Alternativamente, también es posible integrar -- los extremos de los muros a las columnas existentes, encamionando estas últimas.

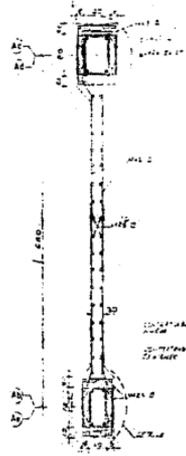
Lo anterior se ejemplifica con los planos estructurales del ISSSTE Zaragoza (Ref. 24).

b) Marcos y Armaduras

Otra opción para la reestructuración de edificios la constituye el uso de marcos adicionales de acero o concreto reforzado y armaduras verticales o contraventeadas. Estas técnicas son convenientes cuando por razones funcionales no es posible utilizar muros y también mejorar notablemente las propiedades de rigidez, resistencia y ductilidad global de la estructura existente. Generalmente la aplicación de estas técnicas obligan a la construcción de nuevos cimientos o a la ampliación de las ya existentes.



MURO M-2



MURO M-3



DETALLE DE DESPLANTE DE MUROS DE CONCRETO

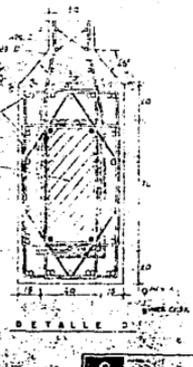
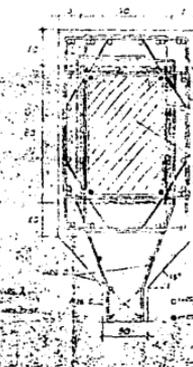
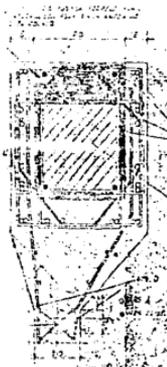
T A B L A D E M O D O S											
MURO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M-1											
M-2											
M-3											



DETALLE DE DUCTO EN MURO DE CONCRETO



DETALLE DEL PUERTA



DETALLE DE PUERTA

TALLE DE PUERTA



RECONSTRUCCION
HOSPITAL GENERAL ISSSTE
ZONA ORIENTE CUERPO X

12 BOG DE VIGILANCIA

Cuando se usan armaduras verticales o contraventeos la conexión con el sistema de piso existente se logra mediante elementos metálicos ahogados en la losa y soldados a los elementos estructurales.

Una ventaja muy importante del empleo de elementos de acero para la reestructuración de edificios, es que permite modificar ventajosamente las propiedades dinámicas de éstos, ya que aumenta considerablemente la rigidez, manteniendo prácticamente invariable la masa de la estructura.

Esta técnica de reestructuración se ejemplifica con los planos estructurales del edificio del ISSSTE Zaragoza (Ref. 24).

c) Muros de mampostería

La reestructuración de edificios construidos a base de muros de mampostería, se puede llevar a cabo añadiendo nuevos muros. La conexión entre los elementos nuevos con los viejos puede efectuarse mediante el colado de nuevos castillos o bien con conectores de concreto reforzado.

Debe revisarse el refuerzo del muro si este es de mampostería hueca, o su confinamiento con dadas y castillos si es de piezas macizas.

Este sistema de reestructuración únicamente se menciona como otra alternativa, pero realmente no se ha utilizado.

zado como una forma de corregir la estructuración del edificio.

d) Muros de relleno

Los muros de relleno pueden ser muros de mampostería o de concreto reforzado que se localizan en el plano de las columnas y vigas existentes. Desde un punto de vista estructural, el muro de relleno es un muro de cortante que consiste del marco existente trabajando conjuntamente con el relleno, siempre que la unión entre los muros y las vigas y columnas garantice la continuidad. Las vigas y columnas actúan como miembros de borde trabajando en tensión o compresión, esto hace -- que se modifiquen radicalmente las suposiciones de diseño iniciales de los elementos existentes, por lo que se revisa que -- estos sean capaces de absorber los nuevos efectos, de no ser -- así es necesario proceder al refuerzo de dichos elementos.

Esta técnica de reparación ha sido adecuada para incrementar la resistencia y rigidez de la estructura, el éxito en su uso ha dependido en buena medida de la manera en que -- se conecte el muro a la estructura existente.

III.4 COMBINACION DE LAS ALTERNATIVAS ANTERIORES

Como consecuencia de una serie de estudios realizados por los peritos especialistas para llegar a la solución y proyecto definitivo de la estructura dañada -tomando en consideración varios aspectos tales como la estructuración, funcionalidad, estética, seguridad, economía, etc.- se opta frecuentemente por combinar las alternativas de reparación mencionadas en el presente capítulo.

Dichas alternativas se han combinado en la práctica de la reparación de la siguiente manera: Demolición parcial y reparación, Demolición parcial y refuerzo, Demolición parcial y reestructuración, y finalmente refuerzo y reestructuración. Lo anterior se ejemplificó a través de los dictámenes técnicos de las Referencias 7, 23 y 26.

III.5 RESULTADOS ESTADISTICOS DE LAS TECNICAS DE REPARACION

Como se mencionó en el capítulo II el presente trabajo tiene como propósito realizar el estudio comparativo de los tipos de daños y métodos de reparación utilizados en las estructuras dañadas a raíz de los sismos de Septiembre de 1985.

Por otra parte, teniendo como antecedente los -
parámetros de comparación estudiados en el capítulo anterior;-
este capítulo se refirió a los métodos de reparación, mismos -
que se clasificaron de la siguiente manera:

- Tipos de reparación

- I) Inyección de resinas
- 2) Sustitución de materiales dañados

- Tipos de refuerzo

- 3) Encamisado de columnas con concreto reforzado
- 4) Encamisado de columnas con acero
- 5) Encamisado de vigas con concreto reforzado
- 6) Encamisado de vigas con acero

- Tipos de reestructuración

- 7) Colocación de muros de rigidez
- 8) Colocación de muros de relleno
- 9) Colocación de contraventeo metálico
- 10) Colocación de marcos de concreto
- 11) Inclusión de elementos adicionales a los existentes
- 12) Colocación de nuevos pilotes en la cimen-
tación

El total de edificios de más de cuatro niveles y de uso público en la Cd. de México es de 28 000, siendo dañados 1656 durante los sismos de Septiembre de 1985; de los cuales se identificó que 1,270 sufrieron daños para reparación mayor o menor y 386 para demolición total o parcial, tal como se desglosa en el resumen anexo I y 2 (Ref. 3).

