

REPORTE DEL INSTITUTO DE ARQUITECTOS DE JAPON



1a. edición, Marzo 1996

SECRETARIA DE GOBERNACION CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES AV. DELFIN MADRIGAL No. 665, COL. PEDREGAL SANTO DOMINGO, DELEGACION COYOACAN, C.P. 04360, MEXICO, D.F. TELEFONOS: 606 98 37, 606 97 39, 606 99 82, FAX: 606 16 08

[®] Autor: Colegio de Arquitectos de Japón.

Editores: Arq. Takeshi Jumonji Lic. Mie Tanaka

Impresión a cargo de: Equipo Asesor Japonés

Derechos reservados conforme a la ley IMPRESO EN MEXICO. PRINTED IN MEXICO

Distribución Nacional e Internacional: Centro Nacional de Prevención de Desastres

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

SECRETARIA DE GOBERNACION

Lic. Emilio Chuayffet Chemor Secretario de Gobernación

Lic. Juan Ramiro Robledo Ruiz Subsecretario de Protección Civil y de Prevención y Readaptación Social

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

Dr. Roberto Meli Director General

Ing. Shigeharu Morishita Director del Equipo Asesor Japonés

Dr. Mario Ordaz Coordinador de Investigación

M. en I. Roberto Quaas Coordinador de Instrumentación

Lic. Gloria Luz Ortíz Espejel Coordinadora de Capacitación

Lic. Ricardo Cícero Betancourt Coordinador de Difusión

SISTEMA NACIONAL DE PROTECCION CIVIL



146

DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO DE MICHOACAN DE 1985 -REPORTE DEL INSTITUTO DE ARQUITECTOS DE JAPON-

DR. KAZUAKI MASAKI Profesor, Instituto Tecnológico de Aichi

DR. NORIO ABEKI Profesor, Universidad Kanto Gakuin

DR. KAZUOH SEO Profesor, Instituto Tecnológico de Tokio

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES MEXICO

CLASIF.: <u>CENAPRED</u>/QES35:2M6/C646j.3 ADQUIS.: <u>001970</u> FECHA: <u>24-V-2004</u> PROCED:: <u>Donacida</u>

PRESENTACION

El Gobierno del Japón a través de su Agencia de Cooperación Internacional (JICA) y el de México a través del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), acordaron un Convenio de Cooperación Técnica, algunos de cuyos objetivos son el desarrollo de investigaciones y trabajos conjuntos, así como promover la difusión de sus resultados a instituciones, organismos y personas interesadas en ampliar sus conocimientos para la prevención de desastres sísmicos. El presente trabajo se inscribe dentro de estos esfuerzos.

Los catálogos de las series de Informes Técnicos y Cuadernos de Investigación, así como las publicaciones específicas, se pueden obtener solicitándolos por escrito al CENAPRED, o bien, consultarse directamente en la Unidad de Información.

PREFACIO

Después de ocurrir el sismo de Caleta de Campos, Michoacán, en 1985, éste se convirtió en el centro de atención de investigadores de la ingeniería sísmica de todo el mundo por haber afectado considerablemente la zona epicentral y una de las ciudades más grandes del mundo, la Ciudad de México. El Instituto de Arquitectos de Japón envió, immediatamente después del sismo, un grupo de investigadores para estudiar las zonas dañadas. El presente reporte se publicó resumiendo las investigaciones realizadas; y aunque contiene frutos o resultados limitados, se considera valioso por la utilidad de los mismos y el poco tiempo en que fueron obtenidos. Se espera que el presente trabajo sea útil como una referencia para el desarrollo de los métodos de investigación y mitigación de desastres sísmicos en el futuro.

El reporte fue escrito originalmente en japonés, y existen, lamentablemente, muy pocas oportunidades en las que un investigador o ingeniero mexicano, o de otro país, lo pueda apreciar y consultar, por esta razón se procedió a hacer la traducción al español. Debido a las restricciones presupuestales, no fue posible traducir todo el reporte que consta de 13 capítulos. Sin embargo, se desea dar a conocer tanto los métodos como los puntos de vista de los investigadores japoneses al realizar las investigaciones respecto al fenómeno y su efecto en las concentraciones urbanas.

Parte del presupuesto para la publicación fue proporcionada por el subsidio para estudios especiales sobre desastres naturales de los Fondos para la Investigación Científica del Ministerio de Educación de Japón, cuyo representante es el Prof. Motohiko Hakuno de la Universidad de Tokio. La traducción del japonés al español fue realizada por la Profa. Yoshie Awaihara del Colegio de México. La revisión de la traducción fue hecha por el Dr. Oscar López Bátiz del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Expresamos nuestro sincero agradecimiento a todas estas personas.

Marzo, 1996

Kajucki Masaki

Dr. Kazuaki Masaki Profesor Instituto Tecnológico de Aichi

CONTENIDO

PAGINA

1.	INTRODUCCION	1
2.	MOVIMIENTOS SISMICOS Y EL SUBSUELO	4
	2.1. Introducción	4
	2.2. Bosquejo de la red re registro de movimientos sísmicos	4
	2.2.1. Historia de la observación de sismos fuertes en México	4
	2.2.2. Sistema actual de observación de movimientos sísmicos fuertes y su operación	5
	2.3. Movimientos sísmicos en la zona epicentral	9
	2.4. Movimientos sísmicos de la Ciudad de México y sus alrededores	15
	2.4.1. Registros del movimiento	15
	2.4.2. Espectros	16
	2.5. Características dinámicas del suelo de la Cludad de México	23
	2.5.1. Características del suelo de la Ciudad de México	23
	2.5.2. Mediciones de microvibraciones constantes efectuadas por la Asociación de Arquitectos de Japón	28
	2.5.3. Mediciones de microvibraciones constantes, efectuadas por el Instituto Tecnológico de Tokio	59
	2.6. Características dinámicas de los edificios de la Ciudad de México	62
	2.6.1. Descripción y resumen de los resultados de mediciones de microvibraciones constantes	63
	2.6.2. Resultados de las mediciones	70
	2.7. Comentarios sobre movimientos sísmicos	75
	2.7.1. Distribución de intensidades del sismo	75
	2.7.2. Interpretación de los movimientos sísmicos y microvibraciones mediante un modelo	85
	tridimensional de subsuelo suave y de frontera irregular	85
	2.7.3. Relación entre microvibraciones constantes, movimientos sísmicos y distribución de daños	99
	2.7.4. Interpretación de las fases posteriores basándose en la estructura subterránea	112
	2.7.5. Características dinámicas del suelo suave y análisis de las ondas posteriores	129
	2.7.6. Características de propagación de ondas sísmicas en suelos suaves	157
3. DA	NÕOS EN CONSTRUCCIONES	164
	3.1. Construcciones de concreto reforzado (CR) de la Ciudad de México	164
	3.1.1. Síntesis y descripción de los daños	164
	3.1.2. Lista de daños	181
	3.1.3. Investigación detallada de algunos edificios	226
	3.1.4. Materiales utilizados en los edificios dañados	348
REFE	ERENCIAS	357

1. INTRODUCCION.

El sismo suscitado el 19 de septiembre de 1985, a las 7:17 AM hora local, y las réplicas del día siguiente, causaron grandes daños en la Ciudad de México, la capital del país, y en otras ciudades. Su epicentro se situó en la costa del Océano Pacífico y su magnitud fue de 8.1 en la escala de Richter. Este sismo llamó la atención del mundo tanto por el daño que causó como por las características siguientes:

1) Causó grandes daños en la Ciudad de México, situada a 400 km del epicentro.

2) En cambio, cerca del epicentro los daños fueron relativamente menores, no obstante la magnitud.

3) Los daños a edificios fueron predominantemente en áreas de suelo suave, estableciéndose una relación estrecha entre los daños y el tipo de suelo.

4) Fue un desastre predominantemente urbano, ya que la mayor parte de los daños se registraron en la Ciudad de México, de 17 millones de habitantes y un millón y medio de edificios.

5) Ocurrió en un país con experiencia sobre sismos y conocimientos de ingeniería sísmica considerables.

De Japón visitaron México, a partir del sismo y hasta enero del año siguiente, diversos grupos.

Acudieron a cubrir el aspecto noticioso:

1) NHK, o Asociación Japonesa de Radio y Televisión. Con un equipo de 12 miembros, entre los que figuraban: Kazuaki Ito, Makoto Watabe, Masaya Murakami y Tadashi Sugano.

2) Compañía de radio y televisión TBS. El equipo incluía entre otros a Seiji Nakano.

Acudieron también diversos grupos de investigación sobre sismos, patrocinados por el gobierno japonés, universidades, asociaciones y compañías, como se detalla a continuación:

3) Constructora Mitsui.

4) Compañía de Luz y Fuerza de Tokio.

5) Universidad de Tokio-Constructora Kajima. Con un grupo de 5 miembros, entre ellos Kazuyoshi Kudo y Tokiharu Ohta.

6) Instituto Tecnológico de Tokio. Con 4 miembros, entre ellos Hiromi Kobayashi.

7) Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA). La primera misión consistió de 8 personas, encabezadas por Narumi Sadamichi, y la segunda de 22, que incluía a Tetsuhisa Ishikawa y Tsuneo Okada.

B) Grupo de Estudios Científicos de Desastres Naturales del Ministerio de Educación de Japón.
Con 12 miembros, encabezados por Masanori Izumi.

 Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Universidad Nihon. Formado por Nobuaki Shirai y Hiroshi Adachi.

10) Instituto de Arquitectos de Japón. Formado por 42 miembros, entre ellos, Yoshiichi Kano y Shunsuke Otani.

11) Distrito de Tokio.

12) Prefectura de Shizuoka.

13) Ciudad de Kawasaki.

14) Instituto de Ingenieros Civiles de Japón. Con un equipo de 22 personas, encabezado por Tsuneo Katayama.

15) Otros investigadores, que acudieron en forma privada.

Es importante señalar que estos grupos colaboraron con otros de México y otros países.

Así, el equipo de JICA asesoró técnicamente durante algún tiempo en la evaluación de daños de edificios y en la formulación de normas de reparación y reforzamiento. El equipo del Instituto de Arquitectura de Japón intercambió información con investigadores de otros países, y asistió a un seminario sobre sismos organizado por la UNAM. Muchos grupos, entre ellos los de la Universidad de Tokio y la Constructora Kajima, del Instituto Tecnológico de Tokio, del Ministerio de Educación y del Instituto de Arquitectos de Japón, compartieron con los investigadores mexicanos sus resultados de mediciones de microvibraciones.

Los resultados de las numerosas investigaciones realizadas por estos grupos de investigación se encuentran en las referencias 1.1) a 1.11). El presente volumen, síntesis de los mismos, consta de introducción y 2 capítulos. Su elaboración estuvo a cargo del Instituto de Arquitectos de Japón.

En el Capítulo 2 se abordan generalidades sobre geografía, geología y los movimientos sísmicos. Se presentan resultados de medición de microvibraciones constantes realizados en suelo y edificios, discutiéndose los mismos. Aunque el contenido del Capítulo 2 inciso 7 no es del todo aceptado por el Instituto, se considera de alta calidad, y puede contribuir al esclarecimiento de la dinámica del suelo.

En el Capítulo 3 se reportan en detalle los daños en construcciones. Es un resumen de las investigaciones hechas sobre este aspecto por investigadores japoneses. Se presentan principalmente los resultados de este Instituto, de JICA, y del Ministerio de Educación.

Este informe tiene por fin no solamente reportar daños en las construcciones, sino también explicar el fenómeno sísmico en sus diversos aspectos, e informar sobre las medidas de prevención adoptadas después del mismo.

Fue de gran ayuda que el Instituto de Ingeniería de la UNAM proporcionara, un mes después del sismo, informes detallados de daños, y registros de movimientos sísmicos fuertes. Los miembros de los equipos de investigación se preguntaban si sería posible responder tan rápido en Japón. Actualmente

los registros del sismo están grabados en cinta magnética, y en Japón se pueden consultar en la Asociación para la Prevención de Desastres (Fundación).

Aún dentro de Japón es problemático investigar desastres sísmicos. Es probable que los investigadores parezcan visitantes inoportunos en medio de una situación de emergencia después del sismo. Los más de cien investigadores que acudieron a México en un lapso muy corto, pudieron realizar su labor sin dificultad gracias a que la ciudad contaba con suficiente alojamiento, y a que funcionaba adecuadamente después del sismo. Se menciona también que muchos equipos colaboraron e intercambiaron información con la parte mexicana, y que, con el fin de que dichos intercambios sean más fructíferos, deberían establecerse reglas adecuadas para el futuro.

Las investigaciones realizadas fueron posibles gracias a la ayuda de muchos individuos y organizaciones. Se recibió gran ayuda para el traslado de equipo del Departamento de Centro y Sudamérica de Relaciones Exteriores de Japón, de la Embajada de Japón en México, y de la Sección de Información Académica del Departamento Académico Internacional del Ministerio de Educación de Japón. En México, colaboraron los ingenieros Noreña y Rivas del Departamento del Distrito Federal, los profesores Esteva, Prince, Rosenblueth, Meli, Singh y Lomnitz del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el Embajador de Japón en México, Sr. Naito, el Secretario de la Embajada Sr. Fukushima, el director de JICA Lic. Hosono, la compañía Mitsuibussan de México, la Constructora Mitsui de México, la compañía Constructora Obayashi, la compañía Nihon Kokan y la compañía Mitsubishi Shoji. Los guías de la compañía de turismo México Kanko contribuyeron más allá de lo que era su obligación.

Este informe fue financiado parcialmente por el Ministerio de Educación de Japón, con un donativo de 2 millones 360 mil yenes de Ayuda para la Ciencia e Investigación. El Centro de Arquitectos de Japón, por su parte, aportó 3 millones de yenes, como Subsidio a Estudios e Investigaciones. Se recibió también de muchas personas materiales diversos para esta publicación. Se procuró escribir el nombre de cada donante, y si se omitió a alguno, se le pide una disculpa.

3

GENTRU MALIONAL DE TALVENCIUM DE DESASIRES

2. MOVIMIENTOS SISMICOS Y EL SUBSUELO.

2.1. Introducción.

Dos características sobresalientes del sismo acaecido en México en el año de 1985 son los daños que causó a los edificios de mediana altura de la Ciudad de México, localizada a 400 km del epicentro, y el carácter peculiar del movimiento.

Los resultados aquí presentados se obtuvieron gracias a los registros en cinta magnética digital del epicentro y de la Ciudad de México, proporcionados por la UNAM. Adicionalmente, se realizaron numerosas mediciones acelerométricas, tanto en el subsuelo como en edificios.

En este capítulo se presentan acelerógramas del movimiento principal y de microvibraciones, datos relevantes para su evaluación, y el resultado del análisis de los mismos. Se espera que contribuyan a un mejor entendimiento del sismo.

2.2. Bosquejo de la red de registro de movimientos sísmicos.

Se adquirió información sobre el sismo de colegas mexicanos, con quienes se tuvo ocasión de intercambiar puntos de vista, y quienes proporcionaron además información escrita. Se pudo también observar in-situ los daños causados. Fue así que se adquirió una buena idea de la manera como se observó y registró este evento, aunque algunos detalles no quedaron suficientemente claros.

2.2.1. Historia de la observación de sismos fuertes en México.

Antes de 1985, tuvo lugar en México otro gran sismo, en 1957, originado mar adentro en la costa de Guerrero, y cuya magnitud fue 7.7 en escala de Richter (M=7.7). No se presentan en la literatura ^{2,2,1}, ^{2,2,2}) registros de movimientos fuertes de este sismo, por lo que se supone que no había aún una red de acelerómetros. Cabe señalar que fue por ese año que se inició en Japón la observación de movimientos fuertes mediante acelerómetros SMAC.

En 1959 se instalaron los que probablemente fueron los primeros acelerómetros en México, modelo SMAC-B. Se colocaron uno en el sótano del Instituto de Ingeniería, en Ciudad Universitaria, y otro en la Alameda Central, en un subterráneo. Posteriormente, en 1962, se instalaron en otros lugares, como el segundo nivel de sótano de la Torre Latinoamericana, la Aseguradora Anáhuac y el Hotel María Isabel (datos proporcionados por Akashi Seisakujo).

El primer sismo registrado con estos acelerómetros fue el del 10 de diciembre de 1961 (M=5), y en los registros de los del 11 y el 19 de mayo de 1962 ^{2.2.3)-2.2.5} se constató la suavidad extrema del subsuelo de la ciudad.

Posteriormente se colocó un acelerómetro más, en la Unidad Nonoalco-Tlatelolco, aunque se desconocen su modelo y sus características. Sus registros se incluyen en el análisis y comparación de acelerógramas en función de las condiciones del subsuelo realizadas en relación con los sismos del 6 de junio de 1964 (M=6.7), el 23 de agosto de 1965 (M=6.9), y el 2 de agosto de 1968 (M=6.8).

En 1973 la UNAM había ya desarrollado un sistema de observación de movimientos sísmicos fuertes, denominado Sistema de Información Sismotelemétrica de México (SISMEX). El sistema, que fue presentado ese año en el V Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica efectuado en Roma^{2.2.7}, era

avanzado en esa época, por la cantidad de puntos de medición con enlace telemétrico, y porque registraba en dos o tres rangos en la mayoría de los estaciones. El mismo fue diseñado y construido, si bien con algunas partes importadas, por la UNAM^{2.2.7)-2.2.9}. La Fig. 2.2.1 muestra la localización de los estaciones. Mediante el SISMEX se registró el sismo de Guatemala de 1976 que causó grandes daños (D > 100 km), con calidad suficiente para efectuar análisis, no obstante que la máxima aceleración registrada fue menor que 2 gal^{2.2.8)}. Aparte de estos registros sobre Guatemala, no se encuentran en la literatura otros, probablemente porque no ocurrió ningún evento de importancia después de 1973. Habría sido interesante comparar los registros de los sismos de Oaxaca de 1978 y de Guerrero de 1979, con el de Michoacán de 1985.

Poco se sabe del equipo de observación de movimientos fuertes fuera de la Ciudad de México. Había, sin embargo, estaciones SMA-1 (Kinemetrics) en Acapulco y Oaxaca al menos, cuando se inició el SISMEX, como lo indican los registros de los sismos de Acapulco de 1974, y de Oaxaca de 1978^{2.2.10}. La magnitud del de Acapulco fue de 5 en escala de Richter, con máxima aceleración de 500 gal a unos 35 km del epicentro.

2.2.2. Sistema actual de observación de movimientos sísmicos fuertes y su operación.

El sistema de observación de movimientos sísmicos fuertes actual creció junto con la popularidad del acelerómetro digital. La Universidad de California en San Diego (UCSD) y la UNAM instalaron conjuntamente acelerómetros cerca de su frontera entre E.U.A. y México, en el Valle de Mexicali, Baja California, entre 1978 y 1981, como se muestra en la Fig.2.2.2a. Con el mismo se han obtenido valiosos registros, a partir del sismo del Imperial Valley de 1979^{2.2.11)}



Fig. 2.2.1 Sistema de Información Sismotelemétrica de México (SISMEX), de los años setentas:



Fig. 2.2.2a Estaciones de movimientos sismicos fuertes en Baja California^{2.2.11)}.

La mayoría de los acelerómetros fueron colocados en roca ígnea o sedimentaria antigua para evitar posibles interferencias de la capa suave superficial. Todos son digitales, de los modelos DSA-1, DCA-333, etc., hechos en los E.U.A.

Se puede consultar sobre la consolidación del sistema de observación en el "International Workshop on Strong Motion Instrument Arrays", efectuado en 1978, organizado por la IAEE y copatrocinado por la NSF y la UNESCO. En dicho taller se concluyó que debían observarse estrechamente las costas de Oaxaca. Sin embargo, por el prematuro sismo en este lugar del 29 de noviembre del mismo año, se alteró el plan original, y se instaló un arreglo de acelerómetros en formación o hilera^{2.2.14} en las costas de Guerrero, donde también se esperaba un gran evento^{2.2.13}.

El 19 de septiembre de 1985, se habían instalado ya dos terceras partes del sistema o red de medición. Se situó previendo un gran sismo en la brecha de las costas de Guerrero, sin embargo el sismo tuvo lugar en la brecha de las vecinas costas de Michoacán, en donde también se consideraba que había una brecha sísmica. No obstante que como en este caso el equipo de medición pueda considerarse fuera de lugar al ocurrir el sismo, se acepta que son justificables las estrategias de ubicación de estaciones en sitios que implican cierto riesgo. En la Fig. 2.2.2b se muestra la red de observación. Los acelerómetros están colocados a lo largo de dos y hasta tres líneas paralelas a la costa, 100 km al noroeste de Acapulco, y distan entre sí entre 20 y 30 km. En el mapa se señalan también futuras estaciones, que completa este extenso sistema la formación de estaciones hasta la Ciudad de México, colocados a intervalos de 50 km, cuya finalidad es el estudio de la propagación de ondas sísmicas en esa dirección, que tantos daños han causado en la Ciudad de México. En la Fig. 2.2.2b aparecen también los estaciones de Zacatula y Puebla, que no pertenecen al arreglo de estaciones de Guerrero.



Fig. 2.2.2b Arreglo de estaciones en Guerrero, y los estaciones de Zacatula y Puebla.

Para analizar los desplazamientos de las fallas y los mecanismos de difusión de las ondas sísmicas, se requiere un registro absoluto del tiempo. En México se utiliza equipo marca Omega, cuya exactitud de 10 mSeg es suficiente en prácticamente cualquier caso. Sin embargo, cuando el sismo de 1985 no pudo registrarse la hora en la mitad de los estaciones, aparentemente por problemas de recepción^{2.2.15)}.

El sistema de observación de movimientos fuertes de la Ciudad de México y sus alrededores fue cambiado de radiotelemétrico a análogo y digital hacia 1980^{2.2.16}). Su distribución se muestra en la Fig. 2.2.2c.

Hay otros arreglos de acelerómetros en México, controlados por la Comisión Federal de Electricidad (CFE). En el mapa de la Fig. 2.2.3 se muestra la ubicación de los mismos, que son de los modelos SMA1 y RF250. En este mapa sinóptico no se indica la localización exacta de las estaciones. Los registros de esta red son administrados y analizados por la UNAM.

7



Fig. 2.2.2c Estaciones de movimientos sísmicos fuertes en la Ciudad de México y sus alrededores, según la referencia 2.2.17.



Fig. 2.2.3 Acelerómetros instalados por la Comisión Federal de Electricidad, modelos SMA1 y RFT250.

2.3. Movimientos sísmicos en la zona epicentral.

Las máximas aceleraciones registradas por el arreglo de Guerrero en el sismo de 1985 y sus réplicas pueden apreciarse en el mapa de la Fig. 2.3.1. En el mismo mapa están también señalados los epicentros de otros grandes sismos. En Zacatula, a unos 5 km al sur de La Villita, hay estaciones de la UNAM y la CFE, los cuales registraron aceleraciones de hasta 277 gal^{2.3.1}). Este fue el único lugar en donde la aceleración rebasó los 200 gal. En el epicentro y sus cercanías se registraron valores cercanos a 150 gal.

En la Fig. 2.3.2 se muestran las aceleraciones máximas del sismo y de la réplica más grande^{2.2.15)} en función de la distancia al epicentro^{2.3.2)}. Cerca del epicentro ambas aceleraciones son parecidas, pero la de la réplica disminuye rápidamente con la distancia al epicentro.

Existen pocos registros tomados en las áreas epicéntricas de la zona de subducción. Se muestran en la Fig.2.3.2 los del sismo de Chile de 1985 $(M=7.8)^{2.3.2}$, los de Yugoslavia de 1979 $(M=7)^{2.3.3}$, y los de Parte-Central-Mar de Japón de 1983 $(M=7.7)^{2.3.4}$. Reconociendo que las comparaciones son de valor limitado, dado que las magnitudes de los sismos y características del suelo son diferentes, se menciona que la aceleración cerca del epicentro del sismo de México de 1985 es baja comparada con la de otros sismos, sobre todo con la de Chile.



ARREGLO DE ACELERÓGRAFOS GUERRERO, AÑO 1985

Fig. 2.3.1 Máximas aceleraciones en el epicentro y áreas circunvecinas. Los números entre paréntesis son las aceleraciones en las direcciones norte-sur, este-oeste y arriba-abajo, respectivamente. Esta información es según la referencia 2.3.2).

Se presentan en este trabajo los registros obtenidos mediante el arreglo Guerrero. Se muestran las características de los movimientos sísmicos en el área del epicentro, basados en informes de la UNAM y la UCSD. En la Fig. 2.3.3 se muestran las componentes de aceleración norte-sur de los cuatro estaciones del área del epicentro, originalmente reportadas por Anderson et al^{2.3.2)}. Los acelerógramas aparecen en orden de distancia creciente respecto al epicentro.

Se ven en esta figura el inicio de grandes oscilaciones que se asume son de la onda S que se propagan, a una velocidad de 2.6 km/seg, de la estación de medición más cercana al epicentro, en Caleta de Campos, hacia La Unión. En los registros de La Villita, La Unión y Caleta de Campos, se observa que las amplitudes respectivas tienden a decrecer, y luego aumentan debido a la réplica. Este comportamiento es más claro en el caso de La Villita. Si se supone que la réplica viajó con la misma velocidad de 2.6 km/hora, la misma arribó 30 seg (24 seg según Anderson et al) después del inicio de la destrucción en el punto marcado con Ä en la figura 2.3.1. El adelanto de la onda S de Zihuatanejo obedece a una velocidad de propagación de entre 3.0 y 3.5 km/seg en el trayecto desde La Unión. No es claro si esta es una onda reflejada que se propagó a través de la capa profunda o una réplica, aunque es razonable lo primero, tomando en cuenta la proporción de oscilaciones grandes y pequeñas. La máxima aceleración se registró en Zacatula, como se muestra en la Fig. 2.3.4. Sus características son parecidas a las de La Villita.



Fig. 2.3.2 Máxima aceleración en función de la distancia del epicentro.



Fig. 2.3.3 Registros de la componente norte-sur de aceleración en el área del epicentro, versión corregida de la referencia 2.3.2.



Fig. 2.3.4 Registro de la componente norte-sur de aceleración en Zacatula, en donde se registró la máxima aceleración del área del epicentro, según la referencia 2.3.1.

CENTRO MACIONAL DE PREVENCION DE DESASIRES

Las formas de los registros de aceleración difieren entre sí debido a que hubo al menos dos evontos grandes originados en zona diferente. En la Fig.2.3.5 se presentan algunos espectros de respuesta de velocidad reportados por Prince et al^{2.3.5)}. Todos son considerando los registros en la dirección norte-sur de cada estación, con 0% de amortiguación. Exceptuando la de Teacalco, las curvas tienden a coincidir para períodos mayores que 0.2 seg. Se incluye el espectro de Teacalco, situado a 300 km del epicentro, por ser representativo de un punto de entrada del sismo a la Ciudad de México. En el mismo, puede verse que la amplitud disminuye drásticamente a períodos menores que 0.5 seg. Por otro lado, cuando el período es mayor que 1 seg, la amplitud llega a ser la mitad de la del epicentro. La poca atenuación de las componentes de período largo sugiere que la propagación es por la superficie, o por medios especiales.



Fig. 2.3.5 Comparación de espectros de respuesta de velocidad $(h=0\%)^{2.3.4}$.

En la Fig. 2.3.6 se ve que las amplitudes registradas en Zacatula con períodos menores que 1.5 seg son mayores que las de la Villita, a pesar de que la máxima aceleración de La Villita es el doble de la de Zacatula. En la misma figura puede apreciarse el espectro de la componente norte-sur del sismo del Mar de Japón-Parte Central de Honshu de 1983^{2.3.6]}, registrado en la estación de Furoofushi (D@50km) del Laboratorio Central de Investigaciones Eléctricas. Este espectro se parece al de la Villita cuando el periodo es mayor que 0.3 seg, mientras que a períodos más cortos es parecido al de Zacatula. Ni en la Fig. 2.3.5, ni en la 2.3.6 se nota peculiaridad alguna en el rango de períodos de 2 a 4 seg, en contraste con los espectros de la Ciudad de México, en los que sobresalió este rango debido al suelo suave.



Fig. 2.3.6 Comparación de espectros de respuesta de velocidad $(h=0\%)^{2.3.1),2.3.5),2.3.6}$.

Para la detección de las componentes de baja frecuencia de movimientos fuertes, son mejores los acelerómetros digitales, por su bajo nivel de ruido. En la Fig. 2.3.7 se muestra un acelerógrama de Caleta de Campos obtenido mediante un acelerómetro digital, así como los registros correspondientes de velocidad y desplazamiento obtenidos por integraciones numéricas sucesivas, mediante el método de Iwan et al^{2.3.7),2.3.2)}. En este caso no se utilizó un filtro de banda alta, como se hace cuando se emplean acelerómetros para movimientos fuertes del tipo análogo. Se aprecia que hubo 1 m de desplazamiento en la dirección vertical, el cual se ha confirmado independientemente por los cambios en la flora y la fauna "intertidal"^{2.3.8)}. Aparentemente, la corteza terrestre se desplazó siguiendo una trayectoria en función del tiempo con forma de rampa, de unos 10 seg de duración.



Fig. 2.3.7 Acelerógrama de Caleta de Campos, y registros de velocidad y de desplazamiento obtenidas por integraciones numéricas sucesivas^{2.2.14,2.3.2)}.

2.4. Movimientos sísmicos de la Ciudad de México y sus alrededores.

El sismo de 1985 causó más daños en la Ciudad de México, y en particular en el centro de la misma, que en el epicentro, localizado a unos 400 km. Una razón importante fue que en la construcción de los edificios localizado en dicha zona, no se dio suficiente importancia a las características del suelo.

Existen pocos registros de movimientos fuertes tomados cerca de su epicentro. Por fortuna, en el caso del presente sismo sí se obtuvieron, mediante acelerómetros digitales de modelo muy reciente. Este tipo de registros son muy importantes para investigaciones encaminadas a estudiar la resistencia de las edificaciones ante sismos. Los registros se suministraron por la UNAM, en cinta magnética, en junio de 1986, a través de la Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres. Lo que se escribe a continuación está basado en estas cintas, sus manuales^{2,2,17}, y varios informes, elaborados en su mayoría por personal de la UNAM.

2.4.1. Registros del movimiento.

La parte central de la Ciudad de México se encuentra en lo que fue un lago, mismo que se formó al ocluirse un río como consecuencia de la actividad volcánica en las eras terciaria y cuaternaria. El centro de la ciudad creció desde el siglo XVI a expensas del lago, y esta nueva tierra estaba compuesta de una capa sedimentaria lacustre de arcillas de cenizas volcánicas con grandes cantidades de agua. Este suelo es poco elástico, como lo revela el hundimiento constante de la ciudad a causa de la extracción de agua subterránea y del drenaje, necesarios para el desarrollo urbano. La zona de lomas de la ciudad es de suelo duro, originalmente formado por la cima de un volcán pequeño y una meseta de lava. De las estaciones señaladas en la Fig. 2.2.2c, las de la UNAM (CUMV, CU01, CUIP), la de Tacubaya (TACY), y la de Viveros de Coyoacán (SXVI) están en suelo duro (algunas en los cimientos de los edificios), y la de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT1), las de Central de Abasto (CDAO,CDAF) y las de Tlahuac (TLHB, TLHD), en suelo suave de sedimento lacustre. En las cintas magnéticas proporcionadas por la UNAM están incluidos también los registros de Puebla, ciudad situada unos 100 km al sureste de la Ciudad de México.

Los valores máximos de aceleración, velocidad, y desplazamiento para cada punto de observación se muestran en la Tabla 2.4.1. Mientras que en los suelos duros se registraron aproximadamente los mismos niveles, relativamente bajos, en los blandos fueron bastante más altos, y además hubo mayor disparidad entre ellos.

Las gráficas de las Figs. 2.4.1a a 2.4.1c son los acelerógramas corregidos de los registros de las cintas magnéticas. Están ordenados en orden de distancia creciente desde el epicentro. Como en el caso de algunos registros no es clara la hora absoluta, o en su defecto la relativa entre registros, el inicio de éstos coincide simplemente con el del registro correspondiente. El edificio del punto SCT1, donde se registró la máxima aceleración que fue superior a 200 gal en el plano horizontal, sufrió grandes daños. Aunque esta aceleración no es especialmente grande comparada con la de otros grandes sismos, lo que sí es extraordinario el largo período de la oscilación, de entre 2 y 4 seg, observados también en los puntos CDAO y TLHB.

La aceleración norte-sur de la estación CDAO localizada en suelo suave, así como la velocidad y el desplazamiento correspondientes obtenidos mediante integración numérica^{2.4.2)}, se muestran en la Fig. 2.4.2. Sobresale la similitud de estas gráficas, aproximadamente senoidales, si se comparan con las similares para suelo duro de la Fig. 2.4.3. El movimiento senoidal es causado por la suavidad del suelo. Si se comparan los componentes verticales de desplazamiento de suelos duros y suaves de la Fig. 2.4.4, las formas de las gráficas son muy parecidas, aunque la amplitud es un poco mayor para el suelo suave.

Puede concluirse, como primera aproximación, que la suavidad del suelo afectó sólo a los movimientos horizontales.

nombre del punto de	código de estación	distancia al epicentro	máxima aceleración (cm/seg ²)			máxima velocidad (cm/seg)			máximo desplazamiento (cm)		
observacion			NS	EO	ver- tical	NS	EO	ver- tical	NS	EO	ver- tical
dentro de C.U.	CUMV	397	37	39	20	9.2	11.0	8.4	5.7	4.5	4.6
dentro de C.U.	CUIP	398	32	35	22	10.3	9.4	8.0	6.2	7.7	6.6
dentro de C.U.	CU01	398	28	33	22	10.2	9.4	8.2	5.5	7.2	6.7
Tacubaya	TACY	399	34	33	19	14.3	9.8	8.3	12.0	8.6	7.6
Viveros de Coyoacán	SXVI	400	44	42	15	10.7	12.2	5.8	6.6	7.5	7.0
Secretaría de Comunicaciones y Transportes	SCT1	404	98	168	37	38.7	60.5	9.0	19.1	21.9	7.6
Central de Abasto	CDAO	409	69	80	36	35.0	41.9	11.3	25.0	24.7	8.9
Central de Abasto	CDAF	410	81	95	27	24.9	37.6	8.9	15.0	18.9	8.2
Tlahuac	TLHD	412	118	112	59	34.9	36.1	17.0	20.8	22.1	6.9
Tlahuac	TLHB	413	136	107	24	64.1	44.6	9.4	36.6	39.3	6.8
Puebla	SXPB	490	30	33	16	7.2	6.6	4.1	3.1	2.7	1.7

Tabla 2.4.1 Valores máximos de aceleración, velocidad, y desplazamiento en la Ciudad de México y sus alrededores.

2.4.2. Espectros.

Se muestran algunos espectros de respuesta de velocidad en la Fig. 2.4.5, con amortiguamiento de 5% del crítico. Es claro que tanto para suelo duro como para suave, la máxima respuesta de velocidad ocurre en el rango de períodos de 2 a 4 seg. Por otro lado, se nota que las amplitudes difieren entre sí hasta diez veces.

Diferencias de amplitud de espectros de hasta diez veces habían sido ya reportados en relación con sismos anteriores^{2,2,5),2,2,6)}. Los registros de este sismo corroboraron lo que ya se sabía. Otras características interesantes son que los períodos a los que ocurren las máximas amplitudes en dos estaciones cercanas, así como las duraciones del sismo en unas y otras, pueden ser muy diferentes. Estas diferencias se observan entre los pares de estaciones CDAO-CDAF y TLHB-TLHD. La distancia entre las estaciones de uno de estos pares es de 1 a 2 km, y las cuatro se localizan en suelo lacustre. Esto se debe a que el suelo de la Ciudad de México, formado por la actividad volcánica, no es uniforme. Es sorprendente la diferencia tan grande entre lugares tan cercanos. Estas diferencias de respuesta no se presentan si, para períodos dominantes de 2 seg, la longitud de onda no se acorta, aún con cambios rápidos en la estructura geológica.

Las gráficas de las Figs. 2.4.1 a 2.4.5, se obtuvieron a partir de las cintas magnéticas MX002.







Fig. 2.4.1b Acelerógramas en la dirección este-oeste de la Ciudad de México y sus alrededores.







Fig. 2.4.2 Aceleración, velocidad y desplazamiento en la dirección norte-sur de la estación de observación CDAO.



Fig. 2.4.3 Aceleración, velocidad y desplazamiento en la dirección norte-sur, estación de observación TACY.



Fig. 2.4.4 Comparación de registros de desplazamiento vertical de las estaciones CUO1, SXVI y SCT1.



Fig. 2.4.5 Comparación de espectros de respuesta de velocidad (h=5%) de la Ciudad de México y sus alrededores.

2.5. Características dinámicas del suelo de la Ciudad de México.

2.5.1. Características del suelo de la Ciudad de México.

Dado que los movimientos del suelo son reflejo de sus características mecánicas y dinámicas, se expone brevemente el tema.

La Ciudad de México y sus alrededores puede dividirse en tres zonas, de lomas, lacustre y de transición. Al combinarlas con el mapa de características geológicas, se obtiene la Fig. 2.5.1. En este mapa, la línea que demarca la zona de transición al oeste de la ciudad se muestra con línea punteada.



Fig. 2.5.1 División del Valle de México en base a sus características geológicas.

Se muestran en la Fig. 2.5.2^{2.5.1)} planos verticales de corte, en las direcciones norte-sur y esteoeste del Valle de México. La roca sedimentaria marítima de la era mesozoica está a unos 1,400 m de profundidad. Encima de la misma hay dos tipos de roca ígnea terciaria, hasta aproximadamente GL-500 m.

No se contó con información detallada de la estratificación para el rango de profundidades de GL-500 m a 80 m. Se muestran en la Fig. 2.5.3 perfiles estratigráficos desde la superficie hasta 50 m de profundidad^{2.5.2)}.



b) Plano vertical este-oeste (UNAM, 1968) (ver los puntos A y B de la Fig. 2.5.1)

Fig. 2.5.2 Perfiles estratigráficos del Valle de México.

Como se ve en la Fig. 2.5.3, bajo la corteza de unos cuantos metros de espesor yace una formación arcillosa lacustre, con aproximadamente 20 y 30 m de espesor. A continuación hay dos capas de arena de tarango, con una capa de formación arcillosa en medio. La profundidad de la primera capa de arena es de aproximadamente 30 a 40 m. Se muestran en la Fig. 2.5.4 las curvas de nivel de la segunda capa de arena^{2.5.2)}.



Fig. 2.5.3 Perfiles estratigráficos de la Ciudad de México^{2.5.2)}.

25



Fig. 2.5.4 Curvas de nivel, de profundidad, de la segunda capa de arena de tarango^{2.5.2)}.

Para determinar las características dinámicas del suelo de la Ciudad de México se requieren otras constantes físicas aparte de las estratigráficas. Se muestran en la Fig. 2.5.5 uno de los pocos datos reportados, obtenidos de la propagación de ondas elásticas^{2.5.3/2.5.4}. La Fig. 2.5.5a) muestra la distribución de valores de la velocidad de propagación Vp. El valor de Vs, que es necesario para el cálculo de las características dinámicas, se puede obtener aproximadamente de Vp. El valor Vs de la gráfica 2.5.5b) es de sólo 38 m/seg, valor muy pequeño que indica que la formación arcillosa lacustre de la zona del antiguo lago es extremadamente suave.



a) Estructura de velocidad de la onda P en el lago de Texcoco. PP-1 es el punto de perforación^{2.5.3)}.



Módulo de rigidez dinámico G, en kg/cm2

b) Resultado de la medición de velocidad de ondas de cortante.

Fig. 2.5.5 Distribución de velocidades de propagación en el lago de Texcoco (2).

27

2.5.2. Mediciones de microvibraciones constantes efectuadas por la Asociación de Arquitectos de Japón.

a. Introducción.

La Ciudad de México está asentada sobre suelo suave, ganado al lago de Texcoco, en el Valle de México. Es este un factor importante en los daños causados por sismo.

Según los registros del sismo del 19 de septiembre de 1985, los períodos de oscilación dominantes de diversos puntos de la ciudad fueron relativamente largos, aproximadamente entre 2 y 4 seg. En la capa sedimentaria suave tuvieron lugar movimientos simples prolongados, de más de 3 minutos de duración. También fueron notorias las diferencias de período dominante y duración entre la capa sedimentaria y la rocosa, así como las diferencias según el grosor de la capa sedimentaria.

Dado el comportamiento diverso del suelo, se considera necesario estudiar sus características dinámicas, para así tratar de explicar los daños causados. Para tal fin se efectuaron mediciones de microvibraciones constantes.

b. Estaciones de microvibraciones.

Se establecieron 4 arreglos en línea de estaciones de medición de microvibraciones, las cuales se situaron tomando en cuenta las condiciones del suelo y la gravedad de los daños causados por el sismo. Se incorporaron también al arreglo 4 de las estaciones de observación de movimientos fuertes. Los tres arreglos en línea A, B y C, coinciden con las líneas que cruzan las zonas más dañadas, y la D cruza una zona con daños relativamente menores. Las mediciones se efectuaron sobre estas líneas, con una distancia entre estaciones de 1 a 2 km. A continuación se describen las características del procedimiento.

 La línea de medición A comienza en la capa de sedimento profunda en las cercanías del aeropuerto, y continúa hacia la capa rocosa del Parque de Chapultepec. Cruza de este a oeste las curvas de nivel de gran grosor de la capa sedimentaria.

2) La línea B cruza las curvas de nivel de grosor de la capa sedimentaria de la zona más dañada.

3) La línea C cruza a un ángulo aproximado de 90 grados la línea de medición B.

4) La línea D cruza las curvas de nivel de la capa sedimentaria, por una zona con pocos daños. Se extiende del aeropuerto hacia el suroeste, es decir hacia la UNAM.

5) Las cuatro estaciones de movimientos fuertes incluidos son: UNAM, Viveros, SCT, Central de Abasto-frigorífico y la de Tacubaya, que fue sustituida por el punto A-1.

Como las mediciones se hicieron, para facilitar el análisis, a lo largo de curvas de nivel de grosor variable en la capa sedimentaria (Fig. 2.5.6), se puede considerar que las diferencias de características dinámicas entre estaciones se deben a variaciones de las constantes del suelo, la estratificación y a la geología.

c. Características del equipo y resultados.

(i) Equipo de medición.

Las mediciones fueron realizadas por 2 grupos de trabajo, que se dividieron la tarea

a lo largo de las líneas A a D. El primer grupo, que midió A y C, utilizó el equipo de medición de la Fig. 2.5.7 (a), con estación tipo servo. El segundo grupo midió las líneas B y D y las estaciones de movimientos fuertes, con un equipo cuya estación era de bobina móvil con período propio de 2 seg, como se muestra en la Fig. 2.5.7 (b). Ambos equipos de medición tenían sensibilidad total en el rango de 0.3 a 30 Hz.



Fig. 2.5.6 Estaciones de medición de vibraciones constantes a lo largo de líneas escogidas.
(ii) El análisis de los equipos de medición consistió en la obtención del espectro de Fourier de la pseudovelocidad, calculado a partir de 4096 muestras de las microvibraciones constantes obtenidas a intervalos de 0.01 seg.



Fig. 2.5.7 Diagrama de bloques del equipo de medición.

d. Ambiente de medición.

Dos de los lugares en donde se efectuaron mediciones son los mostrados en las Fotos 2.5.1 y 2.5.2. Como el flujo vehicular es considerable en los sitios A-3 a A-10, B-4 y C-1 a C-8, la mayoría de las mediciones en los mismos se efectuaron en las aceras.



Foto 2.5.1 Medición de microvibraciones en la UNAM.



Foto 2.5.2 Medición de microvibraciones sobre la línea B.

e. Interpretación de las mediciones.

A continuación se muestran las formas de onda y los espectros de Fourier de los puntos sobre las líneas A a D, y de los estaciones de movimientos fuertes.

(i) Formas de onda y espectros en los puntos sobre la línea A.

En la Fig. 2.5.8 se muestran las ondas de desplazamiento de la componente norte-sur, correspondientes a los puntos sobre la línea A. Se nota una clara tendencia de la amplitud del desplazamiento a aumentar proporcionalmente al grosor de la capa de sedimento. En la Fig. 2.5.9 se muestran los espectros de Fourier correspondientes. El período dominante de cada punto es: 0.33 seg en

A-1; 0.33 seg en A-2; 0.38 seg en A-3; 0.46 seg en A-4; 0.42 y 2.0 seg en A-5; 2.3 seg en A-6; 2.7 seg en A-7; 2.5 seg en A-8; 2.6 seg en A-9; 3.2 seg en A-10; 3.8 seg en A-11; 3.8 seg en A-12; y 4.5 seg en A-13. Es clara la tendencia del período dominante a aumentar de oeste a este, conforme aumenta el grosor de la capa de sedimento.



Fig. 2.5.8 Formas de onda de la componente norte-sur de microvibraciones de los puntos sobre la línea A.



Fig. 2.5.9 Espectro de Fourier de la componente norte-sur de microvibraciones de los puntos sobre la línea A.

Las curvas de las Figs. 2.5.10 y 2.5.11 son las componentes este-oeste, y las de las Figs. 2.5.12 y 2.5.13 son las componentes verticales. Mientras que las este-oeste tienen casi la misma forma que las norte-sur, las verticales son bastante diferentes. Esta característica merece ser investigada en el futuro.



Fig. 2.5.10 Formas de onda de microvibraciones en los puntos sobre la línea A, componente esteoeste.

33





BOH=0-13 micro-kine-seg -----R-6 -A-7 --A-8 10000 5000 Amplitud 200 100 50 200 L 0-2 0.5 1.0 2.0 5.0 10.0 seg Período



Fig. 2.5.11 Espectro de Fourier de microvibraciones en los puntos sobre la línea A, componente esteoeste.



Fig. 2.5.12 Formas de onda de microvibraciones en los puntos sobre la línea A, componente vertical.

BOM=0.13 micro-kine-seg







Fig. 2.5.13 Espectro de Fourier de microvibraciones en los puntos sobre la línea A, componente vertical.

(ii) Formas de onda y espectros de los puntos sobre la línea B.

En las Figs. 2.5.14 y 2.5.15 se muestran las formas de onda de desplazamiento y los espectros de Fourier de la componente norte-sur de los puntos sobre la línea B de medición. El período dominante en cada punto es : 0.4 seg en B-1; 0.52 seg en B-2; 0.41 seg en B-3; 0.56 seg en B-4; 0.54 y 2.2 seg en B-5; 0.8 y 2.6 seg en B-6; y 3 seg en B-7. En todos los espectros, salvo en el de B-1, hay dos picos, uno en 0.5 seg y el otro en 2 seg. Este comportamiento no cambia, aunque al aumentar el grosor de la capa de sedimento el pico se presenta en longitudes de onda más largas. Si comparamos la altura de los dos picos en B-1, B-2, B-3 y B-4, el del período más corto es mayor, mientras que en B-5 son aproximadamente de la misma altura y en B-6 y B-7 es mayor el pico del período más largo. Alrededor de B-5 cambia el orden de amplitudes.