Asimismo, en la tabla I se observa que en general el modo de falla más frecuente sucedió en los elementos de sustentación, los tipos de reparación más utilizados para esta falla fué la sustitución de materiales dañados; asimismo, el tipo de refuerzo de más aplicación fué el encamisado de columnas con concreto reforzado y en menor grado el encamisado de vigas con acero; por otra parte, los métodos de reestructuración más comunes fueron la colocación de muros de rigidez, recurriéndose en menor grado el empleo de elementos adicionales a los ya existentes. Respecto a la cimentación, se observa que se reforzó en la mayoría de los casos con la colocación de pilotes adicionales.

En la tabla II se muestran nuevamente los nueve tipos de estructuración en relación a las técnicas de reparación. Se puede observar que el tipo de reparación más frecuente para las estructuras de losa reticular fué la colocación de muros de rigidez y el encamisado de columnas con concreto reforzado; por otra parte, para las estructuras de marcos de concreto el encamisado de columnas con concreto reforzado fué la técnica más utilizada. Para el resto de las estructuras las técnicas de reparación empleadas fueron muy variadas.



ACTIVIDADES DESARROLLADAS POR LA
COORDINACION DE CONTROL DE EDIFICA-
CIONES HASTA EL 16 DE FEBR. DE 1989.

INMUEBLES DAÑADOS	1656
INMUEBLES PARA REPARACIONES MAYORES O MENORES	1270
INMUEBLES PARA DEMOLICIONES TOTALES Y PARCIALES	386

AUTORIZACIONES

INMUEBLES CON AUTORIZACION	699
DEMOLICION TOTAL	135
DEMOLICION PARCIAL	124
CON DAÑOS MAYORES	272
CON DAÑOS MENORES	168

REPARACIONES MAYORES Y MENORES

INMUEBLES REPARADOS	792
INMUEBLES EN PROCESO DE REPARACION	167
INMUEBLES FALTANTE DE REPARAR CON DAÑO MAYOR	92
INMUEBLES FALTANTES DE REPARAR CON DAÑO MENOR	219

INMUEBLES LIBERADOS

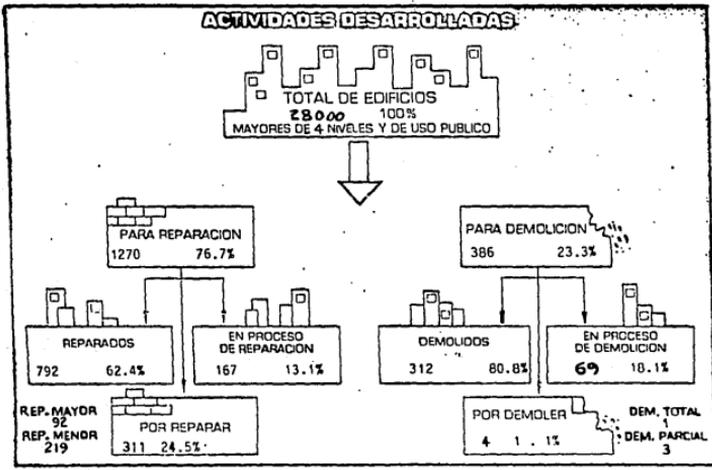
INMUEBLES LIBERADOS	637
DEMOLICION TOTAL	67
DEMOLICION PARCIAL	48
DAÑO MAYOR	145
DAÑO MENOR	377

DEMOLICIONES TOTALES Y PARCIALES

INMUEBLES DEMOLIDOS	312	INMUEBLES FALTANTES PARA DEMOLICION TOTAL	1
INMUEBLES EN PROCESO DE DEMOLICION	69	INMUEBLES FALTANTES PARA DEMOLICION PARCIAL	3

ANEXO 2

ACTIVIDADES DESARROLLADAS POR LA COORDINACION DE CONTROL DE EDIFICACIONES HASTA EL 16 DE FEBRERO DE 1983



T A B L A I

Técnica de reparación Vs. Estructuración

I. M.yCol. 2. S.piso 3. Con. 4.Cim. 5.Mixta

I. I. resinas	7	I	I	0	0
2. S. materiales	27	0	I	I	4
3. E. col. con.	6I	3	9	2	9
4. E. col. acero	20	3	0	I	0
5. E. viga con.	25	4	6	I	7
6. E. viga acero	7	0	0	0	0
7. Muro rigidez	50	2	5	4	3
8. Muro relleno	I2	I	2	0	5
9. Contr. metál.	I3	I	2	I	2
10. Marcos de con.	7	I	0	0	2
11. Elem. adic.	6	4	2	2	5
12. Pilotes	I4	I	I	3	I

T A B L A

Técnica de reparación Vs. Estructuración

	I	2	3	4	5	6	7	8	9
I	I	3	0	0	0	I	0	2	2
2	6	I4	5	0	I	2	I	3	I
3	2I	24	I	I	5	6	3	3	8
4	8	IO	0	0	I	I	0	2	2
5	I3	I8	I	I	I	2	I	I	6
6	I	4	0	0	0	I	0	0	I
7	2I	I9	2	0	5	2	4	4	2
8	2	II	2	0	2	0	0	2	I
9	6	IO	0	0	I	0	0	I	2
10	4	2	0	0	I	2	0	0	I
11	3	9	I	2	0	0	0	2	2
12	3	8	I	I	0	2	2	2	3

Por otra parte, en la tabla III se presenta la relación entre las diferentes técnicas de reparación utilizadas en las estructuras y el número de niveles de éstas. Se observa que en los edificios hasta 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. Asimismo, conforme aumenta el número de niveles se incrementa la frecuencia en el uso de los muros de rigidez.

T A B L A I I I

Técnicas de reparación Vs. Números de Niveles				
	hasta 5	6-8	9-12	mayor 12
I	2	2	3	2
2	II	9	6	7
3	25	24	27	7
4	2	8	II	3
5	15	10	15	3
6	I	I	3	2
7	16	14	16	12
8	6	10	2	2
9	0	8	8	4
10	I	3	3	3
II	5	6	4	2
12	2	5	10	3

IV. SUPERVISION Y VERIFICACION DE LA REPARACION

La reparación de una estructura implica el empleo de materiales, técnicas y soluciones estructurales poco comunes que deben adaptarse a las condiciones existentes. Por esta razón es imprescindible implantar procedimientos estrictos de su supervisión, tanto para la obra como para el proyecto, cuyo objetivo sea la correcta ejecución de un trabajo muy especializado.

Por otra parte, es frecuente que el gobierno Federal y grupos particulares recurran a los servicios profesionales de asesoría y supervisión de empresas e ingenieros indepen-dientes, para proyectos de la importancia que pudiera tener la reparación de una estructura. En una primera etapa, esta relación se puede establecer a través del estudio de las alternati-vas de solución, el asesor deberá revisar los criterios de diseño, comprobar la exactitud de los cálculos y verificar que - los planos y especificaciones transmitan la solución de una - manera clara y precisa.

La principal diferencia que presenta la supervi- sión de una obra de reparación respecto a una construcción nue-va, estriba en el manejo de materiales novedosos, y en la nece-sidad 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.

Como ejemplo de lo antes expuesto, a continuación se presentan algunos reportes del control de calidad de los materiales utilizados en el proceso de ejecución de las reparaciones (pruebas en varillas de acero, inspección de soldaduras y resistencias a compresión del concreto, ésta última con la responsiva correspondiente referente a los bajos resultados obtenidos) de los edificios Jalapa No. 17 (Ref.30), Morelos No. 104 (Ref.13) y Cordoba No. 42 (Ref.31), respectivamente. Respecto a los reportes en la etapa de proyecto, éstos ya se mencionaron en el capítulo I inciso 1.2.

NOVIEMBRE 21, 1988.

SRA. VICTORIA EUGENIA GARCIA Y
COPROPIETARIOS
PASEO DE LA REFORMA No. 51 - 17° PISO
COL. TABACALERA
MEXICO, D. F.

Atendiendo su solicitud y como complemento de nuestro informe de la inspección de soldaduras realizada con líquidos penetrantes los días 15 y 16 de noviembre de 1988., a su obra de Morelos No. 104, Col. Tabacalera informamos lo siguiente:

La inspección visual realizada a las soldaduras de los refuerzos estructurales que se colocaron en el edificio, presentan limpieza y anchos -- constantes de pierna, estas se inspeccionaron por el método de líquidos penetrantes.

Algunas de las soldaduras inspeccionadas presentan defectos tales como porosidades e inclusión de escoria pero su apariencia física es buena, y en general las soldaduras de la estructura cumplen con lo establecido en el código AWS.D1.1

Sin otro particular de momento, nos despedimos de ustedes y nos ponemos a sus órdenes para cualquier información o comentario adicional al respecto.

ATENTAMENTE.



ING. SERGIO VIVEROS ESPINOSA.
GERENTE GENERAL.

LABORATORIO DE CONTROL S.A. DE C.V.

CALLI C. MANZANA N° 31 COL. EDUCACION C.P. 04400 MEXICO, D.F. TELS 549-87-88 544-45-57 TELEX 1784121 ISACME



INFORME DE RESISTENCIAS A COMPRESION DEL CONCRETO

OBRA PLAZA CORDOBA.
 UBICACION CORDOBA No. 42. COL. ROMA.
 CONSTRUCTORA DITMOSA.
 FECHA DE COLADO 29 DE OCTUBRE DE 1986 No. DE OBRA _____

DATOS DE PROYECTO
 CONCRETO f'c = 250 KG/CM² REV = 18 CMS
 T. MAX. AGREG = 3/4" T. DE CEMENTO NORMAL
 GRADON.O.M. C-155 _____

MAESTRA No.	CL. No.	FECHA DE ENSAYE	REV. CAL.	LOCALIZACION	RESULTADOS KG/CM ²				PESO VOL. KG/M ³	OBSERVACIONES	
					3D.	7D.	14D.	28D.			
PC-18	1	5/XI/86	17	MURO NA, EN EL ESTACIONAMIENTO	142		185		1909	C. HECHO EN OBRA.	
	2	12/XI/86		NIVEL + M4.					1927		
	3	26/XI/86		EJES: SOBRE 3 ENTRE F y G.					213		1946
	4	"							213		1946
PC-19	1	5/XI/86	16	COLUMNAS, EN EL ESTACIONAMIENTO.	144		183		1855	C. HECHO EN OBRA.	
	2	12/XI/86		NIVEL + M4.					1855		
	3	26/XI/86		EJES: 3-F y 3-G.					216		1891
	4	"							217		1891

REVISO

A 7 DIAS 5/XI/86
 A 14 DIAS 12/XI/86
 A 28 DIAS 26/XI/86

RECIBI INFORME

A 7 DIAS _____
 A 14 DIAS _____
 A 28 DIAS _____

METODOS DE PRUEBA UTILIZADOS

NOM C-83, C-109, C-156,
 C-180 C-181, Y C-182
 ESTE DOCUMENTO SOLO PUEDE
 REPRODUCIRSE EN SU TOTALIDAD
 Y NO PARCIALMENTE

COLINAS-DE BUEN, S. A. de C. V.
 INGENIEROS CIVILES
 PRODUCTO MIGUEL ALÉMAN 400
 TEL. 5-16-77-40 5-28-08-44 5-28-08-45 5-28-08-46
 MEXICO 12, D. F.

C-87-150

México, D. F., a 18 de Marzo de 1987.

ARQ. FERNANDO VEGA SAENZ,
 CORDOBA # 44,
 MEXICO, D. F.

Muy señor nuestro:

Nos estamos refiriendo al edificio ubicado en la calle de Cordoba —
 N° 42, en el que actualmente se está llevando a cabo la construcción del
 refuerzo del inmueble para rigidizarlo.

En el colado de algunos elementos estructurales, se obtuvieron concre-
 tos con resistencia menor a la pedida en los planos de proyecto.

Estos valores fueron proporcionados por dos laboratorios totalmente
 distintos, uno el propuesto por la constructora, el otro el propuesto por
 la supervisión de la obra.

La resistencia del concreto, para un determinado elemento estructural,
 presenta diferencias entre ambos laboratorios, dando resultados mayores el
 laboratorio de la constructora.

De acuerdo con el ACI debe de tomarse el valor medio de las dos resis-
 tencias proporcionadas en el concreto.