Fig. 2.5.14 Formas de onda de la componente norte-sur de las microvibraciones sobre la línea B.





Las Figs. 2.5.16 y 17 muestran las formas de onda y los espectros de Fourier de la componente este-oeste, y las Figs. 2.5.18 y 19 las de la componente vertical. Las componentes de período mayor que 10 seg que se ven en las formas de onda, se deben a inestabilidad del amplificador, no a señales.



Fig. 2.5.16 Formas de onda de la componente este-oeste.



Fig. 2.5.17 Espectros de Fourier de microvibraciones sobre la línea B, componente este-oeste.



Fig. 2.5.18 Formas de onda de la componente vertical de microvibraciones sobre la línea B.



Fig. 2.5.19 Espectros de Fourier de microvibraciones sobre la línea B, componente vertical.

(iii) Formas de onda y espectros sobre la línea de medición C.

Se muestran en las Figs. 2.5.20 y 2.5.21 las formas de onda de desplazamiento y los espectros de Fourier correspondientes a cada punto de observación. Como se aprecia, sobresalen en C-1 los períodos del rango de 0.4 a 1.6 seg, mientras que en C-2, se distinguen dos picos, a 0.58 y a 1.6 seg. En C-2, C-3 y C-4 el pico del período corto y el de período largo son casi de la misma amplitud, tendencia que es parecida a la de B-5. Se observan en C-4 también picos moderados en 0.58 seg y en el rango de 1.5 a 2.5 seg; así como en el rango de 1.5 a 2.5 seg de C-5; en el rango de 1.5 a 2.7 seg de C-6; en el rango de 2 a 2.9 seg de C-7; y en el rango de 2 a 2.9 seg de C-8. En C-5, C-6, C-7 y C-8 los picos son grandes en los períodos largos.



Fig. 2.5.20 Formas de onda de microvibraciones para la línea C, componente norte-sur.



Fig. 2.5.21 Espectro de Fourier de microvibraciones sobre la línea C, componente norte-sur.

Las Figs. 2.5.22 y 2.5.23 muestran la componente este-oeste, y las Figs. 2.5.24 y 2.5.25 la componente vertical.



Fig. 2.5.22 Forma de onda de microvibraciones sobre la línea de medición C, componente este-oeste.



Fig. 2.5.23 Espectro de Fourier de microvibraciones sobre la línea de medición C, componente esteoeste.

C-1	www.man.www.www.www.www.www.www.www. [10#
C-2	MMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMMM
C-3	Munhammanna Marina Ma
C-4	II0#
C-5	
C-6	I10#
C-7	Mother Mangal Mang Mangal Mangal Mang
C-8	II 0 #
	0 5 10 15 20 25 30 35 40 Tiempo seg





Fig. 2.5.25 Espectros de Fourier de microvibraciones de la línea de medición C, componente vertical.

(iv) Formas de onda y características de los espectros de Fourier de los puntos de medición sobre la línea D.

La línea de medición D atraviesa una zona en la que se registraron pocos daños, aunque esto se debe en parte a que abarca pocos edificios altos. En las Figs. 2.5.26 y 2.5.27 se muestran la forma de onda de desplazamiento y el espectro de Fourier de cada punto de esta línea de medición.

Obsérvese que no hay pico sobresaliente en D-1, mientras que en D-2 hay uno moderado entre 0.4 y 0.6 seg; y en D-3 dos, en 0.4 y 1.3 seg. En D-4 sobresale el rango de 0.4 a 2.5 seg, mientras que en D-5 y D-6 se ven claros picos en 4 seg.



Fig. 2.5.26 Formas de onda de microvibraciones de la línea de medición D, componente norte-sur.



Fig. 2.5.27 Espectros de Fourier de microvibraciones de la línea de medición D, componente nortesur.

Las Figs. 2.5.28 y 2.5.29 muestran las formas de onda y los espectros de Fourier, respectivamente, de la componente este-oeste de la línea D. Las Figs. 2.5.30 y 2.5.31 son similares a las anteriores, para la componente vertical de la misma línea D.



Fig. 2.5.28 Formas de onda de microvibraciones de la línea de observación D, componente esteoeste.



micro-kine-seg



Fig. 2.5.29 Espectro de Fourier de microvibraciones de la línea de medición D, componente esteoeste.



Fig.2.5.30 Formas de onda de microvibraciones de la línea de medición D, componente vertical.



Fig.2.5.31 Espectros de Fourier de microvibraciones de la línea de medición D, componente vertical.

(v) Características de formas de onda y espectros de Fourier en los estaciones de movimientos fuertes.

Se muestran en las Figs. 2.5.32 y 2.5.33 las formas de onda de desplazamiento y el espectro de Fourier de los registros de la UNAM, Viveros, SCT y Central de Abasto-frigorífico. Se ven claras diferencias entre la UNAM, que está sobre roca sólida y Viveros, que está cerca de la zona de transición, por un lado; y SCT que está sobre una capa de sedimento con un grosor de 40 m y la Central de Abasto, por el otro. Las amplitudes de desplazamiento en SCT y Central de Abasto son unas 5 veces mayores que las de la UNAM y Viveros. Por otro lado, los períodos dominantes de los suelos duros están en el rango de 0.4 a 0.8 seg y alrededor de 5 seg; en los suelos suaves esos períodos se presentan entre 0.4 y 0.6 y alrededor de 2 seg. El período dominante de 2 seg es debido a la gruesa capa sedimentaria.



Fig. 2.5.32 Formas de onda de microvibraciones en los estaciones de movimientos fuertes.

GENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES



Fig. 2.5.33 Espectros de Fourier de microvibraciones en los estaciones de movimientos fuertes.

(vi) Comparación de los equipos de medición.

Es necesario comparar la respuesta observada en los dos equipos de medición que se utilizaron. Con este fin se efectuaron mediciones con ambos equipos en los mismos lugares, así se realizaron mediciones en los estaciones A-2, B-0, A-3, B-1, A-13 y D-6. Los resultados obtenidos con ambos, incluyendo espectros, resultaron muy similares.

f. Conclusiones.

De las mediciones se desprende que hay estrecha relación entre el grosor de la capa de sedimento y la amplitud y período dominante. Otras conclusiones importantes son:

(i) La amplitud de desplazamiento aumenta conforme aumenta el grosor de la capa de sedimento, como se muestra en la Fig. 2.5.34. Esta tendencia se acelera a partir de 45 m de espesor de dicha capa.



Fig. 2.5.34 Relación entre el grosor de la capa de sedimento y la amplitud de desplazamiento, en la dirección norte-sur.

(ii) En los espectros de Fourier se observan claramente picos en 0.5 seg, en el intervalo de 1 a 2 seg, y en el intervalo de 2 a 4 seg. Los períodos dominantes, se observan en estas tres bandas. El período dominante de 0.5 seg aparece con mayor claridad cuando el grosor de la capa es menor, mientras que el del rango de 1 a 2 seg se aprecia cuando el grosor es de 20 a 45 m. Por último, el rango de 2 a 4 seg sobresale cuando el grosor es mayor que 45 m.

(iii) En la Fig. 2.5.35 se muestra la relación entre el grosor de la capa de sedimento y el período dominante del suelo. Se muestran dos conjuntos de símbolos, los simples y los circunscritos. Los circunscritos muestran el primer pico del espectro de Fourier, y los simples el segundo pico. En general, los períodos dominantes marcados con símbolos circunscritos que rebasan 1 seg, tienden a aumentar con el grosor de la capa sedimentaria. Se considera que esto demuestra que la estratificación es simple en la zona.

(iv) Es costumbre dividir a la Ciudad de México en tres zonas estratigráficas o sismológicas: zona de lomas, de transición y del antiguo lago. En el presente estudio se subdivide la zona del antiguo lago atendiendo al comportamiento dinámico tan diverso dentro de la misma. La primera subdivisión es aquélla para la que la capa superficial de sedimento tiene menos que 45 m de espesor, y la segunda se considera aquella zona donde el sedimento presenta profundidades mayores que 45 m.



Fig. 2.5.35 Relación entre el grosor de la capa de sedimento y el período dominante, dirección nortesur.

(v) El período dominante de microvibraciones coincide con el del sismo del 19 de septiembre de 1985.

(vi) Los daños causados por el sismo se concentran en el área donde los períodos dominantes de las microvibraciones están en aproximadamente 0.5 seg y en el rango de 1 a 2 seg, es decir, en el área del antiguo lago cercano a la zona de transición, con un grosor de la capa de sedimento de entre 20 y 45 m.

g. Miembros del equipo de investigación que midió microvibraciones en la Ciudad de México:

Shintaro Oba (Universidad Tecnológica de Osaka), Mitsuhiro Kawano (Universidad de Kioto), Kikuji Kobayashi (Constructora Takenaka), Yuzo Shinozuka (Universidad de Kioto), Haruo Tane (Constructora y Diseñadora KUS), Taro Nishigaki (Constructora Taisei), Masaru Fujimura (Constructora Takenaka), Koji Mizuhata (Universidad de Kobe).

2.5.3. Mediciones de microvibraciones constantes, efectuadas por el Instituto Tecnológico de Tokio.

a. Medición de microvibraciones.

Con el fin de adquirir conocimiento sobre las características del suelo, se efectuaron mediciones superficiales de microvibraciones constantes. El equipo utilizado consta de tres partes: censor, amplificador integrador y grabadora. Se utilizó como censor un péndulo con frecuencia natural de 1 seg, misma que fue aumentado a 5 seg electrónicamente.

Como se muestra en la Fig. 2.5.36, la respuesta total a desplazamiento es plana en el rango de 0.1 a 5 seg. La máxima sensibilidad es 4,700 V/cm en el dirección horizontal, y de 2,600 V/cm en la vertical.



Fig. 2.5.36 Respuesta total del medidor de microvibraciones.

Como se ve en la Fig. 2.5.37, se efectuaron mediciones de microvibraciones constantes en 95 sitios esparcidos por casi toda la ciudad, tratando de incluir los diferentes tipos de suelo. Entre estos sitios están los de medición de movimientos fuertes antes mencionados. Las mediciones se efectuaron entre el 16 y el 24 de octubre de 1985, de día. El registro de cada lugar fue de aproximadamente 4 minutos. El clima durante el período de mediciones fue bueno y estable.

b. Digitalización y análisis de los registros de microvibraciones constantes.

Los registros de microvibraciones de 41 seg de duración se digitalizaron con intervalos de muestreo de 0.02 seg. Antes de digitalizar, se descartaron las partes con interferencia, como las vibraciones provocadas por el paso de automóviles.

Seguidamente, se calculó el espectro de Fourier de la velocidad. La componente horizontal se presenta en forma de espectro bidimensional, obtenido de la composición vectorial de dos componentes ortogonales horizontales, que dan por resultado el valor máximo en el plano horizontal^{2.5,12}). En el cálculo se utilizó una ventana Parzen de 0.15 Hz.



Fig. 2.5.37 Arreglo de puntos de medición de microvibraciones constantes.

c. Ejemplos de registros de microvibraciones y sus espectros.

Se muestran en la Fig. 2.5.38 registros de la componente norte-sur de microvibraciones del arreglo de 19 puntos que corre de este-oeste, mostrado en la Fig. 2.5.37. Para facilitar la apreciación de los detalles, la escala vertical de cada gráfica es diferente. La constante de atenuación a la izquierda de cada curva indica que, si por ejemplo la misma es 1/10, el valor mostrado es la décima parte del real.

Los espectros de Fourier de velocidad en el plano horizontal se muestran en la Fig. 2.5.39.

Los puntos de observación del 1 al 4 están en la zona de lomas, por lo que la amplitud de las microvibraciones es muy pequeña. En estos puntos, el período dominante es corto, aunque se sobrepone también una componente de período largo de aproximadamente 5 seg. Del punto 5 al 7 la amplitud aumenta; y entre los puntos 6 y 10, en donde los daños en los edificios fueron grandes, la amplitud de las microvibraciones es grande y con período dominante en el rango de 1.5 a 2.5 seg. Del punto 11 al 16 el período dominante se hace más largo, y alcanza aproximadamente 4 seg. A partir del punto 17 la amplitud disminuye, hasta que en el punto 19, en la zona de lomas nuevamente, la amplitud se hace muy pequeña.

Fig. 2.5.38 Comparación de microvibraciones constantes en la línea de medición este-oeste.

Se observan también, diferencias en las características de microvibraciones constantes entre otros puntos. En particular, se encuentran grandes disparidades en amplitudes y períodos entre la zona del antiguo lago y la de lomas, entre las que difieren hasta en varios múltiplos de 10 las amplitudes de desplazamiento. Estos resultados de medición indican que el comportamiento sísmico de la ciudad es diverso. Estas diferencias se analizarán con más detalle en la sección 2.7.3.



Fig. 2.5.39 Comparación de espectros de microvibraciones constantes de los puntos sobre la línea de medición este-oeste.

Las mediciones y el análisis de esta sección fueron efectuados conjuntamente por Hiromi Kobayashi, Kazuo Seo y Saburo Midorikawa del Instituto Tecnológico de Tokio, y Shunichi Kataoka del Laboratorio Técnico de la Constructora Shimizu.

2.6. Características dinámicas de los edificios de la Ciudad de México.

Como se mencionó en el capítulo anterior, fueron varios los grupos que llevaron a cabo mediciones de microvibraciones constantes del suelo y de edificios. Aquí se presentan las efectuadas por los siguientes cuatro grupos:

1) Equipo A, del Instituto Tecnológico de Tokio^{2.6.1),2.6.2)}.

2) Equipo B, de la Agencia de Cooperación Internacional de Japón^{2.6.3)} (JICA).

3) Equipo C, de la Asociación de Arquitectos de Japón, y de la Constructora Takenaka^{2.6.4)}.

4) Equipo D, de la Constructora Kajima^{2.6.5)}.

Como los objetivos, métodos de medición y las construcciones observadas son diferentes para cada equipo, se presentan los resultados por separado. 2.6.1. Descripción y resumen de los resultados de mediciones de microvibraciones constantes.

a. Equipo de medición.

Todos los equipos menos el C utilizaron oscilador de bobina magnética móvil. El período del péndulo del equipo A era de 0.22 seg; el del D, de 0.33 seg; y el del B, de 1.0 seg. El equipo C utilizó un acelerómetro tipo servo equipado con un péndulo de período de 0.2 seg, y obtuvo la forma de onda de desplazamiento por integración.

En todos los aparatos fue modificado el amplificador para extender el período aparente del péndulo, y mantener así constante la sensibilidad a períodos relativamente largos. Por ejemplo, el del equipo A fue extendido a 3 seg, y los de B y C a 5 seg. Por otro lado, el del equipo A era de dos canales, con transformada de Fourier integrada, portátil y de fácil uso^{2.6.2)}.

b. Método de medición.

El equipo A midió simultáneamente dos componentes horizontales, en esquinas opuestas del último piso o azotea de los edificios en cuestión, y obtuvo los períodos de translación y de torsión de cada componente. El equipo B efectuó, además de las mediciones anteriores, otras similares pero en la planta baja, y en algunos casos también a nivel de suelo fuera de la estructura (campo libre), obteniéndose los períodos aparentes de las estructuras, conteniendo los efectos de traslación y rotación de cuerpo rígido. Además, se obtuvo el período fundamental de las estructuras, eliminando el efecto de traslación y manteniendo el efecto de rotación de cuerpo rígido, tratando de contemplar así el posible afecto de interacción suelo-estructura. El equipo C hizo la medición simultánea de las dos componentes horizontales y la vertical, tanto en la parte superior del edificio, como en la superficie del suelo cercano (campo libre). El equipo D hizo mediciones consecutivas de dos direcciones horizontales en la parte superior (azotea) y de la cimentación del edificio.

c. Características de los edificios medidos.

Se distinguen en la Ciudad de México tres tipos de construcción: de albañería o mampostería, que incluye al adobe; estructuras altas y superaltas, que comprende los subgrupos de estructura compuesta acero-concreto y de concreto reforzado; y por último, los edificaciones con estructura con compleja, denominada concreto reforzado, pero que contiene muros de tabique o bloques de concreto confinados con dalas y castillos. La mayoría de las construcciones de mediana altura fueron del tercer tipo, aunque se incluyeron algunas del segundo. Se esperaban grandes diferencias de respuesta entre edificios localizados en la zona I que es dura (zona lomas), y la III, que es de aluvión (zona de lago). La hipótesis era reforzada por las grandes diferencias de aceleración y período dominante del sismo de 1985.

La Tabla 2.6.1 agrupa datos diversos de los edificios observados, como número de pisos, tipo de construcción y lugar de medición en el edificio. En la Fig. 2.6.1 se presenta la localización de los edificios dentro de la Ciudad de México.

A continuación se mencionan los edificios que fueron observados por más de un grupo. Por ejemplo, los grupos A y B dieron al mismo edificio los números 17 y 11, respectivamente. Así, la concordancia entre los números asignados para el mismo edificio por diferentes grupos se indica abajo:

(B25, C04), (B22, D08), (A17, B11), (A15, D01)

No.	nombre del edificio	estruc- turación	niveles sobre el suelo	niveles bajo el suelo	norte- sur	este- oeste	torsión
Al	Hotel Calinda Geneva	RC	5	1 -	0.66	0.62	0.53
A2	Edificio Ural	RC	19	1	1.92 1.5	1.83 1.0	1.38 1.1
A3	Edificio departamental del Sr. Otsuki	RC	12	1	0.98 5.7	1.17	0.76 3.9
A4	Edificio de JAL	RC	21	1	2.74 1.5	3.56 2.1	2.70 2.8
A5	Edificio departamental del Sr. Eto	RC	8		0.83 4.7	0.75	0.67
A6	Inmobilia Belgrado, S.A.	SRC	22	1	2.49 1.3	3.02 1.8	2.23 1.9
A7	Edificio Latino	SRC	11	1	0.54	1.04	0.66 4.7
A8	Condominio Reforma	RC	7	•	0.76 5.4	0.80 4.8	0.49 2.8
A9	Valores Finamex, S.A.	RC	15	1	1.77	1.65 4.2	1.11
A10	Condominio Reforma Guadalquivir, S.A.	RC	14	1	1.62	1.87 4.2	1.44
A11	City Bank	SRC	21	4	2.63 2.4	2.98 1.5	2.11 1.3
A12	Inversiones la República	SRC	18	1	1.97 1.5	2.54 1.7	1.77 2.1
A13	Embajada de Japón	RC	5	1	0.68	0.55 4.2	0.40 2.7
A14	Pemex	S	48	1	2.78 1.8	3.60 1.5	1.52 0.8
A15	Latino Americana	S	43	2	4.6	4.7	3.4
A16	Edificio departamental del Sr. Ishida	RC	8		0.51	0.47	0.75 2.95
A17	Torre Presidente	RC	31	4	2.63 1.5	2.44 0.65	1.20 0.8
A18	Sanborns la Diana	RC	25	1	2.69 1.5	2.86 2.1	1.77 2.3
A19	Mexicana	SRC	32	1	2.94 1.1	3.06 2.1	2.02 0.6
A20	Hotel de México	RC	40	3	2.95 2.0	4.65 4.0	3.52 3.5

Tabla 2.6.1a

*En las columnas de las direcciones norte-sur, este-oeste y de torsión, el renglón superior está asignado al período fundamental T (seg), y el inferior a la coeficiente de amortiguación h (%).

	r		Tabla 2.6.1b			
No.	nombre del edificio	núm.de pisos	estructuración	T ₁ (seg)	To(seg)	piso en que se midió, uso, daño
B1	[Desconocido]	18	RC	1.95	1.95	P9, oficina
	14		신경의 여기가	1.86	1.74	
B2	Condominio Ruben Darío	20		1.34	1.26	P10, departamento
1000	2			1.64	1.49	and the second second
B3	Edificio Lord Byron	17	- 24	0.85	0.86	P9, departamento
	C. A. Sharaka a Mar	B2		1.41	1.41	
B4	Condominio Ruben Darío 261	14	RC	1.08	1.00	P9, departamento
		B1		1.20	1.22	
B5	Industrias Nacosre	12	RC	0.95	0.96	oficina
		B1		1.28	1.32	
B6	Condominio La Martine	9	RC	0.55		P7, departamento
				0.84	0.83	57 (17)
B7	[Desconocido]	9	RC	0.56		P7, departamento
		B2		0.85	0.85	
B8	Esquina La Fontaine 26	5	RC	0.28		P6, departamento
				0.38	0.36	
B9	Condominio Omega	20	RC	3.03	2.64	P12, oficina
		B10	1.	2.10	1.95	and a second second second
310	Campos Eliseos 231	21	RC	1.37	0.0003203260	P10, departamento
		B1		2.21	2.28	
311	Torre Presidente Reforma	31		2.21	1.86	P12, oficina
		B4		1276232	2.63(9)	
312	Alejandro Aumas 67	22	RC	2.21	2.73	P10, departamento
		Bl		1.61	1.58	
313	Edificio Casteral Del Paradue	21	RC	1.86	1.86	P9, en construcción
		B2		1.71	1.71	
314	Seneca 446	7	RC	0.51		P8, departamento
				0.49	0.48	
315	Seneca 437	7	RC	0.44	0.44	P8. departamento
		1		0.38	0.38	
316	Sócrates 866	13	RC	0.67	0.50	P7 departamento
		BI	Re	0.90		
317	Torrec	19	RC	1 32	1 49	P9 departamento
		BI		1.32	1 39	
318	[Desconocido]	18	RC	0.98	0.96	P10 departamento
		B		1.52	1.64	
319	Plaza Comermex	23	RC	2 64	2 41	P10 oficina
		B4	+8	2.64	2.56	
320	Campos Eliseos 385	14	RC	1.55	1 34	P9 oficina
		B2	RO	1 44	1.67	17,0100
321	Grupo Protexa	9	PC	0.60	0.58	P7 oficina
		BI	I III	1 12	1.06	, on our and the second s
322	Hotel Chapultenec	30	PC	3.28	1.00	
		87	, AC	2 73	2.48	
323	Politécnico (este)	4	PC	1.00	2.40	daño mediano
545	Tontecinco (este)	-	RC	1.09	10.07	dano mediano
324	Politécnico (oeste)	4	PC	1.00		daño mediano
164	Concerned (desic)		RC	1.02		dato incolato
225	Chapultanes 120	10	DO	1.00	2.00	doño madiano
B25	Chapullepec 120	12	RC	1.28	1.71	uario mediano
226	Pive Palacio	BI	PO	1.78	1./1	Df daña madiana
B26	Riva Falacio	8	RC	1.06	0.96	ro, dano mediano
007	2 de sheil			1.17	0.93	no 1. 7
B27	2 de abril	14	RC	2.00	2.10	P8, dano mediano
200				1.61	1.52	
528	Oaxaca	21	RC			P6, daño mediano
329	Arreaga (sur)	8	RC	0.93	0.87	P6, daño mayor
0.00	35	100		1.17	1.08	
B30	Xicotencati	14	RC	1.74	1.86	P8, daño mediano
				1.74	1.86	1 A

* T_1 es el periodo fundamental calculado a partir del espectro de Fourier, y T_0 el calculado por la relación espectral. El valor del renglón superior es en la dirección de la viga longitudinal, y el del inferior en la de la viga transversal.
| TLI | F | 2 | 1 | | 1.5 |
|------|---|----|----|---|-----|
| IaDI | а | 1. | Ο. | 1 | С |
| | | | _ | - | - |

No.	nombre del edificio	número de pisos	estructuración	T ₁ (seg)	uso y tipo de daño
C1		12 B1	RC	2.73 1.64	departamento, daño mediano
C2		9	RC	1.20 1.37	departamento, daño menor
C3		8	RC	0.98 1.95	oficina, daño mayor
C4		12 B1	RC	1.71 2.41	oficina, daño mayor
C5		9	RC	1.52 0.98	oficina, daño ligero
C6	Chapultepec 120	6 B1	RC	0.51 0.62	oficina, daño ligero
C7		6 B1	RC	0.98 0.55	departamento, sin daño
C8		10	RC	1.14 1.78	oficina, daño menor
C9		9	RC	0.5 - 0.9 0.7 - 1.1	daño ligero
C10		7	RC	1.78 1.78	fábrica, daño mayor
C11		17 B1	RC	2.56 2.73	oficina, daño menor
C12		4	RC	0.80 0.80	escuela, sin daño

Las discordancias en los períodos fundamentales observados en un mismo edificio por diferentes grupos se deben, probablemente, a errores introducidos por los métodos y equipos de medición. Los números de pisos reportados por diferentes grupos también discrepan, probablemente, por la aplicación aleatoria de la convención japonesa de contar el nivel de la calle como primer piso, o la convención local (México) de asignar a éste un nivel cero denominado planta baja.

piso en que se midió, No. nombre del edificio. número estructura T₁ (seg) de pisos 1150 P16, oficinas D1 Latino Americana 43 S 4.8 5.1 **B2** P8, departamentos y D2 Conjunto Aristos RC 1.4 16 2.2 oficinas **B1** D3 Mitsubishi Bldg. 9 RC 1.3 P10, oficinas **B1** 1.6 D4 Coahuila 21 RC 2.0 P9. departamentos **B1** 2.3 P22, departamentos D5 Zacatecas 21 RC 2.2 B1 2.0 D6 Tamaulipas 14 RC 1.0 P13, departamentos 1.6 D7 Sitio de Cuautla 8 RC 0.8 azotea, departamentos D8 El Presidente RC P32, hotel 36 2.8 Chapultepec Hotel **B5** 3.8

Tabla 2.6.1d

d. Análisis de las señales.

Un segmento de registro de la onda se digitalizó mediante convertidores analógico / digital, con un intervalo entre muestras adecuado. De la señal digitalizada, se calculó mediante la transformada de Fourier el espectro de amplitud en función del período, y después de suavizarlo, se identificó la posición del pico y de allí el período fundamental del edificio. Este análisis fue realizado por todos los equipos de trabajo. Los equipos B y D repitieron además el mismo proceso de medición y análisis en la planta baja, y de la diferencia con el espectro de la parte superior del edificio, calcularon el período fundamental del mismo. Se muestran en la Tabla 2.6.2 la longitud de registro digitalizado, el intervalo de tiempo entre digitalizaciones y la ventana de filtración utilizados por cada equipo de trabajo.

Se muestran en la Fig.2.6.2 algunos espectros de potencia de Fourier. Se requiere especial cuidado al estimar los períodos fundamental de edificios, por la interferencia del suelo de la Ciudad de México. Los períodos dominantes, de este suelo llegan a tener una gran influencia sobre el comportamiento total del conjunto suelo-estructura. En algunos casos de edificaciones de mediana y baja altura, la vibración propia del suelo influye notablemente en los registros obtenidos en este tipo de estructuras, por lo que se requiere especial cuidado al determinar las características de vibración de las mismas.



Fig. 2.6.1 Localización de los edificios.

Tabl	a	2.	6.	2	

equipo	longitud de registro (seg)	intervalo de tiempo (seg)	ventana
А	20 51	0.02 0.05	Hanning, 6 veces Hanning, 4 veces
В	82	0.04	8 seg, Hanning
С	41	0.01	0.13 Hz, Parzen
D	180	0.01	Hanning, 10 veces

CONDOMINIO REFORMA 7ºPISO



a) Equipo A, espectro de potencia







c) Equipo C Fig 2.6.2 Ejemplo 1, espectros de Fourier.



d) Equipo D, relación de espectros Fig. 2.6.2 Ejemplo 2, relación de espectros de Fourier.

2.6.2. Resultados de las mediciones.

a. Relación entre la altura del edificio y el período fundamental.

La relación entre el número de pisos y el período fundamental de edificios que no sufrieron daños aparentes se muestra en la Fig. 2.6.3. Los datos de los diferentes equipos discrepan. En particular, el equipo B reporta períodos cortos. Esto se debe, probablemente, a que los edificios medidos por este equipo se sitúan al norte del Parque de Chapultepec (Zona 1), donde el movimiento sísmico no fue tan intenso, y a que todas las estructuras eran de apartamentos de lujo o de oficinas. La relación entre el período fundamental T y el número de pisos N obtenida de las mediciones de los equipos A y B, que son los que acumularon más datos, es como sigue:

T = 0.11N (equipo A)T = 0.09N (equipo B)

Estos coeficientes son bastante grandes, si se comparan con el valor de 0.054 generalmente propuesto para las construcciones de concreto reforzado japonesas. Se deduce que en promedio la rigidez de las construcciones en la Ciudad de México es entre una tercera y una cuarta parte de las de Japón.

b. Coeficientes de amortiguamiento viscoso.

El equipo A obtuvo los coeficientes de amortiguamiento viscoso mediante el ajuste de la porción del espectro cercana al pico resonante, el cual se relaciona con la característica de resonancia de la estructura, con la curva de resonancia del sistema de un grado de libertad. En la Fig. 2.6.4 aparecen en escala log-log, valores del coeficiente de amortiguamiento en función del período fundamental. Aunque los puntos son dispersos, se observa claramente la tendencia del amortiguamiento a disminuir conforme aumenta el período, y si se supone que rige entre ellos una proporción inversa, su producto se distribuye aproximadamente entre 0.02 y 0.08. Limitándose al rango de períodos de los edificios medidos por el equipo A (0.5 a 4 seg), se puede afirmar que el coeficiente de amortiguamiento viscoso de primer modo, de los edificios de la Ciudad de México, es de entre 1 y 5%.



Fig.2.6.3 Relación entre el período fundamental y el número de pisos.

c. Período fundamental de los edificios eliminando el movimiento traslacional de cuerpo rígido.

En la Fig. 2.6.5 se comparan el período aparente considerando traslación de cuerpo rígido y el período sin considerarlo, obtenido este último de la relación entre el espectro calculado para la parte superior del edificio y el calculado para la planta baja. Los datos empleado son los del equipo B. Se observa que los dos períodos presentan aproximadamente los mismos valores, aunque hay casos en que el período sin traslación de cuerpo rígido es más largo que el aparente. Este efecto se debe, probablemente, al error introducido por las suavizaciones del espectro de Fourier y de la relación de espectros. Por otra parte, en los edificios construidos sobre el aluvión de la zona III (zona de lago), donde los estructuras presentaron grandes daños, entre efecto de interacción entre el suelo y la estructura del edificio. En estos casos se puede estimar el período fundamental del edificio a partir de la relación

de períodos fundamentales. Considerando el edificio B20 con la relación de período mayor, se observó que la traslación de cuerpo rígido de la estructura provoca un efecto de incrementar aproximadamente el 25 % el período fundamental de la misma. De hecho, en los edificios construidos en suelos suaves de las zonas II o III, frecuentemente la amplitud de onda de la planta baja es de 1/2 a 2/3 veces de la amplitud de la onda registrada en campo o suelo libre.



Fig.2.6.4 Relación entre el coeficiente de amortiguamiento y el período fundamental.



Fig. 2.6.5 Períodos propio y aparente del edificio.

d. Período de resonancia torsional.

Según el equipo A, la relación entre el número de pisos y el período a la torsión es como se muestra en la Fig. 2.6.6. Si se compara esta gráfica con los signos \bigcirc de la Fig. 2.6.3, el período a la torsión resulta aproximadamente un 70% del período fundamental. En Japón, las construcciones de concreto reforzado presentan una relación de entre 80 y 90%^{2.6.6)}. Por otro lado, las construcciones coloniales no pueden compararse con las japonesas de manera simple, porque el grosor de las paredes presenta variaciones importantes según la dirección.



Fig. 2.6.6 Períodos de torsión y de traslación.

e. Correlación entre daños y período fundamental.

En las Figs. 2.6.7a y b se grafican los períodos fundamentales de edificios dañados y no dañados, en función del número de pisos, según los equipos B y C, respectivamente. Los puntos negros de la figura 2.6.7a identifican los datos de los edificios B23 a B30, que sufrieron daños entre medianos y mayores. Como se observa en la figura, estos edificios presentan períodos más largos. El equipo C realizó una investigación parecida, clasificando en 5 grupos los edificios de acuerdo con los daños. Se concluyó que en aquellos edificios que sufrieron daños entre medianos y mayores, el período fundamental T obedece aproximadamente a la relación T=0.22N (N: número de pisos). La clasificación de daños se basó en la norma de juicio preliminar de daños del Instituto de Arquitectos de Japón. Se proporcionan más detalles sobre los daños de edificios en el inciso 3.1.3.



Fig.2.6.7a Relación entre el número de pisos del edificio y el período fundamental, según el equipo B. Los puntos negros corresponden a estructuras con daños de medianos a mayores.



Fig.2.6.7b Correlación entre el período fundamental T1 y el número de pisos, obtenida de mediciones de microvibraciones constantes por el equipo C.

f. Relación entre el período del segundo modo y el período fundamental.

Se muestran en la Fig.2.6.8 puntos de la relación del período de segundo modo y el período fundamental, para edificios que presentaron un pico secundario. Las relaciones se calcularon de registros de microvibraciones constantes medidas en la parte superior de los edificios, por los equipos B y D. En general, el período de segundo modo, que es un 30% del período fundamental, es ligeramente más pequeño que el 34% observado en las construcciones de concreto reforzado japonesas^{2.6.6)}. En algunos casos los períodos fundamentales de las direcciones longitudinal y transversal coinciden. En los mismos, los períodos longitudinal y transversal se obtuvieron de la descomposición de vibraciones propias complejas en el plano horizontal, que incluyen el movimiento torsional.



Fig. 2.6.8 Relación entre los períodos fundamental y de segundo modo.

2.7. Comentarios sobre movimientos sísmicos.

2.7.1. Distribución de intensidades del sismo.

a. Introducción.

Durante los sismos de 1985 se obtuvieron excelentes registros, que contribuyeron notablemente al conocimiento de los características del registro en si, y de los condiciones locales de los sitios donde se registró. Sin embargo, el número de estaciones fue insuficiente en la Ciudad de México, como lo evidencia el que en el área en donde el daño fue muy grande hubiera sólo una. Fue necesario, por tanto, recurrir a encuestas para estimar la intensidad en el resto de la ciudad, y establecer así las diferencias entre zonas dependiendo del nivel de daño registrado.

Se empleó la escala japonesa (JMA) de intensidades, pues se considera que es adecuada cuando investigadores japoneses hacen estudios en áreas en donde las condiciones sociales y tecnológicas son diferentes de las de Japón.

b. Método de la encuesta.

La encuesta se basó en el formato de encuesta diseñado por Ohta et al.^{2,7,1)}, de la Universidad de Hokkaido. Sin embargo, se redujo el número de preguntas, y estas se modificaron por la premura de tiempo y porque las encuestas se realizarían mediante entrevistas. Se eliminaron o modificaron además aquellas preguntas improcedentes para México.

Se efectuaron las encuestas entre el 5 y el 10 de noviembre de 1985. Casi todas fueron realizadas verbalmente y a domicilio, excepto algunas que por limitaciones de tiempo fueron contestadas por escrito.

A la información aportada por los entrevistados, que incluía datos personales como edad y sexo, se anexaron también algunos datos del edificio, como el tipo de estructura, el grado de daño y fotografías del mismo y del rumbo. Los datos obtenidos de esta forma fueron 216.

Las encuestas contestadas por escrito fueron 37, llevadas a cabo con padres de familia de la Academia de Música Yuriko Kuronuma. Fueron descartadas aproximadamente la mitad por diversos motivos, entre ellos el que los domicilios estuvieran en regiones de la ciudad que no se consideran de interés.

c. Determinación del rumbo, edificios, y tipo de persona a encuestar.

Se escogieron el rumbo, edificios y personas con el propósito de lograr exactitud, amplitud de cobertura y eficiencia, mediante los 5 siguientes lineamientos:

- 1) Incluir zonas cercanas a puntos de registro del sismo.
- 2) Incluir tipos diversos de subsuelo.
- 3) Incluir áreas con diversos niveles de daño.
- 4) Incluir un número suficiente de edificios de pocos pisos.
- 5) Encuestar a personas que hubieran estado en el edificio durante el sismo.

Siguiendo estos lineamientos, se establecieron 11 áreas, satisfaciendo del lineamiento 1 al 3. La mayor parte de dichas áreas es de entre 200 y 300 m², mientras el resto es de 500 m x 500 m aproximadamente. Por razones prácticas, en el caso de la Unidad Habitacional Nonoalco-Tlatelolco se realizaron las encuestas en un solo edificio. En todas las áreas, la mayoría de los edificios en donde se realizaron las encuestas eran de baja altura, y los encuestados sus moradores.

Las Fotos 2.7.1 a 2.7.11 muestran construcciones representativas de cada área.



Foto 2.7.1 Vecindad de la UNAM.



Foto 2.7.2 Coyoacán.



Foto 2.7.3 Central de Abastos.



Foto 2.7.4 Rumbo de la SCT.



Foto 2.7.5 Hidalgo.



Foto 2.7.6 Rumbo del Hospital General.



Foto 2.7.7 Rumbo del Zócalo y de la Alameda Central.



Foto 2.7.8 Unidad Habitacional Nonoalco-Tlatelolco.



Foto 2.7.9 Penitenciería.



Foto 2.7.10 Inmediaciones del Parque de Chapultepec.



Foto 2.7.11 Calle Cruz Gálvez.

d. Método de análisis de información.

De los datos recabados se estimó la intensidad del sismo en las 11 áreas con el auxilio de una computadora FACOM M360 del Centro de Cómputo de la Universidad Kantogakuin.

El cuestionario, dividido en incisos de A a R, se muestra en la hoja de encuesta que se anexa. Antes del cálculo de la intensidad, se hizo un análisis rápido de tendencia, en base a los incisos D a R. A partir de los incisos D a G, relacionados principalmente con las características de construcción, se estimó el coeficiente de importancia estructural y características de la estructura, como lo requería el programa de cálculo de intensidad. Se obtuvo así un valor de intensidad según JMA, y de ésta estimación de la intensidad JMA para cada hoja de encuesta se obtuvo el promedio para cada área. Se omitió el inciso O, en el que se pregunta "¿Cómo reaccionó usted en ese momento?", debido a que además de que fue contestada frecuentemente con la opción 2, "Pensó tomar alguna precaución para protegerse", muchos encuestados agregaron la respuesta "Me puse a rezar", que no estaba incluida en las opciones. Esta respuesta, que puso de manifiesto particularidades culturales y religiosas, se anuló por no poder interpretarla adecuadamente. Por razones similares se eliminó el inciso M.

e. Distribución de respuestas al cuestionario.

La distribución de respuestas a ocho de los incisos del cuestionario se muestra en la Tabla 2.7.1. Las preguntas D, E y F incluyen, como ya se mencionó, características de la construcción como material y número de plantas, así como el nivel dentro de la misma donde se encontraba el encuestado a la hora del sismo. La pregunta D tenía originalmente sólo 6 opciones, pero de las respuestas no cubiertas por el cuestionario original, fue quedando clara la necesidad de agregar las opciones 7 y 8. Por consiguiente, en la opción 7, "ladrillo y concreto", quedó incluida la respuesta "bloque y concreto". Sólo en el área de Central de Abastos se reportó con frecuencia la opción 1, "ladrillo", pues es un rumbo en el que abundan las viviendas modestas hechas de bloques, y presumiblemente por inexpertos. Casi todas las construcciones de las zonas encuestadas son estructuras de concreto reforzado con pared de bloque o de ladrillo, y no se reportó ninguna de madera. La mayoría de las construcciones eran cuando más de 2 pisos, aunque hacia el centro de la ciudad muchos eran de entre 3 y 5. Salvo el caso de la unidad habitacional Nonoalco-Tlatelolco, en donde se realizó la encuenta en un edificio de 5 pisos, las demás encuestas se efectuaron entre habitantes de construcciones de uno o dos pisos.

Los incisos H a K se relacionan con el movimiento del edificio y los objetos dentro de él. Las respuestas tienden a ser las mismas para áreas con el mismo grado de daño. Estos 4 puntos constituyen la base de la estimación de la intensidad del sismo. Cabe mencionar que hubo correlación entre las respuestas a los incisos L, N y R, relacionados con efectos fisiológicos, psicológicos y los daños, aunque el inciso O fue anulado, como se mencionó antes. Globalmente, se considera que el resultado de la encuesta es satisfactorio.

f. Resultado del análisis de la información.

En la Fig. 2.7.1 y la Tabla 2.7.2 se muestran los resultados del análisis de la información. Hay clara correlación con las características del subsuelo, y se puede afirmar que en la zona del antiguo lago la intensidad fue mayor que 5 en escala JMA, mientras que en la zona de transición fue 4 aproximadamente, y en la zona rocosa fue menos de 4.

Existe buena correlación, como se desprende de la Tabla 2.7.2, entre los resultados calculados a partir de la encuesta y los registros de movimientos fuertes.

nrequinta	reconnecto	IINAM	Covoacán	C. de	SCT	Hidalaa	Hospital	Zócalo,	Tlate-	Penite-	Chapul-	Cruz	suma
pregunta	respuesta	UNAN	Coybacan	Abastos	SCI	rituaigo	General	Alameda	lolco	nciería	tepec	Galvez	Suma
1.1.1	0	1	1	0	0	0	1	0	1	1	0	0	5
	1	13	6	18	2	2	2	1	4	2	0	0	50
	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	4	1	0	1	1	0	0	2	1	0	0	10
D	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
	6	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	7	12	3	2	15	20	18	19	12	18	20	22	161
	8	1	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	6
	0	2	1	0	0	0	2	0	1.	1	0	0	7
	1	8	2	19	0	4	6	0	0	3	0	7	49
E	2	11	4	6	6	15	7	10	1	8	10	12	90
	3	10	5	0	12	4	6	7	15	10	9	4	82
	4	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	3
	5	0	0	0	0	0	0	0	2	0	1	0	3
	0	1	2	1	1	0	2	1	1	1	1	0	11
	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1
F	2	17	4	22	4	13	10	8	0	8	6	12	104
	3	9	2	2	7	9	5	7	5	9	9	10	14
	4	4	4	0	6	1	4	4	12	3	3		42
	5	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	2
	0	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	1	7
	1	3	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	24
	2	10	3	4	0	8	1	0	0	0	5	3	34
1	3	14	6	6	5	9	6	6	6			13	85
	4	1	1	14	4	6	3	5	9	8	2	5	58
	5	2	0	0	6	0	4	6	0	1	4	0	23
	6	0	0	1	3	0	6	3	3	5	0	1	22
	0	0	0	0	0	0	2	0	1	0	1	0	4
	1	2	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
	2	5	1	1	0	2	0	2	0	1	3	0	15
L	3	2	1	0	0	0	0	1	1				05
	4	13	5	13	8	16	2	0	4		07	12	75
	5	2	5	0	3	2	7	0	4	6		12	25
	0	2	0	3		0	/	3	4	0	0	1	35
	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	1		15
	1		2	2	2	2	1	4	1		2	4	52
N	2	14	2	7	4	5	2	2	4	2	5	3	34
	3	4	2	0	2	5	4	5	6	10	2	12	65
	5	4	0	0	5	3	0	5	8	10	4	12	37
	0	0	0	2	0	1	,	1	0	-	2	· ·	10
	1	12	5	4	1	5	1	2	0	1	2	5	48
	2	12	5	0	10	15	12	14	10	18	10	1 II	125
0	2	12	1	0	2	15	12	14	6	10	0	4	28
	3	2	0	4	2		2	1	2	2			20
	5	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	3
	0	7	0	4		6	0	4	0	3	0	2	40
	1	10	4	4	2	6	9	4	2	2	6	8	47
	2	5	4	5	2	2	0	0	2	1	0	2	17
p	2	9	2	16	10	2	10	16	13	15	6	10	116
K	4	0	1	0	0	Ô	0	0	0	0	0	0	1
	5	0	0	0	2	0	1	0	1	ő	0	0	4
	6	0	0	0	õ	ő	0	0	0	0	Ő	Ő	0
	M	· · ·	· ·				v			1 ×	Č.	í (

Tabla 2.7.1 Distribución de respuestas a la encuesta (extracto).

(los números de la columna de "respuesta", con los de las opciones de cada inciso, "0" significa que no hubo respuesta)



(El número superior representa el área (ver la Tabla 2.7.2) y el número inferior la intensidad.) Fig. 2.7.1 Intensidad estimada, en escala JMA.

No.	nombre del área	núm. de hojas de encuesta efectivas	intensidad estimada, en unidades JMA	máxima aceleración registrada por movimiento fuerte	tipo de subsuelo	observaciones
1	vecindad de la UNAM	31	3.6	39 (este-oeste)	lomas	sin daño, construcciones de baja a mediana alturas
2	Centro de Coyoacán	12	3.9	44 (norte-sur)	transición	sin daño, construcciones de baja altura, casas de clase media
3	cerca de la Central de Abasto	25	4.7	95 (este-oeste)	transición, antiguo lago	prácticamente sin daño, construcciones de baja al- tura, casas de interés social
4	cerca de la SCT	18	5.4	168 (este-oeste)	antiguo lago	con daño, tanto en construcciones altas como bajas
5	Hidalgo	23	3.9	34 (norte-sur)	lomas	sin daño, construcciones de baja altura, viviendas de clase media
61	cerca del Hospital General	21	5.6	-	antiguo lago	con daño, zona de poca densidad de construcciones
62	immediaciones del Zócalo y la Alameda Central	20	5.3	-	antiguo lago	con daño, centro de la ciudad
63	Unidad Nonoalco- Tlatelolco	19	5.2		antiguo lago	con daño, conjunto habitacional con edificios de 5, 8, 14 y 20 pisos
7	Penitenciería	22	5.2	-	antiguo lago	con daño mediano, pocos edificios altos y medianos
8	Parque de Chapul- tepec	20	4.0	-	transición	sin daño, edificios de baja altura, viviendas de clase media
9	Cruz Gálvez	23	4.3	-	transición	sin daño, edificios de baja altura, viviendas de clase media

Tabla 2.7.2 Resultados del análisis.

(De los 253 datos originales, se eliminaron 19 por razones como la omisión de la dirección en la hoja de encuesta, o por tratarse de lugares lejanos de las zonas de interés)

El mapa de la Fig. 2.7.2 muestra los porcentajes de daños causados, divididos por colonias del centro de la Ciudad, hecho por ingenieros mexicanos. En el mismo se anota la intensidad en escala JMA.

g. Problemas en la encuesta.