Podemos observar que estos valores son aceptables y que no significan
 riesgo alguno en la seguridad de la edificación, dado que estan dentro del
 rango aceptable de tolerancia.

Atentamente,


 ING. MIGUEL A. RODRIGUZZ VASCONCELOS.

Por otra parte, los datos indispensables que a consideración del autor deben reportarse en una supervisión-realizada a un edificio en proceso de reparación, son los -- que se presentan en el siguiente formato.

FORMATO DE SUPERVISION

UBICACION DEL INMUEBLE:

CALLE _____ No. _____

COLONIA _____ DELEGACION _____

DATOS DE AUTORIZACION:

TIPO DE AUTORIZACION _____ No. _____

DE FECHA _____ VIGENCIA _____

PERITO CONSULTOR:

DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA _____

GRUPO _____ No. _____

CONDICIONES DE TRABAJO:

CONDICION DEL TAPIAL _____

APECTACION A COLINDANTES _____

MOVIMIENTO DE MATERIALES _____

OBSTRUCCION DE VIALIDAD _____

PRESENTACION DE DOCUMENTOS:

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> DICTAMEN TECNICO | <input type="checkbox"/> BITACORA |
| <input type="checkbox"/> MEMORIA DE CALCULO | <input type="checkbox"/> LICENCIA |
| <input type="checkbox"/> ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS | <input type="checkbox"/> CONTROL DE CALIDAD |
| <input type="checkbox"/> PLANOS Y ESPECIFICACIONES | <input type="checkbox"/> OTROS _____ |

TIPO DE ESTRUCTURA:

 CONCRETO ACERO MURO DE TABIQUE O BLOCK

TIPO DE CIMENTACION:

 CAJON DE CIMENTACION CAJON Y PILOTES TRABES Y LOSA DE CIMENTACION CAJON Y PILAS ZAPATAS OTRO _____

AVANCE Y SITUACION DE LA REPARACION:

 SIN LICENCIA NO INICIADA

_____ % AVANCE

REPARACION DE CIMENTACION:

 EN LOSA EN CONTRATRABES EN PILAS O PILOTES RECIMENTACION AMPLIACION DE CIMENTACION OTRO _____

DESCRIPCION SIMPLE DE LA REPARACION EN CIMENTACION:

REPARACION DE LA SUPERESTRUCTURA:

 EN COLUMNAS EN ARMADURAS EN TRABES EN MUROS DE CONCRETO EN LOSAS EN MUROS DE TABIQUE OTRO _____ CON CADENA

DESCRIPCION SIMPLE DE LA REPARACION EN LA SUPERESTRUCTURA:

CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES:

 EN CONCRETO ACERO DE REFUERZO ACERO ESTRUCTURAL

DESCRIPCION SIMPLE DEL SISTEMA DE CONTROL:

CONCLUSION DE LA REVISION:

NOMBRE Y FIRMA DEL SUPERVISOR

FECHA

Los anteriores datos de supervisión están basados en las exigencias del nuevo reglamento de construcciones para el Distrito Federal en sus siguientes artículos:

"ARTICULO 24I.- Una copia de los planos registrados y la licencia de construcción, deberá conservarse en las obras durante la ejecución de estas y estar a disposición de los supervisores del Departamento.

Durante la ejecución de una obra deberán tomarse las medidas necesarias para no alterar el comportamiento ni el funcionamiento de las construcciones e instalaciones en predios colindantes o en la vía pública.

ARTICULO 259.-Deberán realizarse las pruebas de verificación de calidad de materiales que señalen las Normas Oficiales Correspondientes y las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. En caso de duda, el departamento podrá exigir los muestreos y las pruebas necesarias para verificar la resistencia especificadas de los materiales, aún en las obras terminadas.

ARTICULO 40.-Para los efectos de este reglamento, se entiende que un Director Responsable de obra otorga su responsiva cuando, con ese carácter:

I.-Suscriba una solicitud de licencia de construcción y el proyecto de una obra de las que se refieren en este reglamento, cuya ejecución vaya a realizarse directamente por él o por persona física o moral diversa, siempre que supervi-

se la misma, en este último caso.

II.--Tome a su cargo su operación y mantenimiento, aceptando la responsabilidad de la misma.

III.--Suscriba un dictamen de estabilidad o seguridad de una edificación o instalación.

IV.--Suscribir una constancia de seguridad estructural.

ARTICULO 220.--La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación ..." (Ref.2).

Referente a la responsiva que se menciona en el Artículo 40. de los anteriores artículos, al respecto se presenta como ejemplo ilustrativo la carta responsiva del edificio ubicado en Morelos IIO. Col. Centro (Ref.32).

Investigaciones Estructurales
Laboratorio de
Mecánica de los Suelos

Dr. Leonardo Zeevaert
Ingeniero Civil

Calle de Colón 67
México, D.F.
Tel. 709 42 00

Agosto 28 de 1987

Sr. José Martín Otegui
Inmobiliaria Reforma, S.A.
P r e s e n t e

Ref: Edificio Morelos # 110

Estimado Señor Otegui:

Por medio de la presente me permito informar a Usted que con la última visita efectuada al edificio de referencia de fecha 25 de Agosto de 1987, quedó terminado totalmente el trabajo de rehabilitación estructural que se encomendó a FUSISA, S.A. de C.V. y a supervisores de Calidad CAPSA, S.A. quienes rindieron ya un informe de los últimos trabajos efectuados en el cual indican que el trabajo terminado fué satisfactorio.

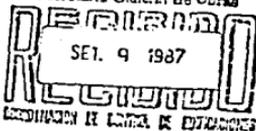
De acuerdo a lo anterior se puede dar por terminados los trabajos de estructuración y reforzamiento del edificio.

Cualquier duda sobre el particular, ruego a Usted dirigirse a la oficina del suscrito.

Atentamente


Dr. Leonardo Zeevaert

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
Secretaría General de Obras



Respecto a la verificación de la efectividad de la reparación realizada en la estructura, la mejor alternativa consiste en la determinación de las características dinámicas de ésta antes y después de dicha reparación. Esta operación se puede efectuar mediante el análisis de las vibraciones de la estructura, producidas por el ruido ambiental, por la imposición de condiciones iniciales de deformación, velocidad o por un dispositivo excitador.