Se preveían dificultades para la realización de la encuesta por las diferencias entre Japón y

México. Las estructuras de los edificios de ambos países son diferentes, por un lado, y las culturas, nivel económico y religión también. Con el fin de salvar la barrera cultural, la encuesta fue diseñada tomando en cuenta las indicaciones de un secretario de la Embajada de México en Japón, por un lado, y por otro los encuestadores fueron un peruano y varios mexicanos, todos hispanoparlantes. Respecto a la diferencia de estimación de la intensidad del sismo debido a la diferencia de las estructuras, se corrigió la forma de la encuesta original y se sometió a prueba^{2.7.2)} en Tokio, con construcciones de madera y otros materiales, mostrando que aunque había cierta diferencia, los resultados eran aceptables.



(notas)

- Mapa proporcionado por el Dr. R.L. Recendiz.

- Las cifras en el mapa representan la intensidad estimada, en escala JMA.

daño porcentual por manzanas

más	de	75	%
40 -	75	%	

10 - 40 %

11

Fig. 2.7.2 Porcentaje de daño y su relación con la intensidad del sismo.

Debido a que se eliminaron algunas preguntas del cuestionario original, se realizó otra prueba piloto, con la que se concluyó que el efecto en los resultados fue muy pequeño. Se notó que con menos preguntas, la estimación de la intensidad tiende a ser menor.

f. Conclusión.

Se estima que el sismo presentó en la Ciudad de México intensidades de entre 3.6 y 5.6 grados en la escala JMA. Este rango tan amplio se debió a la diversidad del subsuelo dentro de la misma.

Por otra parte, el grado de daño presentó relación con el tipo de construcción y el número de pisos de la misma. Desde luego, los daños más severos se registraron donde la intensidad sísmica estimada fue mayor, pero también hubo lugares donde a pesar de la alta intensidad estimada no se registraron daños.

Esta investigación fue llevada a cabo por Toshio Mochizuki (Universidad Metropolitana de Tokio), Norio Abeki (Universidad Kantogakuin), Takayasu Enomoto (Universidad Kanagawa) y Lucía Casavderde (Instituto de Investigaciones Sísmicas).

Hoja de encuesta sobre los efectos del sismo. Las partes entre paréntesis se agregaron después de practicada la encuesta, en base a las respuestas a las preguntas originales.
ENCUESTA SOBRE EL SISMO
[A] Domicilio :
[B] ¿Dónde estaba usted cuando sucedió el sismo?
 [C] ¿Qué estaba haciendo en ese momento? (La persona que escoja 1 o 2, encierre en un circulo la palabra adecuada) 1. Estaba en movimiento (trabajando, caminando, haciendo ejercicio). 2. Estaba estático (acostado, sentado, parado). 3. Estaba durmiendo. 4. Otros ()
 [D] Conteste la persona que estaba dentro de la casa (o edificio) en ese momento. ¿Cuál es el tipo de estructura de la casa (o edificio)? I. Ladrillo 2. Piedra S. Concreto A. Acero Madera Otros () T. Ladrillo y concreto Bloque y concreto
 [E] ¿Cuántas plantas tiene la casa (o edificio)? 1. Una sola planta 2. Dos plantas 3. De tres a cinco plantas 4. De seis a nueve plantas 5. Más de diez plantas
[F] ¿En cuál planta estuvo usted en ese momento?
1. Sótano 2. Planta baja 3. Primer piso 4. De segundo a quinto piso 5. Más arriba
[G] ¿Cuándo se construyó esa casa (o edificio)? 1. Ultimos 1 o 2 años 2. Relativamente nuevo 3. Viejo 4. Muy viejo
 [H] ¿Notó algún movimiento en las vajillas, las ventanas, o las puertas? 1. No notó nada. 2. Hicieron ruido ligeramente. 3. Se movieron con ruido 4. Se movieron con gran ruido 5. Se movieron muy intensamente y resulto alguna rotura en las vajillas, los vidrios o se desgoznaron las puertas. 6. Notó mucho daño en las vajillas, los vidrios. 7. Se destruyó casi todo.
 [1] ¿Notó el movimiento de los muebles pesados? (Por ejemplo el librero, el aparador y el armario) 1. No se movieron. 2. Se movieron ligeramente. 3. Se movieron bastante. 4. Se deslizaron poco. 5. Se deslizaron mucho y se cayeron. 6. Se cayeron casi todos.

[J] ¿Cómo se movió la casa (o edificio) en general?
1. No notó nada. 2. Se movió ligeramente. 3. Se movió bastante. 4. Se movió intensamente.
5. Se movió muy violentamente. 6. Se movió como si se cayera.
[K]) Hubo algún daño en la casa (o edificio)?
1. No hubo nada. 2. Se deslizaron o se inclinaron los cuadros y los adornos.
3. Se caveron los cuadros, los adornos, los floreros y la cristaleria. 4. Se produieron pequeñas grietas en las paredes.
5. Se produjeron grandes grietas. 6. El daño fue grave y requiere reparación. 7. Inclinación severa de la casa.
[L] /Cómo sintió usted el tiempo en que estuvo temblando?
1. Muv corto 2. Corto 3. No se puede definir. 4. Largo 5. Muv largo
6. No se podia saber cuando terminaria.
IMI / Cuál tipo de movimiento sintió más intensamente?
I. Como si se empulara hacia arriba 2. Balanceo repetido con mucho rapidez 3. Balanceo con lentitud
4. No podia distinguir 5. Otros ()
[N] /Se asustó usted cuando se dio cuenta del sismo?
1. No 2. Poco 3. Bastante 4. Mucho 5. Muchisimo
[0] ¿Cómo reaccionó usted en ese momento?
1. No sintió la necesidad de hacer algo. 2. Pensó tomar alguna precaución para protejerse.
3. Huyó fuera conscientemente. 4. Huyó fuera casi inconscientemente.
5. No recuerda porque reaccionó. Sólo por instinto.
IPI / Oué hizo usted con los fuegos que había en su casa (nor ejemplo la estufa) en ese momento?
1. No estada encendido - 2. No situíó la neresidad de annar annaue estada encendido.
3. Apagó porque sintió el pelígro. 4. Apagó inconscientemente. 5. No podía apagar porque perdió la calma.
[Q] Conteste la persona que estaba durmiendo en la casa en ese momento.
1. Excepto yo, todos estaban despiertos. 2. Poca gente se despertó. 3. Casi toda la gente se despertó.
4. Toda la gente se despertó.
[R] Conteste la persona que estaba haciendo algo en ese momento.
1. No sintió nada de impedimento para actuar. 2. Sintió poco impedimento para actuar. 3. Fue dificil actuar.
4. No pudo mantenerse en pie. 5. Se tiró al suelo. 6. Se cayó.

1

2.7.2. Interpretación de los movimientos sísmicos y microvibraciones mediante un modelo tridimensional de subsuelo suave y de frontera irregular.

a. Introducción.

1

A pesar de que la máxima aceleración registrada cerca del epicentro del sismo del 19 de septiembre de 1985 no fue muy grande, si se compara con su magnitud, el daño que causó en la Ciudad de México, a 350 km del mismo, fue severo. Fue este el resultado combinado del fenómeno en el epicentro, las características de propagación de ondas sísmicas desde el mismo hacia la Ciudad de México, y el efecto de amplificación que sobre las ondas presenta el subsuelo suave e irregular del Valle de México. Se supone que este último fue el factor más importante, pues la aceleración registrada con la zona del antiguo lago fue de 2 a 5 veces mayor que la registrada en el suelo rocoso de la UNAM.

Como primer paso, se evalúan las características de propagación de onda dentro del valle a través de la medición de microvibraciones, en particular donde hubo daños severos. Después, se propuso un modelo, consistente en una semiesfera elástica, y se calcula el espectro de las ondas en función del

grosor de la capa sedimentaria superficial, las constantes físicas del subsuelo y la dirección y ángulo de la onda incidente. A la luz del modelo teórico, se compararon los resultados de microvibraciones con los de movimientos fuertes, en particular con los de la SCT y la Central de Abasto.

b. Características dinámicas del subsuelo en el Valle de México.

(i) Puntos de medición de microvibraciones constantes del subsuelo

La medición de microvibraciones constantes se efectuó a lo largo de las líneas A, B, y C, que cruzan por las zonas más dañadas, y de la línea D, que cruza por zonas poco dañadas. Los intervalos de medición fueron de 1 a 2 km. Las líneas se trazaron de la siguiente manera:

La línea A cruza de oeste a este, de las inmediaciones del aeropuerto, donde el subsuelo es una capa sedimentaria profunda, hasta al Parque de Chapultepec, situado cerca de la zona rocosa y cuyo subsuelo es sedimentario de poca profundidad. La línea B cruza las curvas de nivel de profundidad del subsuelo del área más severamente dañada, mientras que la línea C cruza casi perpendicular a la línea B. La línea D cruza las curvas de nivel de profundidad del subsuelo de una zona donde hubo relativamente poco daño.

Se midió también en las estaciones instalados en la UNAM, la SCT, Central de Abastos, Viveros y Tacubaya. Para facilitar el análisis de las características del subsuelo, estas también se midieron a lo largo de una curva de nivel de profundidad constante, como se ve en la Fig. 2.7.3, para la cual la diferencia de características de vibraciones podrá considerarse determinada por los coeficientes del subsuelo y la topografía.



Fig. 2.7.3 Distribución de los puntos de medición de microvibraciones constantes.

(ii) Resultados de las mediciones.

Para el cálculo del espectro de Fourier de la pseudovelocidad se utilizaron 4096 muestras de la onda de microvibración, tomadas a intervalos constantes de 0.01 seg. Las funciones de onda y los espectros de Fourier de los puntos de las líneas A, B, C, y D se pueden consultar en la referencia 2.7.3. Un ejemplo de estos análisis se presenta en la Fig. 2.7.4, en la que se muestran los espectros de Fourier de los puntos de la línea D. En la Fig.2.7.5 se presentan los de las estaciones de movimientos fuertes. Las características del subsuelo del Valle de México se pueden sintetizar de la siguiente manera^{2.7.3)}:

1) En todos los espectros de las líneas de medición A, B, C y D se presentan dos picos.

2) Los mismos dos picos en los espectros también se observan en el caso del subsuelo rocoso de la vecindad de la UNAM, a 0.3 y 1 seg, aproximadamente. En contraste, en el subsuelo de sedimento profundo en la cercanía del aeropuerto, esos dos picos se encuentran en 0.5 y 5 seg. Existe la tendencia a que el pico de período corto sea más grande en la capa sedimentaria poco profunda, y conforme se incrementa la profundidad de dicha capa sedimentaria, el pico de período largo tiende a ser el mayor. Además, los dos tienden a presentarse hacia períodos largos conforme se hace más gruesa la capa sedimentaria.

3) En el subsuelo de sedimento poco profundo cercano a la UNAM existe una componente plana en el espectro que abarca el rango 0.3-0.5 seg y otra componente de período largo que se considera microsísmica, a alrededor de 5 seg.

4) Las características anteriores concuerdan con las obtenidas para aproximadamente los mismos lugares tanto por la Asociación de Arquitectos de Japón, como por el Instituto Tecnológico de Tokio^{2.7.4}, por lo que se confía en que el subsuelo del Valle de México tiene las propiedades que se reportan.

Las propiedades mencionadas se ven claramente en la línea de medición D de la Fig. 2.7.4 y en los espectros de las estaciones de medición de movimientos fuertes de la Fig. 2.7.5.

c. Análisis de las características dinámicas de subsuelo suave e irregular.

(i) Modelo del subsuelo.

El subsuelo del Valle de México, que es irregular y suave como ya se señaló en el inciso b, pudo haber propiciado los fuertes movimientos registrados durante el sismo. Para investigar sus características, se empleó un modelo consistente en una semiesfera elástica que representa la capa sedimentaria, inmersa en un espacio semi-infinito también elástico^{2.7.5}, que es la capa rocosa. Se analizó el comportamiento de este sistema cuando incide sobre el mismo, con un ángulo arbitrario, una onda SH. En el modelo se incluyen variaciones de rigidez, densidad y constante de Poisson. No se considera el mecanismo de amortiguamiento.

(ii) Resultado del análisis

El modelo de la Fig. 2.7.6 es en el que se basó el estudio de la composición espectral en función del ángulo de incidencia de la onda, las constantes del subsuelo y el grosor de la capa sedimentaria.

En la Fig. 2.7.7 se muestran los resultados del análisis para la dirección de incidencia N 63° E del modelo de la Fig. 2.7.6. En la misma, CSF/CS1 es la razón de velocidades de la onda de cortante del valle entre la del subsuelo rocoso circundante, y RF/R1 es la relación de densidades correspondiente.

P(roca) es la relación de Poisson de la parte rocosa circundante, y P(tierra) es la del subsuelo del valle. FA1 es el ángulo medido en sentido opuesto al de las manecillas del reloj, ángulo medido a partir del eje X que coincide con la dirección este-oeste. B/A es la distancia radial normalizada del punto observado.



Fig. 2.7.4 Espectros de las microvibraciones a lo largo de la línea de medición D.



Fig. 2.7.5 Espectros de las vibraciones reportadas en los puntos de medición de movimientos fuertes.



Fig. 2.7.6 Modelo del subsuelo.

1) Características del espectro cuando CSF/CS1=0.5.

Las Figs. 2.7.7 a) a f) son espectros del factor de amplificación dinámico cuando el ángulo de la onda incidente es 85°. En cada inciso, la figura superior es la componente norte-sur, y la inferior la componente este-oeste. Como se ve en estas figuras, cuando la onda SH incide desde el sur, la amplificación alcanza su máximo valor de 15, si la relación de Poisson es de 0.35.

Se puede observar también que la forma y nivel de amplificación varían en función del espesor de la capa sedimentaria, así el cambio se aprecia cuando B/A va de 0 a 0.6. En cuanto a la sensibilidad al ángulo de incidencia, se puede observar que los espectros para ángulos de 30° y 85° no cambian en la parte sedimentaria gruesa, pero si en la parte periférica de espesor pequeño en la capa sedimentaria.

En subsuelo irregular, el espectro depende fuertemente del ángulo de incidencia.

2) Espectros para CSF/CS1=0.3.

Este caso es el de subsuelo muy suave. Se observan en las Figs. 2.7.7 d) a f) picos en los espectros causados por la ondas de corte y las ondas verticales.

Los espectros son más complejos que los anteriores, y el factor de amplificación llega a 50, con relación de Poisson de 0.35. Por otro lado, como se ve en las gráficas, el ángulo de incidencia tiene mayor importancia que cuando CSF/CS1 es 0.5, sobre todo a poca profundidad, y el espectro se vuelve muy complejo.

Las características de vibración en los subsuelos irregulares, cuando la capa sedimentaria es gruesa, son aproximadamente iguales a las del subsuelo regular, pero son muy complejos cuando la capa sedimentaria es delgada. Además, la amplificación en el período corto es mayor que en el período largo. Este comportamiento coincide con el obtenido de microvibraciones descrito en b.





a)

¥.0



1.0 R0=H=R/CSO 2.

Dirección este-oeste

5.0

0.0







Fig. 2.7.7 (1)



c)



Fig. 2.7.7 (2)



Fig. 2.7.7 (3)

d. Análisis de las características de microvibraciones constantes del Valle de México.

Se comparan aquí los resultados teóricos para subsuelo irregular y suave del inciso c con las características medidas del Valle de México.

Con este fin, se calculan los espectros teóricos de amplificación de desplazamiento de los puntos de medición CA, D6, D5, SCT, y D4, de la Fig. 2.7.3. Se considera que el aeropuerto estaba en al centro del Valle.

Los productos de los espectros de cada punto por el espectro del registro de la UNAM, se compararon con los espectros de microvibraciones medidos. En las Figs. 2.7.8 a) a h) se muestran las curvas teóricas con línea continua, y las experimentales con línea punteada.



Fig. 2.7.8 Comparación de espectros de microvibraciones medidos (1).

Para efectuar la comparación, se hizo coincidir el pico experimental localizado a 2 seg con el segundo pico de las curvas teóricas de la Fig. 2.7.7, mediante un redimensionamiento del eje de período de la curva teórica, en el que se dieron dimensiones a las vibraciones teóricas originalmente sin dimensiones, mediante la conversión Cs/A = $\pi/2$. De esta forma se pueden cambiar las características dinámicas del modelo del subsuelo, al combinar A que es el factor de escala de longitud, con Cs, que es la velocidad de las ondas de corte en el subsuelo rocoso.



Fig. 2.7.8 Comparación de espectros de microvibraciones medidos (2).

Los espectros de los otros puntos de medición CA, D4, D5, D6, y SCT se escalaron con el factor arriba calculado. Respecto al factor de amplificación, no se hizo ningún ajuste para que coincidieran los picos. Las constantes del subsuelo utilizadas en los cálculos fueron: CSF=0.3, RF/R1=0.5, P(Roca)=0.25 y P(Tierra)=0.35.

1) Caso de la Central de Abasto-frigorífico, Fig. 2.7.8 a).

Como tendencia general, los resultados teóricos y experimentales coinciden bien, incluyendo la amplitud del espectro. Esta coincidencia es notoria por debajo de 0.5Hz, y por encima de la misma, aunque las amplitudes difieren, los espectros coinciden cualitativamente.

2) Caso del punto de medición D6, Fig. 2.7.8 b).

El punto D6 se sitúa cerca de la estación de la oficina en Central de Abasto. El pico sobresaliente del espectro se localiza a 0.25Hz, y la coincidencia con los espectros teóricos tanto en la dirección norte-sur como en la este-oeste es buena a bajas frecuencias. En este caso también se observa cierta discrepancia en amplitud a frecuencias más altas.

3) Punto de medición D5, Fig. 2.7.8 c).

En D5 se observa básicamente la misma tendencia que en D6, como se observa en la Fig. 2.7.8 a). Como en D6, el pico del período largo es más grande que el del período corto en el caso de subsuelo profundo. Esta tendencia se observa tanto en los resultados teóricos como experimentales.



g) D5

h) SCT y D4

Fig. 2.7.8 Comparación de espectros de microvibraciones medidos (3).

4) Puntos de medición D4 y SCT, Fig. 2.7.8 d).

Como en los casos anteriores, los espectros teóricos y los experimentales coinciden bien a bajas frecuencias. A frecuencias altas, sin embargo, hay discrepancias significativas. Como se señala en el inciso b, las amplitudes de los dos picos de vibraciones constantes son función de la profundidad. Existe un punto para cada una de las líneas de medición A, B, C y D donde estos dos picos coinciden, por los que puede trazarse una línea. SCT y D4 están muy cerca de la misma, por lo que una parte considerable de la porción de alta frecuencia del espectro se debe a la cercanía de fuentes de vibraciones artificiales como los automóviles. También podemos conjeturar que una de las causas es que no se está considerando el mecanismo de amortiguamiento del subsuelo en el cálculo teórico.

El modelo teórico del subsuelo arroja factores de amplificación de entre 20 y 40. De los espectros medidos en la UNAM, SCT y los puntos D6, D5, y CA se obtienen factores de amplificación que coinciden razonablemente con los calculados.

El espectro de la UNAM presenta un pico pequeño a 0.2 Hz. Si se asume que estas vibraciones son transmitidas por la capa sedimentaria, se justifica el factor de amplificación calculado. Por otro lado, a altas frecuencias la atenuación es mayor, por lo que las vibraciones deben de originarse predominantemente en fuentes o fenómenos cercanos al punto de medición.

e. Análisis de los movimientos sísmicos del Valle de México.

Como ya se mencionó, tanto los registros de aceleración como los espectros correspondientes varían mucho dependiendo del punto de observación. Se examinará ahora la relación de los registros del sismo con las características de microvibraciones constantes, con el auxilio del modelo del subsuelo del inciso d. Con este fin, se compara primero el producto de los espectros de la UNAM y el modelo del subsuelo con los espectros de la Central de Abasto (CA) y el de la SCT.

En las Figs. 2.7.9 a) a f) se muestran tanto los espectros obtenidos de los registros del sismo como los calculados teóricamente. Los de las Figs. 2.7.9 a) y b), correspondientes a CA-bodega de congelación, coinciden adecuadamente, tanto en la dirección norte-sur como en la este-oeste, sobre todo a bajas frecuencias; mientras que a frecuencias mayores el teórico es de mayor amplitud. Sin embargo, en las Figs. 2.7.9 c) y d), de CA-oficina, así como en las Figs. 2.7.9 e) y f) de SCT, la similitud entre los espectros teóricos y los observados es más bien cualitativa, pues las amplitudes difieren considerablemente.

Como posibles causas de estas discrepancias se pueden señalar el hecho de que sólo se consideraron ondas incidentes SH, y que el modelo de subsuelo es inexacto, porque entre otras cosas no incluye el efecto del amortiguamiento. Otra causa posible de divergencia es la sensibilidad de las funciones de propagación; es decir, si en las funciones de aceleración, velocidad o desplazamiento, se toma como base la magnitud de la salida, el valor absoluto de la entrada correspondiente variará mucho, sobre todo a altas frecuencias. La confirmación de esta hipótesis queda pendiente para futuras investigaciones.

f. Conclusiones.

Durante los sismos de 1985, no obstante que el epicentro se encontraba a 350 km de distancia se registraron en el Valle de México grandes aceleraciones y velocidades. Los fuertes movimientos se debieron a la composición sedimentaria del subsuelo.



Espectros de Fourier de sismos reales y simulados, en la dirección norte-sur, estación CA-frigorífico











Espectros de Fourier de sismos reales y simulados, en la dirección este-oeste, estación CA-frigorífico b)



Espectros de Fourier de sismos reales y simulados, en la dirección este-oeste, estación CA-oficina d)



Fig. 2.7.9 Comparación de espectros de movimientos sísmicos obesrvados y teóricos.

Para explicar el fenómeno, se recurrió a un modelo del subsuelo en el que la energía de la onda sísmica es atrapada en una región hemisférica que representa la parte suave e irregular del valle. Mediante este modelo se investigaron tanto las características de microvibraciones constantes como las de movimientos sísmicos fuertes.

El análisis aporta explicaciones plausibles a hechos como las diferencias en las características de microvibraciones constantes entre la capa sedimentaria, la rocosa y la de transición.

Los espectros de registro sintéticos o teóricos y los registros de movimientos fuertes coinciden por lo general cualitativamente, pero difieren cuantitativamente. Explicar estas diferencias podría ayudar a entender la relación entre microvibraciones constantes y movimientos fuertes, lo que se considera probable ya que el subsuelo del Valle de México se puede considerar simple.

Por último, debe tenerse en cuenta que el modelo de subsuelo considerado es muy sencillo, y que se consideró una onda incidente con componente SH únicamente. Una simulación más exacta tendría que incluir las constantes del subsuelo medidas directamente mediante excavaciones. Además, tendrían que incluirse en la onda incidente las componentes P y SV.

Reconocimientos.

Se agradece a los profesores J. Prince, L Esteva y colaboradores, su ayuda en la investigación sobre los daños causados por el sismo de 1985 en la Ciudad de México, y por proporcionar cintas magnéticas con los registros de movimientos fuertes. También, se reconoce a Takuji Kobori, profesor emérito de la Universidad de Kioto, por sus valiosos comentarios, y a la compañía de luz Kansai Denryoku por su ayuda. Se agradece también al Sr. Nobuyoshi Murai de la Constructora Takenaka, por la ayuda que brindó para el análisis de las microvibraciones. Por último, a los estudiantes de posgrado de la Universidad de Kioto, Sugawara y Funakoshi por su colaboración en el análisis de datos y composición de planos.

2.7.3. Relación entre microvibraciones constantes, movimientos sísmicos y distribución de daños.

La Ciudad de México, a unos 350 km del epicentro del sismo, sufrió grandes daños, en particular los edificios altos. A partir del 15 de octubre, y por dos semanas, se realizaron investigaciones encaminadas a esclarecer el origen de la distribución de daños. Las investigaciones efectuadas fueron:

(1) características de vibraciones de las construcciones que no sufrieron daño.

(2) características sísmicas del suelo a partir de la medición de microvibraciones.

En este trabajo, se intenta relacionar las características de microvibraciones constantes con los movimientos sísmicos y la distribución de daños.

a. Daños causados por el sismo a construcciones de la Ciudad de México.

El sismo causó grandes daños en la Ciudad de México. Según investigaciones de la UNAM, 265 edificios, la mayoría de 7 a 15 pisos^{2.7.7}, sufrieron severos daños o se desplomaron^{2.7.6}.

Como parte de esta investigación, se midieron^{2.7.8)} el período fundamental de vibración y la constante de amortiguamiento de 20 edificios poco dañados. Estos edificios tenían estructuraciones de acero, compuesta de acero-concreto y de concreto reforzado.

Como ya se mencionó en el inciso 2.6, se estableció la relación T=0.105N, donde T es el período fundamental del edificio o estructura, y N el número de pisos. Se midió también las constantes de amortiguamiento. Por ejemplo, para edificios con período fundamental de l seg, el amortiguamiento fue de 5%. Este valor, así como los demás medidos, son ligeramente mayores que los normalmente encontrados en Japón. En base a estas mediciones, se estimó que los edificios de 7 a 15 pisos, los más dañados, deben de haber tenido períodos fundamentales entre 0.7 y 2 seg, y constante de amortiguamiento de 5%.

Como en sismos anteriores, los daños se concentraron en la zona céntrica de la ciudad. Se muestra en la Fig. 2.7.10 la distribución de edificios que sufrieron mayores daños, según reporta la UNAM^{2.7.6)}. En la figura, el área circundada por la línea discontinua fue la más dañada en el sismo de 1957, y la de línea punteada la del sismo de 1979. En los tres sismos, la zona más dañada fue la que se extiende de la colonia Roma a la Alameda Central.



Fig. 2.7.10 Localización de los edificios más dañados de la Ciudad de México^{2.7.6)}.

Aunque los tres sismos se originaron a distancias de entre 300 y 400 km de la ciudad, son diferentes en cuanto a los mecanismos de generación en los respectivos epicentros. El que a pesar de estas diferencias los mayores daños hayan coincidido en la misma zona, es fuerte indicio de una estrecha relación entre el subsuelo, el período fundamental de la estructura, y la intensidad de los movimientos.

b. Subsuelo de la Ciudad de México.

La Ciudad de México se localiza en el sudoeste del Valle de México. Una porción considerable de la misma se encuentra asentada sobre tierras que antiguamente fueron un lago. Este lago se secó naturalmente en parte, y en parte fue desecado por el hombre. El centro de la ciudad, que es plano, yace sobre una delgada capa de arcilla, en la que la velocidad de la onda S es de 35 a 90 m/s^{2.7.10},2.^{7.11}). Esta se encuentra sobre otra, de unos 500 m de espesor, en la que la velocidad característica de la onda P es de 1.7 km/seg^{2.7.9}. A mayor profundidad, la velocidad de la onda P es ya de 2.9 km/seg, y a 1500 m la velocidad alcanza 4.5 km/seg.

Como se muestra en la Fig. 2.7.11, la capa superficial de arcilla es más delgada en el oeste de la ciudad, y aumenta hacia el este, hasta alcanzar 60 m en algunos puntos como al este del aeropuerto^{2.7.6),2.7.12)}. Aunque no se sabe a ciencia cierta, se supone que la capa de arcilla es aún más gruesa hacia el centro del valle, y muy delgada en la periferia.

Al oeste de la ciudad y hacia la zona de las lomas del sur, el subsuelo, de roca volcánica muy dura, tiene características muy diferentes de las del centro de la ciudad.



Fig. 2.7.11 Distribución de estratigrafia y profundidades de estratos en la Ciudad de México.
c. Resultados de las observaciones de movimientos sísmicos fuertes en la Ciudad de México.

Cuando ocurrió el sismo, había instalados en la Ciudad de México 10 acelerómetros para movimientos fuertes. Como se muestra en la Fig. 2.7.12^{2.7.13)-2.7.16}, 5 se encontraban en 3 sitios de la zona de lomas: tres en la UNAM, uno en Viveros de Coyoacán (VIV) y otro Tacubaya (TAC). Otros tres estaban en la zona del antiguo lago: en la Central de Abasto-oficina (CDAO), en la Central de Abasto-frigorífico (CDAF) y en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). El edificio de este último, situado en la zona que registró mayores daños, sufrió serio deterioro.



Fig. 2.7.12 Localización de acelerómetros para movimientos fuertes en la Ciudad de Mexico.

En la UNAM, la máxima aceleración fue 39 gal, y la máxima velocidad 11 kine¹, mientras que en SCT se tuvieron 168 gal y 68 kine, y 95 gal y 42 kine en CDAO. En la escala japonesa de intensidades, estos valores equivalen a IV en la UNAM, VI en SCT y V en CDAO^{2.7,17)}. En cada caso, los valores son los de la dirección en la que se registró la aceleración más alta, este-oeste o norte-sur. Se muestran en la Fig. 2.7.13 las componentes radial y transversal de las cuatro estaciones, obtenidos al girar los ejes. En general, la componente radial es grande. En CDAO se presentan fases posteriores transversales simples, con períodos de 3 a 4 seg. Debido a que en CDAF, distante apenas 1 km de CDAO, no se ven estas fases posteriores, las mismas deben ser ocasionadas por el subsuelo local de CDAO. Este punto es ampliado en las secciones 2.7.4 y 2.7.5.

d. Microvibraciones constantes del subsuelo.

Se midieron microvibraciones en 95 puntos de la ciudad que se estimó presentarían características diferentes. Se discuten los resultados, y los pormenores de las mediciones en el inciso 2.5.3.



Fig. 2.7.13 Registros de movimientos fuertes observados en la Ciudad de México.

Se muestran en la Fig. 2.7.14 líneas de período dominante constante, derivadas de los 95 sitios de medición, mismos que están señalados en el mapa con puntos negros. Hacia el este, el período se alarga, habiendo lugares en los que excede a 4 seg. Si se sobrepone esta figura con la Fig. 2.7.10, se ve que el área donde se concentraron los daños tiene períodos dominantes de entre 1.5 y 2.5 seg. Este rango coincide aproximadamente con el de períodos fundamentales de los edificios que sufrieron severos daños.



Fig. 2.7.14 Distribución del período dominante de microvibraciones.

También se encuentra semejanza entre las líneas de período constante y las de grosor constante de la capa suave de la Fig. 2.7.11. Inversamente, si se calcula la velocidad de la onda S en la capa suave, mediante una regla de cuarto de longitud de onda, suponiendo que el período dominante de las microvibraciones se debe a la capa suave, el resultado es de 60 a 100 m/s. Este valor concuerda con lo medido, por lo que se concluye que el período dominante se origina en una capa muy suave cercana a la superficie. No obstante que el período dominante alcanza en algunas partes hasta 4 seg, las características son las de una capa suave y poco profunda, como lo había reportado ya Kanai^{2.7,18}.

e. Microvibraciones constantes en los puntos de observación de movimientos sísmicos fuertes.

Se comparan en la Fig. 2.7.15 espectros de Fourier de velocidad de microvibraciones y espectros obtenidos de acelerogramas del sismo de 1985. Para cada estación, se observa buena correspondencia entre ambas curvas.



Fig. 2.7.15 Comparación de espectros de microvibraciones y de movimientos fuertes, en las estaciones de observación de movimientos fuertes.

105

CENTRO MACIONAL DE PREVENCION DE DESASIRES

Por experiencia se sabe que el espectro de velocidad de microvibraciones es función de las características de amplificación del subsuelo^{2.7,19}. Consecuentemente, se considera que la respuesta espectral es influida fuertemente por la amplitud de las ondas de cuerpo.

Si se divide el espectro de respuesta de aceleración S_{Aj} de movimientos fuertes entre el espectro de velocidad de microvibraciones F_{vj} en el punto de observación j, se cancela la interferencia del subsuelo, y se obtiene aproximadamente el espectro de respuesta a la onda que incide en el lecho rocoso B_{Aj} .

Se muestra en la Fig. 2.7.16, para cada estación, el resultado de dividir el espectro de respuesta de aceleración (h=0.05) entre el de Fourier de velocidad de microvibraciones. Se omitió la estación CDAO porque era excesiva la interferencia de la onda superficial descrita en el inciso c. Todas las relaciones espectrales tienen forma parecida, aunque en el rango de 0.4 a 3 seg las de UNAM, TAC y VIV son mucho mayores que las de SCT y CDAF, aún después del proceso de eliminación de interferencia del subsuelo.



Fig. 2.7.16 Relación del espectro de movimientos fuertes entre el de microvibraciones constantes, en las estaciones de observación de movimientos fuertes (sismo de 1985).

Las tres estaciones del primer grupo se encuentran en la zona de lomas, sobre lava o sobre una delgada capa de sedimento sobre la lava. En cambio, las dos del segundo grupo se encuentran en una planicie de capa gruesa sedimentaria.

De la misma manera, se analizaron registros de la zona de lomas y del valle^{2,7,20,2,7,21} de sismos anteriores. Los resultados se muestran en la Fig. 2.7.17. También en estos casos, los espectros de las estaciones de las lomas en UNAM y VIV, difieren de los de TLATELOLCO y SCT, que se encuentran en el valle. A períodos menores que 3 seg, la UNAM y VIV tienen amplitudes mayores de la relación espectral que la de TLATELOLCO y la SCT. Este comportamiento es similar al del sismo de 1985.

Como se puede constatar en la Fig. 2.7.15, en las lomas las amplitudes de las microvibraciones son muy pequeñas. Tienen componentes de período muy corto, las cuales son influidas por la capa superficial muy delgada, y componentes de entre 4 a 5 seg. No se puede por lo tanto concluir que estas características son iguales a las del valle (es decir, las microvibraciones que mencionó Kanai). Las discrepancias de los resultados de las Figs. 2.7.16 y 2.7.17 se deben a que las condiciones de medición

en las lomas y en la planicie son diferentes. Se supone que como las lomas están cubiertas de lava, es difícil que las características del subsuelo debajo de la misma tengan efecto en las microvibraciones. Este problema debe ser investigado. Es significativo que BA es diferente en las lomas y en la planicie, por lo que es necesario tratarlos separadamente.



Fig. 2.7.17 Relación del espectro de movimientos fuertes entre el de microvibraciones constantes, en las estaciones de medición de movimientos fuertes (para todos los sismos anteriores).

 f. Estimación de la distribución de intensidades de movimientos sísmicos en la Ciudad de México, a partir de las características de microvibraciones constantes.

Para calcular el espectro de respuesta de aceleración S_{Ai} , se obtuvo el promedio del espectro de aceleración del lecho rocoso B_{Aj} , calculado como se describió con anterioridad, y se multiplicó por el espectro de microvibraciones F_{vi} , de un lugar al azar i. Al calcular el promedio de B_{Aj} , se tomó en cuenta si se trataba de la zona de lomas cubierta de lava, o del valle, que está cubierto de una capa sedimentaria gruesa. La línea gruesa continua de la Fig. 2.7.16 es el promedio de la zona del lecho del lago, y la línea gruesa discontinua es el promedio de la zona rocosa. A ambos promedios se les llama B_A . Se muestran en la Fig. 2.7.18 los espectros de respuesta de aceleración calculados de diversos sitios del centro de la ciudad, zona que sufrió daños mayores.

A continuación, se obtuvieron curvas de aceleración constante con el período como parámetro en el rango de 0.5 a 5.0 seg, considerando h=0.05. Se muestran en las Figs. 2.7.19 a) a g) las aceleraciones calculadas para los períodos 0.5, 0.7, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 y 5.0 seg. Las áreas sombreadas son las de aceleración más alta; más de 2,000 gal cuando el período es de 3.0 seg, más de 1,000 gal para 2.0 y 5.0 seg, y más de 500 gal para los demás.

De estas curvas de nivel se llegó a las conclusiones siguientes:



Fig. 2.7.18 Ejemplos de espectros de respuesta aceleración calculados (h=0.05).

1) La respuesta fue unas diez veces mayor en el valle que en las lomas.

 Las áreas con las aceleraciones calculadas más grandes, en los períodos de 1.5 y 2.0 seg, coinciden con las de los edificios más dañados.

3) La curva de nivel de respuesta de aceleración con período de más de 2 seg tiene forma parecida a la de la curva de nivel de profundidad del basamento.

4) La curva de aceleración constante alrededor del Zócalo, que es la zona más antigua de la ciudad, es de baja amplitud.

5) En base al período fundamental de los edificios y considerando el período dominante del suelo, los edificios no dañados presentaron respuesta de aceleración menor que 250 gal. Esto explica por qué no sufrieron daños.

Reconocimientos.

Se agradece a la Fundación para el Intercambio Académico Internacional en Memoria del Centenario de la Fundación del Instituto Tecnológico de Tokio, el financiamiento del transporte y estancia en la Ciudad de México. Se debe mucho también tanto al profesor Cinna Lomnitz como a otros colegas y estudiantes de la UNAM, por su colaboración en la medición de microvibraciones. Respecto a las gestiones requeridas para facilitar el acceso a los edificios medidos, se deja constancia de la ayuda, una vez más, del profesor Cinna Lomnitz, así como de la oficina en México de Nisshoiwai, y de la compañía Nihonkoukan. En la organización del material intervinieron los estudiantes de posgrado Masayoshi Matsubara y Hiroyuki Matsuzaki. A la UNAM, gracias también por haber proporcionado los registros digitalizados del sismo, en la cinta número MX0006. Gracias también a todos los demás que ayudaron, y que no se mencionan expresamente. Este artículo fue el resultado de la investigación conjunta del profesor emérito del Instituto Tecnológico de Tokio, Hiromi Kobayashi, el profesor Kazuo Seo y el profesor asistente Saburo Midorikawa de la misma universidad.



a) Distribución de valores estimados de respuesta de aceleración, para período de 0.5 seg y h=0.05.



b) Distribución de valores estimados de respuesta de aceleración, para período de 0.7 seg y h=0.05. Fig. 2.7.19 (1)



c) Distribución de valores estimados de respuesta de aceleración, para período de 1.0 seg y h=0.05.



d) Distribución de valores estimados de respuesta de aceleración, para período de 1.5 seg y h=0.05. Fig. 2.7.19 (2)



e) Distribución de valores estimados de respuesta de aceleración, para período de 2.0 seg y h=0.05.



f) Distribución de valores estimados de respuesta de aceleración, para período de 3.0 seg y h=0.05. Fig. 2.7.19 (3)



g) Distribución de valores estimados de respuesta de aceleración, para período de 5.0 seg y h=0.05. Fig. 2.7.19 (4)

2.7.4. Interpretación de las fases posteriores basándose en la estructura subterránea.

a. Introducción.

De los abundantes registros tomados en la Ciudad de México durante el sismo de 1985, sobresale el de la oficina de la Central de Abasto, CDAO, por la presencia de fases posteriores típicas, sobre cuya causa hay amplia discusión. En el presente trabajo, se presenta una hipótesis sobre el mecanismo que las originó, y se comparan las conclusiones con las obtenidas en base a las características de la Planicie de Kanto en Japón, según resultados de las investigaciones realizadas por este mismo grupo. También se describen las características sísmicas del suelo de la Ciudad de México y sus alrededores, ya que se considera un aspecto fundamental en el origen de los registros dentro del valle.

b. Ejemplos de la aparición de fases posteriores en los registros.

El inicio de la onda principal es señalado por la presencia de la onda S. De las varias definiciones de onda posterior, se adopta la que la identifica como el grupo de ondas que tiene lugar después que la principal e independiente de la misma. Llama la atención las ondas senoidales con períodos de unos 4 seg en la parte posterior de los registros de CDAO, como se muestra en la Fig. 2.7.20. Aunque también son interesantes por su relación con la estructura subterránea, las fases posteriores con intervalo de 15 seg de la parte posterior de los registros de la UNAM, no se avanza en hipótesis alguna sobre ellas, por carecer de suficientes argumentos.

Las formas de onda de la figura son el resultado de pasar la componente norte-sur por un filtro

de banda de 0.5 a 10 seg. Se usó la componente norte-sur porque es transversal a la línea del epicentro. Los datos procesados fueron los registrados en cinta magnética por la UNAM^{2.7,22)}.

Respecto a la Central de Abastos-frigorífico, CDAF, se cuenta con sólo 1 minuto de registros, que no alcanza a incluir fases posteriores como las de CDAO. Se cubre esta carencia con valores calculados, basándose en reportes de la UNAM^{2.7,23)}.

Los resultados de los cálculos se muestran en la Fig. 2.7.20. Mientras que en CDAO ocurrieron fases posteriores intensas retrasadas un minuto respecto a la onda S y con duración de un minuto, en CDAF se presentaron muy atenuadas. Esta diferencia hay que tenerla en cuenta al analizar la causa de las fases posteriores, ya que las dos estaciones están en tierra baja y plana, a solamente 1.3 km una de la otra.



*Datos digitalizados por los autores, a partir de fotocopias del reporte de la UNAM^{5.7,23)}

Fig. 2.7.20 Acelerógramas obtenidos en la Ciudad de México durante el sismo de 1985, dirección nortesur^{2.2.22},2.7.23)

Fases posteriores similares a las descritas han sido observadas también en la Planicie de Kanto^{2.7,24),2.7,25)}en Japón. Registros de las mismas se presentan en las Figs.2.7.21, 2.7.22, y 2.7.23. Los oscilógramas de la Fig. 2.7.21 son los de dos sismos precursores, registrados durante el sismo acaecido en la región que comprende la península Izu, la isla Oshima y mares circunvecinos, en 1978. Estos sismos precursores ocurrieron con un intervalo entre ellos de 2 seg, y fueron registrados en Asakawa, que es un lugar cercano a una zona rocosa, y en Ofuna, Ookayama y Narashino, situados en una planicie.



Fig. 2.7.21 Registros de velocidad de sismos precursores, acaecidos en el área que comprende la península Izu, la isla de Oshima y mares circunvecinos, a las 9:45 y 9:47 horas del 14 de enero de 1978.

En las figuras puede apreciarse cómo crece la amplitud para el período de 7 seg con la distancia al epicentro. En la Fig. 2.7.22 se muestran registros del sismo de 1984, tomados en la parte oeste de la prefectura de Nagano, en función del tiempo. Se pueden distinguir fases posteriores con período de 4 seg en Asakawa, Nagatsuda y Yokohama, que son poblaciones situadas sobre una línea recta. Los registros se obtuvieron por medio de velocímetros, y las velocidades de fase medidas estaban en el rango de 0.6 a 1 km/s.



Fig. 2.7.22 Sismo registrado en la parte oeste de la prefectura de Nagano, en el año 1984. Registro de velocidad de la componente transversal a la línea del epicentro, diagrama en función del tiempo.

La Fig. 2.7.23 es un oscilograma del mismo sismo, obtenido mediante acelerógrafos para movimientos fuertes de la Agencia Meteorológica de Japón. En Tokio, tanto la amplitud como la duración fueron grandes, con lo que se comprueba la influencia del grosor de la capa sedimentaria de la Planicie de Kanto. Destacan por su claridad las fases posteriores de Kumagaya, debido a que hay un intervalo mayor que un minuto entre el movimiento principal y las fases posteriores.

No se pudo confirmar las velocidades de fase por falta de datos de otros puntos. Sin embargo, se supone que la característica principal es producto de un fenómeno local, centrado en Kumagaya, ya que en otros sismos con epicentro cercano se registraron fenómenos similares.

c. La estructura subterránea como causa de fases posteriores.

Las causas de la aparición de fases posteriores en la planicie de Kanto se conocen bastante bien, gracias, entre otras cosas, a que hay abundante información sobre la constitución del subsuelo. A través de perforaciones y mediciones de velocidad de la onda S, se ha determinado la existencia de muchos materiales, sobre la capa cuaternaria.

La estructura profunda también se conoce, aunque a grosso modo, por experimentos de dinamitación^{2.7.24}. La existencia de datos continuos desde la capa superficial, pasando por la rocosa y hasta la capa profunda, es una ayuda grande.



Fig. 2.7.23 Sismo registrado en la parte oeste de la prefectura de Nagano, por la Agencia Meteorológica de Japón. Desplazamiento norte-sur, diagrama en función del tiempo.

También ha sido útil la observación de fases posteriores en diversos sitios, como se muestra en las Figs. 2.7.21 y 2.7.22. De la información recavada, se concluye que las fases posteriores no se originan en la capa subterránea cuaternaria poco profunda. Tampoco se deben a las características de la onda sísmica incidente en la planicie. Las fases posteriores son causadas por la onda SH o Love, originada en la capa terciaria gruesa de sedimento de la planicie^{2.7.24}.

A diferencia de la planicie de Kanto, la estructura subterránea del Valle de México no ha sido explorada suficientemente, aunque se conoce parcialmente la constitución de las capas superficiales, en las que se asientan las construcciones. Sobre este aspecto se abundará posteriormente.

Por otro lado, existen pocas mediciones de velocidad de la onda $S^{2.7.26)-2.7.31}$, y sobre la estructura profunda se cuenta sólo con la información del Proyecto Texcoco^{2.7.32)}. Según los resultados de las perforaciones de este proyecto, la primera aparición de toba ocurre a unos 180 m de profundidad, y hacia abajo siguen capas de arcilla y capas arenosas, intercaladas. La capa de toba estable se encuentra a unos 500 m de profundidad, y la caliza como estrato básico a unos 2 km de la superficie.

Mediante la exploración profunda por reflexión se obtuvieron valores de velocidad de la onda P, desde la superficie hasta las capas profundas: 1.7 km/s en la de arcilla y arena, 2.9 km/s en el estrato de toba, y 4.5 km/s en la caliza. Estas velocidades se supone que son las de los estratos mencionados, pero no existe seguridad para afirmarlo. La velocidad de propagación de la onda en función de la profundidad se asemeja mucho a la de la Planicie de Kanto^{2.7.24}, no obstante que las características de las rocas son diferentes.

La zona de lomas que se extiende hacia el sudoeste de la ciudad está cubierta de lava que parece haberse enfriado rápidamente. Allí se asienta la Ciudad Universitaria de la UNAM. Aunque sin evidencia experimental, se supone que, salvo que el amortiguamiento sea alto, la velocidad de la onda S en esta parte de la ciudad es baja.

Los párrafos anteriores sintetizan lo que se sabía sobre el subsuelo de la Ciudad de México hasta antes del sismo de 1985. Después del mismo, se aportaron nuevos conocimientos basados en mediciones de microvibraciones, sobre los que se trata en los incisos 2.5.3 y 2.7.3.

En la parte baja del Valle de México, la amplitud de las microvibraciones es grande, y se presentan períodos dominantes en cada punto de observación. Además, cambian rápidamente de un punto a otro, en un rango de 1 a 5 seg., coincidiendo aproximadamente con las medidas en base a los movimientos fuertes.

Todas las mediciones confirman la hipótesis de que las microvibraciones constantes son reflejo de las características mecánicas de la capa superficial. Las microvibraciones son similares a las presentadas por Kanai^{2,7,33}, pero sus períodos dominantes de 2 a 5 seg son más largos. Se analizó también la relación entre la velocidad teórica de la onda S en el subsuelo, el período dominante y el grosor de la capa superficial.

En la Fig. 2.7.24 se muestran contornos de período dominante constante, trazados en base a la referencia 2.7.34). Son resultados obtenidos de microvibraciones. En la Fig. 2.7.25, se muestran contornos de profundidad constante, para los que se tomó como base del subsuelo superficial la segunda capa dura empleada para apoyo de cimentaciones de edificaciones, de acuerdo con el reporte de la UNAM^{2.7.31)}. Si se propone un valor de velocidad de onda S, las profundidades pueden determinarse si se satisface la regla de un cuarto de longitud de onda entre la onda propuesta y las componentes de las Figs. 2.7.24 y 2.7.25. Por ejemplo, se ilustra en la Fig. 2.7.26 el caso en el que la onda propuesta viaja a 90 m/s. Se marcan con líneas horizontales las regiones en las que la velocidad tendría que ser mayor que la propuesta, y con puntos donde tendría que ser menor. La división resultante es la que satisface la suposición inicial.

La Fig. 2.7.27 es el resultado de la operación descrita, para varias velocidades de onda S. En ella se muestra la distribución del promedio de velocidad en el subsuelo superficial que la onda S debe tener para que haya correspondencia entre las Fig. 2.7.24 y 2.7.25. No hay certeza de que el período dominante de la Fig. 2.7.24 sea reflejo de la estructura subterránea de la Fig. 2.7.25. Sin embargo, parece razonable la distribución de velocidad de onda S de la Fig. 2.7.27, si se considera lo siguiente:

1) Concuerda con las bajas velocidades de onda S medidas, de 35 a 80 m/s^{2.7.26}),2.7.28),2.7.30).

2) Concuerda también con la velocidad de onda S, no menor que 100 m/s, de los terrenos donde se asienta la unidad habitacional Tlatelolco. Dichas mediciones se efectuaron durante la etapa de planeación de la unidad^{2.7.35)}.

3) Concuerda con que la velocidad de la onda S es grande en el área del Zócalo, y extremadamente pequeña por la Central de Abasto. La primera es una zona vieja, mientras que la segunda se desarrolló recientemente.

4) La tendencia global de que hacia el centro del valle disminuye gradualmente la velocidad promedio de la onda S, se entiende si se consideran los procesos de formación tanto del valle como de la ciudad.

5) Suponiendo que la velocidad promedio de la onda S del subsuelo superficial es constante en todas partes. Bajo esta condición, el contorno de profundidad constante del subsuelo superficial sería similar al del período dominante de microvibraciones de la Fig. 2.7.24, e invalidaría a la Fig. 2.7.26. La suposición de velocidad constante, aunque explica la tendencia global, no es aceptable, pues no explica la notable diferencia entre los registros de CDAO y CDAF.



Fig. 2.7.24 Períodos dominantes de microvibraciones en el Valle de México.

d. Posibles causas de las fases posteriores.

Las amplitudes, períodos dominantes y duraciones de los movimientos registrados durante el sismo de 1985 han venido discutiéndose, y se han elaborado modelos con el propósito de explicarlos. Parte del esfuerzo se ha concentrado en entender la relación entre los numerosos registros existentes. Por otro lado, ha quedado clara la necesidad de investigar más la estructura del subsuelo, incluyendo las características de propagación de microvibraciones. Se considera que los dos puntos siguientes son muy importantes.

1) Se observan períodos dominantes de 1 y 4 seg, tanto en los registros de movimientos fuertes como en los de microvibraciones. Estos son causados principalmente por la capa superficial muy suave de varias decenas de metros de espesor. Al período dominante podría contribuir, además de la capa superficial de velocidad de onda S baja, la que le sigue más profunda, de velocidad de onda S mayor. No hay duda, sin embargo, que la capa superficial es la más importante.



Fig. 2.7.25 Contornos de profundidad constante de la segunda capa dura del subsuelo superficial de la Ciudad de México^{2.7.31)}.



Fig. 2.7.26 Relación entre la velocidad de la onda S, el período dominante y el grosor de la capa sedimentaria, según la regla de un cuarto de longitud de onda (Vs=90m/s).

2) No se presentan en los registros de la estación CDAF fases posteriores como las de CDAO, no obstante que distan entre sí sólo 1.6 km. Es natural considerar que este fenómeno es causado por la estructura subterránea local. Por ejemplo, la longitud de onda de estas fases posteriores, considerando un período dominante de 4 seg, sería de 240 m si la velocidad de la onda S fuera 60 m/s, y de 2,400 m si la velocidad fuera 600 m/s. Con la longitud de onda de 2,400 m, deberían presentarse fases posteriores; sin embargo, no sucede así, y es esta la razón por la que se considera que la causa de fases posteriores reside en la estructura superficial. A continuación se explica con mayor detalle esta idea.

Se supone que las fases posteriores se deben a que las ondas que inciden en el valle sufren múltiples reflexiones en la capa de sedimentos. Las orillas del valle se comportan como epicentros secundarios. En el análisis a continuación se considera únicamente la componente SH. La Fig. 2.7.28 a) ilustra el caso de la estación CDAF, y la Fig. 2.7.28 b) el de CDAO. Las configuraciones subterráneas de las figuras, así como los valores de las constantes, se fijaron para ilustrar el modelo.

En la Fig. 2.7.28 a) se presentan dos posibles explicaciones de los registros observados en CDAF, suponiendo que incide sobre el sistema la onda [A], que es el registro de la UNAM-CUIP. Una explicación es que puede deberse a la presencia de reflexiones múltiples [B] de la onda S, incidentes desde abajo. También podría explicarse si a [B] se sumara la onda [D], que habría llegado a CDAF propagándose horizontalmente por la capa superficial. Los resultados de este análisis están en la Fig.

2.7.29. Se nota que los registros de movimientos fuertes se satisfacen casi completamente mediante [B], por lo que puede ignorarse [D]. La conclusión es que las fases posteriores de CDAO se originan en la estructura subterránea inmediata. Se muestra el modelo resultante de este análisis en la Fig. 2.7.28 b), en el que se tomaron en cuenta los resultados de la Fig. 2.7.27.



Fig. 2.7.27 Distribución de velocidades promedio de la onda S en función de la composición del suelo superficial.

En la Fig. 2.7.28 b) también se considera que la onda [A] de la UNAM (CUIP) es incidente. En este caso, sin embargo, se explican los registros de CDAO mediante la suma de reflexiones múltiples de la onda S incidentes desde abajo, marcadas con [C], más [D], que es la componente horizontal en la capa superficial, que da por resultado el registro de Central de Abastos [C+D]. El registro de entrada [B] necesario para obtener el [D] se puede obtener de antemano, de las reflexiones múltiples de la onda S, los resultados se muestran en la Fig. 2.7.30. Los cálculos coinciden en cierto grado con los registros medidos mostrados en la misma figura.

Se analiza ahora, con el mismo método, las fases posteriores del sismo de la península de Izu, isla Oshima y mares circundantes de 1978. En este caso, el análisis fue más fácil porque se contaba con abundantes registros, e información sobre la composición del subsuelo. A continuación se presentan los resultados sobre dicho sismo.

En la Fig. 2.7.31 se presenta el modelo de subsuelo utilizado, y las trayectorias de propagación de las ondas. En este caso el espesor de la capa, de 2.5 km, es mucho mayor que la considerada en la ciudad de México. Como onda incidente se tomaron los registros de Asagawa (véase la Fig. 2.7.21). La amplitud fue corregida, pues se conocía el factor de atenuación.

Los resultados del cálculo se compararon con el registro de la componente transversal, como se había hecho en el caso de la Ciudad de México. El procedimiento de cálculo y comparación se llevó a cabo para tres puntos: Yokohama-Negishi, Ookayama y Chiba, distantes 15, 32.5 y 50 km del límite de la planicie, situado en Kamakura.



Fig. 2.7.28 Modelo del subsuelo en la Central de Abasto, y la propagación de ondas por el mismo.



Fig. 2.7.29 Comparación de sismos simulados y los registros observados (CDAF, corresponde a la Fig. 2.7.28 a).



Fig. 2.7.30 Comparación de sismos simulados y los registros observados (CDAO, corresponde a la Fig. 2.7.28b)).



Fig. 2.7.31 Modelo de la composición subterránea y la propagación de ondas en la Planicie de Kanto.

Los resultados de Negishi se muestran en la Fig. 2.7.32. Los primeros cuatro oscilogramas son teóricos de velocidad, y el quinto, de desplazamiento, fue medido mediante un detector de movimientos fuertes en el observatorio meteorológico de Yokohama, situado junto a la ciudad de Negishi. Aunque solamente se presentan los velocidades de los registros teóricos y el desplazamiento del registro real, [B+D] se asemeja bastante a la oscilación medida.

Para Ookayama y la Ciudad de Narashino se obtuvieron resultados similares, como se muestra en las Figs. 2.7.33 y 2.7.34.

El análisis de estos dos últimos casos fue más fácil porque se contaba con el registro del sismo precursor, que fue obtenido con el mismo acelerógrafo con el que se obtuvieron los de la onda incidente de Asagawa. Se nota que hay una segunda onda precursora en los oscilogramas medidos. Al propagarse las fases posteriores en la planicie, aumenta su atraso y se dispersa su fuerza. Sin embargo, para discutir cuantitativamente este comportamiento, hay algunos problemas, aparte de la suposición sobre la composición subterránea antes mencionada.

Aunque persisten una serie de incertidumbres en la definición de parámetros y modelos para realizar análisis de propagación de ondas, en el presente trabajo se utilizó para la onda incidente un coeficiente de propagación definido empíricamente. Asignándole un valor entre 6 y 7 se obtiene el resultado teórico más parecido al comportamiento medido. En el caso de México el mejor resultado se obtuvo con un valor entre 3 y 4. En relación con las Figs. 2.7.32 y 2.7.34, se utilizó un coeficiente de propagación de 3.3. Se encontró que si se dobla la amplitud del movimiento sísmico calculado, mejora su semejanza cualitativa con los registros medidos. No se tiene explicación lógica a este fenómeno, aunque se supone que está relacionado con el contraste entre las fronteras del valle y las formas geológicas.

Se han investigado también diversos aspectos del sismo del oeste de la Prefectura de Nagano de 1984^{2.7,36)}. Se describe brevemente a continuación los resultados hasta ahora conocidos.

De los datos obtenidos del arreglo de detectores se desprende que las características a períodos largos de la parte central de la Planicie de Kanto (Tokio), son diferentes de las de la parte sur-oeste (Yokohama). Esto coincide con las que se infieren de perforaciones profundas, de las que sobresale que

el espesor de la primera capa de sedimento es de 1.5 km en Tokio y de menos que 1 km en Yokohama. Aunque esta diferencia afecta al comportamiento de las fases posteriores, la velocidad de la onda S en la capa de sedimento es aproximadamente 0.7 km/s en toda la planicie.



Fig. 2.7.32 Comparación de sismos simulados y los registros observados (para Negishi-Yokohama).

También están en proceso de análisis las fases posteriores de Kumagaya que se muestran en la Fig. 2.7.23^{2.7.37}).

En el caso de México, a fin de realizar un mejor cálculo, es necesario contar con valores confiables de las velocidades de fase. Se espera poder realizar mediciones en el futuro.

e. Conclusión.

El conocimiento sobre la estructura del subsuelo del Valle de México y la zona de lomas contigua se ha ampliado, y se entiende mejor el mecanismo de propagación de las ondas sísmicas en el mismo. La diferencia más significativa que se encontró entre el Valle de México y la Planicie de Kanto es el grado de suavidad de la capa superficial. Aunque ambos sitios presentan períodos largos similares, en el caso del Valle de México el origen de los mismos puede atribuirse a la delgada capa superficial, mientras que en el caso de Kanto no. En el Valle de México, parece que la capa superficial puede amplificar y trasladar la frecuencia de los períodos largos, por lo que se concentró la atención en la estructura de las capas poco profundas.



Fig. 2.7.33 Comparación de sismos simulados y los registros observados (para Ookayama, véase la Fig. 2.7.21).



Fig. 2.7.34. Comparación de sismos simulados y los registros observados (para Narashino-Chiba, véase la Fig. 2.7.21).

Se señala enfáticamente que para entender satisfactoriamente los registros de movimientos fuertes del sismo de 1985, y los daños que causó, es de vital importancia estudiar la estructura y distribución de velocidades de la onda S. La colocación de más estaciones de medición, y un registro absoluto de tiempo, facilitarían notablemente el estudio de la propagación de las ondas sísmicas.

Los autores expresan su agradecimiento al profesor Hiromi Kobayashi por sus valiosas enseñanzas y comentarios, así como al profesor asistente Saburo Midorikawa y a los estudiantes de posgrado. Por otro lado, se deja constancia de las fructíferas discusiones sostenidas con los investigadores de la UNAM, entre ellos los profesores Esteva y Lomnitz. Se agradece también a los colegas del Instituto Tecnológico de Tokio por sus valiosos comentarios. Por último, se agradece a la UNAM el haber proporcionado la cinta digitalizada de movimientos fuertes MX0006.

Este trabajo fue realizado conjuntamente por los profesores Kazuo Seo y Takanori Samano, del Instituto Tecnológico de Tokio.

2.7.5. Características dinámicas del suelo suave y análisis de las ondas posteriores.

El subsuelo suave del Valle de México se caracteriza por amplificar considerablemente las ondas sísmicas por efecto de las ondas estacionarias con períodos de 2 a 4 seg, y por la larga duración, de hasta 2 y 3 minutos, de los sismos. Se analizan las propiedades de amplificación en cierto rango de períodos, de oscilación no-lineal, y características de propagación de onda en el medio.

a. Características de amplificación de subsuelos suaves.

(i) Relación de los espectros de las diferentes estaciones de medición con el de la UNAM.

La UNAM tiene actualmente 10 estaciones de medición de movimientos fuertes, tres de ellas en la meseta de lava sobre la que se asienta la Ciudad Universitaria.

Aunque no se conoce suficientemente la composición de la meseta de lava, se considera como un lecho rocoso, que sirvió de punto de referencia para obtener la relación del espectro de Fourier, y para estimar la amplificación que sufren las ondas en otros puntos de observación.

La Fig. 2.7.35 es la componente norte-sur de la estación SCT, a la que se le aplicó diez veces una ventana tipo Hanning. En la Fig. 2.7.36 se muestran relaciones de espectro para diferentes puntos de observación obtenidos de la misma manera, y ordenados aproximadamente según la dureza del suelo.

Estas relaciones de espectro no son estrictamente función de la propagación. Sin embargo, se cree que los picos relativamente grandes y claros de las relaciones espectrales reflejan las características del suelo de cada punto de observación, debido a que la UNAM está en suelo rocoso.

La estación de Tacubaya (TCB) presenta amplificación para períodos cortos sin picos claros. La de Viveros de Coyoacán (VVR) tiene un pico a 0.5, y la de SCT uno a 2 seg. El período del pico de la Central de Abasto-oficina (CDAO) se presenta a 4 seg, y el de Central de Abasto-frigorífico (COAF) a 3 seg. Se sabe que el período del pico sobresaliente (período dominante) es inversamente proporcional a la dureza del suelo superficial. Sin embargo, el estudio detallado de esta relación tendrá que posponerse, por carecerse en la actualidad de suficiente información sobre el subsuelo.

Kobayashi y otros efectuaron mediciones de microvibraciones constantes del suelo de la Ciudad de México en varios puntos^{2.7.38)}. Se muestran en la Tabla 2.7.3 los períodos de los picos sobresalientes de 3 puntos: SCT, CEAO y CDAF, y la relación entre el período dominante obtenido de la Fig. 2.7.36 y las microvibraciones constantes. La amplitud de las microvibraciones es sumamente pequeña. La tabla fue calculada a partir de los registros de la UNAM. La rigidez de la capa superficial disminuye conforme la amplitud del movimiento aumenta, por lo que el período también aumenta. Como se ve en la tabla, el período aumentó en los tres casos mostrados: 16% para SCT, 20% para CDAF y 30% para CDAO.

(ii) Características de amplificación del suelo de la parte central de la Ciudad de México

Se cuenta con información detallada del subsuelo bajo la Torre Latinoamericana (LAT), de hasta 70 metros de profundidad^{2.7,39}. También hay información de otro sitio, en la Alameda Central, al oeste de la Torre y a escasa distancia de la misma^{2.7,40}.

Las informaciones de ambos sitios no concuerdan cabalmente, y carecen del detalle que sería deseable debido a que datan de hace 20 o 30 años. Sin embargo, coinciden en que el valor de Vs cerca de la superficie es muy pequeño.



Fig.2.7.35 Razón de espectros SCT/UNAM.



Fig. 2.7.36 Razón de espectros de diversos puntos de observación respecto al de la UNAM.

131

CENTRO MALIONAL DE ENEVENCION DE DESASTRES

lugar	componente	período dominante	movimiento fuerte / microvibraciones		
		microvibraciones	sismo	- 4.5	
SCT norte-sur este-oeste		1.9	2.1 2.3	1.16	
CDAO	norte-sur este-oeste	3.0	3.8 4.0	1.30	
CDAF	norte-sur este-oeste	2.5	3.0 3.0	1.20	

Tabla.2.7.3 Períodos dominantes de microvibraciones y movimientos fuertes.

: según Kobayashi et al.

Por otro lado, de la exploración mediante ondas elásticas generadas por dinamitación en el lago de Texcoco se obtuvo la distribución de velocidad Vp^{2.7.41)} y el valor de Vs a unas decenas de metros de profundidad^{2.7.42)}. La Fig. 2.7.37 muestra valores de Vp y Vs medidos en el Lago de Texcoco. La curva continua fue trazada mediante el polinomio de tercer orden

$$Vp = 0.0328Vs^3 - 0.308Vs^2 + 2.143Vs + 0.637$$

obtenido por regresión numérica de datos experimentales.

Se analizaron las características de amplificación de LAT^{2,7,44}, bajo la suposición de que el suelo es elástico. Se emplearon 3 perfiles diferentes de Vs, marcados en la Fig. 2.7.38 como modelos 1 al 3. Para el modelo 1 se definieron los constantes de la siguiente manera: de cero a 70 m de profundidad, se utilizaron los datos de la investigación sobre LAT, simplificados. Los valores de Vs se modificaron en base a los registros de movimientos sísmicos anteriores. Entre 70 y 400 m, por carecerse de información local, se utilizaron valores de la capa terciaria y de depósitos cuaternarios, obtenidos en Japón. Para profundidades mayores, se empleó el valor de Vp de 1,000 m de profundidad de la Fig. 2.5.5 a), y se obtuvo Vs con la ayuda de la Fig. 2.7.37.

El valor de Vs, según la información disponible, es 150 y 236 m/s para la primera y segunda capas de arena de la formación tarango, respectivamente. Consiguientemente, N es mayor que 50. Según la experiencia, sin embargo, Vs debería ser mayor, por lo que se decidió utilizar valores de 350 y 400 m/s, respectivamente. Estos valores son los promedios de los depósitos cuaternarios de Japón. En el modelo 2 se utilizó un valor para la capa superior de Vs menor que la del modelo 1, y en el modelo 3 se consideró un valor de 50 m/s.

En la Fig. 2.7.39 se muestran las funciones de propagación obtenidas con los perfiles de Vs de los modelos 1 a 3. Se asigna a la constante de amortiguamiento h valores de 1 a 10%. En la gráfica, no se observa pico en $T_1 \cong 4$ seg, sino en $T_2 \cong 2.5$ seg. Este comportamiento se origina en la capa superficial de unas decenas de metros de espesor. En la misma figura se muestra el espectro de respuesta de velocidad Sv(T), con h = $0^{2.7.39}$. La coincidencia entre esta curva y la función de propagación en el intervalo de período grande confirma que hubo gran amplificación.



Fig.2.7.37 Relación entre los valores promedio de Vp y Vs^{2.7.43}).

b. No linealidad del subsuelo en los puntos de observación de movimientos sísmicos fuertes.

(i) Constantes del subsuelo superficial.

La Ciudad de México se asienta sobre terreno sumamente suave, por lo que es de gran interés conocer el grado de no linealidad del movimiento durante los sismos.

La velocidad promedio Vs de la onda de cortante de la capa superior se obtuvo de información de microvibraciones, y de sismos de pequeña aceleración. Se obtuvo la deformación inelástica de la capa superficial del análisis de registros de movimientos fuertes durante este sismo. Además, se comparó esta información con la obtenida de las características dinámicas medidas en laboratorios de arcillas, tanto en México como en Japón.



Fig.2.7.38 Perfiles hipotéticos de velocidad de la onda S en el suelo de la Torre Latinoamericana.



Fig. 2.7.39 Espectro de respuesta Sv del subsuelo de 1962 y función de propagación de LAT.

Se calculó la velocidad promedio de la onda de cortante Vs del suelo suave cercano a la superficie, para cada una de las estaciones de medición que registraron el sismo de 1985. También se calculó Vs para Nonoalco-Tlatelolco, a partir de información de sismos acaecidos entre 1964 y 1968^{2.7.45)}.

Se puede calcular Vs para los sitios SCT y NTA, de la primera capa de tarango hacia la superficie, con la ayuda de la Fig. 2.5.3. Según la Fig. 2.5.4, en CDAO la segunda capa de arena se encuentra a 40 m de profundidad. De esta profundidad y el período dominante, se obtiene una Vs de 40 m/s. Por otro lado, si para CDAF se toma Vs=40 m/s, la profundidad deberá ser de 27 m.

Los períodos dominantes pueden obtenerse de las Figs. 2.7.36 y 2.7.39, y de la Tabla 2.7.3, y de los períodos puede calcularse el grosor de la capa superficial. En la Tabla 2.7.4 se muestran valores de Vs y de profundidad de la capa superficial obtenidos de la manera descrita, para varios sitios.

	SCT	CDAO	CDAF	LAT	NTA
período dominante	2.0	4.0	2.7	2.5	2.3
Vs (m/s)	70	40	40*	64	54
profundidad (m)	32	40*	27	33	27

Tabla 2.7.4 Constantes del subsuelo superficial. es un valor supuesto

(ii) Deformación inelástica de arcillas

La UNAM obtuvo la velocidad por integración de los registros de aceleración^{2.7,46)}. La máxima deformación de cortante promedio se obtuvo de la velocidad V_{max} , mediante la fórmula $g_{max}=V_{max}/V_s$. El coeficiente de elasticidad a cortante en deformación inelástica del suelo G se obtiene dividiendo G entre G_o y g_{max}, en donde G_o es el valor inicial de dicha constante G, para microvibraciones o sismos de poca aceleración.

El comportamiento inelástico del subsuelo se conoce de experimentos de laboratorio, y se puede obtener también la relación entre la constante de amortiguamiento equivalente y la deformación. Consecuentemente, se puede comparar la arcilla lacustre de la Ciudad de México^{2.7.47),2.7.48)} con la arcilla de aluvión de Japón^{2.7.49),2.7.50}. Se analizará también el comportamiento inelástico del subsuelo durante el sismo.

La Fig. 2.7.40 a) muestra el coeficiente de elasticidad a cortante normalizado G/G_o , y la Fig. 2.7.40 b) la deformación inelástica, ambas en función de g. Según la primera figura, la arcilla de México pierde menos la rigidez que la de Japón. Este comportamiento coincide con el reportado por León et al^{2.7.42)}. De esta relativa linealidad de la arcilla se desprende que contra lo que se suponía, el sismo de 1985 debió presentar un comportamiento menos no lineal. La suposición de comportamiento no lineal, ciertamente aventurada, se basaba en la no linealidad de las arcillas de aluvión de Japón.

Según se aprecia en la Fig. 2.7.40 b), obtenida en el laboratorio, para el caso de México la constante de amortiguamiento es más pequeña, y hay menos deformación inelástica. En la misma figura se presenta la curva obtenida a partir de valores de G/G_o en función de g obtenidos por León et al., mediante una ecuación para estimar la constante de amortiguamiento $h^{2.7.51}$. Este valor de h es parecido al que se empleó en el cálculo de la función de propagación de LAT.



a) Coeficiente de elasticidad a cortante en deformación inelástica. (1) León et al (2) Aréchiga



b) Coeficiente o constante de amortiguamiento ante deformación inelástica

Fig.2.7.40 Deformación inelástica de arcillas de la Ciudad de México y de Japón.

Del subsuelo de arcillas lacustres de la Ciudad de México no se sabe lo suficiente para explicar sus características dinámicas. Se presume, sin embargo, que se formó por la acumulación de cenizas volcánicas y productos ígneos. Tiene un contenido de agua promedio de 300%, y una porosidad de 90%, es decir, 90% es agua. Con un contenido de agua tan grande, sería explicable la poca deformación inelástica, y ésta a su vez explicaría el comportamiento de las ondas posteriores.

c. Análisis de ondas posteriores en suelos suaves.

Son características tanto la amplificación de las componentes en el rango de 2 a 4 seg, como las ondas posteriores que aparecen en forma de ondas estacionarias en suelos suaves como el de la Ciudad de México. Es de importancia para la ingeniería sísmica aclarar la causa de este comportamiento, por los daños que causa. Con este fin, se analiza primero la dispersión de las ondas en dos estaciones cuyos espectros son representativos, SCT y CDAO. También se analiza, cualitativamente, las ondas posteriores en un modelo de suelo suave similar al del Valle de México.

(i) Espectro de la envolvente de respuesta y órbita de partículas.

Se muestran en la Fig. 2.7.41 espectros de envolvente de respuesta para SCT y CDAO^{2.7.52}. En estos espectros existen componentes en ciertos rangos de período que son intensas durante todo el sismo, y cuyas amplitudes se corren ligeramente hacia períodos largos a la mitad del mismo. Este comportamiento es atribuible a la no linealidad del subsuelo superficial. También se observan de 2 a 3 corrimientos en sentido inverso, de período largo a corto, que denotan la presencia de ondas superficiales dispersas. La amplitud de las ondas superficiales dispersas es pequeña en comparación con la total. Este comportamiento es claro sobre todo en el caso de SCT.



Fig. 2.7.41 Espectro de envolvente de respuesta de SCT y CDAD^{2.7.52}).

Se muestran en la Fig. 2.7.42 órbitas de partícula, con el propósito de presentar desde diferentes ángulos el movimiento sísmico^{2.7.53)}. La órbita de a) varía mucho al inicio, y después de 20 seg dominan dos movimientos, uno alineado con la dirección al epicentro, y otro a 90 grados del mismo. En la trayectoria de b), el eje mayor apunta en la dirección este-oeste en el lapso de 30 a 90 seg, y posteriormente cambia a la norte-sur. Este comportamiento coincide con el de la Fig. 2.7.41 b).






b) CDAO^{5.7.53)}

Fig. 2.7.42 Ejemplos de órbitas de partícula.

De estos resultados, se deduce una impresión cualitativa del fenómeno sísmico, en particular sobre SCT por los grandes daños en sus alrededores, y sobre CDAO y CDAF donde hubo ondas posteriores estacionarias notorias. A continuación se explican las mismas^{2.7,54},^{2.7,55}.

(ii) Características del suelo y de los movimientos sísmicos.

Se muestra en la Fig. 2.7.43 un mapa del Valle de México con divisiones según el tipo de suelo, en el que se señalan las estaciones de medición. En este mapa, de 1977, la zona CDA estaba catalogada como tierra anegada de reciente urbanización. En la parte sur de la misma hay un pequeño volcán.



Fig. 2.7.43 Modelo de propagación de la onda sísmica en el suelo suave de la Ciudad de México.

Es característico tanto de SCT como de CDA la presencia de períodos largos de entre 2 y 4 seg, y de ondas estacionarias hacia el final del sismo. Existen dos posibles explicaciones de los períodos largos. En la primera, se supone su origen en la estructura de las formaciones del subsuelo del valle, y en la segunda a la capa superficial, siendo más viable la segunda explicación. Se supone que las vibraciones son causadas por la capa superficial muy suave, de unas decenas de metros de espesor, y por características geográficas locales. Además de la razón mencionada en relación con la Fig. 2.7.39, se propone otra. Las ondas incidentes se propagan hacia el este, pasando por la capa suave donde se encuentran las estaciones de medición, y regresan a las mismas como ondas reflejadas. Por ejemplo, para CDA, Vs=40 m/s según

la Tabla 2.7.4, y la distancia a la orilla de reflexión es $L \cong 14$ km, por lo que se calcula un tiempo de retardo td poco mayor que 600 seg. Este tiempo es más largo que la duración de 2 a 3 minutos de los registros. Por otro lado, el mismo cálculo para la onda que se propaga por la capa siguiente, el basamento, con Vs=500 m/s, es de aproximadamente 50 seg. A reserva de justificarlo cualitativamente, se considera que hay poca probabilidad de que se excite la capa superficial.

En el modelo de los alrededores de un punto de observación de movimientos sísmicos fuertes, debe darse importancia a la capa superficial, y tomar en cuenta que la propagación se da en tres dimensiones. En la zona CDAO-CDAF de la Fig. 2.7.43, las ondas son desviadas drásticamente al norte, por el pequeño volcán que se localiza al sur de la misma. Este comportamiento es apoyado por la sección A-A' del mapa y por Sec^{2.7.56}, así como por las curvas de nivel de hundimiento del terreno.

(iii) Análisis cualitativo de subsuelos suaves como el de la Ciudad de México.

Se muestran en la Fig. 2.7.44 tres modelos de subsuelo, y en la Tabla 2.7.5 se anotan las constantes geológicas correspondientes, basadas en las propiedades de los materiales. El modelo 1, en el que la capa suave es de 40 m de espesor, y Vs=40 m/s, es para la sección este-oeste que pasa por CDA. El modelo 2 es para una sección este-oeste, que pasa por SCT; en este caso el espesor de la capa superficial es de 30 m, y Vs=70 m/s. El modelo 3 es para la sección norte-sur, que cruza CDA. Los 3 son modelos híbridos BEM-FEM, en los que para la superficie se utilizó el método de elemento de frontera, y hacia el interior el de elemento finito^{2.7.57}.



Fig. 2.7.44 Modelos empleados en el análisis^{2.7.54}).

	I	П	III	IV	v
peso unitario (t/m3)	2.5	2.0	1.8	1.8	1.2
Vs (m/seg)	2,500	1,000	500	300	40
relación de Poisson	0.35	0.4	0.4	0.45	0.45
amortiguamiento	1	1	1	3	5

Tabla 2.7.5 Constantes de los modelos^{2.7.54}). a) Condiciones geológicas modelo l

	I	Π	III	IV	v
peso unitario (t/m ³)	2.5	2.0	1.8	1.8	1.3
Vs (m/seg)	2,500	1,000	500	300	70
relación de Poisson	0.35	0.4	0.4	0.45	0.45
amortiguamiento	1	1	1	3	5

c) Condiciones geológicas, modelo 3

	I	П	ш	IV	v
peso unitario (t/m ³)	2.5	2.0	1.8	1.8	1.2
Vs (m/seg)	2,500	1,000	500	300	40
relación de Poisson	0.35	0.4	0.4	0.45	0.45
amortiguamiento	1	1	1	3	5

La longitud de la sección transversal es de 10 km para los modelos 1 y 2, y de 7 km para el modelo 3. Con los aproximadamente 1,700 nodos que se emplearon, se podía cubrir estas longitudes, 40 m de profundidad, velocidades Vs de 40 m/s y períodos de 1 a 7 seg. En los modelos 1 y 2, las ondas que viajan de izquierda a derecha pasan por el punto D, y tardan unos 100 seg en regresar al mismo, reflejadas por la orilla opuesta. Como regresan muy atenuadas, se supuso que no afectan al resultado.

En las simulaciones se supone que el subsuelo es elástico, pues como se ve en la Fig. 2.7.40, su comportamiento es casi lineal si se compara con el subsuelo de Japón. Sin embargo, esta aproximación no es válida para CDAO.

En los modelos 1 y 2 se empleó como onda incidente o de entrada, la componente norte-sur de la estación UNAM-2, y para el modelo 3, la este-oeste de la misma UNAM-2.

Se supone que la amplitud de la onda incidente es el doble (2E) de la de la onda en el lecho (E). Se asume, además, que es una onda SH, y se usa un ángulo de incidencia de 45° en el plano vertical, calculado de la estructura de la corteza propuesta por Fix^{2.7.58}, y de la Fig. 2.7.38.

En las Figs 2.7.45 y 2.7.46 se muestran curvas de distribución de la onda Love en subsuelo de estratificación cercano al centro de los modelos 1 y 2.



Fig. 2.7.45 Curvas de distribución de la onda Love del modelo 1.



Fig. 2.7.46 Curvas de distribución de la onda Love del modelo 2.

Las Figs. 2.7.47 a 2.7.49 muestran funciones de transferencia de puntos selectos de los modelos 1 a 3, para las ondas incidentes especificadas. En las mismas se incluyen además curvas calculadas mediante un modelo de propagación de ondas unidimensional, en el que se utilizaron constantes obtenidas de la estratigrafia del centro de la ciudad. Sobre estas figuras se hacen las siguientes observaciones:

 Los movimientos por efectos de sismo dependen fuertemente de la composición geológica y del grosor de la capa superior suave, así como de las coordenadas. La respuesta tiende a ser mayor en el extremo donde incide la onda externa.

2) Cuando la relación de impedancias de la capa superior es suficientemente pequeña, la curva de respuesta se acerca a la del modelo unidimensional. Sin embargo, en suelos suaves como el del modelo 2, las características de propagación desde la capa dura dependen mucho del lugar y se ven influidas por características geológicas no incluidas en el modelo unidimensional.

3) En el modelo 3, cambia mucho el período dominante en la parte de la capa dura inclinada, pero en la zona de capa dura horizontal muestra características similares a las del modelo unidimensional.



Fig. 2.7.47 Funciones de propagación de lugares selectos de la capa suave, para la onda incidente especificada, modelo 1.

143

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES



Fig. 2.7.48 Funciones de transferencia de lugares selectos de la capa suave, para la onda incidente especificada, modelo 2.



Fig. 2.7.49 Funciones de transferencia de lugares selectos de la capa suave, para la onda incidente especificada, modelo 3.

La Fig. 2.7.50 muestra las distribuciones de máxima aceleración en la superficie, para los modelos 1 a 3. Como se ve, la aceleración depende mucho de la localización del punto, y es mayor en el lado de incidencia de la onda externa de excitación. Este comportamiento coincide con el que se infiere de los daños causados por el sismo. Además, se ha reportado un comportamiento similar en el caso del Valle de Kioto^{2.7.59}.

Por otra parte, la máxima aceleración es mayor en el modelo 2 que en el 1. Esto confirma que los registros de la UNAM utilizados como onda excitadora del lecho alteran más las características para subsuelo con período dominante de 2 seg, que para aquel de 4 seg.







b) modelo 3

Fig. 2.7.50 Distribuciones de máxima aceleración según los modelos de simulación numérica 1 a 3^{2.7.54}).

Las Figs. 2.7.51 a 2.7.53 muestran acelerogramas de los puntos selectos de la capa suave, para los 3 modelos. Sobre estas figuras se puede comentar lo siguiente:



Fig. 2.7.51 Características de acelerogramas calculados, modelo 1^{2.7.54}).



Fig. 2.7.52 Características de acelerogramas calculados, modelo 2^{2.7.54}).

 Cuando la relación de impedancia de la superficie es pequeña, como se ve en el modelo 1, las formas de onda se acercan a las del modelo unidimensional. Esta tendencia es más marcada en el modelo 1 que en el modelo 2.

2) En las partes donde las capas están inclinadas, se presentan ondas estacionarias en todos los casos analizados. Esto puede deberse a que los grupos de ondas difractadas que se propagan a través de las capas inclinadas llegan consecutivamente, con pequeñas diferencias en fase. Donde desaparece la inclinación vuelven a la tendencia mostrada en la forma unidimensional, ya que la relación de impedancia de las capas suaves es pequeña.



Fig. 2.7.53 Características de acelerógramas calculados, modelo 3^{2.7.54}).

iv) Comparación con las ondas sísmicas observadas en la Ciudad de México.

En la Fig. 2.7.54 se comparan la aceleración norte-sur medida en SCT con las calculadas para los puntos A y B del modelo 2. Se puede comentar lo siguiente:

1) Hay buena correspondencia entre las ondas senoidales estacionarias medidas y las calculadas.

2) Las aceleraciones calculadas tienen valores máximos mayores que las medidas. Esta diferencia podría deberse a que la onda excitadora se hizo incidir en el lecho, en donde Vs=2,500 m/s, y no en un estrato más arriba.



Fig. 2.7.54 Comparación de acelerógramas medidos y calculados, componente norte-sur de SCT^{2.7.54}).

En la Fig. 2.7.55 se comparan las aceleraciones este-oeste medidas en CDAO y CDAF con las calculadas para los puntos C y CD del modelo 3, con el fin de esclarecer la influencia de las ondas difractadas por el pequeño volcán en el sur del valle. Se comenta lo siguiente:

 Mientras que la onda calculada para el modelo 3 es estacionaria y concordante con la medida en la dirección este-oeste para el caso del uso del modelo 1, que es para una sección este-oeste, la forma de onda es predominantemente no estacionaria.

2) Estos resultados indican que la presencia de ondas estacionarias se debe a la interferencia de las ondas difractadas.

d. Modelo físico de suelo suave, basado en un recipiente con líquido.

Las ondas posteriores del sismo contenían ondas superficiales; también fue notoria la larga duración de 2 a 3 minutos de movimientos de gran amplitud causados por la compleja relación entre la topografía y la geología. El comportamiento del subsuelo está muy relacionado con el alto contenido de agua del subsuelo, que es de 300% en promedio. Mediante un experimento sencillo en el que el subsuelo se representó mediante un recipiente con agua, se investigó la influencia del pequeño volcán mencionado anteriormente.

La Fig. 2.7.57 es un esquema del experimento, llevado a la práctica como se muestra en la Foto 2.7.1. Con 8 cm de agua en el recipiente, se realizaron dos experimentos, el del inciso a) sin nada más que el recipiente y agua, y el de b), con un cono que representa el volcán, como se ve en la foto.

En el caso a), la tina se excitó mediante un ligero golpe dado al escritorio sobre el que descansaba, y como resultado se formaron ondulaciones en el agua de 1 a 2 cm que se movían hacia el centro del recipiente. La propagación es centrípeta, por lo que no solamente no disminuyen en amplitud conforme se mueven al centro, sino que hay partes en que aumentan por resonancia o enfoque.



Fig. 2.7.55 Comparación de acelerogramas medidos y calculados, componentes este-oeste de CDAO y CDAF^{2.7.54}).



Fig. 2.7.56 Comparación de acelerogramas medidos y calculados, componentes norte-sur de CDAO y CDAF^{2,7,54}).



a) Experimento A, sin el volcán

b) Experimento B, con el volcán





a) Experimento A, sin el volcán

b) Experimento B, con el volcán

Foto 2.7.12 Ondas concéntricas en la superficie de agua. Experimento de la tina.

Con el cono presente, las ondas generadas alrededor del cono fueron dispersadas por el mismo, y su amplitud disminuyó rápidamente con la distancia.

Este experimento es tan simple que no permite llegar a conclusiones firmes, sin embargo da algunas pistas sobre el surgimiento y propagación de ondas posteriores:

1) Es útil para entender el fenómeno en relación con SCT y CDA. Las ondas circulares concéntricas sugieren ondas de Rayleigh en el subsuelo. Las ondas posteriores de CDAO, mostradas en las Figs. 2.7.41 b) y 2.7.42 b), podrían tener por explicación un fenómeno similar al descrito. Al inicio de estos acelerógramas, y sobrepuesta a la curva obtenida con el modelo, se tiene la respuesta de la capa superficial, provocada probablemente por ondas similares a la SH.

2) Según la evidencia, parece que la amplitud de las ondas posteriores producto de la difracción aumenta hacia el centro del valle. Este fenómeno, junto con el comportamiento del valle mostrado en la Fig. 2.7.50, podría explicar el daño extraordinario en el centro de la ciudad. Aunque hay que señalar que el fenómeno de resonancia o enfoque habría sido mucho menor que en el experimento, dada la irregularidad del suelo.

3) Las ondas provocadas por el cono, junto con las de difracción, influyen mucho en las fases posteriores. Los acelerogramas de CDA tienen un comportamiento complicado parecido al del modelo, que sugiere la utilidad del mismo.

Por otro lado, aunque el experimento no puede asociarse con las ondas SH y Love, se puede suponer que su comportamiento es similar al de los puntos 2 y 3.

e. Comparación de movimientos sísmicos de la Ciudad de México con los de otras partes.

Es de interés comparar las características sobresalientes de los sismos de la ciudad de México tales como:

1) La gran amplitud de componentes de período largo.

2) La amplificación del suelo suave.

3) Las ondas estacionarias posteriores.

con sismos de otras partes. Se hace la comparación con sismos de Japón y los E.U.A.

(i) Fuerza de movimientos de períodos relativamente largos.

Comparativamente en Japón, hay más zonas de suelo suave y alta sismicidad sobre las que se asientan ciudades que en México y los EUA. En ellas se registran también sismos de períodos largos pero, exceptuando los sitios recientemente desecados, han sufrido menos destrucción que la observada en la Ciudad de México. Se muestran en la Fig. 2.7.58 espectros de zonas suaves en Japón, y del sismo de 1985 de la Ciudad de México.

Los espectros con h=0.001 son para "sloshing de tanque", y los de h=0.03 para edificios muy altos. Según las figuras, las velocidades en el rango de 2 a 4 seg de SCT, CDAO y Ohgatamura son mayores que 100 cm/s, y si h=0.1% alcanzan valores de velocidad de 1000 cm/s.

(ii) Amplificación en el suelo suave de la Ciudad de México.

Generalmente hay amplificación en la capa sedimentaria, y aún más en suelo suave. Se pensaba, sin embargo, que al aumentar la deformación aumentaba el amortiguamiento, de tal manera que no crecía tanto la amplitud.

De entre los muchos casos documentados de amplificación en la capa superficial, se presentan los de Ohgatamura durante el sismo del Mar de Japón-Parte Central de Honshu, y el de la Ciudad de México durante el sismo de 1985. Ambos sitios se parecen en que tienen una capa superficial de tierra desecada.



Fig. 2.7.58 Sv(T) de sismos donde se presentaron claramente periodos largos.

En la Fig. 2.7.59 se muestra cómo decae la máxima aceleración con la distancia desde el epicentro. La aceleración máxima es baja cerca del epicentro para ambos sismos. A partir de cien kilómetros de distancia desde el epicentro en adelante, la aceleración máxima registrada disminuye proporcionalmente en el caso de Ohgatamura, pero en el caso de México crece muchísimo una vez en el Valle de México. En el caso de Japón, la pendiente de disminución de aceleración con la distancia es muy grande. La aceleración máxima A_{max} en Ohgatamura es muy parecida en todas las estaciones de medición cercanas. No hay amplificación local notable. Si el comportamiento descrito del sismo de Ohgatamura se debió a amplificación en la capa dura, la entrada tuvo que ser pequeña. Por el contrario, si la entrada fue grande, el amortiguamiento tuvo que ser mayor que el de la Fig. 2.7.40. La onda destructora viajaba hacia el norte de la falla, en dirección opuesta a Ohgatamura, por lo que es probable que la entrada por el lecho haya sido pequeña. Como no hay suficientes estaciones de medición de movimientos fuertes en los alrededores de Oogatamura, se carece de información suficiente y es deseable ampliar esta investigación.

(iii) Ondas posteriores estacionarias de Ohgatamura y de la Ciudad de México.

Comparando minuciosamente los sismos de Ohgatamura con la Ciudad de México, en las Figs. 2.7.60 y 2.7.61 se muestran el mapa y el estratigrama de Ohgatamura^{2.7.60}. Los subsuelos de Hachirogata, donde se encuentra Ohgatamura, y el del lago de Texcoco son muy similares. Tienen formaciones superficiales similares de arcilla lacustre gruesa. Además, en ambos casos las capas miden 30 y 40 m hasta la capa de sostén o basamento, y tienen alto contenido de agua. En ambos casos Vs=50 m/s, y existe una costra superficial de varios metros. Difieren, sin embargo, en que el subsuelo de Ohgatamura no es de arcilla volcánica, y en que su contenido de agua no es tan alto como el de la Ciudad de México.



Fig. 2.7.59 Atenuación con la distancia de la máxima aceleración registrada durante los sismos de México y del Mar de Japón-Parte Central de Honshu.



Fig. 2.7.60 Región de Hachirogata, colocación del SMAC^{2.7.60}.

Se muestran en la Fig. 2.7.62 acelerogramas de los dos sismos. En ambos hay ondas estacionarias, y las duraciones son similares. Difieren, sin embargo, en que el inicio de la onda S en la dirección esteoeste de la estación CDAO no está claramente definido como en el caso del sismo de Ohgatamura, debido a la gran distancia de CDAO al epicentro (400 km).

profundidad (m)	ofundidad descripción nom (m)		velocidad de la onda P (m/s) 1,000	velocidad de la onda S (m/s) 0 100 200 300		
- 4			1,500	120		
8				50		
12		arcilla				
16			800			
20		arcilla		80		
24	·····	con arena	1,400	150		
28		arcilla				
32			1,100	220		
36		arena				
40		grava	1,600	330		

Fig. 2.7.61 Estructura del suelo donde está colocado el acelerómetro para movimientos fuertes^{2,7,60}.



Fig. 2.7.62 Acelerogramas de México y de Ohgatamura

En parte del subsuelo de Hachirogata, en especial en la oeste, hubo licuefacción durante el sismo. En Ohgatamura, la formación arenosa que podía licuarse está a una profundidad de entre 30 y 40m, pero según los informes existentes sobre puntos de observación de movimientos sísmicos fuertes no se licuó^{2.7,60)}. Hubo en cambio plasticidad, como lo señala el que el período fuera 30% más largo que el de microvibraciones. Por otra parte, un dique cercano a los puntos de observación se hundió entre 2 y 3 m.

Como se reporta en la Fig. 2.7.40, el subsuelo de Ohgatamura presenta deformación inelástica parecida a la de CDAO. Sin embargo, debe encontrarse una explicación al hecho que, de la forma de las ondas posteriores se desprende que el amortiguamiento calculado para Ohgatamura es pequeño, no obstante el bajo contenido de agua de la arcilla.

f. Conclusión

Se analizaron las características dinámicas del subsuelo del Valle de México, la amplificación que en él sufren las ondas sísmicas, y la aparición de ondas posteriores, a partir de los datos del sismo de 1985. Se puede concluir lo siguiente sobre el subsuelo de la Ciudad de México:

1) De la investigación sobre los períodos que sufren mayor amplificación, y de la medición de la velocidad de la onda de cortante V_s en cada punto de medición, se obtuvo lo siguiente: el período dominante tiende a ser de 2 a 4 seg, y la Vs de 40 a 70 m/s. Estos valores son mucho menores en promedio que los deformaciones similares en Japón.

2) En comparación con la arcilla de aluvión de Japón, la deformación inelástica de la arcilla lacustre de la Ciudad de México es pequeña. Esto se debe al origen volcánico de esta formación, y al alto contenido de agua de la misma.