Como ejemplo de lo anterior, se presenta el estudio de periodos de vibración realizado por la empresa RIOBOO-S.A., al inmueble ubicado en Celaya 26, Col. Hipódromo.
(Ref.20)



I44
RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1184 DESP. 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO, D. F.
TELE 559-13-81 Y 575-48-05

REG. FED. DE CAUS. RIO-740-02-001

Edificio: CELAYA No. 26

I. INTRODUCCION

Se presentan espectros gráficos obtenidos en término de frecuencia de oscilación y sus correspondientes amplitudes de respuesta en desplazamientos, como partes de los movimientos totales que la estructura del edificio tiene de manera constante debido a perturbaciones ambientales, lo anterior se realizó con el objeto de diagnosticar el valor de sus frecuencias o periodos fundamentales en dos direcciones ortogonales, una de ellas paralela a la calle de Celaya.



145
RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP. 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO D.F.
TELS 559 13-81 Y 575 48-05

CÉD DE EMP 757534

REG FED DE CAUS RIO-740402-001

Edificio: CELAYA No. 26

II. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

El edificio consta de P.B., 9 niveles tipo, azotea y caseta de elevadores con forma en planta irregular. En elevación posee un primer entrepiso de 4.0 metros, teniendo el resto de entrepisos una altura de 2.50 metros aproximadamente. La estructura es base de losa plana, traveses y columnas metálicas con muros en el área de elevadores y escaleras, además de una regular densidad de muros divisorios. Actualmente el edificio muestra señales de emersión respecto al nivel de calle lo que hace suponer la existencia de pilotes con trabajo de punto. El edificio después de los sismos de 1985 fue reparado y rigidizado mediante la inclusión de algunos muros mas sin que esto haya podido ser verificado. Actualmente se encuentra parcialmente ocupado.



146
RI BOOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP 302
CÓDIGO POSTAL 03100 MÉXICO D F
TELS 559-13-81 Y 575-48-05

CED DE EMP 757534

REG FED DE CAUS RIO-740402001

Edificio: CELAYA No. 26

III. EQUIPO UTILIZADO

El equipo utilizado en las mediciones realizadas fué:

1. AKASHI MOD. AVL-25 A, que consta de:
 - a).- Sensor de vibraciones
 - b).- Amplificador de señal
 - c).- Accesorios: Cables y filtros.
2. GRABADORA PORTATIL 7003 B & K de 4 canales AM, FM, con velocidades de 1.5 a 15 ips y escala de frecuencias de 0.00 Hz - 10 KHz.
3. ANALIZADOR DE TIEMPO REAL SD 375 FFT de 2 canales SPECTRAL DYNAMICS, con resolución de 400 líneas por espectro y 1024 puntos en el dominio del tiempo.
4. GRAFICADOR ANALOGICO HP.



I46
RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1154 DESP. 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO D. F.
TELS 559-13-81 Y 575-48-05

CEO DE EMP 757534

REG FED DE CAUS RIO-740402-001

Edificio: CELAYA No. 26

III. EQUIPO UTILIZADO

El equipo utilizado en las mediciones realizadas fué:

1. AKASHI MOD. AVL-25 A, que consta de:
 - a).- Sensor de vibraciones
 - b).- Amplificador de señal
 - c).- Accesorios: Cables y filtros.
2. GRABADORA PORTATIL 7003 B & K de 4 canales AM, FM, con velocidades de 1.5 a 15 ips y escala de frecuencias de 0.00 Hz - 10 KHz.
3. ANALIZADOR DE TIEMPO REAL SD 375 FFT de 2 canales SPECTRAL DYNAMICS, con resolución de 400 líneas por espectro y 1024 puntos en el dominio del tiempo.
4. GRAFICADOR ANALOGICO HP.



I47
RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO, D. F.
TELS 559-13-81 Y 575-48-05

CED DE EMP 757534

REG FED DE CAUS RIO-740402-001

Edificio: CELAYA No. 26

IV. DESCRIPCION DE LA PRUEBA -

Se efectuaron registros de vibración en dos puntos del edificio, uno en el nivel de azotea y el otro en la P.B, en ambos se grabaron 2 señales ortogonales entre si, una de ellas paralela a la calle de Celaya y en todos los casos la duración fue de 5 minutos.



Edificio: CELAYA No. 26

V. RESULTADOS

En la figura 1 se muestra el espectro de Fourie en donde se muestra el contenido de frecuencias en el rango de 0 a 5 Hz para la dirección perpendicular a la calle de Celaya y en el que se observa el predominio del periodo de 0.88 segundos, siendo importante también el rango entre 1.33 y 1.13 segundos. La forma del propio espectro, es indicativo de la interacción estrecha entre una estructura principal bastante flexible y muros en esta dirección. En la figura 2 se muestra el espectro correspondiente a la dirección paralela a la calle Celaya y en el que se aprecia como periodo fundamental el valor de 1.21 segundos, sin embargo se vuelve a distinguir el rango de 1.33 a 1.13 segundos característico de un modo, de torsión producto probablemente de la distribución no simétrica de los muros de colindancia y de los de rigidez.

En las figuras 3 y 4 se muestran los espectros correspondientes al punto medido en P.B., para el sentido perpendicular y paralelo a la calle Lerma respectivamente y en los que se pueden apreciar rangos de periodos dominantes del suelo modificados por la presencia de la estructura del edificio comprendidos entre los valores de 2.35 a 1.36 segundos. Las amplitudes de los movimientos en P.B. para los valores de periodos, de interés de la estructura se encuentran dentro del 22% de la amplitud a nivel de azotea en la dirección paralela a la calle Celaya lo que indica que el efecto de interacción suelo-es-



RIOBOO,^{I49} S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO, D. F.
TELS 559-13 81 Y 575-48-05

ED DE EMP 757534

REG FED DE CAUS RIO-740402-001

Edificio: CELAYA No. 26

estructura se encuentra en valores limite para que em-
piece a ser importante.