3) La gran amplificación para períodos dominantes de alrededor de 2 seg en el centro de la Ciudad de México es causada por la excitación de la capa suave superficial cuyo espesor es de 30 a 40 m. Además, analizando el sismo cualitativamente mediante un modelo consistente en una tina con agua, excitada mediante impactos externos, se concluye lo siguiente:

4) La aceleración en la capa suave fue mayor cerca de la frontera del valle donde incidió la onda sísmica. Es esta zona donde hubo mayor destrucción.

5) Las ondas posteriores estacionarias de CDAO y CDAF se deben, muy probablemente, a la difracción ocasionada por la inclinación de los estratos subterráneos, y al pequeño volcán situado en el sur del valle.

6) En el experimento de la tina, las ondas concéntricas que se provocan en la superficie del agua mediante un ligero impacto, que viajan de la periferia hacia el centro, chocan con el cono que representa el volcán, y son reflejadas a 90 grados.

Se investigó el caso de la incidencia de ondas SH en una y dos dimensiones, y queda pendiente el de las ondas SV. También deben confirmarse las condiciones de formación arcillosa lacustre, y analizarse la elasto-plasticidad de este y otros modelos visco-elásticos.

El sismo del Mar de Japón-Parte Central de Honshu de 1983 fue similar en magnitud y carácter al de México del 19 de septiembre de 1985. Además, los subsuelos de ambos lugares son similares. De la comparación de los mismos se llega a las siguientes conclusiones: 7) Son muy parecidos los acelerógramas este-oeste de CDAO y norte-sur de Oogatamura. En ambos se observan ondas de cuerpo y superficiales, en la onda de cuerpo crece el período conforme transcurre el sismo, debido probablemente a la plastificación del subsuelo.

El presente trabajo es una síntesis y extensión de los artículos preparados por Tokiharu Ohta, Masato Motosaka, Katsuya Takahashi, Shigeto Hiehata, Masaki Kamada, Eiji Kitamura, Masamitsu Miyamura, Shuichi Kamagata, Tomonori Ikeura, Atsunobu Fukuoka de la constructora Kajima. Se recibieron valiosos comentarios del doctor Takuji Kobori.

Los datos utilizados en este trabajo fueron proporcionados por la UNAM en la cinta digital MX0003. Se agradece al profesor J. Prince del Instituto de Ingeniería y al personal dedicado a la observación de movimientos sísmicos fuertes, su valiosa ayuda.

2.7.6. Características de propagación de ondas sísmicas en suelos suaves.

a. Introducción.

Se cuenta con registros del sismo del 19 de septiembre de 1985^{2.7.61}) obtenidos en las 11 estaciones de medición de movimientos fuertes que había instaladas en la Ciudad de México y sus cercanías. Aunque estos acelerómetros no eran iguales, y no constituían una red, se puede obtener información similar a la que se obtendría con un arreglo, gracias a que se conoce la hora de inicio del registro y la polaridad de cada acelerómetro. Por consiguiente, en este trabajo se calcula la velocidad de propagación de la onda sísmica, y se analiza la propagación de ondas en suelos suaves a partir de los registros de aceleración en la superficie, mediante el "método tripartita"^{2.7.62}.

b. Registros del sismo y estructura geológica.

Se emplearon los acelerógramas de las siguientes 5 estaciones de medición:

clave	estación			
CUIP	Idel Patio, UNAM]		
SXVI	Sismex Viveros]		
TACY	Tacubaya			
CDAF	Central de Abasto-frigorífico			
SCT1	Secretaría de Comunicaciones y Transportes			

La localización de las estaciones puede verse en la Fig. 2.7.65. De cada estación se utilizaron las tres componentes de aceleración.

El intervalo de muestreo de Tacubaya es de 0.03 seg, y el de las otras estaciones de 0.02 seg. Antes de hacer el análisis de Fourier, se modificó el intervalo de Tacubaya a 0.02 seg, mediante la aplicación del Teorema de Muestreo^{2.7.63)}.

Se muestra en la Fig. 2.7.65 la división geológica de la Ciudad de México según Esteva y colaboradores del Instituto de Ingeniería de la UNAM^{2.7.64}. Las estaciones CUIP y TACY están sobre el suelo duro de las colinas, mientras que CDAF y SCT1 sobre suelo blando de la zona lacustre. SXVI, según esta referencia, está en suelo duro, aunque según Marsal^{2.7.65}, pertenece ya a la zona de transición.

Se calcularon los espectros de potencia por el método de entropía máxima^{2.7.66)} de las direcciones

norte-sur y vertical de las cinco estaciones. Los resultados se muestran en las Figs. 2.7.63 1), 2). La amplitud máxima del espectro y la frecuencia a la que ocurre la misma varían dependiendo del punto de observación. Para todas las componentes verticales, y para la norte-sur de CDAF y SCT1, la amplitud máxima se encuentra en el intervalo 0.2-0.6 Hz. Las vibraciones se concentran en una banda estrecha a baja frecuencia.









2) componente vertical Fig. 2.7.63 Espectro de potencia de los acelerogramas medidos.



Fig. 2.7.64 Explicación de símbolos del método de observación tripartita.



Fig. 2.7.65 Dirección de propagación y velocidad de las ondas sísmicas. Nota: según Marsal, SXVI se sitúa en la zona de transición.

c. Dirección y velocidad de ondas sísmicas basadas en el retraso del coeficiente de correlación cruzada.

Se calcularon las características aproximadas del sismo de la siguiente manera. Se determinaron de los registros de aceleración, mediante la función de ventana tipo caja (box), las componentes del rango 0.1-1.0 Hz, que abarcan la mayoría del espectro de potencia.

El tiempo de retraso que es el de propagación de las ondas sísmicas entre dos estaciones de medición; constituye el tiempo para el que el coeficiente de correlación cruzada entre las dos estaciones es máximo. La dirección de la propagación horizontal de cada componente se calcula según el método de observación tripartita. Se emplea para el análisis los triángulos formados por los siguientes puntos de observación:

(a) TACY-CUIP-SXVI (b) TACY-SXVI-SCT1 (c) TACY-SXVI-CDAF (d) TACY-CDAF-SCT1

El triángulo (a) tiene características de propagación de suelo duro, y el (d) de suelo suave. Se incluye en todos a TACY porque es la primera estación que empezó a registrar el sismo, y porque lo registró en su totalidad. Se obtuvieron mediante el método tripartita la dirección θ y la velocidad de propagación de la siguiente manera:

 $\tan \theta = (t_{xy} * l_{xz} / l_{xy} * t_{xz} - \cos \alpha) / \sin \alpha$

 $V = l_{xz} * \cos \theta / t_{xz}; V \ge \theta$

En donde t_{xy} y t_{xz} son los tiempos de propagación de TACY a las otras dos estaciones que forman el triángulo. El arreglo geométrico puede verse en la Fig. 2.7.64, y en la Fig. 2.7.65 se presentan los resultados. Se obtuvieron las siguientes velocidades de propagación:

 $0.086 \le V_{UD} \le 1.94$ [km/s], en donde V_{UD} es la componente vertical de velocidades.

 $0.042 \le V_{NS} \le 0.435$ [km/s], en donde V_{NS} es la componente norte-sur de velocidades.

 $0.119 \le V_{EW} \le 0.43$ [km/s], en donde V_{EW} es la componente este-oeste de velocidades.

 V_{NS} y V_{UD} de (d) son una décima parte de los valores de (a), y V_{EW} de (d) es la mitad del determinado en (a). La velocidad de propagación disminuye conforme se hace suave el subsuelo. No se obtuvo una dirección de propagación común a todos los puntos de observación, en ninguna de las componentes.

d. Dirección y velocidad de propagación de ondas sísmicas basadas en el tiempo de atraso de fases.

Se calcula la dirección y velocidad de propagación en el rango de oscilaciones medido, mediante el método tripartita. Se aplica 20 veces la ventana Hanning, para suavizar los espectros cruzados. De la diferencia de fases se obtuvo el tiempo de retraso de grupo, y se tomó como tiempo de propagación. La velocidad de propagación obtenida es la de grupo, en el plano horizontal. Las estaciones utilizadas en esta medición fueron las mencionadas en (c). Se muestran en las Figs. 2.7.66 1) y 2) las direcciones de propagación de las componentes nortesur y vertical para cada uno de los triángulos. En las mismas, el eje vertical es la dirección de propagación en grados. Los ángulos son medidos a partir del eje Y, que es la dirección norte-sur, y son positivos si la dirección tiene componente al este, y negativos si tiene componente al oeste. La línea continua de a) señala la dirección hacia el punto de observación desde el epicentro, aproximadamente N70°E, y la punteada la dirección opuesta, aproximadamente N110°O. En la figura se ve que las componentes norte-sur y vertical están distribuidas cerca de estas dos líneas. Las direcciones de propagación cercanas a la línea punteada podrían deberse a la reflexión de las ondas incidentes en la transición de suelo duro-suelo suave cercana a las estaciones TACY y CUIP. Se requiere investigar mejor este punto.

En la Fig. 2.7.66 d) se marcan con líneas continuas las direcciones de propagación de las componentes norte-sur y vertical, y con líneas punteadas las direcciones opuestas para el triángulo (d) de la Fig. 2.7.65. En este caso, las direcciones de propagación coinciden casi todas sobre estas líneas. La dirección de propagación que está distribuida cerca de la línea punteada es la dirección no captada por c). En promedio, las direcciones de d) en función de la frecuencia son norte-sur, y las de b) y c) dispersas, aunque se observa cierta tendencia norte a sur, si se las compara con las de a). No se puede aclarar de estos resultados la causa de la diferencia de dirección de propagación entre suelo duro y suave. Las direcciones de propagación de la componente este-oeste, que no aparece en la Fig. 2.7.66, son muy parecidas a las de las componentes norte-sur y vertical.

Se muestran en las Figs. 2.7.67 1) y 2) las velocidades de grupo de las componentes norte-sur y vertical. La línea continua horizontal de cada figura es la velocidad de propagación obtenida en c). No se aprecia en las figuras ninguna distribución regular en función de la frecuencia. Lo que sí queda claro, sin embargo, es que más de la mitad de las velocidades de grupo son inferiores a 1 km/s, y que la velocidad de d) es inferior a la de a). Se observa que por lo general, la velocidad de grupo en suelo suave es muy baja.

e. Conclusión.

A partir de los registros del sismo, se calculó la dirección y velocidad de propagación de las ondas del sismo, empleando el método de cálculo tripartita, con los resultados siguientes:

 Se confirmó que la velocidad de propagación de las ondas en el suelo suave del antiguo lago es muy baja comparada con la del suelo duro del oeste de la ciudad.

2) La dirección de propagación de las ondas en suelo suave es diferente de la del suelo duro del oeste de la ciudad. Según el análisis, en el caso del suelo duro, la dirección de propagación está sobre la línea que une al epicentro con la estación de medición, y en suelo suave se desvía hacia el norte-sur.

Queda pendiente la tarea de analizar la propagación de ondas verticales y oblicuas, ya que con el método empleado no se puede realizar.

Los registros digitalizados del sismo utilizados en este trabajo fueron proporcionados por el profesor J. Prince, en ocasión del Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica.

Se agradece al estudiante de posgrado Satoru Kurita por haber efectuado el procesamiento de las señales sísmicas, y al entonces estudiante Tomonori Aiba, quien elaboró los dibujos del trabajo.







2) Componente vertical

Fig. 2.7.66 Dirección de propagación de ondas sísmicas basadas en tiempo de retraso del grupo de ondas.







2) Componente vertical

Fig. 2.7.67 Velocidad de grupo de las ondas, basada en el tiempo de retraso de grupo.

3. DAÑOS EN CONSTRUCCIONES.

3.1. Construcciones de concreto reforzado (CR) de la Ciudad de México.

3.1.1. Síntesis y descripción de los daños.

a. Método de investigación.

Durante los dos meses posteriores al sismo, varios grupos de investigación japoneses evaluaron los daños sufridos por los edificios de CR de la Ciudad de México. Los grupos eran del gobierno, de universidades y de compañías privadas; y sus investigaciones abarcaron tanto aspectos particulares como generales. En este capítulo se presentan los resultados de las mismas, lo más ampliamente posible¹.

Para facilitar la localización de las construcciones dañadas en mapa, se dividió el área de investigación, que abarca una zona del Centro de la Ciudad de México, como se ve en la Fig. 3.1.1.

(i) Método de investigación utilizado en todos los casos.

Es importante, sobre todo en el caso de un gran sismo que ha cobrado muchas víctimas, tener idea de las características de las construcciones del lugar, así como de la tendencia y grados de daños, para esclarecer las causas de los mismos. Se ha planteado la hipótesis de una estrecha relación entre las características del suelo y los daños en los edificios, y para ponerla a prueba es necesario inspeccionar los edificios del área, aún los no dañados, y evaluarla estadísticamente. Idealmente, la inspección tendría que abarcar toda la zona con daños, pero dada la extensión de la misma en comparación con el personal y tiempo disponibles, el estudio se limita a la zona más dañada, marcada con línea punteada en la Fig. 3.1.1 (áreas I a V). Esta zona está urbanizada sobre un antiguo lago, y actualmente tiene una capa de arcilla muy gruesa con un largo período de resonancia de 2 seg (medido mediante el método de microvibraciones). Aparte de esta área se efectuaron investigaciones intensivas en los 33 edificios del Centro Médico Nacional y en la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (UNT).

De cada edificio inspeccionado se anotaron datos sobre el exterior, el tipo de construcción, el número de pisos y el grado de daño. Se identificaron cuatro tipos de construcción: de concreto reforzado (CR), de mampostería (M), de acero (A), y compuesta a base de acero y concreto reforzado (ACR), aunque fue dificil clasificar muchas de las de baja altura, por caer entre los tipos de CR y de M. El número de pisos se determinó fácilmente, y en el caso de edificios derruídos en forma de emparedado, se contó el número de losas que yacían apiladas. En el caso de aquéllos cuya planta se reducia drásticamente con la altura, se contó hasta el piso más alto con dimensiones similares a los inferiores. Debido a que tenía dos meses de ocurrido el sismo, los escombros de algunos edificios ya habían sido removidos, por lo que fue difícil esclarecer las características originales de los mismos, así como el estado en que quedaron después del evento. Los grupos de investigación utilizaron diversos criterios para evaluar el grado de daños, pero en este informe se trata de ajustar a uno solo, el del Informe Sobre los Daños Causados por el Sismo de Alta Mar de la Prefectura de Miyagi de 1978 (Sociedad de Arquitectos de Japón, Feb.,1980), aunque modificado como se muestra en la Tabla 3.1.1. La inclinación de los edificios, frecuente en el caso del sismo de la Ciudad de México, se clasificó con el criterio utilizado en el caso del sismo de Niigata:

¹⁾ Datos proporcionados por : JICA, Grupo de Investigación de la Asociación de Arquitectos de Japón, Grupo de Investigación Científica del Ministerio de Educación y la Compañía Obayashi.

rango	inclinación (grados)	grado de daño
П	<1	pequeño
III	< 2.5	mediano
IV a VI	> 2.5	grande

Los edificios derruídos se clasificaron en el rango VI. Es posible que en general los daños hayan sido subestimados, al no haberse incluido en la evaluación el estado del interior de los mismos.



Fig. 3.1.1 Zonas investigadas (I-IV).

rango	rango daño despreciable		descripción de los daños
daño despreciable	I	Los daños en columnas, muros estructurales y muros no estructurales, son de despreciables a menores (incluye los elementos no dañados).	
daño pequeño	п	En construcciones de CR, los daños en columnas y muros de carga son menores, pero se observan grietas por cortante en muros no estructurales y es- caleras.	
daño mediano	ш	Las columnas presentan grietas típicas por flexo- cortante y por flexión, y los muros de carga grietas por cortante. También los muros y elementos no estructurales presentan grandes daños.	
daño grande	IV	Producto de grietas por cortante y flexión en las columnas, se descubren y pandean las varillas. En los muros se presentan grandes grietas por cortante, reduciéndose la resistencia.	
colapso parcial	V	Al sufrir daños mayores las columnas y los muros de carga, se desploma una parte del edificio.	There
colapso total	VI	Al sufrir daños mayores las columnas y muros de carga, se desploma completamente el edificio.	MXXX I

Tabla 3.1.1 Clasificación de los daños¹⁾.

¹⁾ Versión modificada del método presentado en el Informe Sobre los Daños Causados por el Sismo en Alta Mar frente a la Prefectura de Miyagi de 1978 (Sociedad de Arquitectos de Japón).

(ii) Método de investigación de edificios específicos.

De cada edificio, se obtuvieron las dimensiones, incluyendo el área de la planta, y se elaboró un plano, para el análisis de primer nivel. Se midió también la resistencia del concreto mediante la prueba de rebote de martillo.

Se estudiaron el plano del edificio, la resistencia del concreto y los resultados de la medición de microvibraciones, con base en los criterios de 3.1.1), y en el estándar japonés de evaluación de segundo nivel. En algunos casos, se sugiere cómo reforzar el edificio. Los resultados de los análisis se encuentran en el inciso 3.1.3.

b. Generalidades sobre los daños.

(i) Daños en el área I

El área I tiene en la dirección este-oeste 1 km de ancho, y está delimitada por el Eje Central Lázaro Cárdenas y la Av. Pino Suárez. En la dirección norte-sur, empieza en la Plaza de la Constitución,

y termina 2.8 km al sur de la misma. Se investigaron 2,536 edificios. En la Tabla 3.1.2 se muestra la distribución de daños en función del número de pisos. En esta área predominan los edificios coloniales, y el 80% del total de los mismos es de 3 niveles o menos, y construcción tipo M. En la Fig. 3.1.2 se muestra gráficamente la distribución porcentual del daño en función del número de pisos. Como se puede ver, hubo más daño en edificios de más de 10 pisos.

rango de daño	I	п	ш	IV	V	VI	total
núm. de niveles				3. J			
1	523	38	9	2			572
2	903	90	34	6	5		1,038
3	353	43	13	6	3	5	423
4	191	12	5	3	2		213
5	119	8	4		2	1	134
6	51	7	1	1			60
7	23	5	3			4	35
8	17	2	1		1		21
9	6	1	1	2		2	12
10	3	2	1		3		9
11	2	1		1			4
12			3			1	4
13			4	1	1		5
14			1				1
15		2	1				3
16				1	1		2
17							
total	2,191	211	81	23	17	13	2,536

Tabla 3.1.2 Estadísticas de daños en el área I.



Fig. 3.1.2 Distribución porcentual de daños en función del número de pisos, en el área I.

(ii) Daños en el área II.

Esta área es una franja de 0.6 km², delimitada por el Eje Central Lázaro Cárdenas y la Av. Cuauhtémoc. En la misma hay edificios de oficinas de alturas entre mediana y alta, viejos edificios de departamentos de pocos pisos, y conjuntos de edificios de departamentos nuevos de alturas entre baja y mediana. Es una zona donde el suelo está en proceso de hundimiento continuo. Se investigaron en la misma 203 edificios, y se muestran los resultados en la Tabla 3.1.3. El 49% de los edificios no sufrió daños, porcentaje pequeño si se compara con el de 86% de edificios sin daños del área I. En la Fig. 3.1.3 se muestra la distribución de daños correspondiente. Sobresale que el 40% de los edificios de entre 7 y 9 niveles se hayan desplomado, aunqué como había solamente 15 edificios en esta categoría, no se pudo hacer una conclusión confiable.



Fig. 3.1.3 Distribución porcentual de daños en función del número de pisos, en el área II.

rango de daño	I	п	ш	IV	v	VI	total
núm. de niveles							
1	28	10	1			1	40
2	33	14	4			1	52
3	18	10	2	3			33
4	7	7	2	2		1	19
5	10	12	2			-	24
6	1	5			1		7
7	3		2	2	2	2	11
8							
9				2	1	1	4
10			3	1	1	-	5
11							
12			3	1			4
13							
14							
15			4				4
16							
17							
total	100	58	23	11	5	6	203

Tabla 3.1.3 Estadísticas de daños en el área II.

(iii) Daños en el área III.

El área es una franja de 0.85 km², situada en la parte sur de la Colonia Roma, delimitada por las avenidas Cuauhtémoc e Insurgentes. Hay muchas construcciones de mampostería de pocos pisos, y pocos edificios altos. Se investigaron 1,029 edificaciones con las características mostradas en la Tabla 3.1.4, y la distribución de daños en la Fig. 3.1.4. Los daños en esta área son parecidos a los del área I.



Fig. 3.1.4 Distribución porcentual de daños en función del número de pisos, en el área III.

rango de daño	I	п	III	IV	v	VI	total
1	55	5	1	3			64
2	475	40	8	5	8	2	538
3	148	13		1	1		163
4	56	20	3	1	1		81
5	60	30	1		2	2	95
. 6	23	12			2	1	38
7	15	8		1			24
8	6	5	2				13
9	1	3			1		- 5
10	1	3					4
11		1	1				2
12			1				
13							
14							
15				a -	-		5
16							
17						1	2
total	840	141	16	11	15	6	1,029

Tabla 3.1.4 Estadística de daños en el área III.

(iv) Daños en el área IV.

El área está situada al norte de la III, en la Colonia Roma, y comprende las zonas A-7 y B-7 de la Fig. 3.1.1. El número de edificios investigados fue 463, con las características señaladas en la Tabla 3.1.5, y una distribución de daños como se muestra en la Fig. 3.1.5. No obstante que esta área es contigua al área III, en la misma se concentran los daños en edificios con número de niveles entre 7 y 13.

(v) Daños en el área V.

El área es una franja de 0.4 km², situada al sur de la Alameda Central. Es el área marcada en la Fig. 3.1.1 con C-5 y C-6. En la parte norte de la misma hay comercios, y tiene muchos edificios altos. Se investigaron 303 edificios, 39% de los cuales son de 3 pisos o menos, siendo este porcentaje menor que el de otras áreas. En la Tabla 3.1.6 se presenta la clasificación de los edificios en función del número de pisos y grado de daño, y en la Fig. 3.1.6 la distribución porcentual de daño. Sobresale que el 15% de los edificios de entre 7 y 9 pisos se desplomaron.

rango de daño núm. de niveles	п	III IV	.V	VI	total
1	19				19
2	141	-		1	142
3	119	1	2	-8	122
4	73		1		74
5	38	2	2	1	43
6	21		1		22
7	8	3	2	1	14
8	1	3			4
9	3	2		3	8
10		1	1		2
11	2	3			5
12	1	2		1	4
13					
14	1		1.1		1
15	1				1
16					
17	1				1
desconocido				1	1
total	429	17	9	8	463

Tabla 3.1.5	Estadística	de daños	en el	área IV.
* *** *** * * * * *	2001010101000			

171

CENTRO MACIONAL DE PREVENCION DE DESASIRES



Fig. 3.1.5 Distribución porcentual de daños en función del número de pisos, en el área IV.

rango de daño núm. de niveles	I П	III IV	V	VI	total
1	9	1			10
2	60				60
3	48				48
4	46				46
5	55			2	57
6	20		2		22
7	12		1	1	14
8	3	3			6
9	9	1	2	1	13
10	6			1	7
11	5	3			8
12	2	1	1		4
13	1	1			2
14	1	1			2
15	1				1
16					
17		1	1		2
20	1				1
total	279	12	7	5	303

Tabla 3.1.6	Estadística	de daños	en el	área V.



Fig. 3.1.6 Distribución porcentual de daños en función del número de pisos, en el área V.

vi) Comentarios sobre los resultados de las investigaciones.

En la Fig. 3.1.7 y la Tabla 3.1.7 se muestran los resultados combinados de las zonas anteriores, que como se puede apreciar en la Fig. 3.1.1, representan un poco más del 20% del área del Centro de la Ciudad. El 73% de los 4,533 edificios investigados eran de 3 niveles o menos, de los cuales el 94% sufrió daños pequeños o despreciables (rangos II y I). Se contaron 87 construcciones parcial o totalmente derruídas, con una distribución por alturas como sigue: 29 tenían de 1 a 3 niveles, 22 de 4 a 6 niveles, 25 de 7 a 9 niveles, 8 de 10 a 13 niveles, y los restantes tenían 14 o más niveles. Un gran número de edificios, el 10% de los que sufrieron algún daño, tenían 7 o más niveles. Esto se debe principalmente a que el período propio o fundamental de los mismos coincidía con el período dominante del sismo. Esta zona, donde antiguamente estuvo el lago, tiene subsuelo suave con período dominante largo, por lo que los edificios de pocos niveles y gran rigidez sufrieron pocos daños.

rango de daño núm, de niveles	I, II	III, IV	V, VI	total
1 - 3	3,195	100	29	3,324
4 - 6	885	28	22	935
7 - 9	131	28	25	184
10 - 13	31	30	8	69
14 o más	10	9	3	21
total	4,252	195	87	4,533




c. Características de los daños.

En el presente reporte se comenta sobre el daño total sufrido por cada edificio, y sobre los daños en elementos estructurales como columnas, losas, vigas y muros.

(i) Tipos de daño total en edificios.

Colapso total.

 En forma de emparedado, debido a falla por compresión de las columnas, o a la falla de las uniones losa-columna. Se muestra un ejemplo en la Foto 3.1.1. El número entre paréntesis del edificio corresponde a los números de la tabla del inciso 3.1.2.

2) Al fallar y levantarse en vilo la cimentación (Foto 3.1.2).

3) Al desplomarse la estructura de techo en edificios de grandes claros como cines (Foto 3.1.3).

② Colapso parcial.

1) Colapso de los pisos superiores (Foto 3.1.4).

2) Colapso de pisos intermedios (Foto 3.1.5).

3) Colapso de una esquina de la estructura (Foto 3.1.6).

Cualquiera de estos tipos de falla fueron características de este sismo.

③ Inclinación de la estructura.

Algunos edificios se inclinaron con el sismo, aunque hay que aclarar que en la Ciudad de México, muchas construcciones pierden la verticalidad lentamente, de cualquier modo, debido a la suavidad del subsuelo y a problemas de asentamientos diferenciales (Foto 3.1.7).

Choques con edificios contiguos.

Con el sismo, se registraron un gran número de casos de choques entre edificios, propiciados por la pequeña separación entre los mismos que ocasionaron con frecuencia daños considerables, como se muestra en la Foto 3.1.8.

6 Otras maneras de colapso.

Algunos edificios de PB flexible (p. ej. edificios con PB destinada a estacionamiento) se derrumbaron al pandearse las columnas por efectos de esbeltez. Otros edificios, con muros concentrados en un extremo, se desplomaron al desarrollarse efectos torsionales excesivos.



Foto 3.1.1 Edificio de escuela totalmente destruido (edificio 66).



Foto 3.1.2 Edificio de conjunto habitacional cuyos cimientos quedaron levantados en vilo (edificio 166).



Foto 3.1.3 Sala de cine cuyo techo, de estructura de acero, se vino abajo (edificio 163).



Foto 3.1.4 Edificio de hotel, con parte superior destruida (edificio 39).



Foto 3.1.5 Edificio de oficinas con pisos intermedios destruidos (edificio 17).



Foto 3.1.6 Edificio de oficinas con una esquina destruida (edificio 139).



Foto 3.1.7 Edificio inclinado (edificio 278).



Foto 3.1.8 Edificio de usos diversos, dañado al chocar con el edificio contiguo (edificio 173).

(ii) Modos de falla de elementos estructurales.

1 Daños en las columnas.

En México, la sección transversal de las columnas es generalmente pequeña, y es común que disminuya rápidamente con la altura. Por otra parte, frecuentemente el remate de los estribos se hace a 90 grados, por lo que su adherencia al concreto es insuficiente. Estas deficiencias causaron que en el sismo fallaran las columnas a compresión, que se pandearan las varillas principales y que se abrieran los estribos, como se ve en la Foto 3.1.9. También se presentaron muchos casos de fractura o falla de columnas por esfuerzos cortantes, en columnas cortas por un lado, y en aquéllas con poco refuerzo lateral o de confinamiento por otro (Foto 3.1.10). Otro tipo de falla consistió en el desprendimiento del concreto

de recubrimiento de las varillas de refuerzo, por estar concentradas en paquetes en las esquina de la columna (Foto 3.1.11). También hubo daños, aunque no estructurales, en páneles y ladrillos de los acabados de las columnas (Foto 3.1.12).



Foto 3.1.9 Falla de la columna por compresión y pandeo del refuerzo longitudinal. Las varillas principales se concentraban en paquete en una esquina de la columna, y el remate de los estribos estaba a 90 grados.



Foto 3.1.10 Daño por esfuerzo cortante en columnas, provocado por el acortamiento de la altura libre de la columna debido a la presencia de vigas de gran peralte.



Foto 3.1.11 Falla en columna por desprendimiento del concreto de recubrimiento de las varillas de la misma. Producto de la cercanía entre varillas principales instaladas en paquete.



Foto 3.1.12 Daños en el acabado de una columna.

② Daños en vigas.

Aunque en la Ciudad de México hay pocas construcciones de marcos rígidos de vigas y columnas, hubo edificios de este tipo dañados en el sismo. Por ejemplo, se encontraron vigas fracturadas por esfuerzo cortante, así como varillas que se rompieron por tensión al formarse las articulaciones plásticas en la zona de uniones viga-columna, por efecto de la flexión (Foto 3.1.13).

③ Daños en losas.

Las estructuras de losa plana aligerada, como la mostrada en la Foto3.1.14, son comunes en la Ciudad de México desde los años 60. Las losas pueden ser huecas, o de elementos prefabricados huecos rellenos de concreto. La causa del daño en los edificios de este tipo fue la falta de consideraciones antisísmicas para unir columnas y vigas (nervaduras principales). El punzonamiento de las losas hace en muchos casos que se desplome el edificio (Fotos 3.1.15, 3.1.16a y 3.1.16b).



Foto 3.1.13 Falla provocada por flexión en vigas. Como se ve, las varillas principales se rompieron (edificio 399).



Foto 3.1.14 Pisos de losa plana aligerada.



Foto 3.1.15 Falla por punzonamiento de losas planas de pisos (edificio 100).



(a) Toma desde arriba de un punzonamiento de unión losa-columna (edificio 368).



(b) Toma desde abajo de un punzonamiento en la unión losa-columna. Se nota el deslizamiento relativo entre losa-columna (edificio 368).

Foto 3.1.16 Fallas por punzonamiento de capiteles (edificio 368).

④ Daños en las uniones viga-columna.

Hubo daños debido a la debilidad y escasez de los estribos en la unión entre las columnas y vigas, por un lado, y vigas y losas por otro (Foto 3.1.17).



Foto 3.1.17 Daños de las uniones viga-columna. Se nota la escasez de estribos en las uniones.

(5) Daños en los muros.

En las construcciones de la Ciudad de México son comunes las muros exteriores de mampostería de bloque de concreto, a veces reforzados con diagonales de concreto, confinados en los

marcos de la estructura de vigas y columnas. Aunque estos muros no son estructurales, aumentan la rigidez de la estructura y soportan esfuerzos en caso de sismo. Muchos muros de este tipo fallaron durante el sismo porque las diagonales de concreto tenían pocas varillas o longitud de fijación a los marcos (Fotos 3.1.18 y 3.1.19).

Hay pocas construcciones de CR en las que los muros forman parte de la estructura. Entre los inspeccionados no se encontraron daños.





Foto 3.1.18 Huecos dejados por muros de tabique que se cayeron.

Foto 3.1.19 Falla de los diagonales CR en muros de mampostería.

d. Generalidades sobre el origen de los daños.

Se presentan a continuación aspectos generales de los daños en construcciones de CR, causados por el sismo de 1985. En el inciso 3.1.3 se presentan resultados de investigaciones detalladas de algunos edificios.

Fuerzas externas.

La máxima aceleración en la zona del antiguo lago fue mayor a 200 gal en algunos puntos, debido a la amplificación del subsuelo. Fue más de 3 veces mayor que la prevista en los códigos de diseños, de 60 gal, por lo que hubo grandes daños.

Resistencia y ductilidad.

En general, la sección transversal de las columnas era pequeña, en comparación con la requerida para resistir el sismo, y la ductilidad de las mismas era pequeña debido a la inadecuada distribución de refuerzo lateral. La cantidad de refuerzo era además insuficiente, y el espacio entre el mismo grande. Por otro lado, se encontraron muchos remates de estribos a 90 grados en lugar de a 135 grados. Una deficiencia más encontrada fue la concentración de varillas en paquetes en las esquinas de las columnas. Los defectos mencionados causaron fallas a compresión, fallas por cortante y desprendimiento del concreto de recubrimiento de las varillas, respectivamente.

El número reducido de estribos en las uniones viga-columna restó ductilidad en muchos edificios, e hizo que no resistieran el intenso sismo.

Rigidez.

Las construcciones de losa plana tienen poca rigidez horizontal, que combinada con el movimiento rotacional de la estructura de cimentación ("rocking"), hizo que aumentara mucho el efecto P-D, provocando destrucción.

Aunque los muros de mampostería en marcos de concreto no son estructurales, contribuyen a hacer más rígida la construcción, y en caso de sismo quedan sometidos a esfuerzos cortantes. En los edificios con muchos muros de este tipo se registraron pocos daños; sin embargo en los casos en que sí hubo daño, este se concentró en dichos muros, quedando la estructura en buen estado. Hubo casos en los que estos muros, por su localización asimétrica, contribuyeron al aumento de los daños en la estructura, al propiciar efectos torsionantes. Por otro lado, la caída o falla de estos muros hace que se desplacen los centros de gravedad y rigidez, y que se alargue el período natural del edificio.

Deformación.

En la Ciudad de México, las edificaciones suelen estar muy cerca una de otra. Cuando dos edificios altos cercanos son muy flexibles, pueden durante un sismo llegar a chocar entre sí y dañarse, sobre todo en los lugares de contacto. En ocasiones los impactos llegan a provocar la destrucción total de las estructuras.

Uso del edificio.

La distribución de la carga viva se estima al diseñar el edificio. Si la misma llega a ser mucho mayor que lo previsto, las características dinámicas se modifican, pudiendo causar efectos destructivos imprevistos.

Otros.

Entre los edificios que habían sufrido daños en sismos anteriores y que no fueron correctamente reparados y reforzados, hubo algunos que sufrieron daños todavía mayores. Por otro lado, los edificios que estaban resintiendo daño lento pero continuo por hundimiento del subsuelo, vieron acelerado su proceso de degradación.

3.1.2. Lista de daños.

a. Centro de la Ciudad.

La Tabla 3.1.8 es una síntesis de daños de rango II o mayor en edificios de CR. La clasificación es la de la Tabla 3.1.1, y la división en zonas la de la Fig. 3.1.1. Por otra parte, en las notas, donde dice "véase la investigación particular..." se refiere a que se describe detalladamente ese edificio en el inciso 3.1.3. El número total de edificios en la lista 3.1.8 es de 412, 48 de los cuales sufrieron colapso total (rango VI), 67 colapso parcial (rango V), 53 sufrieron daño mayor (rango IV), 84 daño mediano (rango IV) y 153 edificios sufrieron daños entre despreciables y pequeños (rangos I y II). No se pudo clasificar los edificios restantes porque ya habían sido totalmente demolidos cuando se realizó la inspección.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
1	Lado oeste A-1	1	6F	Departa- mentos	Agrietamiento por cortante en columnas del 1 ^{er} nivel (forma de X). Falla de muros inte-riores no estructurales de tabique, daño de vidrios de ventanas.	П		IAJ ^{*1} (RC-3)
2		2	4F	Tienda de ropa, tala- vartería. Restante: locales	Signo de falla por aplasta- miento en parte superior de columnas, agrietamiento por adherencia en columnas. Falla en muros de tabique exteriores, daño en vidrios de ventana.	ш		IAJ (RC-3)
3	A-4	1	4F			VI	Evacuado duran- te la visita (1985/10/22). (lado noroeste del monumento a la Revolución).	Obaya- shi*2
4		2	4F		Falla del panel-losa en el lado este de azotea.	ш	Daño severo por choque con edi- ficio contiguo (norte del monu- mento a la Revo- lución)	
5		3	11F	Hotel	Debido a falla total de un nivel intermedio, el edificio en su totalidad se observa inclinado (la porción iz- quierda, vista de frente). Indicios de choque y golpe- teo con edificios vecinos, provocando el daño por trabajo conjunto.	v	Concentración del refuerzo. El acero era cor- rugado normal. Plaza del monu- mento a la Revo- lución.	IAJ (RC-3). Obaya- shi. JICA
6		4	11F		Daños provocados por cho- que con edificios continuos.	ш	Plaza del monu- mento a la Revo- lución	IAJ (RC-3). Obaya- shi. JICA
7	A-5	1	12F	Departa- mentos y oficinas	Falla y desprendimiento de los contravientos en X que unían los cuerpos del edifi- cio. Daño severo y en gran cantidad en vidrios de ven- tanas.	Ш	Plaza del monu- mento a la Re- volución	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
8		2	12F	Oficinas	Falla y desprendimiento de los muros exteriores de block (en los niveles superiores). Daño en vidrios.	П	Plaza del monu- mento a la Revo- lución	Obaya- shi.

Tabla 3.1.8 Lista de daños en edificios de C.R.

núm	símbolo de	nóm	mine 1	-	1	Turner and	L	Tanta
de rela- ción	localización delegacional	de rela- ción	num.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
9		3	11F	Oficinas	Daños en vidrios y despren- dimiento de fachadas.	IoII		Obaya- shi.
10		4	10F	Oficinas		IoII	- 1998	Obaya- shi.
11		5	10F	Banco	Daño en vidrios. Choque con edificio contiguo.	IoII		Obaya- shi.
12		6	9F		C. S. S. C.	IoII	- A.	Obaya- shi.
13		7	13F	Banco	Daño en vidrios.	ΙоП		Obaya- shi.
14		8	13F		Daños en vidrios y acabados.	ΙоП	1.14	Obaya- shi.
15		9	11F	1.4		П	2	Obaya- shi.
16		10	9F			П	12111	Obaya- shi.
17		11	12F	Oficinas	Falla y/o colapso total de niveles intermedios (9° nivel: colapso total).	v		Obaya- shi.
18	(12	21F			ΙοΠ		Obaya- shi.
19		13	8F			ΙοΠ		Obaya- shi.
20		14	10F		400 a -	ΙοΠ		Obaya- shi.
21		15	10F			ΙοΠ	2	Obaya- shi.
22		16	7F			v		Obaya- shi.
23		17	6F			ΙοΠ		Obaya- shi.
24		18	9F			VI (?)	En demolición (1986/10).	Obaya- shi.
25		19	3F			ш		Obaya- shi.
26		20	13F		Desprendimiento de acaba- dos en muros de fachadas.	I o II		Obaya- shi.
27		21	9F	Oficinas	Daños en vidrios.	IoII		Obaya- shi.
28		22	19F		Agrietamiento vertical y horizontal en muros estruc- turales.	ш		Obaya- shi.
29		23	7F			VI	. C.,	Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
30		24	7F	Oficinas	Falla total de los 3 niveles superiores.	v		IAJ (RC-3). Obaya- shi
31		25	10F	Oficinas	Desprendimiento y caída de muros exteriores de block.	п	1 44 ⁻¹	Obaya- shi.
32		26	8F	Oficinas	Choque con edificios veci- nos.	П	- 10A	Obaya- shi.
33		27	15F	Oficinas	Daños en vidrios.	ΙοΠ		Obaya- shi.
34		28	14F	Oficinas	Daños en vidrios.	IoII	NG	Obaya- shi.
35		29	15F	Oficinas	Daños en vidrios.	IoII		Obaya- shi.
36	4.87 12	30	15F			IoII		Obaya- shi.
37		31	Desco- nocido			v		Obaya- shi.
38	A-6	1	15F	Hotel		Ш	Hotel Continen- tal. Construido aprox. en 1952.	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
39		2	13F	Hotel	Los niveles superiores del edificio fallaron quedando como emparedado (existe junta de expansión entre los inmuebles). Existe otro edifi- cio que servía de estaciona- mientos y oficinas.	v	Hotel Continen- tal. Construido aprox. en 1965.	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
40		3	8F		Falla total de los niveles su- periores.	v		Obaya- shi.
41		4	12F			Ioll		Obaya- shi.
42		5	5F		Falla total de la parte frontal y la mitad izquierda.	v		Obaya- shi.
43		6	5F			п		Obaya- shi.
44		7	7F		Agrietamiento en muros ex- teriores, caida y desprendi- mientos (blocks)	П		Obaya- shi.
45	-1	8	11F		Agrietamiento en muros ex- teriores.	11.		Obaya- shi.
46		9	13F		Agrietamiento en muros ex- teriores, desprendimientos y caída (blocks).	п		Obaya shi.
47		10	Desco- nocido			V o VI		Obaya shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm de rela- ción	. núm.de niveles estruc- tura	/ uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi gador
48		11	12F		Agrietamiento en muros ex- teriores, desprendimientos y caida (blocks).	п	En proceso de construcción, 5 años detenido.	IAJ (RC-3) Obaya- shi.
49		12	5F		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	п	1. La	Obaya-
50		13	- 11F	Edificio guberna- mental	Exteriormente se ve sin da- ño, sin embargo en el inte- rior, las columnas interiores con reducción de claras de cortante (columnas cortas), aún con gran cantidad de refuerzo lateral presentan daño por cortante.	IV	IMSS	IAJ (RC-3)
51		14	11F		Agrietamiento en muros ex- teriores, desprendimientos y caida (blocks).	П.		Obaya- shi.
52		15	7 - 9F (?)		Falla total de losa y daño severo en contravientos de C.R.	v		IAJ (RC-3). Obaya- shi
53		16	9F		Falla total de los niveles su- periores.	v		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
54		17	7F	4	Dafio severo por golpeteo, cabeceo o choque.	IV		IAJ (RC-3). Obaya- shi
55		18	- 16F		El edificio se inclinó hacia adelante.	IV		IAJ (RC-3).
50		19	Desco- nocido			VI	i.	Obaya- shi.
57		20	6F			п		Obaya- shi.
58		21	5F		1	п		Obaya-
59		22	11F	Banco	Rotura de vidrios, falla en muros exteriores, choque con edificios contiguos.	ш		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
50		23	8F 8	Secretaría le Com- ercio	Falla total de uno de los pisos superiores.	V	En demolición durante la visita.	Obaya- shi.
1		24	4F			п		Obaya-

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
62		25	4F		Falla total del 4º nivel en forma de emparedado, losa plana.	VI		IAJ (RC-3). Obaya- shi. ЛСА.
63		26	Desco- nocido			IV	En demolición durante la visita.	Obaya- shi.
64		27	10F			Ioll		Obaya- shi.
65		28	7F			П		Obaya- shi.
66		29	7F	Escuela	Falla total en forma de em- paredado.	VI		IAJ (RC-3).
67		30	9F			Ioll		Obaya- shi.
68		31	27F		Falla total de una parte de los muros exteriores (block).	II		Obaya- shi.
69		32	4F			II		Obaya- shi.
70		33	9F	Oficinas	Estructura de marcos resis- tentes a momento donde los extremos superiores de las columnas sufrieron gran daño. Gran cantidad de grie- tas de cortante en uniones viga-columna; el refuerzo lateral de columnas se des prendió y se observó pandec del refuerzo longitudinal observándose por tanto des moronamiento y des prendimiento del concrete del núcleo. Las columna exteriores se salieron de ej en la zona de unión, gene rando estado de inestabilida y posibilidad de caída de sistema de piso.	IV is in the second sec		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
71		34	8F			IoII		Obaya shi.
72		35	11F			IoI		Obaya shi.
73		36	5 11F			Iol	t i	Obaya shi.
74	-1	3	7 15F (*	?)		IoI	I	Obaya shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
75		38	6F	Oficinas	Falla total en forma de em- paredado en los niveles supe- riores. La falla de las colum- nas de esquina se piensa pro- vocaron la falla total de los niveles superiores.	VI		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
76		39	7F	Departa- mentos	Falla por cortante de colum- nas.	ш		IAJ (RC-3).
77		40	8F Super- ficie aprox. de 1400m ²	Oficinas, departa- mentos	Se observó daño únicamente en el sentido corto del edifi- cio. Falla en los extremos supe-riores e inferiores de columnas del 1 ^{er} nivel. El re- fuerzo longitudinal se salió de posición y se observó pandeo, la separación del refuerzo transversal en ex- tremo inferior de columnas era de 40 cm (muy escaso). Daño, desprendimiento y caída de losas de balcón y vidrios.	IV	(Edificio de tiendas miscelan- eas). Construido aprox. en 1975. Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-3).
78	A-7	1	13F	Oficinas del DDF		III	Construido en 1985.	Obaya- shi.
79		2	12F	Oficinas de estación de radio		Ш.		Obaya- shi.
80		3	10F	Banco	Falla total de niveles supe- riores, 6° a 10° nivel.	v		Obaya- shi.
81	÷	4	10F		Daño por choque con edifi- cios contiguos.	Des- cono- cido		Obaya- shi.
82		5	6F	Oficinas		v		Obaya- shi.
83		6	13F		Daños en muros exteriores y en ambos extremos de co- lumnas.	IV		Obaya- shi.
84		7	8F	Seguridad social		Ш	Reforzado des- pués del sismo encamisando en columnas.	Obaya- shi.
85		8	7F		Presencia de falla por cortan- te en vigas.	v		Obaya- shi.
86		9	9F			IoII		Obaya- shi.
87		10	13F	Hospital	Inclinación del edificio.	III		Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
88		11	7F	Departa- mentos y oficinas	Grandes asentamientos. Los tres edificios que colindan entre si (denominados 11, 13 y 14 dentro de la zona A-7 del mapa) presentan asen- tamiento. Asentamiento ap- roximado 80 cm.	IV		IAJ (RC-3). JICA. Obaya- shi.
89		12	9F	Oficinas de iglesia católica	Desprendimiento y caída de muros de acabados.	П		Obaya- shi.
90		13	9F	Departa- mentos y oficinas	Asentamiento aproximado 150 cm. (Continuo con 11)	IV		IAJ (RC-3). JICA. Obaya- shi.
91		14	6F	Departa- mentos y oficinas	Asentamiento aproximado 130 cm. Agrietamiento de cortante en columnas, daño en vidrios. (Continuo con 13)	IV		IAJ (RC-3). JICA. Obaya- shi.
92		15	9F			IoII		Obaya- shi.
93		16	11F	Oficinas (guberna- mentales?)	Choque con edificios conti- guos. Estructura con losa plana aligerada; las colum- nas del 4º nivel presentan falla por cortante; los daños en 3 ^{er} y 4º nivel son grandes; caída de losa. Falla, despren- dimiento de muros exteriores de tabique; por asenta- mientos diferenciales el edifi- cio se inclinó.	IV	Edificio recien- temente construi- do.	IAJ (RC-3).
94		17	3F	Habitacio- nal	Daño en muros exteriores.	IoII		Obaya- shi.
95		18	11F	Oficinas	Desprendimiento y caída de muros exteriores de tabique.	п	Construido en 1984.	Obaya- shi.
96		19	12F	Secretaría de Comu- nicaciones	Agrietamiento por cortante en muros interiores, separa- ción máxima 50 mm.	ш	Apuntalada la losa con polines de madera.	Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
97		20	18F	Edificio de la Secretar- ía de Co- mercio (anexo)	Daño severo en muros de tabique y block interiores y exteriores, de los niveles 2 al 9. Agrietamiento notable en joist paralelos a las vigas principales. El edificio está inclinado. Daño severo y falla de muros exteriores debido al choque con edifi- cios vecinos; no se aprecia agrietamiento en columnas. Desprendimiento y caída de plafones y equipo de ilumi- nación.	Ш	Presentado en las investiga- ciones individu- ales de edificios.	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
98		21	5F	Locales	Debido a la posición excén- trica de los muros de tabi- que, se presentó torsión en el edificio. Daño severo en vidriería de ventana y muros divisorios, pandeo del re- fuerzo longitudinal, debido a flexión, en los extremos superiores de las columnas (2° nivel). Daño grave en columnas exteriores. Se instaló apuntalamiento de madera como refuerzo de emergencia. Se proyectó el refuerzo a futuro con la inserción de muros estruc-	IV		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
99		22	7F	Oficinas, embajada, clínica	turales. Falla en uniones viga-columna. Edificio en demolición, au- sencia de muros, las colum- nas fallaron defasándose del eje del marco (falla total a media altura del edificio). Falla en uniones viga- columna. Presencia de pan- deo en columnas del 3 ^{er} nivel.	v	Construido en 1984	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
100		23	7F	Mueblería	Falla total de los niveles su- periores, falla provocada por punzonamiento de losa.	v		Obaya- shi.
101		24	8F	Tienda de artículos eléctricos	Desprendimiento y caída de muros exteriores de tabique.	п		Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
102		25	12F/1B	1 F: Pana- dería 2 F en adelante: Departa- mentos	Falla en muros de block, interiores y exteriores, desde el sótano hasta el 7º nivel. En los muros-columnas del segundo nivel presencia de grietas por cortante, grietas por problema de adherencia de 0.15-0.20 mm de ancho. El edificio se inclinó por problema de asentamientos. Deslizamiento y deformación lateral por cortante en muros divisorios de tabique. Se reforzó la estructura con apuntalamiento de polines de madera.	ш	Construcción hace aprox. 20 años. Se realiza- ron pruebas de rebote para de- terminar la resis- tencia del con- creto. Presentado en las investi- gaciones indivi- duales de edifi- cio.	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
103		26	7F			ΙοΠ		Obaya- shi.
104		27	9F		1	ΙοΠ		Obaya- shi.
105		28	7F	Delega- ción	Agrietamiento por cortante en los block que rodean a columnas circulares.	ш		Obaya- shi.
106		29	5F			IoII		Obaya- shi.
107		30	11F	Departa- mentos	Falla por aplastamiento en concreto y dislocación del refuerzo longitudinal en ambos extremos de colum- nas.	IV		Obaya- shi.
108	Lado oeste A-7	1	6F/P1	Oficinas	Planta irregular-torsión. Nivel de daño IV y V en columnas del 2º nivel.	v		JICA
109	A-8	1	11F	Dormitorio de PEMEX	Daño severo del 6° nivel hacia abajo, del 7° nivel hacia arriba no se presenta- ron daños por lo que está en proceso de investigación. Falla por cortante en colum- nas, existen fallas donde dominó el problema por adherencia. Se corroboró presencia de agrietamiento en X en las uniones viga- columna. Daño en refuerzo lateral de columnas, similar al problema de adherencia, desprendimiento del refuerzo lateral en algunos sitos. Se plances su demolición	IV .	Presentado en las investiga- ciones individu- ales de edificios	IAJ (RC-3). Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
110		2	5F	Oficinas	Falla por torsión hacia el lado noroeste de los niveles 3 a 5.	v		Obaya- shi.
111		3	9F/1B	Oficinas	Falla en columnas del 4° y 5° nivel.	v		ЛСА.
112	10.0	4	8F/1B	Departa- mentos	Falla por cortante en prácti- camente todas las vigas.	v		ЛСА.
113		5	7F	Oficinas	Falla total de los dos niveles superiores.	v		IAJ (RC-1).
114		6	6F	Oficinas	Daño severo en vidriería.	П		IAJ (RC-1).
115	Lado oeste A-8	1	9F	Oficinas	Falla por aplastamiento de concreto en columnas del 1 ^{er} nivel, gran cuantía de acero en el elemento. Se comentó que el incremento de acero de refuerzo se debió a la renovación e implementación del inmueble.	IV		IAJ (RC-3).
116	A-9	1	7F	Oficinas	Daño en muros divisorios internos, caída y desprendi- miento de vidrios de ventana, presencia de agrietamiento por cortante en algunas columnas.	ш		IAJ (RC-3).
117		2	8F/1B	Hospital	Daño por choque con edifi- cios vecinos, daño por cor- tante en columnas.	v	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	ЛСА.
118		3	10F	Secretaría de Minas e Industria Paraestatal	Aunque no hay daño en co- lumnas o elementos princi- pales, hubo gran daño en elementos estructurales se- cundarios. Al existir posibi- lidad de caída de elementos secundarios ante la inciden- cia de una réplica, se optó por eliminarlos. Los daños en sentido largo son como se indican arriba, sin embargo en sentido corto los daños son prácticamente nulos.	Ш	Presentado en las investiga- ciones individua- les de edificios.	IAJ (RC-3).
119		4	10F	Secretaría de Agricul- tura	Agrietamiento por cortante en columnas del 1 ^{er} nivel. Los daños en el 2° nivel fueron muy severos y no se pudo ingresar e investigar. Presencia de agrietamiento en X. Daño y desprendi- miento de vidrios de fachada frontal.	п		IAJ (RC-3).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
120	B-1	1	9F	Oficinas de estación de ferrocarril	Asentamientos diferenciales del edificio (19cm), daño y desprendimiento de vidrios de ventana. Daño en material de falso plafón.	п		IAJ (RC-3).
121	B-4	1	8F	Edificio de oficinas (Edificio de tiendas varias)	Choque con edificio vecino. Gran daño en columnas de 3° y 4° nivel; daño en tabi- que y piedra de acabado, en muros de tabique y en vidri- os de ventanas. Se procedió a proporcionar estabilidad y soportar la carga del sistema de piso con apuntalamiento de acero.	ш	Edificio CIBA, 9x3 claros (@ 3m).	IAJ (RC-3).
122		2	6F	- 2	Daño en vidrios.	П	1.0.0	Obaya- shi.
123		3	5F		Daño en vidrios.	П	1.1	Obaya- shi.
124		4	8F		Daño severo y falla en los 3 niveles superiores del lado este.	IV	1.29	Obaya- shi.
125		5	7F		Daño en vidrios.	п	1.1	Obaya- shi.
126	B-5	1	5F		Daño en vidrios.	ΙοΠ	1.1	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
127		2	16F		Daño en vidrios.	Ш		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
128		3	17F		Daño en vidrios.	Ioll	1.100	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
129		4	7F		Daño en vidrios.	Ioll		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
130		5	8F			IoII		Obaya- shi.
131		6	8F			IoII		Obaya- shi.
132		7	11F	Sindicato de Traba- jadores de la Federa- ción	Falla total de los niveles intermedios.	v		Obaya- shi.

_								
núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
133		8	3F			п		Obaya- shi.
134		9	5F			п	and the second second	Obaya- shi.
135		10	Desco- nocido			Des- cono- cido	Finalizado el trabajo de demo- lición al momen- to de la visita.	Obaya- shi.
136		11	2F	Habitacio- nal		VI		Obaya- shi.
137	1.1	12	18F			IoII		Obaya- shi.
138		13	13F	Gobierno (Oficinas)	Defasamiento de muros dia- fragma, se realizan trabajos de desalojo. Existen dafios, desprendimiento y caída de falso plafón.	ш		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
139		14	9F	Gobierno (Oficinas)	Falla total de los niveles su- periores. Se considera que la falla de las columnas de esquina provocó el daño. Daño en vidrios.	v	Construida antes de 1975	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
140		15	13F	Locales y departa- mentos	Presenta grandes deforma- ciones, agrietamiento en co- lumnas y muros de mampos- tería del 1 ^{er} nivel. Antes del sismo las columnas se refor- zaron con encamisado a base de ángulos de acero; sin em- bargo, nuevamente se pre- sentaron grandes daños. Son notables también los daños en uniones vigas-columna. Descubrimiento del acero de refuerzo.	IV		IAJ (RC-3). Obaya- shi.
141		16	4F	Hotel	Daño severo por flexión en columnas largas y circulares, daño en vigas.	ш		Obaya- shi.
142		17	11F	Locales y departa- mentos	Inclinación del edificio. Daño severo en muros de mampostería, daño en vi- drios de ventanas.	ш	La forma en planta del edifi- cio es irregular	IAJ (RC-3). Obaya- shi.
143		18	7F		Articulación plástica en columnas, falla total en mu- ros.	ш		Obaya- shi.
144		19	8F	-	Falla por cortante en colum- nas cortas.	IV		Obaya- shi.
145		20	Se ignora			VI	Evacuado duran- te la visita.	Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
146		21	19F			IoII		Obaya- shi.
147	· · · · · ·	22	5F			IoII		Obaya- shi.
148		23	7F		Falla total de la parte supe- rior.	v		Obaya- shi.
149	B-6	1	4F (?)		Falla total.	VI	1-	IAJ (RC-3).
150	B-7	1	12F/1B	Oficinas		IV	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	JICA. IAJ (RC-3). Obaya- shi.
151		2	4F	Televitea- tros, esta- cionamien- to.	Falla por aplastamiento en columnas, desprendimiento y caída de la estructura de techo de acero estructural. Dentro de las columnas lar- gas, las secciones circulares presentaron problemas de pandeo. La cuantía de acero longitudinal es grande, sin embargo se observaron de- formaciones permanentes.	v	Se mantuvo relativamente bien con el pri- mer fenómeno, y presentó daño total en la réplica del segundo día.	JICA. IAJ (RC-3). Obaya- shi.
152		3	?	Televitea- tro		VI		JICA. IAJ (RC-3). Obaya- shi.
153		4	2F			VI	1.00	Obaya- shi.
154		5	5F			v	En demolición durante la visita.	Obaya- shi.
155		6	9F	Oficinas		VI		Obaya- shi.
156		7	9F	Oficinas		VI		Obaya- shi.
157		8	4F	Departa- mentos		IoII		Obaya- shi.
158		9	9F	Departa- mentos	Desprendimiento y caída del block de acabados en muros exteriores de tabique de los primeros 5 niveles. Agrie- tamiento ligero por cortante en columnas y vigas del 1 ^{er} nivel. Falla de balcón por flexión.	П	Construido en 1979, presentado en las investi- gaciones Indi- viduales de los edificios.	IAJ (RC-3). Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
159		10	5F	Oficina postal en 1 ^{er} nivel. Departa- mentos del 2° hacia arriba.	Daño en columnas interiores. Las columnas son extrema- damente delgadas. En época de la visita (noviembre 1985), estaba sujeto a un proceso de reparación urgen- te. Problema de asentamien- to, presentando choque con edificio vecino en el 2º nivel.	ш		IAJ (RC-3).
160		11	3F			v		Obaya- shi.
161		12	7F	Secretaría de Comer- cio		VI	Acababa de ser rehabilitado durante la visita. Construido en 1960.	Obaya- shi.
162		13	3F			v		Obaya- shi.
163		14	2F, 3F (CR,S)	Cine	Parte inferior de concreto reforzado, y armaduras de acero en la estructura supe- rior. Falla y caída de la parte cercana a la calle, falla total de las columnas de concreto reforzado, permanece en pie una parte de la armadura de techo. Los estribos de las columnas de concreto se des- prendieron por estar ancla- dos a 90°.	VI	Cine cinema dos.	IAJ (RC-3). JICA. Obaya- shi.
164	B-8	1	3F	Oficinas	Edificio afectado por el des- plome y daño del 1 ^{er} y 2° nivel del edificio vecino que- dando como emparedado; producto de esto el edificio presenta falla total y caida de su porción derecha.	IV		IAJ (RC-3).
165		2	12F	Departa- mentos	Agrietamiento en los muros de tabique, desprendimiento y caída de acabados, agrieta- miento en forma de X. Daño severo en vidrios de ventana.	ш		IAJ (RC-3).
166		3	9F - 11F(?)	Departa- mentos	Desplome total del edificio hacia la calle, falla por ten- sión de la cimentación de pilotes.	VI		IAJ (RC-3). JICA.
167	B-9	1	1F (Atrio)	Iglesia	Estructura a base de marcos de concreto reforzado y muros de mampostería, falla total de la mampostería. Daños en vidrios.	ш		IAJ (RC-3).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
168		2	11F	Departa- mentos	Comprende de 3 edificios, el edificio central sufrió falla total en su lado oeste durante la mayor réplica. Se observó falla por cortante en colum- nas cortas. Durante la visita (noviembre 1985) se medía el desplome continuo del edificio.	v		JICA.
169	C-4	-1 -	11F	12.5		п		Obaya- shi.
170		2	7F			П		Obaya- shi.
171		3	8F		Desprendimiento y caída de muros exteriores, falla total de los niveles superiores.	v	Daño por fuego (vecino del hotel Regis)	Obaya- shi.
172	C-5	1	7F			П		Obaya- shi.
173		2	7F	Locales	Daño total y volteo de nive- les superiores, daño severo en uniones vigas-columna de todos los niveles.	v		Obaya- shi.
174		3	11F		Desprendimiento y caída de muros exteriores (blocks), daño en vidrios de ventanas.	П		Obaya- shi.
175		4	6F	1.00		п		Obaya- shi.
176		5	13F	Palacio legislativo, edificio antiguo	Agrietamiento en muros ex- teriores de CR.	Ш		Obaya- shi.
177		6	6F	Palacio legislativo, edificio nuevo		v	En demolición durante la visita.	Obaya- shi.
178	1	7	9F/1P	Locales	Daño total de parte superior, desprendimiento y caída de block en muros exteriores.	v	Claro de 2x3.	Obaya- shi.
179		8	7F	Estaciona- miento tridimen- cional		П		Obaya- shi.
180		9	4F	Distribui- dora de periódico	÷	II		Obaya- shi.
181	۲	10	9F	Hotel		VI	En demolición durante la visita. Sin daño durante el sismo de 1957.	Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
182		11	9F	Banco	17	IoII		Obaya- shi.
183		12	10F	Secretaría de la Ma- rina		VI	Evacuado du- rante la visita.	Obaya- shi.
184		13	10F	Hotel del Prado	Agrietamiento en muros ex- teriores.	IoII		Obaya- shi.
185	л., 	14	13F	Edificio San An- tonio	Desplome.	ш		Obaya- shi.
186		15	6F/P2		Daño en la zona de pent- house.	ш		Obaya- shi.
187		16	9F	1.0	Desprendimiento y caída de muros exteriores.	ш		Obaya- shi.
188		17	10F		Desplome.	ш	·	Obaya- shi.
189		18	24F	Hotel		IoII		Obaya- shi.
190		19	8F	Departa- mentos	Asentamiento del suelo.	Ш		Obaya- shi.
191		20	9F	Oficinas		IV		Obaya- shi.
192		21	9F	Locales		ΙοΙΙ	1	Obaya- shi.
193		22	6F	Oficinas sindicales	Desplome.	Ш	Existe daño en el interior.	Obaya- shi.
194		23	14F	Oficinas	Desplome.	III		Obaya- shi.
195		24	8F	Departa- mentos		ш		Obaya- shi.
196	-	25	1F		Agrietamiento por cortante en los muros de tabique de un sentido.	ш		Obaya- shi.
197		26	8F	Locales		ш		Obaya- shi.
198		27	5F			ΙοΠ		Obaya- shi.
199		28	6F			ΙοΠ		Obaya- shi.
200		29	6F	Secretaría de Marina	Daño total.	VI	Acero corrugado, losa plana.	JICA.
201	C-6	1	5F	CONA- LEP	De tres edificios uno presen- tó daño total, pandeo en columnas de 1 ^{er} nivel.	VI	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
202		2	4F			VI		Obaya- shi.
203		3	5F	Hotel Pan- co		IoII		Obaya- shi.
204		4	4F	Escuela	Asentamiento de parte cen- tral (superior a 30 cm).	v	Losa plana.	JICA.
205		5	11F/P1	Departa- mentos y oficinas	Desprendimiento y caída de muros de tabique exteriores, el daño es grave en los dos niveles superiores.	IV	Posterior a la demolición de los dos niveles superiores, se pretende rehabi- litar el edificio.	Obaya- shi.
206		6	11F	Oficinas	Daño total o severo en todas las columnas de esquina, daño en muros exteriores de tabique.	п	Losa plana.	ЛСА.
207		7	11F		Daño total en niveles inter- medios del lado oeste.	v		Obaya- shi.
208	C-7	1	7F/B1 (En una parte 2F) (211.8 m ²)	B1: Esta- cionamien- to. 1F: Esta- ción de radio. 2F-7F: Banco	Del 4º nivel hacia arriba la estructura falló, se volteó y desplomó, 20 muertos.	VI	En la azotea existe estructura metálica (ante- na).	IAJ (RC-2).
209		2	6F (Puerta 21m)	1F: Local comercial. 2F-6F: Depar- tamentos	Debido a la falla total y caída de la parte superior del edificio contiguo, se dañó totalmente una parte de los muros exteriores.	v	Localizado en zona de suelo malo.	IAJ (RC-2).
210		3	4F (500 m ²)	Notaría pública	Daño severo en muros inte- riores, agrietamiento de fle- xión en la parte inferior de columnas. Agrietamiento en el paño de trabes y columnas en zona de unión viga- columna.	ш	Altura del 1 ^{er} nivel: aprox. 7m.	IAJ (RC-2).
211		4	7F (540 m ²)	Oficinas	Falla total y volteo de los niveles 1-4, el resto presentó una falla total tipo empare- dado.	VI	Losa plana (30 cm)	IAJ (RC-2).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
212		5	10F (En una parte 5F)	Oficinas	Desprendimiento de acaba- dos y recubrimiento en co- lumnas y muros estructura- les de los niveles 6-8, defor- maciones remanentes en los niveles superiores, agrieta- miento por cortante en co- lumnas del 1 ^{er} nivel, gran inclinación de la estructura por asentamientos.	v	Fuera de uso, ubicado en zona de suelo blando.	IAJ (RC-2).
213		6	4F	1F:Estacio- namiento, 2F-4F: Ofi- cinas	Agrietamiento de cortante en muros exteriores.	ш		IAJ (RC-2).
214		7	9F/B1	Edificio de Goberna- ción. Oficinas	Daño en vidrios, falla por cortante de muros, falla de unión viga-columna, falla por cortante en el capitel de la losa plana aligerada.	IV	Se planea eva- cuar, se inundó el sótano.	IAJ (RC-2).
215		8	3F	Oficinas	Gran daño debido al choque con el edificio vecino, agrie- tamiento por cortante en co- lumnas, daño y falla de para- peto.	IV	En proceso de evacuación.	IAJ (RC-2).
216		9	12F	Oficinas	Daño severo, inclinación, daño severo en muros y extremos de trabes.	IV	6	IAJ (RC-2).
217		10	9F (En una parte 2F)	Oficinas	Choque con edificios veci- nos, falla del 4° nivel hacia arriba.	IV	Evacuado.	IAJ (RC-2).
218		11	4F	Locales	Daño en vidrios, grietas por flexión en parte inferior de columnas, en algunos casos el ancho de grieta alcanza 2mm.	IV		IAJ (RC-2).
219		12	10F	Notaría pública	Falla por cortante de colum- nas del 1 ^{er} nivel, inclinación del edificio.	IV		IAJ (RC-2).
220		13	4F/B1		Agrietamiento por cortante en columnas exteriores.	ш		IAJ (RC-2).
221		14	4F	Escuela de policías	Falla total.	VI	Evacuado.	IAJ (RC-2).
222		15	3F	Delegación	Extenso agrietamiento por cortante en muros exteriores, daño en bloques de vidrio.	ш	No se está usan- do.	IAJ (RC-2).
223		16	7F		Daño medio en muros de tabique, daño medio en la estructura.	ш	1.1	IAJ (RC-2).

							the second se	
núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
224		17	4F	Centro de Normas y Leyes del Trabajo	Falla por cortante en colum- nas, daño en gran parte de vidriería, daño y estado de inestabilidad de la escalera.	IV	Se revisó el inte- rior, presenta un daño superior al que podría supo- nerse de una revisión exterior.	IAJ (RC-2).
225		18	10F	Secretaría de Comer- cio	Falla por volteo de los nive- les superiores al octavo.	v	Del nivel 8 hacia arriba es amplia- ción de la estruc- tura, las colum- nas de todos los niveles son cir- culares, el mate- rial empleado en la ampliación es material volcáni- co ligero	IAJ (RC-2).
226		19	7F	Secretaria de Comer- cio	Daño en extremos de trabes, daño severo en muros del cubo de elevadores, agrie- tamiento por flexión en co- lumnas.	IV		IAJ (RC-2).
227		20	7F (?)	Cine	Inclinación y desplome por asentamiento diferencial.	Ш		IAJ (RC-2).
228		21	12F	Unidad habitacio- nal (Uni- dad More- los)	Agrietamiento por cortante en muros de tabique. Asen- tamiento severo.	ш	Inspección ex- terior, los daños en el interior son severos.	IAJ (RC-2).
229		22	12F	Departa- mentos		Ш	Inspección ex- terior, los daños en el interior son severos.	IAJ (RC-2).
230		23	15F	Departa- mentos	Gran daño en muros de tabi- que.	ш		IAJ (RC-2).
231		24	10F	Departa- mentos	Gran daño en tabique.	ш		IAJ (RC-2).
232		25	10F	Depar- tamentos.	Gran daño en muros de tabi- que.	ш		IAJ (RC-2).
233	-	26	15F	Departa- mentos	Agrietamiento generalizado en muros divisorios de tabi- que.	Ш		IAJ (RC-2).
234		27	17F	Oficinas	Colapso.	VI	Construido hacía 3 años, losa aligerada, buen concreto, no muertos.	ЛСА.
235	C-8	1	4F	Lobby de club	Daño severo por cortante en columnas cortas.	IV	1.2.1	Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
236		2	8F (198 m ²)	Hospital, locales	Daño severo por cortante en columnas.	IV	Presentado en las investi- gaciones indivi- duales de edifi- cios.	IAJ (RC-2).
237	C-9	1	8F/B1 (540 m ²)	Hospital (Centro Médico)	 1-4 nivel modo de falla en vigas. 5-8 nivel modo de falla en columnas. Las columnas del nivel 8, tienen falla en el extremo superior de aplastamiento por flexión. 	IV	Presentado en las investiga- ciones individua- les de edificios. Daño grave en la dirección trans- versal (sentido corto). Dos cuer- pos divididos por una junta de expansión.	IAJ (RC-2).
238		2	4F/B1	Institución hospita- laria (instala- ciones)	Daño ligero en vidriería y muros divisorios. Agrieta- miento y separación entre muros divisorios.	П		IAJ (RC-2).
239		3	10F/B1 (432 m ²)	Institución hospitala- ria (insta- laciones)	Falla total de los muros de mampostería en el cubo de escaleras (estructura a base de marcos), falla por cortan- te en vigas, caída total de vidriería.	IV	Se usó zuncho espiral en co- lumna circular. Dos cuerpos divididos por una junta de expansión.	IAJ (RC-2).
240		4	8F/B1	Institución hospitala- ria (instala- ciones)	Agrietamiento grave genera- lizado por cortante en muros de mampostería, daño ligero en la estructura.	ш		IAJ (RC-2).
241		5	11F/B2 (297 m ² en 2 cuer- pos)	Institución hospitala- ria (insta- laciones)	Falla por flexión en extremo de vigas del 2º nivel, pandeo del acero de refuerzo del lecho inferior. Daño grave en vidrios de fachada y muros no estructurales exteriores.	IV	Columnas cir- culares, ambos cuerpos con misma estruc- turación y dise- ño.	IAJ (RC-2).
242		6	8F/B3	Institución hospitala- ria (insta- laciones)	Daño severo en material de acabados de fachada, daño ligero en elementos estruc- turales, desplome conside- rable por asentamiento dife- rencial (1 m en la parte su- perior).	IV	Muros divisorios en gran cantidad, se piensa que son de R/C.	IAJ (RC-2).
243		7	10F/B1	Institución hospitala- ria (insta- laciones)		IV		IAJ (RC-2).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
244		8	5F	Institución hospitala- ria (insta- laciones)	Daño en vidriería, mosaico, caida de porciones de muro. Agrietamiento horizontal en muros interiores (muros de block).	п		IAJ (RC-2).
245		9	4F/B1 (490 m ²)	Institución hospitala- ria (instala- ciones)	Falla por cortante en niveles 2 y 3, daño severo en acaba- dos exteriores. Aplastamiento por flexión en columnas interiores.	IV	Presentado en las investiga- ciones individua- les de edificios. Columnas cir- culares, estribos D10@65, columnas del 1 ^{er} nivel D450mm, refuerzo longitu- dinal 12-D25.	IAJ (RC-2).
246		10	8F/B1	Edificio de hospital	Falla en vigas hasta el 4° nivel. Daño severo en ele- mentos estructurales del 2° a 4° nivel provocando despla- zamiento de 0.80 - 1.00 m en la parte superior de la estruc- tura.	VI	Presentado en las investiga- ciones individua- les de edificios, columas cir- culares, construido aprox. en 1952.	IAJ (RC-2).
247		11	4F	Edificio de emergen- cias mé- dicas		п		IAJ (RC-2).
248	92 T.	12	3F	Institución hospitala- ria (insta- laciones)	Daño severo en la losa de la junta de construcción, daño severo en acabados.	п		IAJ (RC-2).
249	D-5	1	17F/P1	1	Falla de una parte en esquina del penthouse.	IV		Obaya- shi.
250		2	14F	Oficinas		loll		Obaya- shi.
251		3	17F	Hotel Ala- meda	Falla total de parte del pent- house.	v		Obaya- shi.
252		4	12F	Zapatería y oficinas		I o II		Obaya- shi.
253		5	6F		Desprendimiento y caída de muros exteriores, daño seve- ro en vidriería.	п		Obaya- shi.
254		6	12F/B1	Departa- mentos	Desplome severo.	VI	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-2). Obaya- shi.
255		7	10F	Hotel Mar- co		IoII		Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
256		8	11F	Banco	Desplome severo.	ш		Obaya- shi.
257	4.4	9	11F	Oficinas		IoII		Obaya- shi.
258		10	9F			IoII		Obaya-
259		11	9F			IoII		Obaya-
260		12	12F	Oficinas	La parte superior de la es- tructura que fue dañada, es de acero estructural; los 8 niveles inferiores son de concreto reforzado.	• V		Obaya- shi.
261		13	7F	Oficinas		VI		Obaya- shi.
262		-14	5F			VI	Transformán- dose en parque al tiempo de la visita.	Obaya- shi.
263		15	5F			IoII		Obaya-
264		16	8F		Asentamiento diferencial.	ΙοΠ		Obaya-
265		17	5F			VI	Transformán- dose en parque al tiempo de la visita.	Obaya- shi.
266		18	9F/P3	Hotel		I o II		Obaya-
267	-	19	6F	Central telefónica (Central Victoria)		V	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (acero).
268	D-6	1	10F	Oficinas del metro		I o II		Obaya-
269		2	7F	Central telefónica (Central San Juan)	Desprendimiento y caída de muros exteriores.	Ш	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (acero). Obaya- shi.
270		3	6F	Central telefónica (Central San Juan)		ш	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (acero). Obaya- shi.
271		4	6F (Central elefónica Central San Juan)	Desprendimiento y caída de muros exteriores.	ш	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (acero). Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
272		5	17F	Oficinas de la SEP	Desplome, ruptura de vidrios y ventanas, desprendimiento y caída de tabiques de aca- bados.	ш		Obaya- shi.
273		6	4F			IoII		Obaya- shi.
274	1	7	5F	Oficinas	Agrietamiento en parte supe- rior de columnas de fachada.	п		Obaya- shi.
275		8	15F	Oficinas	Daños por torsión, daño en vidriería y ventanas.	ш	1.1	Obaya- shi.
276		9	15F	Secretaría de Hacien- da	Daño en vidriería y ventanas.	ш		Obaya- shi.
277	D-7	1	9F	Oficinas de Secretaría de Estado, Secretaría del Traba- jo.		VI	Totalmente eva- cuado, no hay información confiable.	IAJ (RC-2).
278		2	8F	Secretaría del Traba- jo.	Desplome de 2-3 m en la parte superior del edificio, falla parcial y volteo, choque y golpeteo con edificios veci- nos, desprendimiento y caída de elementos no- estructurales exteriores.	IV	Mala condición del suelo en la vecindad.	IAJ (RC-2).
279		3	8F	Secretaría del Traba- jo.	Choque y golpeteo con edifi- cios vecinos, daño en vidrie- ría y ventanas, desprendi- miento y caída de plafones. Asentamiento diferencial, desplome de aprox. 1m en la parte superior del edificio.	IV	Mala condición del suelo en la vecindad.	IAJ (RC-2).
280		4	3F	Descono- cida	Grandes asentamientos dife- renciales.	ш	En proceso de construcción, pilotes de con- creto reforzado de 500 mm de diámetro y 33-42 m de longitud.	IAJ (RC-2).
281		5	7F	Oficinas	Choque y golpeteo con edi- ficio vecino, grandes asen- tamientos diferenciales.	v	Imposibilidad de acceso.	IAJ (RC-2).
282	4	6	7F	Oficinas	Edificio con escasez de mu- ros, algunos muros fallaron, se desprendieron y cayeron. Algunas columnas de esqui- na del 3 ^{er} nivel fallaron por cortante.	IV		IAJ (RC-2).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
283		7	5F	Oficinas	Choque y golpeteo con edifi- cios vecinos, agrietamiento por cortante en columnas, grave daño en vidriería y ventanas.	ш	Construido aprox. 9-12 años atrás.	IAJ (RC-2).
284		8	6F (94.5 m ²)		Choque y golpeteo con edi- ficio vecino a la altura del 2° nivel, aparición de agrieta- miento por cortante en co- lumnas.	П	Columnas del 1 ^{er} nivel 300 x 450 mm, columnas del 2° nivel hacia arriba 250 x 250 mm.	IAJ (RC-2).
285		9	4F (36m ²)	1F: Local comercial. 2F-4F: Al- macén de ropa.	Agrietamiento por cortante en muros de mampostería, desprendimiento y caída de acabados.	Ш		IAJ (RC-2).
286	D-8	1	9F/B1	2-4F: Fá- brica	En trabajos de demolición, no es clara la condición y características de falla.	VI	Acero de refuer- zo longitudinal combinado en columnas 3-D25 y 2-D22. Sección 700-800 mm. Estribos N. 13 @ 250mm en vigas principales del 2° nivel, estribos mas cerrados en ambos extremos.	IAJ (RC-2).
287		2	4F		Inclinación de la estructura en su conjunto. Ruptura total de vidriería de ventanas, daño en junta de construc- ción.	Ш	Losa plana.	IAJ (RC-2).
288	E-1	1	22F	Secretaría de Rela- ciones Exteriores	Agrietamiento por cortante en columnas, agrietamiento por adherencia, desplome del edificio.	II	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1). JICA.
289		2				III		IAJ (acero).
290		3	14F		Daño menor en estructura. En celosía y muros divisorios daño severo.	п		JICA.
291	E-4	1	7F			ΙοΠ		Obaya- shi.
292		2	4F (?)	s.		ΙοΠ		Obaya- shi.
293	<u>a</u>	3	9F		Daño en muros estructurales exteriores.	III		IAJ (acero).
294		4				III		IAJ (acero).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
295	E-5	1	7F		Daño en vidriería de venta- nas, falla total de una parte de los pisos superiores.	ш		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
296		2	6F		Desplome apenas apreciable.	Ioll		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
297		3	5F		Daño y falla total de la fa- chada anterior.	VI		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
298		4	13F	Fábrica de tela	Daño severo en vidriería de ventanas, daño severo en acabados de muros de mam- postería, falla en parte media de columnas, daño estructu- ral.	IV		IAJ (RC-1).
299		5	5F	Banco	Desprendimiento y caída de muros de fachada, falla total de un piso superior.	v		IAJ (RC-1).
300		6	4F		Daño severo en vidriería.	Ioll	Prohibido su uso.	IAJ (RC-1). Obaya- shi.
301		7	7F (?)			ΙοΠ	Durante la visita trabajos de de- molición en la zona. También existe la idea que el edificio era de 4 niveles. Prohi- bide su uso. En reparación en el 1 ^{er} nivel (85/11).	IAJ (RC-1). Obaya- shi.
302		8	Desco- nocida	Descono- cida	Falla total y colapso de todos los niveles.	VI	-	IAJ (RC-1).
303		9	8F	Estacio- namiento	Falla en forma de empareda- do de los 5 niveles superio- res.	v	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
304		10	12F	Estacio- namiento	Falla total y colapso de todos los niveles.	VI		IAJ (RC-1).
305		11	9F	Estacio- namiento	Debido a la falla de colum- nas de los niveles inferiores en la parte frontal derecha, se observó falla total de la mitad derecha del edificio y de los últimos 5 niveles del lado izquierdo.	v	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
306		12	6F	Miscelá- nea		п	1.	IAJ (RC-1).
307		13	7F			п		IAJ (RC-1).
308		14	6F			п		IAJ (RC-1).
309		15	7F	-	:+1:	п		IAJ (RC-1).
310		16	7F		Desprendimiento y caída de acabados en 1 ^{er} nivel.	п		IAJ (RC-1).
311		17	8F		Daño severo de vidriería de ventanas.	п	Prohibido el acceso.	IAJ (RC-1).
312		18	6F		Daño severo en vidriería de ventanas.	п	Prohibido el acceso.	IAJ (RC-1).
313	1	19	6F		Agrietamiento por cortante en muros, daño menor en vidriería de ventanas.	П	- Sel o se	IAJ (RC-1).
314	1	20	7F		Daño medio en vidriería de ventanas, desprendimiento y caída de acabados.	п		IAJ (RC-1).
315		21	4F		Desprendimiento y caída de acabados en columnas.	П	1.1.1	IAJ (RC-1).
316		22	5F		Agrietamiento de cortante en muros.	п		IAJ (RC-1).
317	E-6	1	10F	Oficinas de Secretaría de Hacien- da		ш		Obaya- shi.
318		2	11F			v	.t. (-	Obaya- shi.
319		3	6F	Oficinas		VI	Edificio en pro- ceso de remode- lación al ocurrir el daño.	Obaya- shi.
320	5	4	9F	Fábrica de tela	Daño severo y falla de una parte del edificio de los nive- les 3-9.	VI	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
321		5	12F	Fábrica de tela	Falla total de una parte de la estructura por punzonamien- to.	v	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
322		6	Desco- nocido	1		v	En demolición.	IAJ (RC-1).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
323	×.	7	5F	Oficinas	Daño severo y falla de muros de mampostería, agrieta- miento por cortante menor en columnas. En trabajo de reparación.	п	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
324		8	16F	Oficinas	Daño severo y falla de muros de mampostería, daño severo por cortante en columnas.	IV		IAJ (RC-1).
325		9	14F	Oficinas	Daño severo y falla de muros de mampostería, daño severo por cortante en columnas.	IV		IAJ (RC-1).
326		10	14F		Daño severo por cortante en columnas.	ш	1211	Obaya- shi.
327		11	13F	Oficinas	Daño severo en vidriería y muros de mampostería, daño severo y falla por cortante en vigas y muros estructurales.	ш		IAJ (RC-1).
328		12	13F	Edificio delegacio- nal	Daño mediano en vidriería de ventanas, daño severo en muros de mampostería (prin- cipalmente en cubo de esca- leras).	п		IAJ (RC-1).
329		13	10F		Falla y caída de una parte.	v	19.357	IAJ (RC-1).
330		14	4F			Ш	1	IAJ (RC-1).
331		15	5F		Agrietamiento por cortante en muros estructurales.	п	146.00.0	IAJ (RC-1).
332		16	6F	S. 4.	Asentamiento apreciable en el edificio.	п	1. t	IAJ (RC-1).
333		17	4F		Desprendimiento y caída de muros exteriores.	п	, F	IAJ (RC-1).
334	E-7	1	7F	Descono- cido	Falla total de la estructura, evacuado.	IV		IAJ (RC-1).
335		2	12F	Oficinas	Gran cantidad de agrieta- miento por cortante en mu- ros de mampostería.	III		IAJ (RC-1).
336		3	13F	Oficinas	Daño severo en vidriería de ventanas, presencia de pan- deo en muro de fachada.	III		IAJ (RC-1).
337	-	4	13F	Oficinas	Daño severo y falla por cor- tante en columnas por cho- que y golpeteo con edificios vecinos. Daño severo y falla en muros de mampostería.	Ш	ş	IAJ (RC-1).
338		5	10F		Daño severo en vidriería de ventanas.	п		IAJ (RC-1).

-		-	-					
núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
339	F-3	1	Desco- nocido	Descono- cido	Falla total y caída, evacua- ción.	VI		IAJ (RC-1).
340		2	7F	Oficinas	Con la falla y caída del edifi- cio vecino recibió un gran impacto y daño severo. Daño severo en muros de mam- postería.	Ш		IAJ (RC-1).
341		3	9F	Oficinas	Daño severo en muros de mampostería y en material de acabados interiores. No hay daño estructural.	п		IAJ (RC-1).
342	F-5	1	10F		Desprendimiento y caída de acabados y muros de mam- postería.	Ш		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
343		2	5F			Ш		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
344		3	10F	Oficinas	Daño severo y falla total de parte de la fachada sur del edificio en los niveles 4-9.	v		IAJ (RC-1).
345		4	SF		Falla total de niveles superio- res.	v		Obaya- shi.
346		5	5F	Estacio- namiento	Falla total de los dos niveles superiores.	V	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
347		6	5F	DDF		ш	El sistema de piso en azotea y pisos a base de vigas de acero.	IAJ (acero).
348		7	6F			ш		IAJ (RC-1).
349		8	6F			п	En demolición.	IAJ (RC-1).
350		9	4F		Daño por impacto.	v		IAJ (RC-1).
351		10	7F		Daño severo en vidriería de ventanas y en acabados.	m		IAJ (RC-1).
352		11	9F		Daño medio en vidriería de ventanas.	11		IAJ (RC-1).
-353	F-6	1	5F		Daño por impacto, despren- dimiento y caída de muros exteriores de block.	ш		Obaya- shi.
354		2	7F	Banco, fábrica de ropa.	Falla total de prácticamente todos los niveles en forma de emparedado, impacto.	VI		IAJ (RC-1).
núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
-----------------------------	--	-----------------------------	--	---	--	---------------------	---	----------------------------------
355		3	7F		Impacto, desprendimiento y caída de muros exteriores de block.	Ш		Obaya- shi.
356		4	7F	Tienda departa- mental	Prácticamente sin daño, agrietamiento por cortante en vigas.	п		IAJ (RC-1).
357		5	9F	Miscelá- nea	Daño severo en vidriería, daño severo y falla de co- lumnas interiores por flexo- cortante.	IV	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
358		6	7F	Miscelá- nea	Falla total de una parte del 6º nivel en forma de empa- redado.	v		IAJ (RC-1).
359		7	11F	Estacio- namiento, Miscelá- nea.	Daño severo en vidriería, daño severo y falla de co- lumnas interiores por cortan- te.	IV	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
360		8	8F	Miscelá- nea	Daño severo en vidriería, daño severo y falla de co- lumnas interiores por cortan- te.	IV	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	IAJ (RC-1).
361		9	9F		Daño por impacto.	IV		Obaya- shi.
362		10	7F	Tienda departa- mental	Falla total de una esquina (del 1 ^{er} nivel hacia arriba).	v		Obaya- shi.
363		11	15F		Desprendimiento y caída de muro de fachada en 1 ^{et} nivel. Desprendimiento y caída de acabados.	Ш		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
364		12	12F		Falla por flexión en extremos de columnas.	Ш		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
365		13	10F		Falla total de una parte del edificio, falla parcial de la parte restante.	v		IAJ (RC-1).
366		14	10F			П		Obaya- shi.
367		15	16F	Edificio anexo de la Secretaría de Hacien- da	Daño severo en muros de mamposteria, agrietamiento en losas.	ш		IAJ (RC-1).

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
368		16	16F	Edificio anexo de la Secretaría de Hacien- da (con junta de expansión)	Daño severo en vidriería, falla total de los 3 niveles superiores.	v		IAJ (RC-1).
369		17	5F		Falla total y caída de una parte.	v		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
370		18	15F		Desprendimiento y caída de muro de fachada.	Ш		IAJ (RC-1). Obaya- shi.
371		19	6F		Agrietamiento por cortante en muros estructurales.	п		IAJ (RC-1).
372		20	5F		Daño en vidriería.	п		IAJ (RC-1).
373		21	8F		Daño severo en vidriería de ventanas.	п		IAJ (RC-1).
374		22	6F		-	П	En trabajo de reparación.	IAJ (RC-1).
375	F-7	1	11F /	Oficinas	Daño severo en vidriería, agrietamiento generalizado en losas.	ш		IAJ (RC-1).
376		2	Desco- nocido	Descono- cido	Falla total, evacuado.	VI		IAJ (RC-1).
377		3	4F	Descono- cido	Falla total de los dos niveles superiores.	IV		IAJ (RC-1).
378		4	15F		Desprendimiento y caída de muros exteriores.	ш	- 7 -	IAJ (RC-1).
379	G-5	1	13F		Desprendimiento y caída de muros exteriores (muros de block).	ш		Obaya- shi.
380		2	7F		Desprendimiento y caída de muros exteriores.	III o IV		Obaya- shi.
381		3	7F		Daño por impacto.	Ш		Obaya- shi.
382		4	7F		Daño por impacto.	П		Obaya- shi.
383		5	6F		Falla por aplastamiento en los 3 niveles superiores.	v		IAJ (acero).
384	G-6	1	5F		Falla total de la parte supe- rior.	v		Obaya- shi.

núm. de rela- ción	símbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango de daño	observaciones	grupo investi- gador
385		2	10F		Falla total en forma de em- paredado de los 3 niveles superiores.	v		IAJ (acero).
386		3	8F		Daño severo y falla de muros exteriores.	ш		IAJ (acero).
387	4	4	8F		Daño severo y falla de muros exteriores.	ш		IAJ (acero).
388		5	5F		Falla total.	VI	De los 3 edifi- cios del Hospital Juárez, uno falló totalmente.	IAJ (acero).
389	G-7	1	13F	Oficinas (privado)	Daño severo y falla por cor- tante en columnas extremo de muros parapeto (en todos los niveles). Columna corta.	IV	Losa plana alige- rada.	IAJ (acero). JICA. Obaya- shi.
390		2	15F		Caída de losa de concreto reforzado en techo.	ш		Obaya- shi.
391		3	15F		Daño severo y falla por cor- tante en columnas.	IV		Obaya- shi.
392		4	8F			ΙοΠ		Obaya- shi.
393		5	8F			v		Obaya- shi.
394		6	8F			VI		Obaya- shi.
395		7	7F (?)		Desprendimiento y caída de muros exteriores de block.	ш		Obaya- shi.
396		8	4F			III		Obaya- shi.
397		9	13F		Daño severo y falla de muro parapeto.	III		Obaya- shi.
398	G-8	1	7F	Estacio- namiento	Falla total de parte de la es- tructura.	v	Losa plana.	Obaya- shi.
399		2	9F	Banco (edificio Multibanco Mercantil)	Falla total de vigas, falla por tensión del acero corrugado, con traslape de rosca, en el lecho inferior de vigas.	v	Vigas secunda- rias, acero con traslape de rosca.	JICA.
400		3	14F			III o IV		JICA. Obaya- shi.
401		4	. 9F		-	III o IV		Obaya- shi.
402		5	7F		Falla en emparedado en la parte superior.	v		Obaya- shi.
403		6	6F			III o IV	Estructura de marcos.	Obaya- shi.

núm. de rela- ción	simbolo de localización delegacional	núm. de rela- ción	núm.de niveles / estruc- tura	uso / nombre	características del daño	rango 'de daño	observaciones	grupo investi- gador
404		7	7F	Fábrica de ropa	Daño severo y falla en forma de emparedado de los 4 nive- les superiores, las columnas de los niveles inferiores severamente dañadas al borde de la falla total.	V	Acero con tras- lape de rosca.	ЛСА.
405		8	9F	Topeka	Falla total en emparedado.	VI		Obaya- shi. JICA.
406		9	8F			IV		Obaya- shi.
407	Н-3	1	5F		Indicios de asentamientos diferenciales.	п	-	IAJ (Ace- ro).
408	H-4	1	5F		Indicios de asentamientos diferenciales	п		IAJ (acero).
409	I-3	1	Desco- nocido		Falla total, permanece úni- camente en 3 niveles.	VI		IAJ (acero).
410	1-4	1	Desco- nocido		Falla total, permanece única- mente en 2 niveles.	VI		IAJ (acero).
411	Fuera del plano		4F	Escuela (Politéc- nico)	Agrietamiento en columnas y vigas de cubo de escaleras del 1 ^{er} y 2° nivel.	ш	Presentado en las investigacio- nes individuales de edificios.	ЛСА.
412	Fuera del plano		4F (?)	Hotel Finisterre	Falla total en emparedado.	VI	Al sur de la estación Tasque- ña.	ЛСА.

Instituto de Arquitectos de Japón
 Instituto de Investigación de Obayashi

Nota: El número de niveles se cuenta a partir del nivel de suelo (no incluye planta baja). F: Número de niveles sin incluir niveles de penthouse y de sótano.

PH: Número de niveles de penthouse.

B: Número de niveles de sótano.

En la Fig. 3.1.8, mapa que se encuentra en la bolsa de la solapa posterior de este libro, se muestra a color la localización de cada edificio, y el rango de los dafios sufridos. La Tabla 3.1.8 y la Fig. 3.1.8 fueron preparadas por Yutaro Omote (Constructora Obayashigumi), Toshio Takahashi (Constructora Kajima), Seichi Hayama (Constructora Hazama), Reiji Tanaka (Universidad Tecnológica de Tohoku), Shunsuke Otani (Universidad de Tokio), Koichi Minami (Universidad Tecnológica de Osaka) y Tsuneo Okada (Universidad de Tokio), con base en los documentos aportados por cada grupo de investigación.

b. Unidad Habitacional Nonoalco-Tlatelolco (UNT).