150
RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP. 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO D.F.
TELS 559 13 81 Y 575-48-05

ED DE EMP. 757534

REG FED DE CAUS RIO 740407001

Edificio: CELAYA No. 26

VI.. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El edificio presenta el valor de 1.21 segundos como periodo fundamental para la dirección paralela a la calle Celaya y de 0.88 segundos para la dirección perpendicular. Esto representa una relación de peso rigidez adecuada para el número de pisos del edificio.
2. Por la planta irregular del edificio y por la distribución asimétrica de los elementos de rigidez se distinguen en los espectros dinámicos valores de periodos acoplados de torsión-traslación en el rango de 1.13 a 1.33 segundos, lo que significa por la propia forma del espectro gran dependencia de rigidez de la estructura metálica principal de los muros de colindancia y de los no estructurales.
3. Por lo anterior es recomendable mantener en la medida de lo posible una distribución de muros estructurales y no estructurales lo mas simétrica posible, a fin de contrarrestar los efectos de torsión que ante un eventual temblor pudieran presentarse en el edificio.



151
RIOBOO, S. A.

INSURGENTES SUR 1194 DESP 302
CODIGO POSTAL 03100 MEXICO D F
TELE 559-13 81 Y 575-48-05

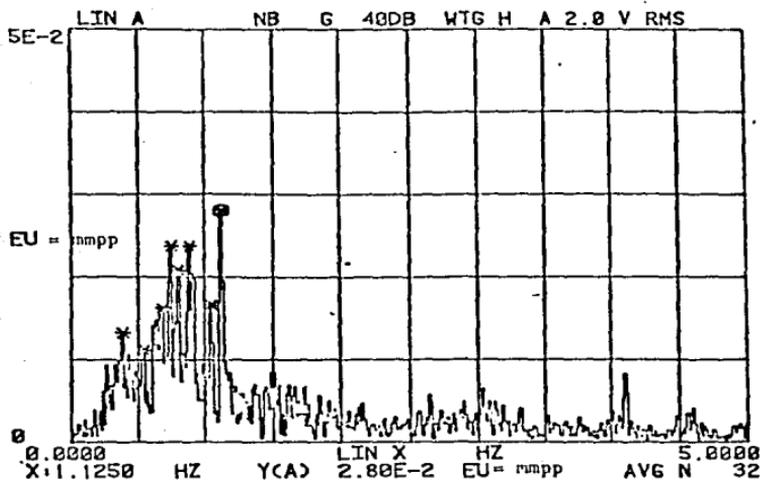
ELD DE EMP 757534

REG FED DE CAUS RIO-740407-001

EDIFICIO: CELAYA No. 26

4. Es conveniente revisar las condiciones de la cimentación del edificio poniendo particular interes en detectar si los pilotes siguen teniendo soporte lateral en su extremo superior, ante la posibilidad de que el edificio pueda estar emergiendo y encontrarse apoyado exclusivamente en los pilotes, condición que puede ser muy vulnerable ante la presencia de fuerzas cortantes de futuros sismos.
5. Por los resultados de las pruebas dinámicas y de llevarse a cabo las recomendaciones anteriores se concluye que el edificio puede ser liberado su uso dentro del grupo " B ".

EDIFICIO: CALLE CELAYA
 DIRECCION: CELAYA # 26
 PUNTO: 1 H, (PERPENDICULAR A CELAYA)
 LOCALIZACIÓN: AZOTEA
 CINTA: D.E.4 CANAL 1 FM
 FECHA: MARZO 18,1987

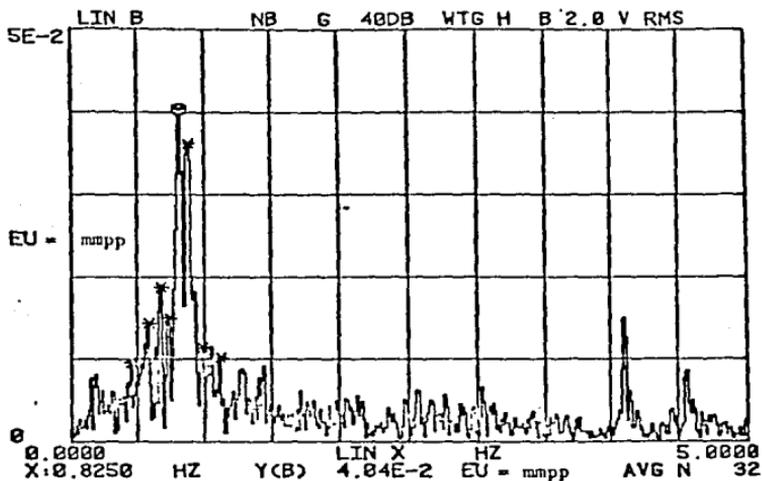


1. SPECT A & B

ID	00003	PERIODO SEG.
1 X:0.3875	HZ Y(A) 1.33E-2 EU = mmpp	2.58
2 X:0.5500	HZ Y(A) 1.11E-2 EU = mmpp	1.82
3 X:0.6875	HZ Y(A) 1.64E-2 EU = mmpp	1.45
4 X:0.7500	HZ Y(A) 2.36E-2 EU = mmpp	1.33
5 X:0.8000	HZ Y(A) 2.89E-2 EU = mmpp	1.25
6 X:0.8875	HZ Y(A) 2.37E-2 EU = mmpp	1.13
7 X:1.0500	HZ Y(A) 1.67E-2 EU = mmpp	0.95
8 X:1.1250	HZ Y(A) 2.80E-2 EU = mmpp	0.88

FIG. 1

EDIFICIO: CALLE CELAYA
 DIRECCION: CELAYA # 26
 PUNTO: 1 H. (PARALELO A CELAYA)
 LOCALIZACION: AZOTEA
 CINTA: D.E.4 CANAL 2 FM
 FECHA: MARZO 18, 1987