Es el conjunto habitacional más grande de la Ciudad de México, situado ligeramente al norte del centro de la ciudad (zonas C, D, E-1 de la Fig. 3.1.1). Fue construido como proyecto nacional entre 1958 y 1964, por el banco Banobras, el ISSSTE y otras instituciones públicas. Ocupa 115 hectáreas, y consta de 102^7 edificios habitacionales, y 45^2 destinados a otros usos. Tiene 12,000 departamentos, habitados en unos casos por los propietarios y en otros por arrendatarios. La población total de la UNT es de 70,000 habitantes.

Todos los edificios de la UNT son de CR. Están clasificados por sus características estructurales en los tipos A, B, C, I, K, L, M y N. Sin embargo, como los M y N son casi iguales, en la práctica son 7 tipos. En la Fig. 3.1.9 se puede ver la distribución de edificios según el tipo. La UNT está asentada en lo que antiguamente fue el lago, donde el subsuelo es muy suave. Se utilizaron estructuras de cimentación flotantes, combinados con pilotes de fricción en algunos casos. Se describen aquí brevemente los daños registrados en la UNT, y posteriormente, en el inciso 3.1.3, se presentan resultados más detallados.

El Grupo Rioboo realizó una evaluación de los daños sufridos por la UNT³. Los resultados de la misma se resumen en la Fig. 3.1.10 y en la Tabla 3.1.9. En esta investigación se clasificaron los daños por inspección visual en dos categorías: estructurales y no estructurales. Los daños estructurales se subdividieron a su vez en mayores por un lado, y medianos y pequeños, por otro. Los no estructurales se subdividieron en dos, con los mismos nombres que en el caso anterior. Según esta clasificación, los edificios con daños estructurales fueron 30 (29%), de los cuales 6 (6%) sufrieron daños mayores. El número de los que sufrieron daños no estructurales es similar al anterior. Según este estudio, el número total de edificios dañados fue 58 (57%).

El grupo de JICA investigó detalladamente de 2 a 3 edificios de cada tipo, en total 13. Se concentró en daños estructurales, que clasificó en 5 rangos: sin daño, daño despreciable, daño pequeño, daño mediano y daño mayor o colapso. Esta clasificación es casi igual a la de la Tabla 3.1.1, salvo que en el caso aquí tratado están agrupados IV (daño mayor), V (colapso parcial), y VI (colapso total). Sobre los 13 edificios se comparan las clasificaciones de JICA y del Grupo Rioboo en la Fig. 3.1.11. Como se ve en la misma, salvo en el caso de daño mayor no estructural, en el que la correspondencia es mala, el resto muestra que la equivalencia establecida es satisfactoria. En la Fig. 3.1.9 están marcados los edificios investigados por JICA, con A-1, A-2....C-1.

¹ De los 10 edificios, a 6 se les ha dado otro uso (investigación del profesor adjunto Osamu Koide, del Departamento de Ingeniería Urbana de la Universidad de Tokio)

² Se incluyen 9 escuelas primarias, 2 secundarias, 1 escuela técnica y 13 jardines de niños.

³ Datos proporcionados por la Compañía Rioboo a JICA.



L----14 niveles



Fig. 3.1.9a Tipos de estructuras en la Unidad Nonoalco - Tlatelolco. Los edificios numerados son revisados en el inciso 3.1.3. (1)



Fig. 3.1.9b Tipos de estructuras en la Unidad Nonoalco - Tlatelolco. Los edificios numerados son revisados en el inciso 3.1.3. (2)

EX-HIPODROMO DE PERALVILLO



Fig. 3.1.9c Tipos de estructuras en la Unidad Nonoalco - Tlatelolco. Los edificios numerados son revisados en el inciso 3.1.3. (3)



Fig. 3.1.10a Distribución de daños en la Unidad Nonoalco - Tlatelolco (1)



El número de niveles en los edificios no considera a la planta baja.

Fig. 3.1.10b Distribución de daños en la Unidad Nonoalco - Tlatelolco (2)

219



EX-HIPODROMO DE PERALVILLO

Fig. 3.1.10c Distribución de daños en la Unidad Nonoalco - Tlatelolco (3)

leve

	tipo de	núm. de	estructural		no estructural		total de
núm edificio		niveles	daño mayor	daño mediano o pequeño	daño mayor	daño mediano o pequeño	edificios
1	edificio A	4 o 5	-	-	÷	-	44
2	edificio B	8	-	-	2	14	16
3	edificio C	14	1.	5	4	-	10
4	edificio I	8	3	2	1	3	9
5	edificio K	14	1	4	1	-	6
6	edificio L	14	-	2	3	-	5
7	edificios M y N	21	1	11		-	12
	total		6	24	11	17	102

Tabla 3.1.9. Daños en la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

*: colapso total

Rioboo" JICA"	sin daños	daño ligero	daño pequeño	daño mediano	daño mayor y colapso
daño estructural mayor				М	I, K, C
daño estructural de pequeño a mediano		М	С		
daño no estructural mayor	B, C, L		D, K		
daño no estructural de pequeño a mediano			L		
sin daños	A, A	В			

*1: clasificación de daños según el Grupo Rioboo
*2: clasificación de daños según JICA

Fig. 3.1.11. Comparación de los resultados de las evaluaciones de daños realizadas por el Grupo Rioboo y JICA (las letras de A a M representan los diferentes tipos de edificio).



Edificios reforzados

El número de niveles en los edificios no considera a la planta baja.

Fig. 3.1.12a Localización de los edificios reforzados de la Unidad Nonoalco - Tlatelolco. Los números indican el mes y año en que fueron reforzados con pilotes en la estructura de cimentación (1).



Edificios reforzados

El número de niveles en los edificios no considera a la planta baja.

Fig. 3.1.12b Localización de los edificios reforzados de la Unidad Nonoalco - Tlatelolco. Los números indican el mes y año en que fueron reforzados con pilotes en la estructura de cimentación (2).



EX-HIPODROMO DE PERALVILLO

Edificios reforzados

El número de niveles en los edificios no considera a la planta baja.

Fig. 3.1.12c Localización de los edificios reforzados de la Unidad Nonoalco - Tlatelolco. Los números indican el mes y año en que fueron reforzados con pilotes en la estructura de cimentación (3).

Los cimientos de algunos de los edificios del conjunto habían sido reforzados antes del sismo, debido a hundimientos diferenciales. También, habían sido ya reparados y reforzados algunos edificios debido a los daños que sufrieron en los sismos de 1979 y 1981. Los edificios tipo C fueron reforzados con muros estructurales, debido a que las columnas sufrieron daños en los sismos mencionados en los niveles de servicio de elevadores 4, 7, 10 y 13. Este punto se tratará posteriormente, en el inciso 3.1.3. Sobre los refuerzos mediante pilotes, hechos antes del sismo, se presenta la información proporcionada por el Grupo Rioboo, en la Fig. 3.1.12. En la misma se agregan datos sobre los refuerzos en los niveles de servicio de elevadores, recopilados por los grupos de trabajo, de 6 de los 10 edificios del tipo C. Para determinar las características estructurales de cada tipo de edificio, se calculó el valor del Indicador de Resistencia Sísmica Is^{3,1,3)}, aplicando las Normas de Resistencia Sísmica^{1,1,2)} del Instituto de Arquitectos de Japón. El resultado de esta evaluación y su relación con los daños se muestra en la Fig. 3.1.13, donde el eje horizontal es el indicador Is en la dirección X, y el vertical es el indicador Is en la dirección Y. En la figura se marcan los índices Is de cada tipo de edifício. Los daños se dividieron en 3 rangos. El tamaño del círculo que representa el número de edificios con un par de indicadores en X y Y es más grande cuanto mayor es el número de edificios que representa. Además de los 7 tipos de edificio de la UNT, se incluyen en la gráfica un edificio de oficinas de 12 pisos (Chap), dos de universidades de 4 pisos (PE), (PW), y dos edificios de una escuela secundaria de 3 y 4 pisos (S3), (S4). Estos edificios se describen en detalle en el inciso 3.1.3. De la figura se concluye que hay bastante correlación entre los valores calculados de Is y los daños observados.





3.1.3. Investigación detallada de algunos edificios.

Se recabaron algunos datos de edificios dañados representativos, con el fin de analizarlos a los niveles 1 y 2 del procedimiento de análisis de seguridad estructural ante sismo del Instituto de Arquitectos de Japón. Se preguntó a administradores y moradores de los mismos, y a personas que vivían en la vecindad, sus impresiones sobre el sismo. También, se midieron las dimensiones de las columnas y de los claros entre las mismas, entre otras cosas, y en algunos casos, la resistencia a compresión del concreto en la estructura (pruebas de cala de núcleo y de rebote de martillo). También se examinaron otras características físicas del concreto, y se probaron a tensión las varillas de refuerzo.

1. Edificio de oficinas y departamentos (edificio 77).

Descripción.

Construcción de CR de 8 niveles, de departamentos y oficinas, con área total de 1400 m², construido en 1975. En la Fig. 3.1.14 se muestran las dimensiones de la PB. Las dimensiones de la sección transversal de las columnas rectangulares eran, en la PB, de 40 por 40, de 40 por 25 o de 35 por 25 cm. En la Foto 3.1.20 se muestra el frente del edificio.



Fig. 3.1.14 Planta del edificio número 77.

Descripción del daño (daño mayor).

Sufrió grandes daños en la dirección transversal (sentido corto de la planta estructural), y pocos



Foto 3.1.20 Aspecto exterior del edificio (lado derecho).

en la longitudinal (sentido largo de la planta estructural). Los principales daños fueron: falla de columnas de la PB, caída de las losas de balcones y rotura de vidrios. Sobresalen la falla del extremo superior de una columna de orilla de la PB (Foto 3.1.21), y la de la parte inferior de una columna interior de la PB (Foto 3.1.22). El daño sufrido por la columna de orilla de la PB se presentó por efecto de los grandes deflexiones laterales de la estructura, provocando además el choque con la construcción de CR vecina. Por otra parte, la columna interior falló debido a que las varillas de refuerzo a cortante, colocadas a intervalos de 40 a 50 cm, fueron insuficientes. El problema de aplastamiento y desmoronamiento del concreto en el núcleo de la columna, indica la inadecuada distribución del acero de refuerzo lateral.

Resistencia a compresión del concreto: 188 kg/cm² (prueba de rebote de martillo).



Foto 3.1.21 Columna de orilla de la PB dañada (edificio 77).



Foto 3.1.22 Columna interior de la PB, dañada (edificio 77).

2. Edificio de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (edificio 97).

Descripción general.

Edificio de 18 pisos de CR, con un nivel de sótano y área de piso total de 12500 m², 11900 m² si se excluye el sótano, construido en 1980 (Foto 3.1.23). En la Fig. 3.1.15 se muestra la planta del piso 8 (P8). Tenía en la dirección norte-sur (transversal) 3 claros de 5.7 m, y en la este-oeste (longitudinal) 5 claros de 7.7 m. Las columnas eran de 115 por 65 cm, de 60 por 85 cm, o de 95 por 57 cm. La fachada estaba completamente cubierta por una pared de cortina de aluminio, el costado era de mampostería no estructural, y el piso de losa y vigas secundarias. En el sótano había un estacionamiento para vehículos.

Descripción de los daños (medianos).

Se dañaron los muros exteriores de mampostería, concentrándose los daños entre las plantas P3 y P8 causados por choques con el edificio contiguo. Se muestra en la Foto 3.1.24 el sitio de choque. Otros daños fueron la aparición de grietas a lo largo de las vigas principales, y la caída de algunos techos y lámparas. Se muestra en la Foto 3.1.25 un aspecto de los daños. De la fachada no se rompieron más que algunos cristales de ventana. Por otra parte, las columnas sufrieron poco daño, se encontraron pocas fisuras. Los pisos 10 a 18 no sufrieron daño alguno según se informó, aunque no se pudo constatar.





Foto 3.1.23 Aspecto exterior del edificio 97.

Fig. 3.1.15 Planta del edificio 97.



Foto 3.1.24 Lugar de choque del edificio 97 con el edificio contiguo.



Foto 3.1.25 Daños en el interior.

La verticalidad del edificio era mantenida o compensada mediante un tanque de agua en el sótano, que contrarrestaba el hundimiento del suelo blando. Con el sismo, el tanque se rompió, y anegó el sótano con varias decenas de centímetros de agua, lo que también provocó que el edificio se inclinara hacia la calle.

Este edificio será puesto en servicio cuando se haya corregido la inclinación y se hayan reforzado los muros dañados.

La resistencia a compresión del concreto en este edificio fue 211 kg/cm² (prueba de rebote de martillo).

3. Edificio de departamentos con establecimientos comerciales en la planta baja (edificio 102).

Descripción.

Construcción de marcos rígidos de CR (con la presencia de muro-columna), de 12 pisos y sótano, con área de piso total de aproximadamente 3,200 m² (Foto 3.1.26). La PB aloja comercios, y del P1 en adelante hay departamentos. Se estima que fue construido 20 años antes. Consta de 4 unidades iguales, la planta de una de las cuales se muestra en la Fig. 3.1.16. Tiene 2 por 3 claros, que en total se traducen en 14 m de ancho por 20 m de largo. Las columnas son más bien muro-columna, con secciones de 25 por 200 cm o 20 por 160 cm, y los pisos son de losa plana aligerada, de 30 cm de espesor. Los muros divisorios son de bloque de concreto.



Foto 3.1.26 Aspecto exterior del edificio 102.



Fig. 3.1.16 Planta del edificio 102.

Descripción de los daños (daño mediano).

Se muestran en la Foto 3.1.27 algunos de los balcones dañados. Las paredes exteriores, de vidrio y mampostería de ladrillo, sufrieron daños mayores. Por otra parte, en los muros-columna se observaron grietas de cortante de 0.15 a 0.20 mm de ancho, en forma de cruz, y en la parte superior de una columna de esquina, a nivel del P1, se apreció falla de aplastamiento por flexión. Se observó lo mismo en la parte inferior de las columnas en el sótano. Se muestran en la Foto 3.1.28 grietas en un muro-columna del P1.

Por otra parte, algunos muros divisorios de bloque presentaban grandes grietas de cortante, clasificados como daños mayores. Las partes no estructurales sufrieron grandes daños, tanto en el exterior como en el interior. El edificio quedó un poco inclinado al deformarse inelásticamente y tener deformaciones remanentes.

La resistencia a compresión del concreto en este edificio, por la prueba de rebote de martillo fue 225 kg/cm².



Foto 3.1.27 Balcón dañado (edificio 102).



Foto 3.1.28 Grietas en un muro-columna (edificio 102).

4. Edificio de Petróleos Mexicanos (edificio 109).

Descripción.

Estructura de CR de 11 pisos, con área de piso total de 4,000 m² divididos en 40 departamentos, construido en 1982. Se muestran en la Fig. 3.1.17 las dimensiones de la PB, según las mediciones realizadas por el grupo. Como se ve en el plano, tiene 13 m de ancho en 2 claros, y 27.9 m de largo en 8 claros. Las columnas de la PB tienen secciones transversales de 140 por 50 cm u 80 por 50 cm. El piso es de losa plana aligerada. En la Foto 3.1.29 se muestra la parte posterior del edificio.

Daños (mayor).

Hubo grandes daños entre la planta baja y el P5. Se puede mencionar, por ejemplo, que las columnas de la PB fallaron en la parte media por flexión y por esfuerzos cortantes. Los daños se concentraron en las columnas debido a que la PB era flexible, con ausencia total de muros estructurales. Aún en las columnas que no sufrieron daños por esfuerzos cortantes aparecieron grietas paralelas a las varillas principales. En las Figs. 3.1.30 y 3.1.31 se muestra el estado en que quedaron las columnas.



Fig. 3.1.17 Planta del edificio 109.



Foto 3.1.29 Exterior del edificio 109.

Las varillas corrugadas de 35 mm (D-35) de las columnas estaban concentradas en paquetes de 3 en cada esquina de las mismas. Los estribos, a intervalos de 25 cm, eran de varilla D-16 o menor y rematados a 90 grados. En las columnas dañadas se abrieron los estribos. Por otra parte, se encontraron grandes grietas en las losas, y en las uniones viga-columna grietas en forma de X. En cuanto a los elementos no estructurales, hubo muros divisorios que fallaron por esfuerzos cortantes, y los muros exteriores también resultaron muy dañados. Sin embargo, del P6 en adelante se registraron pocos daños, y según se informó, tampoco hubo daños en el interior del edificio.

En resumen, el edificio sufrió daños mayores, y se decidió su demolición en noviembre de 1985.



Foto 3.1.30 Columna dañada (1).



Foto 3.1.31 Columna dañada (2).

5. Hospital Quirúrgico (edifício 117).

Descripción.

Construcción de CR de 8 niveles, sótano y penthouse, de 3 claros de frente por 6 de fondo. Los muros laterales exteriores eran de mampostería de tabique, sin ventanas (Foto 3.1.32).

Descripción de los daños (daño mayor).

Los principales daños sufridos fueron por esfuerzos cortantes en las columnas del P3 a P5, y en particular en las del P4 (Foto 3.1.33). Los P3 a P5 coinciden con la parte superior del edifició contiguo. La dirección de las grietas por cortante en las partes superiores de las columnas indican que chocó con el edificio contiguo. Por otra parte, no hubo daños notorios en los pisos inferiores, y en particular, en la PB, no se encontraron grietas.

En los muros laterales de mampostería había daños debidos al choque, y frente a la entrada principal del edificio se abrió una grieta en el pavimento, paralela al mismo (Foto 3.1.34).



Foto 3.1.32 Edificio 117 y edificio con el que chocó.



Foto 3.1.33 Daños por cortante en una columna del P4 (edificio 117).



Foto 3.1.34 Grieta en el concreto del pavimento frente a la entrada principal (edificio 117).

El espacio entre este edificio y el contiguo de mampostería de ladrillo con el que chocó era de 20 cm (Foto 3.1.32). La relación de esta separación con los 10 m de altura del edificio de mampostería de ladrillo es de 1/50. Este es el grado de deformación lateral que habría tenido que presentar el edificio para chocar con el vecino, pero no hay indicios de tales niveles de deformación, pues con la mitad de la misma habrían aparecido grietas y daños en las columnas. Por lo tanto, el edificio tuvo que chocar con el vecino por desplazamiento y/o rotación de cuerpo rígido.

Los edificios a la derecha del que nos ocupa son también de CR. En los muros exteriores de los mismos hay también huellas de choque, causadas por rotación de cuerpo rígido principalmente.

6. Edificio de la Secretaria de Energía, Minas e Industria Paraestatal (edificio 118).

Descripción.

Estructura de CR de 10 pisos cuya planta se reduce a partir del segundo, construido en 1970. La planta de los dos primeros niveles es como se muestra en la Fig. 3.1.18. Las columnas tienen las secciones rectangulares de 40 por 80, 40 por 50 o 40 por 40 cm. Se muestran el frente y la parte posterior del edificio en las Fotos 3.1.35 y 3.1.36, respectivamente.

Daño (mediano).

No se encontraron grietas en elementos estructurales entre la PB y el P1, pero sí daños en elementos no estructurales como muros divisores de ladrillo, muros de bloque interiores, y vidrios. Esto explica que cuando se realizó la visita se hayan estado removiendo elementos no estructurales, en prevención de réplicas (Foto 3.1.37). Chocó con el edificio vecino.

La resistencia a compresión del concreto (prueba de rebote de martillo) fue de 232 kg/cm².



Fig. 3.1.18 Planta de los niveles 1 y 2 del edificio 118.



Foto 3.1.35 Frente del edificio 118.



Foto 3.1.36 Parte posterior del edificio 118.



Foto 3.1.37 Daños en el interior del edificio 118.

7. Edificio de oficinas (edificio 150).

Descripción.

Este edificio de planta trapezoidal como se muestra en la Fig. 3.1.19, tiene 12 niveles y sótano. Tiene a lo largo 5 claros y 3 a lo ancho. El sótano, P1 y P2 son utilizados como estacionamiento (Fotos 3.1.38 y 3.1.39).



Fig. 3.1.19 Planta de un piso típico del edificio 150.

235

CENTRO MACIONAL DE FREVENCION DE DESASTRES



Foto 3.1.38 Aspecto del lado suroeste del edificio 150.

Foto 3.1.39 Aspecto del costado norte del edificio 150.

Las características estructurales son las siguientes.

(i) Estructura de CR que tiene muros de cortante en todos los niveles, en los núcleos de elevadores y de escaleras. En total, tiene un muro longitudinal y dos transversales de este tipo.

 (ii) Las columnas son rectangulares, con relación peralte-ancho de 2 a 1. El costado largo de las mismas es paralelo al lado de mayor longitud del edificio.

(iii) El piso es de losa plana, con vigas secundarias transversales.

(iv) Los marcos de colindancia tienen muros de mampostería estructural de ladrillo, arrostrados con elementos de CR en cruz.

(v) En la cimentación hay pilotes de fricción de sección triangular y 26 m de largo, hechos de concreto reforzado. Hay un pilote bajo cada una de las columnas de la periferia, y dos bajo cada una del interior.

(vi) Se construyó entre 1980 y 1982.

(vii) El edificio se localiza en Av. Chapultepec, en la antigua zona del lago.

Descripción de los daños.

(i) Daños estructurales.

Las vigas del eje A, entre los ejes 1 y 2 (Fig. 3.1.19), fallaron debido a esfuerzos cortantes. Estas vigas son continuación de un muro no estructural. También las vigas del eje 1, exceptuando las localizadas entre los ejes C y D, fallaron por cortante por efecto de acortamiento del claro debido a la presencia de los muros de mampostería de tabique. Salvo estos casos, los daños se concentraron cerca de las zonas de

unión, en los anclajes de las riostras de CR de los muros exteriores de mampostería de ladrillo. Otra excepción fue la falla por esfuerzo cortante en columnas extremadamente cortas del sótano. Las Fotos 3.1.40 y 41 muestran ejemplos de columnas y vigas dañadas. S y F indican falla por esfuerzo cortante y por flexión-adherencia respectivamente, y los números II a V el grado de daño: ligero, mediano, mayor y colapso. Se muestran en las Figs. 3.1.20 a 3.1.22 los marcos de los ejes 3, D y F, y en las mismas se representan los patrones de agrietamientos en columnas y muros estructurales. Los patrones de agrietamientos en estos muros aparecen a 45 grados del plano horizontal. En las Figs. 3.1.23 y 24 se representan esquemáticamente los patrones de agrietamiento en losas de pisos.

Del P1 en adelante, se encontraron grietas de 3 mm de ancho, a lo largo de los ejes B y E, y a una distancia de los mismos entre 1,500 y 1,800 mm. Las líneas donde se presentan estas grietas cruzan las zonas de unión de las columnas, donde muchas varillas se rompieron, o algunas varillas de la parte superior sufrieron deformaciones remanentes de tensión por flexión. Este patrón de agrietamiento se pudo haber debido al aplastamiento y deformación del núcleo de concreto. En todos los pisos había grietas de 3 mm de ancho en el eje A, entre los ejes 1 y 2, y en la losa del piso se encontraron grietas rodeando las columnas.











Foto 3.1.41 Aspecto de los daños en columnas y vigas del edificio 150 (2).

E : Desprendimiento de concreto

: Parte que no fue posible inspeccionar



Fig. 3.1.20 Patrón de agrietamiento en el lado oeste del marco 3 del edificio 150.



🔳 : Desprendimiento de concreto

Fig. 3.1.21 Patrón de agrietamiento en el lado sur del marco D (edificio 150).



Fig. 3.1.22 Patrón de agrietamiento en el lado norte del marco F (edificio 150).



Fig. 3.1.23 Patrón de agrietamiento en la losa del nivel 10, vista superior (edificio 150).



Fig. 3.1.24 Patrón de agrietamiento en la losa del nivel 10, vista inferior (edificio 150).

(ii) Daños en elementos no estructurales.

Los muros no estructurales de este edificio, se clasificaron según la colocación de las riostras de CR, en los 6 tipos mostrados en la Fig. 3.1.25. Los modos de falla representativos de estos muros se ilustran en la Tabla 3.1.10. Los muros de los lados este y sur, donde hubo mayores daños, eran tipo X, como se muestra en la Foto 3.1.41. En la Fig. 3.1.26 se muestra un detalle del anclaje de un arriostramiento tipo X. El método de anclaje utilizado en este edificio causa por lo general grandes daños en las vigas, como los que se ven en la Foto 3.1.40. Se informó que los refuerzos en X de los muros exteriores fueron incluidos como elementos estructurales en el proceso de diseño original.



Fig. 3.1.25 Diferentes tipos de muros de mampostería de ladrillo.





Tabla 3.1.10 Modos de	falla de muros de mampostería de	ladrillo arrostrados.
-----------------------	----------------------------------	-----------------------

tipo de muro	daños	esquemas de los modos de falla
х	 falla a compresión en las esquinas falla a compresión en el cruce de las ristoras corte o desprendimiento de las varillas de anclaje en las esquinas corte o desprendimiento del empalme de varillas en las esquinas 	 1) 2)
P M	1) agrietamiento diagonal por cortante	1)
S	1) agrietamiento diagonal por cortante (frecuentemente el centro se desplaza hacia abajo)	1)
H1 H2	igual que arriba	igual que arriba

En la Fig. 3.1.27 se ilustran el patrón de agrietamiento formado en una rampa entre la PB y el P1. Sobresale una de ellas por su tamaño, en la dirección este-oeste, entre los planos D y F. La región definida por los planos E y F en una dirección, y 3 y 4 en la otra, actuó como riostra, y la delimitada por C y F en una dirección, y los planos 1 y 2 en la otra, como elemento de flexión. Estos dos elementos restringieron el movimiento del edificio, haciendo que oscilara torsionalmente, y que los daños fueran relativamente menores entre la PB y el P3, donde están las rampas, si se comparan con los de los pisos P3 a P5.

El pequeño tramo de muro no estructural de CR que sobresale del eje A (Fig. 3.1.27), tiene columnas rectangulares a ambos lados. Las mismas están conectadas a la columna de la esquina del eje 1 y a la viga entre 1 y 2 del eje A (Fig. 3.1.19). Por otra parte, la parte inferior de este muro está conectada con el muro del sótano que está afuera del eje A. En este muro se observaron grietas por cortante. La parte superior del muro en sí no sufrió muchos daños, pero hizo que la viga entre 1 y 2 del eje A se dañara. También provocó que se agrietara el piso cercano a ella (Foto 3.1.42).



Fig. 3.1.27 Grietas en una de las rampas.



Foto 3.1.42 Daños en la parte inferior de un muro de CR de la parte norte de la estructura.

(iii) Choque con los edificios contiguos.

El edificio chocó con los edificios al este y al sur, causando bastantes daños sobre todo en el costado sur (Foto 3.1.43).



Foto 3.1.43 Huellas de choque del edificio 150 con el edificio contíguo al este.

(iv) Inclinación y hundimiento del edificio.

Mediante mediciones de nivel, con puntos de referencia en el sótano, la PB, P9 y P11, se encontró que el edificio se había hundido de manera desigual cerca del núcleo localizado al centro del edificio (Fig. 3.1.28). De la medición con tránsito desde una referencia a unos 30 m del edificio, se verificó la posición y verticalidad de cada piso a lo largo de una columna exterior, concluyéndose que el edificio presentaba deformación torsional (Fig. 3.1.29).



Fig. 3.1.28 Hundimiento de la estructura del piso del sótano.



Fig. 3.1.29 Inclinación medida del edificio.

Resistencia del concreto. Se analizaron muestras de concreto tomadas de 3 sitios de cada piso, mediante la prueba no destructiva de rebote de martillo. También se hicieron pruebas de compresión a probetas cilíndricas de 7.65 cm de diámetro y 15.3 cm de largo (prueba de cala de núcleo), del centro y extremos de columnas del P1, P4 y P11. Con el método de martillo se obtuvo una resistencia promedio de 205 kg/cm², y las de cala de núcleo arrojaron resistencias a compresión de 210 a 400 kg/cm². En promedio, el centro de las columnas tuvo resistencia menor, de 248 kg/cm².

Mecanismo de fluencia.

Se muestran en la Fig. 3.1.30 los sitios donde se supone que se formaron articulaciones plásticas, posterior a la formación de las grietas en vigas y columnas. Se decidió que el límite de fluencia había sido rebasado cuando las fisuras tuvieran más de 1 mm de ancho y 50 cm de largo. Por otra parte, no se encontraron en los marcos de la Fig. 3.1.30 daños por esfuerzo cortante de rango IV o mayor. Los símbolos "o" y "x" identifican articulaciones plásticas en direcciones ortogonales.

Como se ve en los ejes 1 y 3 de la Fig. 3.1.30, entre A y C se formaron articulaciones plásticas en la dirección X, y entre D y F en la dirección O. Las articulaciones plásticas en ambas direcciones se debieron al hundimiento de la zona C-D. Sin embargo, las marcas "o" entre A y C y las "x" entre D y F indican que el edificio osciló fuertemente en ambas direcciones. En la mayoría de las vigas transversales se formaron articulaciones plásticas, lo que demuestra que el edificio osciló fuertemente en la dirección de las mismas.

Discusión sobre el reforzamiento del edificio.

Se presentan a continuación los resultados de la inspección realizada mediante el método de la referencia 3.1.4). Se muestra claramente que los daños se debieron a que el límite elástico en las vigas fue rebasado, por lo que se hizo una inspección minuciosa, de tercer nivel. El indicador de resistencia se calculó mediante el método de distribución conjunta, tomando como punto fijo la parte inferior de una columna del sótano.



Los símbolos "o" y "x" indican sitios donde se formaron articulaciones plásticas por flexión. La marca a indica sitios a los que no se tuvo acceso.

Fig. 3.1.30 Resultado de la evaluación del mecanismo de fluencia.

El deterioro de la resistencia de la estructura está dado por

$$\phi = [1 - (Is'/Is)] * 100 [\%]$$

donde Is e Is' son los indicadores de resistencia sísmica antes y después del sismo, respectivamente. El valor más grande de ϕ , de 50%, se calculó para el P8, en la dirección transversal. Se recomienda que para valores de ϕ iguales o mayores que 50%, se refuerce el edificio^{3,1,4}. En el cálculo se ignoraron los muros de mampostería de ladrillo arrostrados con CR, que según el diseño eran elementos estructurales. Estos muros se encontraban en los costados sur y este del edificio. Como la resistencia de los mismos se perdió casi totalmente con el sismo, el valor de ϕ , si se hubieran tomado en cuenta, habría sido mucho mayor que el calculado. Se concluyó que el edificio debía ser reforzado.

Por otro lado, la pendiente del ángulo de desplome de la estructura era de 1/100 o menor, por lo que la estructura de cimentación no tenía que ser reforzada.

Resultados de las mediciones de microvibraciones.

En la Fig. 3.1.31 se muestran los modos principales de vibrar y los períodos de cada modo en las direcciones longitudinal y transversal.

El período fundamental es de 2.23 seg en la dirección transversal, y de 1.75 en la longitudinal. Estos valores son 1.2 y 1.6 veces mayores, respectivamente, que los de diseño, de 1.39 y 1.43 seg. La interacción entre el suelo y el edificio se despreció en los cálculos.


	dirección transversal	dirección longitudinal
T ₁	2.23	1.75
T ₂	0.57	0.48
T ₃	0.29	0.26

Períodos naturales de vibración (seg)

Cálculo de la capacidad de carga y de la resistencia sísmica.

Se calculó la capacidad de carga del edificio suponiendo que las columnas de la PB estaban rígidamente apoyadas en el suelo. Se calcularon por separado las capacidades de carga de los marcos (método de trabajo virtual) y de los muros estructurales, ignorando en este último caso su acoplamiento con las vigas. En los cálculos, se tomó en cuenta la capacidad de recuperación de las vigas. La capacidad de carga total se obtuvo sumando las capacidades parciales.

Se muestran en las Figs. 3.1.32 y 3.1.33 los resultados de las evaluaciones de resistencia sísmica y de capacidad de carga, respectivamente. Ambas son muy pequeñas, debido principalmente a que las fuerzas externas previstas en el diseño eran pequeñas, y a que el lugar de falla en las vigas difería del supuesto en el diseño. Otra causa de la baja resistencia sísmica fue que la capacidad de carga de los muros estructurales quedó supeditada a la de los pilotes y el subsuelo. El sitio donde se rebasó el limite elástico en las vigas fue diferente del previsto, debido a que muchas de las varillas de la parte superior de las vigas, en los extremos, apenas llegaban a la unión. Si las fallas en las columnas de la PB se hubieran presentado en las secciones donde había sido previsto, la capacidad a soportar carga lateral de la PB habría sido el doble.

Recomendaciones para el reforzamiento del edificio.

Se muestran en la Fig. 3.1.34 las acciones propuestas para la restauración y reforzamiento del edificio 150.

Fig. 3.1.31 Períodos naturales de vibración y formas modales, según mediciones.







Fig. 3.1.33 Grado de daños^{3.1.4)}.



Reforzar a cortante las columnas indicadas 🖨 de la PB



La capacidad de carga del edificio antes del sismo, en términos del cortante basal, era de 0.07 y 0.08 en la direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. Según el plan de reforzamiento, el índice de resistencia mejoraría a 0.25 en ambas direcciones, y el de ductilidad a cuando menos 2.5. Si se utilizan muros estructurales que cedan a flexión, se logra una capacidad de carga equivalente de 0.05 por muro agregado en un nivel dado. Por lo tanto, se recomienda agregar en cada nivel 8 muros en las esquinas, 4 en cada dirección, como se muestra en la Fig. 3.1.34. Esta disposición de muros evita que se muevan los centros de gravedad y de rigidez. En cuanto a los muros estructurales del núcleo, es necesario engrosarlos para evitar daños por cortante.

Para reforzar las vigas que confinan los muros no estructurales y el piso, se eliminarian los muros no estructurales de CR, y se pondrían en su lugar muros estructurales, para los que sería necesario que el concreto de las vigas se picara. En la periferia de la estructura del piso, dado que se agregarían muros estructurales, bastaría con picar el concreto del acabado, colocar una malla de alambre soldada, y sobre ésta, vaciar el nuevo concreto.

Para resolver el problema de lo corto de las columnas del sótano, y la de las vigas entre C y D del eje 1, se agregarían en la periferia del sótano muros estructurales; por otro lado, se eliminaría el muro de mampostería de ladrillo entre los ejes 1 y 2 junto al eje D, o en su defecto, se movería al eje D, o se agregarían barras de anclaje para mejorar la sujeción muro-viga. Sería necesario también reparar el concreto dañado de las vigas.

Como la capacidad de carga del edificio es menor que 0.3, es necesario asegurar que haya suficiente ductilidad en las partes del edificio y en el edificio en conjunto, evitando daños por adherencia o por cortante.

Conclusión.

 El edificio osciló torsionalmente debido a los muros exteriores de mampostería de ladrillo situados en los lados sur y este.

 Se hundió considerablemente, sobre todo la parte del núcleo, por falta de resistencia a fricción de los pilotes.

3) Por esta razón fallaron los muros estructurales del núcleo.

 Las varillas de las fibras superiores de las vigas y de las losas se rompieron en la zona de unión viga-columna.

5) Debido a 3) y 4), las capacidades de carga en términos del cortante basal, se redujeron a 0.07 en la dirección longitudinal y a 0.08 en la transversal. Esta falta de resistencia fue la causa principal de los daños.

8. Edificio de departamentos (edificio No.158).

Descripción.

Estructura de CR de nueve pisos, con superficie total de 3,700 m², construido en 1979. La PB era utilizada como estacionamiento, por lo que era flexible. Las dimensiones del edificio se muestran en la Fig. 3.1.35, y una toma del exterior en la Foto 3.1.45. El piso era de losa plana aligerada, y las columnas tenían sección transversal de 38 por 50 cm.

Descripción de los daños (medianos).

Hubo daños tanto en los muros exteriores como en los divisorios de bloque de los primeros 4 pisos. Estos daños fueron causados más bien por el sismo réplica del 20 de septiembre.

Aparecieron grietas pequeñas tanto en las columnas de orilla como en la losa aligerada del techo de la PB.



Fig. 3.1.35 Planta del edificio.



Foto 3.1.44 Muro exterior de mampostería de ladrillo dañado.



Foto 3.1.45 Edificio 158.

En la Foto 3.1.44 se muestra un muro de mampostería de ladrillo de la planta baja flexible, dañado. La Foto 3.1.46 muestra otro muro, junto a la escalera, que falló por cortante. Estos daños pueden haberse debido a oscilaciones torsionales, provocadas por la colocación en forma de L de los muros de mampostería de ladrillo de la PB, dado que el edificio se encuentra en una esquina.

La resistencia a compresión del concreto fue de 166 kg/cm2 (prueba de rebote de martillo).

9. Edificio de una escuela técnica (edificio No.201).

Descripción.

Estructura de CR, pertenece a una escuela técnica. Como se muestra en la Fig. 3.1.36, se encuentra en un complejo de edificios que forman un rectángulo abierto, unidos entre sí con juntas de expansión. Los edificios que dan al norte y al este son de salones de clase. El del sur, donde hubo daños, tenía, en la PB, una sala de juntas y un vestíbulo, y en el P1 una sala para maestros. En los P2 y P3 la carga era grande, debido a que en ellos estaba la biblioteca. En la Fig. 3.1.37 se muestra la planta del edificio, con dimensiones. En el lado oeste de la PB hay un muro de mampostería de ladrillo, y entre los P1 y P3, existían 2 o 3 ejes de muros de mampostería de ladrillo en la dirección transversal.



Foto 3.1.46 Muro de mampostería de ladrillo contiguo a la escalera, con falla por cortante.

Las columnas tenían las siguientes secciones transversales: 35 por 50 cm las interiores y 50 por 50 las de las esquinas, con varillas de refuerzo longitudinal 4-D22, y distancia entre estribos de 25 cm.



Fig. 3.1.36 Planta del complejo de edificios donde se encontraba el edificio 201.



Fig. 3.1.37 Planta del edificio dañado (número 201).

Descripción de los daños.

El edificio sur del conjunto sufrió grandes daños, y con la réplica del día siguiente el lado este de la PB se derrumbó. Además, una parte del muro transversal de mampostería de ladrillo del edificio este se dañó al chocar con el edificio sur. El muro de ladrillo oeste de la PB soportó la fuerza axial transmitida por el resto del edificio. Como consecuencia, la losa se deformó, como se muestra en las Fotos 3.1.47 y 3.1.48. En la Foto 3.1.49 se muestra una columna de la PB dañada. Además, se detectaron grietas en la losa plana, alrededor de los capiteles de las columnas, donde hubo fallas por punzonamiento.



Foto 3.1.47 Estado del edificio sur (201), después del sismo.



Foto 3.1.48 Estado del edificio sur (201) cuando se hizo la investigación en octubre de 1985. Una parte del P3 estaba siendo removida.

Causas de los daños.

 Como en los pisos superiores estaba la biblioteca, la carga viva era grande, por lo que durante el sismo, y debido a las fuerzas inerciales, la oscilación y los efectos de momento de volteo fueron grandes.

 La resistencia y la rigidez horizontales no fueron suficientes, debido a que había pocos muros longitudinales, y a que la sección transversal de las columnas era pequeña.



Foto 3.1.49 Daños en la base de una columna de la PB.

3) Había pocos estribos, por lo que la resistencia a esfuerzos cortantes y la ductilidad eran pequeñas.

10. Edificio de usos múltiples, incluyendo hospital (edificio 236).

Descripción.

Estructura de marcos rígidos de CR de 8 niveles y área total de 170 m² por nivel. Una planta simplificada se muestra en la Fig. 3.1.38. Contiene dos claros de 5.5 m en la dirección X, y 3 de 6 metros en la Y (Foto 3.1.50). Los muros divisorios en la dirección longitudinal de la PB y las del núcleo de escaleras eran de bloque. Las medidas aproximadas de las columnas eran, en la PB, de 400 por 500 mm, y en el piso más alto de 350 por 350 mm. Algunas columnas alrededor del núcleo de escalera tenían, en la PB, 350 por 600 mm.



Foto 3.1.50 Vista exterior del edificio.



Todos los muros exteriores de la PB eran de bloque.

Fig. 3.1.38 Planta del edificio 236.

Descripción de los daños (mayores).

Son notorios los daños en los muros de bloque sin refuerzo alrededor del núcleo de escaleras de todos los pisos. El mortero de las uniones de los muros de bloque en la PB estaba bien hecho, y aparentemente los muros funcionaron bien como elementos resistentes durante el sismo, aunque se presentaron algunas grietas del grueso de un cabello. Sin embargo, en las columnas de 360 por 600, alrededor del núcleo de escaleras, sí hubo daños, como se muestra en las Fotos 3.1.51 y 3.1.52. Como se ve en las mismas, las varillas de las esquinas son D32, corrugadas. Las mismas son muy gruesas en relación con la sección transversal de las columnas. El refuerzo lateral, también de varilla corrugada @350 mm, fue inadecuada. En la Foto 3.1.51 se muestra el desprendimiento del concreto de recubrimiento en la base de la columna, y a lo largo de las varillas de refuerzo, causado por esfuerzos cortantes y problema de adherencia. La Foto 3.1.52 muestra otro ángulo de la misma columna. En esta parte de la columna, hay daños por flexión, pero no por esfuerzo cortante. Esto se debe a que la pared de bloque en la dirección.



Foto 3.1.51 Daños en la cara transversal de una columna de la PB (edificio 236).



Foto 3.1.52 Daños en la cara longitudinal de la misma columna de la Foto 3.1.51.

Con una carga por unidad de área en el piso de 1 t/m², el esfuerzo en el eje de período largo, en las columnas de los extremos habría sido de 70 kg/cm², y en las columnas intermedias de 130 kg/cm². Como se ilustra en la Fig. 3.1.38, se utilizaron varillas de amarre 4-D13 al centro de la cara más ancha de las columnas (Foto 3.1.51).

11. Edificio del Centro Médico Nacional (CMN, edificio 237).

Los edificios investigados en los incisos 11 a 13 se encuentran en el complejo del CMN (Fig. 3.1.39).



Fig. 3.1.39 Distribución de los edificios del Centro Médico Nacional.

Descripción del edificio.

Es uno de los 33 edificios del CMN, con estructura de marcos momento-resistentes de CR. Tenía 8 niveles y un sótano. Como se muestra en la planta simplificada de la Fig. 3.1.40, consta de 2 secciones, A y B, unidas con juntas de expansión. El edificio A tiene 5 claros de 5 m en la dirección X, 3 claros de 5, 3.5 y 5 m en la Y, y 340 m² de construcción por nivel. Por otro lado, el edificio B consta de 4 claros de 5 m en la dirección X, 3 claros de 5, 3.5 y 5 m en la dirección X, 3 claros de 5, 3.5 y 5 m en la dirección X, 3 claros de 5, 3.5 y 5 m en la Y, y superficie de construcción de 270 m². Las secciones de columnas eran redondas, con diámetro en la PB de 800 mm, que se reducía rápidamente hacia los pisos superiores, hasta llegar a 350 mm en el último piso.



Columna de la PB: $\phi \approx 800$ mm (estimado) Columna del piso más alto: $\phi \approx 350$ mm (estimado)

Fig. 3.1.40 Planta del edificio No.237.

Descripción de los daños (mayor).

La Foto 3.1.53 muestra el aspecto exterior de los edificios 237. A la izquierda está el edifico B, y a la derecha el A. La Foto 3.1.54 muestra la fachada lateral del edificio A. El daño fue mayor en el edificio A, donde de la P4 a P7 fallaron las columnas, y de la PB a P3 fallaron las vigas. También es notoria la caída de elementos no estructurales como muros de ladrillo. La deformación remanente de ambos edificios, en los ejes de la junta de expansión, fue mayor en los pisos superiores, donde fallaron las columnas, que en los inferiores, donde cedieron las vigas.

12. Edificio No.245, del Centro Médico Nacional.

Descripción.

Estructura de marcos momento-resistentes de CR, prácticamente sin muros exteriores o divisorios. Contiene 5 claros de 7 metros en la dirección X, y 3 en la Y, de 5, 4 y 5 m, con una superficie de construcción por nivel de 560 m². Las columnas, salvo los exteriores, son redondas, con diámetro en la PB de 450 mm y en el P1 de 400 mm. Se muestra en la Fig. 3.1.41 una planta simplificada del edificio.

Un edificio del mismo tamaño, que estaba conectado al 245 con una junta de expansión, se desplomó. La Foto 3.1.55 fue tomada desde el sitio donde se encontraba el edificio que se cayó. La localización del edificio se muestra en la Fig. 3.1.39.



Foto 3.1.53 Exterior de los edificios No.237. A la izquierda está el edificio B, a la derecha el A.



Foto 3.1.54 Daños en el edificio A.

Descripción de los daños (mayor).

Es notoria la falla por flexocompresión de las columnas de la PB y P1. La Foto 3.1.56 muestra el lado de la fachada lateral en el sitio de la junta de expansión. Las columnas de una esquina que soportaban la carga de la escalera fallaron a cortante, sobre todo en el P1, por efecto de acortamiento de su longitud libre. Estas columnas eran rectangulares en el P1.



Fig. 3.1.41 Planta del edificio 245.



Foto 3.1.55 Daños en el edificio A. En el frente del mismo se encontraba el edificio B, que se derrumbó.



Foto 3.1.56 Daños debidos a esfuerzos cortantes y adherencia del concreto con las varillas de las columnas centrales del P8.

13. Edificio No.246, del Centro Médico Nacional.

Descripción.

Consta de dos estructuras de marcos momento-resistentes de CR, de 8 niveles y sótano, unidas mediante junta de expansión. Los pocos muros que tiene se encuentran alrededor del núcleo del elevador. Las Fotos 3.1.57 y 3.1.58 muestran dos aspectos del edificio. A la izquierda está la estructura A, y a la derecha la B. La localización del edificio se puede consultar en la Fig. 3.1.39.



Foto 3.1.57 Edificio 246. La estructura de la izquierda es la A, la de la derecha la B. Es notoria la deformación de la estructura A.



Foto 3.1.58 Junta de expansión entre las estructuras A y B del edificio 246. Se tomó una muestra de concreto de una de las columnas en el extremo derecho de la PB para hacer pruebas de laboratorio.



Fig. 3.1.42 Planta del edificio.

Descripción de los daños (mayor).

Ambas estructuras sufrieron daños mayores. Se muestra en la Foto 3.1.59 el único muro de CR del edificio B. Aunque falló a cortante, evitó mayores daños en el edificio. La estructura A, que no tenía muro de CR, se deformó más que la B.



Foto 3.1.59 Muro estructural de CR, que falló por cortante.

La Foto 3.1.60 muestra los daños sufridos por las columnas de la PB, cerca de la junta de expansión. La columna izquierda es de la estructura A, y la derecha de la B. La Foto 3.1.61 muestra otra columna de la estructura A, a la que se le desprendió el concreto. Como se ve en las fotos, estas columnas sufrieron daños por flexo-compresión en su parte media. La causa de los altos esfuerzos por flexo-compresión se ignora.