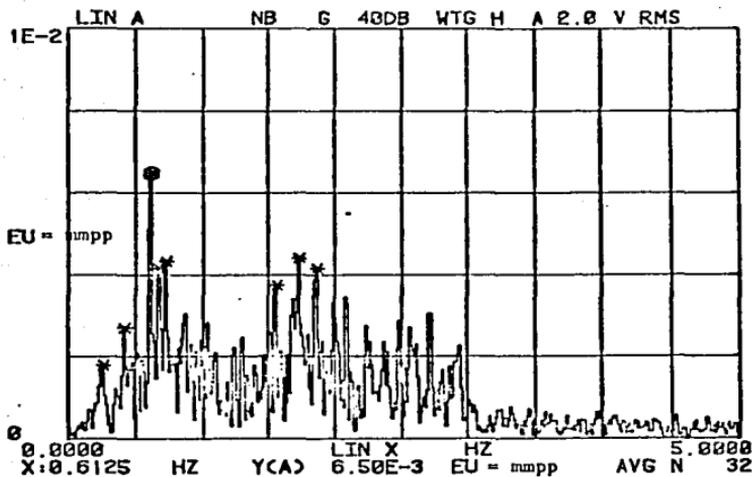


1. SPECT A & B

ID 0004					PERIODO SEG.	
1	X:0.4625	HZ	Y(B)	9.51E-2	EU = mpp	2.16
2	X:0.5875	HZ	Y(B)	1.44E-1	EU = mpp	1.70
3	X:0.6875	HZ	Y(B)	1.87E-1	EU = mpp	1.45
4	X:0.7500	HZ	Y(B)	1.49E-1	EU = mpp	1.33
5	X:0.8250	HZ	Y(B)	4.04E-1	EU = mpp	1.21
6	X:0.8875	HZ	Y(B)	3.62E-1	EU = mpp	1.13
7	X:0.9875	HZ	Y(B)	1.15E-1	EU = mpp	1.01
8	X:1.1250	HZ	Y(B)	1.01E-1	EU = mpp	0.89

FIG. 2

I54
 EDIFICIO: CALLE CELAYA
 DIRECCION: CELAYA # 26
 PUNTO: 2 H. (PERPENDICULAR A CELAYA)
 LOCALIZACION: PLANTA BAJA
 CINTA: D.E.4 CANAL 1 FM
 FECHA: MARZO 18,1987

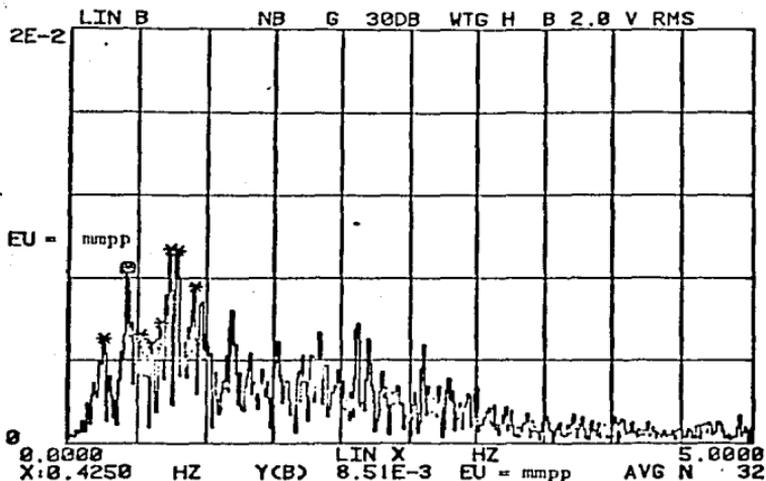


I. SPECT A & B

ID	00005	PERIODO	SEG.
1	X:0.2625 HZ YCA) 1.78E-3 EU = mpp	3.80	
2	X:0.4250 HZ YCA) 2.72E-3 EU = mpp	2.35	
3	X:0.6125 HZ YCA) 6.50E-3 EU = mpp	1.63	
4	X:0.6625 HZ YCA) 4.15E-3 EU = mpp	1.51	
5	X:0.7250 HZ YCA) 4.33E-3 EU = mpp	1.38	
6	X:1.5625 HZ YCA) 3.74E-3 EU = mpp	0.64	
7	X:1.7250 HZ YCA) 4.39E-3 EU = mpp	0.58	
8	X:1.8625 HZ YCA) 4.13E-3 EU = mpp	0.54	

FIG. 3

EDIFICIO: CALLE CELAYA
 DIRECCION: CELAYA # 26
 PUNTO: 2 H., (PARALELO CALLE CELAYA)
 LOCALIZACION: PLANTA BAJA
 CINTA: D.E.4 CANAL 2 FM
 FECHA: MARZO 18, 1987



1. SPECT A & B

ID	00000	PERIODO
		SEG.
1	X:0.2625 HZ Y(B) 5.08E-3 EU = mpp	3.80
2	X:0.4250 HZ Y(B) 8.51E-3 EU = mpp	2.35
3	X:0.5250 HZ Y(B) 5.27E-3 EU = mpp	1.90
4	X:0.6125 HZ Y(B) 4.84E-3 EU = mpp	1.63
5	X:0.6750 HZ Y(B) 5.84E-3 EU = mpp	1.48
6	X:0.7375 HZ Y(B) 9.36E-3 EU = mpp	1.36
7	X:0.7875 HZ Y(B) 9.30E-3 EU = mpp	1.27
8	X:0.9125 HZ Y(B) 7.53E-3 EU = mpp	1.09

FIG. 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las principales conclusiones y recomendaciones a las que se pueden llegar a raíz del estudio realizado en los edificios considerados para la elaboración del presente trabajo son:

1. Los mayores daños registrados se concentraron en la zona de lagos. En conjunto, los edificios dañados están cimentados sobre una capa de arcilla lacustre muy compresible y saturada de 30 a 35 m. de espesor.
2. Las estructuras fueron calculadas y dimensionadas con base a un reglamento que preve, para los parámetros sísmicos de cálculo, valores bajos a los contextos geológicos y sísmicos de la ciudad de México.
3. El modo de falla dominante, tanto en las estructuras de marco de concreto como en las de losa reticular, fue la falla de los elementos de sustentación.
4. Las causas principales de los daños fueron la ubicación en esquina y la irregularidad en planta. En menor grado se presentaron problemas debido a la existencia de P.B. flexible, irregularidad vertical y golpeteo.
5. Las técnicas de refuerzo más utilizadas fueron el encamisado de columnas y vigas con concreto reforzado y la colocación de muros de rigidez.
6. El tipo de reparación más frecuente en estructuras de losa reticular fue la adición de muros de rigidez, mientras que para las estructuras de marcos de concreto se recurrió en mayor medida al encamisado de columnas y vigas.
7. Es conveniente incrementar el número de acelerógrafos instalados en la ciudad de México para medir los efectos de temblores futuros en los distintos tipos de suelo.
8. De los datos obtenidos se desprende la necesidad de estudiar con mayor detalle las propiedades de las arcillas del valle de la Cd. de México bajo sollicitaciones dinámicas.

9. Asimismo, deben desarrollarse y ponerse en práctica los estudios de interacción dinámica suelo-estructura para una estimación más realista de las sollicitaciones debidas al sismo.
10. En la práctica de la construcción de las edificaciones se propone mejorar el control de calidad de las obras, al respecto, debe fomentarse la participación de los proyectistas en la construcción, con el objeto de ratificar oportunamente las consideraciones hechas para el diseño.
11. Por otra parte, es urgente la necesidad de una instrumentación sistemática de los edificios y su seguimiento continuo para tomar oportunamente en su caso las medidas de recimentación y reforzamiento de la estructura requeridas.
12. Se debe tener una mayor vigilancia y exigencia, respecto a la placa de uso y destino de las edificaciones.
13. Se sugiere que al término de una obra nueva o en reconstrucción, se actualicen los planos ejecutivos, sea esta por modificaciones o cambios que pudo haber sufrido en su ejecución.
14. Promover estudios experimentales tendientes a estudiar el comportamiento de elementos de concreto reforzado reparados, mediante alguna de las técnicas mencionadas en el capítulo III.

B I B L I O G R A F I A

1. Normas de Emergencia en materia de Construcción para el Distrito Federal, Diario Oficial, México D.F. 18 de Octubre de 1985.
2. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 6 de Julio de 1987, Departamento del Distrito Federal.
3. Departamento del Distrito Federal, Secretaría General de Obras, Coordinación de Control de Edificaciones, "sismos de 1985, control de edificaciones, México D.F. 1985-1988"; Octubre de 1988.
4. Jesús Iglesias, Oscar M. González. Reparación de estructuras de concreto y mampostería. Versión preliminar. México D.F. 1985.
5. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C. Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver. Abril de 1986.
6. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. Memorias del Simposio Los sismos de 1985; Casos de Mecánica de Suelos; México D.F. Septiembre 1986.

R E F E R E N C I A S

1. Normas de Emergencia en materia de Construcción para el Distrito Federal; Diario Oficial; México D.F., Octubre de 1985.
2. Departamento del Distrito Federal. Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Julio de 1987.
3. Departamento del Distrito Federal. Secretaría General de Obras. Coordinación de Control de Edificaciones. "sismos de 1985, control de edificaciones, México 1985-1988". Octubre de 1988.
4. Robles F.V. y González R. Aspectos fundamentales del diseño de estructuras de madera. México D.F. 1985, edición UAM-Azacapotzalco.
5. Dévalos R. Diseño de estructuras de madera, norma técnica No. I. Laboratorio de Ciencia y tecnología de la madera, Instituto Nacional de Investigación sobre recursos Bióticos. Xalapa, Ver. 1984.
6. Diseño y construcción de estructuras de madera. Norma técnica complementaria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México D.F. 1987.
7. Dictamen técnico. Ing. Miguel Rivero y Asociados S.C. Casas Grandes No. 153, Col. Narvarte. México D.F. Julio de 1987.
8. Diseño y construcción de estructuras de concreto. Normas técnicas complementarias del Reglamento del Distrito Federal para construcciones. México D.F. 1987.
9. Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. México D.F. 1987.
10. Departamento del Distrito Federal. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México D.F. 1976.
11. Hernández B, O. "procedimientos de reparación de estructuras dañadas por sismo" Ia. parte. D.D.F., D.G.C.O.H., México D.F. Abril de 1981.
12. Bazan E. y Meli P. "manual de diseño sísmico de edificios" Ia. Edición, Editorial Limusa. México D.F. 1985.

13. Estudio de Materiales. Tecnología de Suelos y Materiales S.A. de C.V. Morelos No. 104, Col. Centro, México D.F. Noviembre 1988.
14. Estudio de Materiales. Ingeniería Experimental S.A. Venustiano Carranza No. 117, Col. Centro, México D.F. Junio 1988.
15. Estudio de Materiales. Ingeniería Computarizada y Fabricación S.A. Benjamín Franklin No. 84, Col. Escandon, México D.F. Diciembre 1987.
16. Idem No.15
17. Dictamen técnico. D.I.S.E.S.A. Calzada de las Brujas No. 307, Col. Paseos de taxqueña, México D.F. Mayo 1987.
18. Dictamen técnico. Ing. Neftalí Rodríguez Cuevas. Av. San Antonio Abad No. 32, Col. Centro. México D.F. 1986.
19. Dictamen técnico. Arq. Luis Arturo Ramos. Canada No. 170, Col. Coyoacán, México D.F. 1987.
20. Estudio técnico. Rioboo S.A. Celaya No. 26, Col. Hipódromo. México D.F. 1987.
21. Dictamen técnico. D.I.S.E.S.A. Cacahuamilpa No. 13, Col. Hipódromo, México D.F. Agosto 1987.
22. Dictamen técnico. Ings. José Luis Islas y Jaime Ortiz P. Matías Romero No. 1004 y 1008, Col. Taxqueña. México D.F. Julio 1988.
23. Dictamen técnico. Estudios, proyectos y construcciones S.A. José Ma. Marroquí No. 1, Col. Juárez. México D.F. 1987.
24. Dictamen técnico y Proyecto estructural. Rioboo S.A. Hospital Regional Ignacio Zaragoza, México D.F. Junio 1986.
25. Dictamen técnico. Ing. Enrique Del Valle Calderón. Av. Juárez No. 70, Col. Centro. México D.F. 1986.
26. Dictamen técnico. Ing. Miguel Rivero y Asociados S.C. Abraham González No.1, Col. Juárez. México D.F. Junio 1987.
27. Proyecto estructural. Colinas—De Buen S.A. Corregidora No.86 Col. Centro. México D.F. 1987.
28. Revisión de proyecto estructural. Ing. Federico Alcaraz Arcos de Belem No. 2, Col. Centro. México D.F. Abril 1986.

29. Dictamen técnico. Ing. Fernando Estudillo. Anaxágoras No. 1020 Col. Narvarte. México D.F. Junio 1987.
30. Control de Materiales. Laboratorio Nacional de la Construcción S.A. Jalapa No. 17, Col. Roma. México D.F. Julio 1986.
31. Control de Materiales. Laboratorio de Control S.A. de C.V. Cordoba No. 42, Col. Roma. México D.F. Octubre 1986.
32. Carta Responsiva. Dr. Leonardo Zeevaert. Morelos No. 110, Col. Centro. México D.F. Agosto 1987.