Foto 3.1.60 Daños en las columnas de la PB del edificio 246. A la izquierda está la estructura A.



Foto 3.1.61 Daños por compresión en una columna de la estructura A, del edificio 246.

La Foto 3.1.62 muestra una viga agrietada en un extremo debido a efectos de flexión y cortante, en el P1 del edificio A. La Foto 3.1.63 muestra unas varillas 3-D19 de la parte inferior de una viga principal, rotas. Se rompieron debido a la separación de los estribos (D10@300 mm), y a que el concreto de la parte inferior de la viga falló a compresión, ocasionando el pandeo en postfluencia de las varillas. Las varillas fueron sometidas a varios ciclos tensión-compresión. Por el aspecto de los extremos de los puntos de rotura, parece que adoleció de ductilidad al acero de refuerzo.



Foto 3.1.62 Daños en una viga principal del P1.



Foto 3.1.63 Varillas del extremo de una viga principal del P1, rotas (edificio 246).

14. Edificio No.254, de oficinas.

Descripción.

Estructura de marcos momento-resistentes de CR, de 12 niveles y sótano, de oficinas. En la Fig. 3.1.43 se muestra una planta simplificada del edificio, y en la Foto 3.1.64 el aspecto exterior del mismo.











260

Consta de 5 claros de 3.75 m en la dirección X, y 3 de 4.2 m en la Y, constituyendo una superficie de construcción por planta de 240 m². Los muros están concentrados en el núcleo localizado en el extremo derecho.

Se pudo inspeccionar todos los pisos, excepto la PB, aunque según el administrador, los daños en la misma eran similares a los de los otros pisos. Las columnas interiores del P1 eran de 600 por 600 mm, y las exteriores de 400 por 400 mm. Las vigas del P2 (no hay vigas secundarias) eran de 200 por 650 en la dirección Y, y de 200 por 450 en la X.

Descripción de los daños (mayor).

Son notorios los daños en las vigas principales de la dirección Y, entre los P1 y P3. Las Fotos 3.1.65 y 66 muestran aspectos de los daños en las vigas del P2 en la dirección Y (GY). Todas las vigas fallaron por cortante. Es evidente que los daños no se localizaron en los extremos de las vigas, donde el esfuerzo es normalmente mayor, sino a una distancia de 1.5 a 2 veces la el peralte de la viga. En Japón, se diseña para que las varillas de refuerzo, en casos extremos, se corten en los extremos de las vigas. Según esta investigación, las varillas no se rompieron en el lugar de las grietas por flexión. Por otra parte, las vigas principales en la dirección X no sufrieron mayores daños, aunque se observó desprendimiento de concreto en los extremos de algunas debido, se supone, a flexo-compresión.

En la Foto 3.1.67 se muestra un muro de mampostería de ladrillo interior, paralelo a las vigas muy dañadas, que falló por cortante. Un muro de bloque en el mismo eje que el de mampostería de ladrillo, sufrió daños parecidos.

Los grandes daños en el interior de la estructura no podían anticiparse desde el exterior. Se tuvo igual impresión en el caso de muchos otros edificios.

Aunque en la Foto 3.1.64 no se ve con claridad, casi todos los vidrios de los P1 a P5, en la dirección Y, se rompieron. Alcanzan a notarse los vidrios rotos en la foto si se observa cuidadosamente la parte de la fachada iluminada por el sol. También pueden verse los lugares de la columna de esquina donde se desprendió el concreto. Esta columna resistió efectos torsionales provocados por los muros de mampostería de ladrillo y bloque de la Foto 3.1.67.



Foto 3.1.65 Daños en una viga principal (dirección transversal, viga de orilla de P2, edificio 254).



Foto 3.1.66 Daños en una viga principal interior (dirección X del P2).



Foto 3.1.67 Muro de mampostería de ladrillo del edificio 254, destruida por esfuerzo cortante.

15. Central Telefónica Victoria (edificio 267).

Teléfonos de México maneja el 98% del sistema telefónico de comunicación dentro del país, y el 100% de la comunicación con el extranjero. Dentro de la Ciudad de México, tiene 70 centrales. Las centrales Victoria (V) y San Juan (S), situadas ligeramente al sur de la Alameda Central, donde el subsuelo es muy malo, sufrieron grandes daños, por lo que tanto el servicio telefónico nacional como el internacional se redujeron considerablemente. En la Foto 3.1.68 se muestran los edificios de ambas centrales.

Descripción.

La Central Victoria consta de los edificios V1 y V2. Fue construida 19 años antes, y era el centro de control de llamadas de larga distancia cuando ocurrió el sismo. El edificio V2 es de marcos momentoresistentes de CR, de 6 niveles, con 6 claros en sentido longitudinal y dos en sentido transversal.

Descripción de los daños (parcialmente destruído).

Como se ve en la Foto 3.1.69, se cayeron 4 niveles, del P2 a P5, en el edificio V2. Es hipótesis aceptada que la causa del colapso fue la falla de las uniones viga-columna. Murieron 7 mujeres y 3 hombres que laboraban en el lugar. Después de mes y medio del sismo, habían sido ya retirados los escombros de la parte que se desplomó, y estaban siendo reforzados la PB y el P1. La Foto 3.1.70 muestra el trabajo de impermeabilización del P2, y la Foto 3.1.71 el proceso de reforzamiento de una columna interior del P1. Aunque las grietas en las columnas eran apenas perceptibles, estaban siendo reforzadas con refuerzo lateral, debido a que los estribos, de varilla D6@45cm, no satisfacian las normas vigentes.

16. Central San Juan (edificios 269-271).

Descripción.

Se muestra en la Fig. 3.1.44 una planta de los edificios de la Central San Juan. En el mismo, S3 es una torre de antenas de estructura de CR de 70 m de altura, flanqueada por los edificios S1 y S2, ambos de estructura de CR y 6 niveles, y conectados entre sí por un pasillo elevado (Foto 3.1.72). Hay una cuarta construcción, un edificio de máquinas, de marcos momento-resistentes de CR, de 6 niveles y sótano. S5, S6 y S7 son escaleras de acero. S1, S2 y S3 tienen un sótano común, donde están incados pilotes de 40 m de longitud. Los muros exteriores de los edificios S1 y S2 son no-estructurales precolados, por lo que se deduce que la estructura es de marcos momento-resistentes.



Foto 3.1.68 Edificios de las centrales telefónicas Victoria y San Juan.



Foto 3.1.69 Edificio V2 del conjunto No.267, parcialmente destruido.



Foto 3.1.70 Trabajos de impermeabilización del P2 (edificios 267).

Descripción de los daños.



Foto 3.1.71 Columna interior del P1, en proceso de reforzamiento (edificio 267).

Los daños en los edificios S1 y S2 se concentraron en los pisos P1 y P2, y fueron debidos a flexo-compresión en los extremos de las vigas principales, falta de adherencia del concreto con las varillas en las uniones viga-columna, y al agrietamiento de las mismas uniones por tensión diagonal. En la Foto 3.1.73 se muestra un aspecto de los trabajos de reparación y reforzamiento mediante varillas colocadas en los extremos de columnas y vigas principales, así como en las uniones. Parecía que las grietas no fueron reparadas con resinas.

Una viga principal de la PB falló por cortante. Como se ve en la Fig. 3.1.74, la grieta de la viga

263

CENTRO NACIONAL DE FREVENCION DE DESASIRES

se extiende hasta la losa.

La Central Telefónica Victoria maneja tráfico telefónico de larga distancia nacional e internacional. Las estructuras de soporte de las antenas de microondas se cayeron debido al sismo, y estaban siendo sustituidas por otras cuando se llevaba a cabo la inspección.

El edificio S4 tenía menos daños exteriores que interiores. Mientras que el muro de fachada exterior sufrió pocos daños, en el interior los destrozos fueron mayores, como se ve en la Foto 3.1.75. En la foto se pueden apreciar también los trabajos de reforzamiento. Este edificio sufrió daños parecidos a los de S1 y S2 cerca de las uniones viga-columna. Varillas de refuerzo longitudinal de columnas de gran diámetro sufrieron pandeo, estas estaban colocadas en paquetes de dos, y hubo fallas por adherencia del concreto, y por esfuerzos cortantes. Tres días después del sismo se inició la obra de reforzamiento de las columnas, mediante soleras y ángulos de acero, como se muestra en la Fig. 3.1.76.

También hubo fallas en las escaleras exteriores de acero. Entre otras, a la escalera S5 se le pandeó una columna (base del alma de la columna), y se le rompió un tornillo de sujeción.



Fig. 3.1.44 Distribución de los edificios 269 a 271.



Foto 3.1.72 Vista de los edificios 269 a 271 de la Central San Juan.



Foto 3.1.73 Obras de reforzamiento de una unión viga-columna.



Foto 3.1.74 Falla por esfuerzo cortante de una viga principal de la PB.



Foto 3.1.75 Edificio S4 de la Central San Juan, en proceso de reparación.



Foto 3.1.76 Columna reforzada del edificio S4.

17. Edificio de la Secretaría de Relaciones Exteriores (edificio 288)

Descripción.

Edificio de estructura compuesta de CR y acero, de 22 niveles (Foto 3.1.77), utilizado en su totalidad por la Secretaría de Relaciones Exteriores. En la Fig. 3.1.45 se muestra la planta de un piso representativo. Todas las columnas de CR son de orilla. En la dirección Y, como se muestra en la Foto 3.1.78, hay vigas de acero de alma abierta de 70 cm, apuntaladas, que soportan la carga continua. Las secciones de las columnas de la PB y P1 son (Fig. 3.1.45) : las C_1 de la PB de 70 por 440 cm, y las C_2 del P1 de 40 por 60 cm. El edificio tiene muros sólo alrededor de las escaleras, las cuales son de mampostería de ladrillo. Por otro lado, las varillas de refuerzo de las columnas son de gran diámetro, con estribos muy espaciados.



Foto 3.1.77 Aspecto exterior del edificio No.288.



Foto 3.1.78 Viga de acero de alma abierta del edificio No.288.



Fig. 3.1.45 Planta de un piso representativo del edificio No.288.

Descripción de los daños (pequeño).

Se encontraron grietas debidas a esfuerzos cortantes, y fallas por adherencia acero-concreto de las columnas de los muros laterales de colindancia en la dirección corta, como se muestra en la Foto 3.1.79. El tamaño de las grietas aumentaba con la altura, alcanzando un máximo entre los pisos P5 y P10, como se ve en la Tabla 3.1.11. Por otro lado, se rompieron algunos vidrios de la fachada. Aunque según informes, el edificio se inclinó un poco, no se notaba. Resumiendo, los daños fueron pequeños.



Foto 3.1.79 Grietas en una columna, debido a esfuerzos cortantes.

Tabla 3.1.11 Grado de daños por esfuerzos cortantes de las columnas de los muros laterales de colindancia, según el número de piso.

nivel	grado del daño	
1	nada	
2	С	
3	C	
4	В	
5	В	
6	A	
7	A	
8	A	
9	A	
10	A	
11	A	
12	В	
13	В	
14	C	
15	C	
16	С	
17	nada	
18	nada	
19	desconocido	
20	desconocido	
21	desconocido	
22	desconocido	

18. Edificio de estacionamiento (edificio 303).

Descripción.

Estructura de CR de losa plana aligerada de 8 niveles, utilizada en su totalidad como estacionamiento. Se muestra en la Fig. 3.1.46 la planta de un piso representativo. El edificio era rectangular, con 3 claros en la dirección X y 5 en la Y. Las columnas tenían secciones de 60 por 110 cm en la PB, y en el piso más alto de 40 por 60 cm. El lado de mayor longitud de la sección transversal de las columnas estaba en la dirección Y.

Las losas de todos los pisos eran de 45 cm de peralte, y la altura de entrepiso era de 2.1 m. Por otro lado, los estribos de las columnas, a intervalos de 40 cm, eran de varilla de 9 mm, diámetro menor de lo que deberían haber sido. Las colindancias del edifício en la dirección Y eran muros de mampostería de bloque de concreto.



Fig. 3.1.46 Planta de un piso representativo del edificio No.303.

Descripción de los daños (parcialmente derrumbado).

Los cinco pisos superiores cayeron uno sobre otro en forma de emparedado (Foto 3.1.80). De la PB al P2 hubo daños pequeños, consistentes con el agrietamiento de columnas por esfuerzos cortantes y flexocortantes en las losas de los pisos. Se planea seguir usando los 2 pisos que quedaron en buen estado, una vez eliminada la parte dañada. Se muestran en las Fotos 3.1.81 y 3.1.82 detalles de las partes derrumbadas. Por la manera en que quedaron descubiertas las varillas de refuerzo principal, se deduce que el núcleo de concreto no pudo ser confinado por los estribos debido a esfuerzos flexocortantes, y como resultado, fallaron las columnas. También se observó que el grado de desintegración de las uniones era considerable. La Foto 3.1.82 muestra una columna que punzonó la losa de la azotea. Había también huellas de choques con los edificios contiguos.



Foto 3.1.80 Aspecto exterior del edificio No.303.



Foto 3.1.81 Colapso en forma de emparedado del edificio No.303.



Foto 3.1.82 Punzonamiento de la losa de la azotea del edificio No.303.

19. Edificio de comercios y estacionamiento (edificio 305).

Descripción.

Estructura de marcos momento-resistentes de CR de 9 niveles. La PB alojaba comercios, y del P1 en adelante era utilizado como estacionamiento de automóviles. En la Fig. 3.1.47 se muestra la planta de un piso representativo. Era un edificio rectangular con dos claros en la dirección X, y 10 en la Y. Las columnas de la PB tenían secciones transversales de 100 cm en la dirección Y por 50 cm en la dirección X en el caso de las columnas centrales, y 80 cm en la Y por 40 cm en la X en el caso de las columnas laterales. Los estribos de las columnas eran de diámetro pequeño (9 mm), y la separación entre ellos era de aproximadamente 30 cm. En las colindancias de la dirección Y había muros de mampostería de ladrillo, en la X solamente en el núcleo de escaleras.



Fig. 3.1.47 Planta de un piso representativo del edificio No.303.

Descripción de los daños (parcialmente derrumbado).

Todos los pisos del costado derecho visto desde la avenida se desplomaron en la dirección X, así como los 6 superiores del costado izquierdo (Foto 3.1.83). El colapso se presentó por la falla de las columnas exteriores del lado derecho, estas fallaron por flexocompresión en los extremos superior e inferior de los elementos. También se presentaron fallas por problemas de adherencia en la zona de traslape del refuerzo longitudinal, se observaron además grietas por cortante en la parte central de las columnas (Foto 3.1.84). También se encontraron daños en las uniones viga-columna por falta de anclaje de las varillas, o por estar insuficientemente traslapadas las mismas. Los 3 pisos inferiores del costado izquierdo quedaron en pie, con las columnas centrales entre la PB y el P2 intactas. No se encontraron grietas por cortante en la parte central de las columnas.



Foto 3.1.83 Vista de la falla del edificio No.305.





Foto 3.1.84 Costado derecho del edificio No.305, completamente destruido.

Foto 3.1.85 Columna poco dañada del edifico No.305.

20. Edificio de una fábrica de ropa (edificio 320).

Descripción.

Edificio de CR de losa plana aligerada de 9 niveles. La PB alojaba comercios, y en los pisos superiores había una fábrica de ropa.

Piso de losa aligerada con casetones, con varillas en una sola dirección (Foto 3.1.87). Las columnas exteriores se angostan escalonadamente a partir del P6. Como el edificio estaba en una esquina, los muros de mampostería de ladrillo estaban ligados en los costados interiores, en forma de L.



Foto 3.1.86 Estado en que se encontraba el edificio No. 320 cuando se realizó la investigación.



Foto 3.1.87 Distribución de varillas en la losa aligerada del edificio No. 320.

Descripción de los daños (parcialmente derrumbado).

La Foto 3.1.86 muestra el exterior del edificio dañado, después de mes y medio de ocurrido el sismo, mientras que la Foto 3.1.88 fue tomada justo después del mismo. Se observa que los 5 niveles superiores se destruyeron parcialmente, mientras que los de abajo sufrieron daños despreciables. Se supone que al fallar las columnas superiores por flexión, una parte del edificio perdió el equilibrio, y se vino abajo. A pesar de que la carga era grande debido a las telas almacenadas, el edificio no se cayó totalmente, como se ve en la Foto 3.1.89. También se observaron huellas de choque con los edificios contiguos.



Foto 3.1.88 Edificio No.320, justo después del sismo.



Foto 3.1.89 Pilas de telas entre los escombros del edificio No.320.

21. Edificio de una fábrica de ropa (edificio 321).

Descripción.

Esta construcción de losa plana aligerada, de 12 niveles, alojaba una fábrica de ropa. Once niveles eran de CR, y el último nivel era de S. Se muestra en la Fig. 3.1.48 la planta del edificio, en el que se señala la parte que se destruyó. Los claros son de unos 6 m tanto en la dirección X como en la Y. El piso es de losa aligerada hecha de casetones, como se muestra en la Foto 3.1.90. Este tipo de piso es muy frecuente en México. La sección de las columnas decrece rápidamente a partir del P4.

Descripción de los daños (parcialmente derrumbado).

Las columnas centrales, hasta el P3, quedaron en pie, como se ve en la Foto 3.1.91, tomada desde un edificio cercano. Según informó quien tomó la foto, las losas cayeron verticalmente, lo que se confirma porque los escombros de las mismas quedaron dentro del edificio. Las uniones losa-columna fallaron por punzonamiento.



Fig. 3.1.48 Planta del edificio No.321, con la parte destruida sombreada.



Foto 3.1.90 Restos de la losa aligerada de casetones.

22. Edificio de oficinas (edificio 323).

Descripción.



Foto 3.1.91 Vista del edificio No.321, inmediatamente después del sismo.

Edificio de CR de losa plana aligerada, de 5 niveles en una parte y 6 en otra, que alojaba oficinas. Se muestra en la Fig. 3.1.49 la planta de un piso representativo. Es un edificio relativamente pequeño, con 7 claros en la dirección X, y 2 en la Y. Las columnas C_1 del P3 y P4 tienen secciones transversales de 35 cm en la dirección X y 55 cm en la Y, y las C_2 de 30 cm en la dirección X por 45 cm en la Y. En el P4, las columnas C_1 tienen 35 por 55 cm. Las dos colindancias en la dirección Y son de mampostería de ladrillo.



Fig. 3.1.49 Planta de un piso representativo.

Descripción de los daños (pequeño).

Las columnas del P3 se agrietaron ligeramente en la parte superior. También se agrietaron los muros de mampostería de ladrillo del núcleo de la escalera. Vistos conjuntamente, los daños del edificio fueron ligeros. En la Foto 3.1.92 se muestra el exterior del edificio, y en la Foto 3.1.93 el proceso de reforzamiento mediante riostras de CR inmersas en muros de mampostería de ladrillo.



Foto 3.1.92 Aspecto exterior del edificio No.323.



Foto 3.1.93 Edificio No.323 en proceso de reforzamiento con riostras de CR en muros de mampostería de ladrillo.

23. Edificio de estacionamiento de automóviles (edificio 346).

Descripción.

Estructura de CR de losa plana aligerada, de 5 niveles. Se usaba en su totalidad para estacionar automóviles. Se muestra en la Fig. 3.1.50 la planta de un piso representativo. Tenía planta rectangular,

con dos claros en la dirección X, y 9 en la Y. Las columnas eran rectangulares en la PB, de 70 por 70 cm, y redondas del P1 en adelante, con diámetro de 50 cm en los P1 y P2, y de 30 cm en los P3 y P4. La losa del piso tenía 40 cm de peralte en todos los niveles.

Descripción de los daños (parcialmente destruído).

Se muestra en la Foto 3.1.94 el aspecto exterior del edificio. Las columnas del P3 y P4 fallaron por flexión y cortante. Los dos pisos superiores se vinieron abajo. Se muestran en las Fotos 3.1.95 y 3.1.96 detalles de las columnas dañadas. Como se ve, en la parte superior de las columnas había ménsulas que funcionaban como capiteles. En las mismas se observaron fallas por esfuerzo flexocortante. Según se concluye del aspecto de las varillas descubiertas de las columnas del P3, la cantidad de varillas de refuerzo en las columnas era pequeña, y había pocos estribos. Este edificio presentaba huellas de choque con los edificios contiguos. El impacto parece haber sido más fuerte con el edificio contiguo de 3 niveles.







Foto 3.1.95 Columnas del P3 y P4, destruidas por esfuerzos flexocortantes (edificio 346).



Foto 3.1.94 Aspecto exterior del edificio No.346, dañado.



Foto 3.1.96 Columna destruida del edificio No.346.

24. Edificio de usos múltiples (edificio 357).

Descripción.

Edificio de CR de 9 niveles, de losa plana aligerada, que tenía en la PB comercios, y en los pisos siguientes oficinas. Se muestra en la Fig. 3.1.51 la planta en forma de L de un piso típico. El edificio tiene gran cantidad de muros de mampostería de ladrillo, tanto en la dirección X como en la Y, con claros en ambas direcciones de 7.5 m. La sección de columnas es de 55 por 55 cm en los pisos P1 y P2, y el peralte de la losa de piso es de 30 cm.



Fig. 3.1.51 Planta de un piso representativo del edificio No.357.

Descripción de los daños (daño mayor).

La Foto 3.1.97 del exterior del edificio no sugiere mayores daños que la rotura de vidrios, aunque los daños fueron mayores en los pisos P2 y P3, donde las columnas se agrietaron por esfuerzos cortantes, y en la Foto 3.1.98 se puede ver una columna apuntalada provisionalmente con postes de madera debido a los daños por cortante que sufrió en la zona de unión. Las losas de los pisos P2 y P3 se pandearon notablemente, y alrededor de las columnas había muchas grietas causadas por esfuerzos flexocortantes. Los daños por esfuerzo cortante en los muros de mampostería de ladrillo alrededor de las escaleras fueron mayores. Como se muestra en la Foto 3.1.99, en algunas columnas se presentaron grietas por esfuerzos cortantes, y se desprendió el concreto.



Foto 3.1.97 Aspecto exterior del edificio No.357.



Foto 3.1.98 Columnas del P3 dañadas por esfuerzo cortante, reforzadas provisionalmente.



Foto 3.1.99 Grietas debidas a esfuerzo cortante, y desprendimiento de concreto de las varillas, en el P2 del edificio No.357.

25. Edificio de usos diversos (edificio 359).

Descripción.

Edificio de CR de losa plana aligerada, de 11 niveles, con establecimientos comerciales en la PB, estacionamiento para automóviles en los pisos P1 y P2, y oficinas en los pisos siguientes. Se muestra en la Fig. 3.1.52 la planta de un piso representativo, y en la Fig. 3.1.53 la comparación de la altura del edificio con la de los vecinos. Tiene 3 claros en la dirección X, y 4 en la Y. Las columnas del P1 tienen sección transversal de 115 cm en la dirección Y, por 65 cm en la X al centro del edificio. Las columnas de orilla, por otro lado, tenían 105 cm en la dirección Y por 55 cm en la X; y 80 cm en la Y, por 50 cm

en la X las columnas frontales. En las dos colindancias de la dirección Y hay muros de mampostería de ladrillo.





Fig. 3.1.52 Planta de un piso representativo.

Fig. 3.1.53 Comparación del edificio No.359 con sus vecinos.

Descripción de los daños (mayor).

Aunque desde el exterior (Foto 3.1.100) el daño parece ser únicamente rotura de vidrios, en el interior (Fotos 3.1.101 y 3.1.102) se encontraron daños por esfuerzo cortante en las columnas en la dirección X, y por flexión en la parte inferior de las mismas. Se destruyeron también algunos muros de mampostería de ladrillo, y se presentó agrietamiento generalizado debido a esfuerzos flexocortantes en las losas alrededor de las columnas. Las columnas no presentaban daños entre la PB y el piso P3, pero en el P4 hubo grandes daños debido a esfuerzos cortantes y problema de adherencia entre el concreto y las varillas de gran diámetro del refuerzo longitudinal (D-38). Hubo también en el piso P8 daños debidos a esfuerzos cortantes, como se muestra en la Foto 3.1.101, y huellas de choque con los edificios colindantes.



Foto 3.1.100 Edificio No.359 (el más alto, a la derecha).





Foto 3.1.101 Columna central del P8, seriamente dañada por esfuerzos cortantes y problema de adherencia concreto-acero de refuerzo.

Foto 3.1.102 Base de una columna de orilla del P8, dañada por flexión-compresión.

26. Edificio de fábricas de ropa y de comercios (edificio 360).

Descripción.

Estructura convencional de marcos momento-resistentes de CR de 8 niveles, con muros de bloque estructural. En la PB tenía comercios, y en los otros pisos fábricas de ropa. Se muestra en la Fig. 3.1.54 la planta de un piso representativo. Como se observa, tiene 7 claros en la dirección X, y 5 en la Y. En la Fig. 3.1.54 se muestran las dimensiones transversales de las columnas $C_1 y C_2$ de la PB, y de los pisos P3 y P4, así como de las vigas del P5. Las dimensiones de la sección transversal de vigas y columnas son pequeñas en comparación con las que se utilizan en Japón, y la cantidad de anclaje del refuerzo es menor.

Se muestra en la Fig. 3.1.55 la distribución de varillas en las columnas C_1 y C_2 de P3. Las varillas tenían diámetros D19 y D25, aproximadamente, y estaban concentradas en las esquinas de las columnas. Como el edificio estaba en una esquina, los muros de bloque de concreto estaban colocados asimétricamente, formando una L.

Descripción de los daños (daño mayor).

Desde el exterior (Foto 3.1.103), eran notorios solamente los vidrios de fachada rotos. Sin embargo, hubo daños en columnas, en particular en las del P3 (Fotos 3.1.104, 3.1.105). También en el P4 hubo daños, consistentes en grietas debidas a esfuerzos cortantes en muros de mampostería de ladrillo y en columnas. En otros pisos no hubo daños. La Foto 3.1.105 muestra cómo falló por esfuerzo flexocortante la parte superior de una columna exterior del P3 de la colindancia norte. En este piso, las columnas exteriores sufrieron mayor daño que las centrales. En las columnas donde las varillas de refuerzo longitudinal estaban concentradas en paquetes en las esquinas, hubo desprendimiento del concreto. También se observaron fallas por esfuerzos cortantes en las uniones viga-columna.

piso	columna C ₁	columna C ₂
PB	45cm x 50cm	35cm x 40cm
P3	30cm x 40cm	30cm x 30cm
P4	30cm x 40cm	30cm x 30cm
piso	viga G ₁	viga G ₂
P5	15cm x 40cm	20cm x 50cm
	(grueso estimado de la losa del piso = 12cm)	



Fig. 3.1.54 Planta de un piso típico del edificio No.360.



Fig. 3.1.55 Distribución de varillas en las columnas C_1 y C_2 del piso P3 (edificio 360).



Foto 3.1.103 Exterior del edificio No.360.



Foto 3.1.104 Daños por esfuerzos flexocortantes en la parte superior de las columnas del P3 del edificio No.360.



Foto 3.1.105 Detalles de los daños en la parte superior de una columna del P3. Se nota que las varillas de refuerzo longitudinal estaban concentradas en las esquinas de las columnas, y que había pocos estribos.

27. Edificios de 4 pisos de una escuela superior (edificios 411).

Descripción de los edificios.

Conjunto de dos edificios de marcos momento-resistentes de CR, de 4 pisos. El edificio oeste empezó a construirse en la primavera de 1982, y el este en otoño del mismo año. Estaban unidos mediante junta de expansión, como se muestra en la Fig. 3.1.56 y en las Fotos 3.1.106 a 3.1.108. Cada edificio tiene 7 claros de 8.1 m longitudinalmente y 2 claros en la dirección transversal, de 9.9 y 8.1 m. Había, al centro del lado sur de cada edificio, una sección de escaleras de un claro por lado. Los edificios están dentro de las instalaciones del Instituto Politécnico Nacional, y son utilizados por la Escuela Superior de Medicina, que otorga grados de medicina y enfermería. Tenía 1,600 alumnos, 150 profesores y otros 160 empleados. La escuela está en el Casco de Santo Tomás, en la denominada zona de transición. El subsuelo, hasta una profundidad de 16 m, es de arcilla suave, y la primera capa dura tiene N \geq 50. Se muestra en la Fig. 3.1.57


Fig. 3.1.56 Planta de los edificios No.411.



Foto 3.1.106 Aspecto exterior del lado sur del edificio ubicado al este (edificios 411).



Foto 3.1.107 Vista suroeste del edificio ubicado al oeste (edificios 411).



Foto 3.1.108 Junta de expansión entre los edificios No.411.

Los edificios son de losa plana reticular, y las columnas junto con las nervaduras principales de

la losa reticular conforman los marcos momento-resistentes, aunque en la sección de escaleras había vigas. No había muros estructurales de concreto.

Debido probablemente a restricciones de diseño, las columnas eran angostas en la dirección longitudinal del edificio. En las columnas, las varillas de refuerzo longitudinal, del No.8 (D25), estaban concentradas en las esquinas (Fig. 3.1.58). Además, había varillas de refuerzo longitudinal del No.6 al No.8 (D19 a D25), confinadas con estribos. Los estribos eran de varillas del No.3 (D10), espaciados, en el caso de columnas exteriores, 30 cm, y en el caso de columnas interiores 25 cm. Sin embargo, en los tramos de 80 cm de los extremos superior e inferior de las columnas los espaciamientos eran la mitad de los antes mencionados. Los 80 cm son la quinta parte de la altura libre de la columna de 305 cm y el doble del peralte del capitel de la columna, que es 45 cm.



Fig. 3.1.57 Perfil estratigráfico del subsuelo donde se asientan los edificios No.411.

El piso era de losa plana aligerada, de 45 cm de espesor (Fig. 3.1.59), con capiteles de 3 m de ancho, existiendo entre capiteles, nervaduras de 20 cm de ancho. Estas nervaduras estaban reforzadas con varillas del No.8 en algunas partes y del No.6 en otras, como puede verse en la figura. Los estribos eran de varilla un poco más gruesa que la del No.3.

Los cimientos son losa y cajón de cimentación. Como se muestra en la Fig. 3.1.60, el fondo de los cimientos es cóncavo, con profundidad de 3.45 m.



Fig. 3.1.58 Dimensiones transversales de las columnas de los edificios No.411, en cm.







Fig. 3.1.60 Planta y elevación de la cimentación.

Los muros exteriores y divisorios no estructurales eran de bloque hueco de concreto, como se muestra en la Foto 3.1.109, y estaban fuera de los planos estructurales.

Descripción de los daños.

i) Descripción a grandes rasgos.

Cuando ocurrió el sismo del 19 de septiembre, había 60 personas dentro del edificio o cerca de él. Los ladrillos que cayeron de la parte alta del cubo de escaleras causaron la muerte a 3 personas. Inmediatamente después del sismo se suspendieron los servicios de electricidad, gas y agua, y se prohibió el acceso a los edificios y sus inmediaciones.



Foto 3.1.109 Bloques huecos de concreto utilizados en muros no estructurales de los edificios No.411.

Los daños fueron grandes en la PB y en el P1, sobre todo en el cubo de escaleras. La razón por la que los daños fueron grandes en las mismas, es que sobresalen de los edificios, por lo que al conformar una irregularidad oscilaron con mayor amplitud. Los edificios no perdieron verticalidad, tampoco se notaron hundimientos u otras anormalidades en el subsuelo.

ii) Daños estructurales.

Los daños estructurales se presentaron principalmente en columnas y vigas del cubo de escaleras, y también se agrietaron, aunque ligeramente, los pisos de losa plana. En la Fig. 3.1.61 se presentan los patrones de agrietamiento de las columnas.

Los tipos de daños fueron diferentes en ambos edificios. En el ubicado al este, de algunas columnas se desprendió el concreto a lo largo de las varillas principales por problema de adherencia (Fotos 3.1.110 (a), (b), Fig. 3.1.62). Los problemas de adherencia más severos se encontraron en las columnas localizadas entre los ejes 9 y 12 del eje B de la PB y del P1, y en la columna D-13 del cubo de escaleras. En algunas partes, aunque se cayó el recubrimiento de concreto, no se pandearon las varillas. Los daños en las columnas del P2 y P3 fueron relativamente pequeños, aunque se presentaron grietas por adherencia en casi todas las columnas del P2, y en la mitad de las columnas del P3, y grietas por flexión en el concreto del capitel.

En el edificio ubicado al oeste, sobresalen los daños por flexión en capiteles. Se encontraron además grietas por adherencia. Se muestra en la Foto 3.1.110 (c) una columna dañada por compresión.

Se encontraron grietas por esfuerzos cortantes en las vigas del cubo de escaleras del P1 a P3 en ambos edificios. También había fallas por flexión en los extremos de las vigas del P1 y P2.



(): Nivel de daño en la dirección perpendicular al eje B

patrón de falla	nivel de daño (ancho de grieta)
F: flexión	I: igual o menor que 0.2 mm
S: cortante	II: 0.2 - 1.0 mm
B: adherencia	III: 1.0 - 5.0 mm

Fig. 3.1.61 Patrón de agrietamiento en la estructura, y el nivel de gravedad de las mismas (eje B, edificios 411).



(a) PB del cubo de escaleras del edificio ubicado al este

(b) P1 del edificio ubicado al este

(c) P1 del edificio ubicado al oeste

Foto 3.1.110 Daños en las columnas de los edificios No.411.



Fig. 3.1.62 Daños en la columna C11B del P1 (edificios 411).

iii) Daños no estructurales.

Algunos muros del cubo de escaleras y del pasillo contiguo se agrietaron, de otros se cayeron algunos ladrillos, y otros se desplomaron (Foto 3.1.111) debido a esfuerzos cortantes.



Foto 3.1.111 Daños en un muro de mampostería de ladrillo (edificios 411).

En las escaleras de acero se encontró una parte desoldada, y en las uniones de la misma con las losas planas superior e inferior se rompió el concreto, y se abrió la parte soldada entre la escalera y las varillas de la losa del piso. Consecuentemente, las escaleras se desplazaron hacia abajo 10 cm, y estaban a punto de derrumbarse, por lo que estaban apuntaladas provisionalmente con postes de madera.

Los vidrios de algunos canceles por los que atravesaban tuberías se rompieron al chocar con ellas (Foto 3.1.112). Hubo otros daños no estructurales ligeros, pero la junta de expansión quedó en buen estado, como se muestra en la Foto 3.1.108.



Foto 3.1.112 Vidrio de un cancel que se rompió al chocar con las tuberías que lo atravesaban (edificios 411).

Evaluación del grado de daños.

i) Evaluación provisional de nivel de riesgo.

Se siguieron los criterios de la referencia 3.1.5). Ambos edificios sufrieron pocos daños estructurales, por lo que se calificó el daño como nivel A. Había sin embargo el riesgo de que los muros exteriores no estructurales del cubo de escaleras, así como las escaleras mismas, se vinieran abajo, por lo que se calificó como nivel C en relación con el peligro que esto representaba. Considerando todo, ameritó que se prohibiera el acceso a ambos edificios.

ii) Grado de daño en elementos y evaluación definitiva de primer grado.

Se muestra en la Fig. 3.1.63 la distribución de daños en el P1 de ambos edificios, obtenida siguiendo los criterios de la referencia 3.1.6). La figura incluye el significado de la clasificación. En la PB y el P1 del edificio ubicado al este hay 4 o 5 columnas con clasificación BIII en cada piso, y en el P2, la mitad de las columnas son BII. La mayoría de las vigas del cubo de escaleras son FIII o SII. El grado de daños del P1 del edificio ubicado al este es de 24%, que corresponde a daño mediano. En la PB del edificio ubicado al oeste hay 11 columnas FIII, FII, SII o BII, y la mayoría de las columnas del P1 son FII o FIII, salvo una que es SIII. Aunque el daño en el P1 es mediano, el porcentaje de daños de 16% es menor que el del edificio ubicado al este.

Se muestran en la Fig. 3.1.64 los resultados de mediciones de microvibraciones, en los que es notable la rotación de los cimientos. También, se desprende de la figura que los edificios son muy rígidos en la dirección transversal, debido a que el ancho de las columnas en esta dirección es mayor. Los daños en ambos edificios fueron similares, como se esperaría por la similitud de períodos fundamentales.

Resistencia sísmica del edificio.

Se estimó la resistencia sísmica que debieron haber tenido los edificios antes del sismo, con base en las mediciones realizadas y en los planos estructurales de los mismos. Se intentó también determinar la causa de los daños.

Edificio oeste
$ \begin{array}{c} \mathbb{C} \xrightarrow{-1} \underbrace{\alpha } \underbrace{\alpha }$
D- Edificio este

patrón de falla	nivel del daño (ancho de grietas)
F: flexión	I: igual o menor que 0.2 mm
S: cortante	II: 0.2 - 1.0 mm
B: adherencia	III: 1.0 - 5.0 mm

Fig. 3.1.63 Evaluación de daños del P1 como piso representativo, donde los mismos fueron mayores.



Fig. 3.1.64 Resultados de las mediciones de microvibraciones.

La resistencia sísmica se evaluó suponiendo lo siguiente:

1) Que las dimensiones del edificio y la distribución de las varillas se apegaban a las especificaciones.

 Se supuso en los cálculos que la carga muerta era la especificada en el diseño, y para aquellas cantidades no especificadas, se utilizaron valores comúnmente usados en México.

289

CENTRO NACIONAL DE FREVENCION DE DESASTRES

3) Como carga viva, se emplearon los valores recientemente fijados como norma en México.

4) La resistencia promedio a compresión del concreto (Fc) que se usó fue, para el edificio ubicado al este, $Fc=249 \text{ kg/cm}^2$ (10 muestras), y para el ubicado al oeste 358 kg/cm² (6 muestras). Por otro lado, con la prueba de rebote de martillo no destructiva, y un coeficiente de antigüedad de 0.65, se obtuvo para el edificio ubicado al este $Fc=173 \text{ kg/cm}^2$ (9 muestras), y para el ubicado al oeste $Fc=254 \text{ kg/cm}^2$ (6 muestras).

5) El límite elástico σ_y de las varillas se supuso de 4,200 kg/cm², que es el promedio de los valores 4,000 a 4,500 encontrados en el plano de diseño. Igualmente, para las varillas de refuerzo lateral se tomó σ_y =4,200 kg/cm².

6) El recubrimiento de concreto se tomó de 4 cm, en base a especificaciones y mediciones.

7) Aparte de la resistencia a flexión y a fuerzas cortantes. Se consideraron fallas por adherencia en las esquinas de làs columnas, suponiendo para el caso un coeficiente de ductilidad de 1.

 En el cálculo de peso del edificio se incluyeron los muros no estructurales, pero no en los cálculos de rigidez y de resistencia.

9) Para el cálculo de la resistencia sísmica, se emplearon las Normas de Diagnóstico de Resistencia Sísmica de Estructuras de Concreto Reforzado, publicadas por la Asociación para la Prevención de Desastres en Construcciones de Japón^{3 1.2)}.



Y: longitud de grietas provocadas por adherencia dt=4cmY= $\sqrt{8} dt-\phi$ ϕ : diámetro de las varillas Evaluación de falla por punzonamiento, fórmula 3.1.1^{3.1.7}) Resistencia por adherencia, fórmula 4^{3.1.8})

Fig. 3.1.65 Cálculo de la resistencia por adherencia en columnas.

Se muestran en la Tabla 3.1.12 el peso por unidad de área y la carga axial en las columnas de cada piso. El peso por unidad de área promedio w, obtenido al dividir el peso total del edificio $\Sigma w=5,700$ ton entre la superficie total $\Sigma a=5,390$ m², es de 1.06 t/m². El esfuerzo axial en las columnas es de 30 a 82 kg/cm² en la PB.

Se muestran en la Tabla 3.1.13 los indicadores básicos E_o de resistencia lateral de los edificios ubicados al este y oeste. Si se asume que el indicador de antigüedad y el de forma tienen valores de 1.0, E_o será igual a I_s , que es el indicador de la resistencia sísmica de la estructura. Se desprende lo siguiente de la tabla:

nivel	W (t)	peso por unidad de área (t/m ²)	Sw (t)
4	1,363	1.01	1,363
3	1,486	1.10	2,849
2	1,446	1.07	3,295
1	1,421	1.05	5,716

Tabla 3.1.12 Peso del edificio No.411, y carga axial en las columnas del mismo.

[Carga axial en columna del primer nivel] C1: 29.5, C2 (exterior): 50.7, C2 (central): 70.1, C3 (exterior): 31.9, C3 (central): 44.1, C4: 81.8, C5 (exterior): 43.4, C5 (central): 61.1 kg/cm²

Tabla 3.1.13 Resultados del diagnóstico de segundo nivel de la resistencia sísmica del edificio No.411.

edificio	dirección	nivel	ind	índice de resistencia					
			C1 (CS)	C1 (CB)	C2 (CF)				
		4	0.207	0.316	0.287	• 0.452			
	x	3	0.151	0.261	0.030	0.309			
	[2	0.109	0.207		0.263			
edificio		1	0.046	0.206		0.252			
ubicado al este		4	0.999	-	0.068	0.654			
	Y	3	0.551	-	-	0.393			
		2	0.392			0.327			
		1	0.314	-	-	0.314			
		4	0.080	0.073	0.710	0.572			
	x	3	0.043	0.162	0.279	0.292			
		2	0.114	0.144	0.095	0.270			
edificio		1	0.092	0.144	0.079	0.261			
ubicado		4	0.643	-	0.518	0.629			
al oeste	Y	3	0.577	-	0.038	0.431			
		2	0.435	-	-	0.362			
		1	0.346	-		0.346			

Notas: (1) C1: F=1.0, C2: F=1.27 - 2.5;

(2) CS: Modo de falla por cortante, CB: Modo de falla por adherencia, CF: Modo de falla por flexión

 En la dirección longitudinal del edificio ubicado al este, la mayoría de las columnas se dañaron por esfuerzos cortantes, mientras que en el ubicado al oeste se dañaron, además, por flexión. Esto coincide con las diferencias de daños entre las columnas antes mencionadas. En la dirección transversal, en la que las columnas son más anchas, la mayoría de las fallas se debieron a esfuerzos cortantes, en ambos edificios.

3) Se calculó la resistencia para diferentes modos de falla de las columnas, como aparece en la Tabla 3.1.13. La columna del extremo derecho de la tabla muestra el indicador básico de resistencia que combina los valores de las columnas a la izquierda de la misma tabla. Se nota que en la dirección longitudinal, el valor de $E_o=0.26$ de la PB y el P1 son muy bajos. También es bajo el indicador de estos pisos en la dirección transversal, aunque ligeramente mayor (0.35).

Se muestran en la Fig. 3.1.66 la resistencia (C) en función de la ductilidad (F), con E_o como parámetro, resultantes del diagnóstico de tercer nivel. Si F es mayor o igual que 1.27, hay fluencia por flexión en la losa plana, como se muestra en la Fig. 3.1.66. Se calculó la resistencia a flexión suponiendo que hubo fluencia en el punto (a), que es el extremo del capitel, o en el (b), que es el punto de corte de las varillas superiores. Se supuso además que el ancho de las vigas era igual que la longitud de los capiteles.



Fig. 3.1.66 Resistencia (C) en función de la ductilidad (F), obtenida del diagnóstico de tercer nivel.

En las Figs. 3.1.66 y 3.1.67 se ve que tanto en la dirección longitudinal como transversal, las vigas fallaron a flexión al rebasarse el limite elástico en la zona de unión. A este tipo de falla se le llamó falla de vigas y marcos. En la PB y el P3, hay valores del Eo parecidos a los del diagnóstico de segundo nivel. En otros pisos, la resistencia horizontal disminuye y F aumenta, por lo que E_o también aumenta.



Fig. 3.1.67 Patrón de falla del marco.

Análisis de los daños.

De los análisis descritos, se concluye lo siguiente sobre la resistencia sísmica de este edificio.

1) Las fallas por adherencia en las columnas del edificio ubicado al este se debieron a falta de recubrimiento de concreto y a que las varillas de las columnas estaban concentradas en paquetes. Con una distribución de varillas más uniforme, y con más recubrimiento, habría habido falla primero por esfuerzo cortante, ya que la resistencia por adherencia habría sido mayor. Según se ve en la Tabla 3.1.13, la falla por adherencia se debió a fuerzas horizontales en la dirección longitudinal (X). Se presentó problema por adherencia en las aristas de las columnas.

2) El edificio ubicado al este se dañó más que el ubicado al oeste, debido a que estaba hecho con concreto menos resistente. En el mismo, muchas columnas fallaron por adherencia. En el ubicado al oeste, en cambio, se encontraron muchas columnas por flexión.

3) Los daños en las columnas fueron mayores que en los sistemas de pisos, en ambos edificios. Sin embargo, según los cálculos realizados, las vigas deberían haber sufrido daños aún mayores. Esta discrepancia puede deberse a inexactitudes en las constantes utilizadas, como el espesor efectivo del piso o la resistencia del concreto. Otra posible causa es la distribución desigual de varillas. Cualquiera que haya sido el modo de falla, las cargas horizontales deben haber sido parecidas.

4) Los edificios podrán seguir siendo utilizados si en ambos se refuerzan las columnas de la PB al P2, como a continuación se describe.

Procedimiento de refuerzo de los edificios.

Los principales defectos sísmicos de estos edificios son:

 Falta de capacidad para soportar carga horizontal y deformación, según se desprende de las grietas encontradas y de la falla por compresión de las columnas.

2) Falta de rigidez horizontal, como lo revela la caída de muros no estructurales.

3) Secciones de escaleras particularmente vulnerables.

Se analizó la posibilidad de reforzar los edificios, en base a las referencias 3.1.2), 3.1.9) y 3.1.10), teniendo en cuenta los puntos siguientes.

1) Las medidas correctivas propuestas tienen por fin hacer que los edificios resistan sismos aún más intensos, al incrementar Is y E_o a 0.6.

2) Como los daños en las columnas fueron grandes, debe estudiarse cuidadosamente la manera de reforzarlas mediante un diagnóstico de segundo nivel, a partir de las características de los materiales. Debe hacerse también un diagnóstico de tercer nivel de los marcos reforzados.

 Seguidamente, se deben considerar diferentes métodos de reforzamiento, y escoger el definitivo en función del uso del edificio y las prácticas de construcción locales.

Para controlar la deformación del cubo de escaleras, deben agregarse muros.

A continuación se mencionan brevemente 3 maneras de reforzar los edificios. Los detalles se presentarán posteriormente.

 Método 1: Reforzamiento con muros estructurales de CR. Se aumenta la resistencia del edificio agregando muros de CR, previa reparación de las columnas. Se incrementa de esta manera la rigidez horizontal del edificio y se disminuye la deformación durante un evento sísmico. Evita también daños en muros no estructurales (Fig. 3.1.68 (a)).

2) Método 2: Reforzamiento de columnas. Para evitar fallas por esfuerzo cortante y por adherencia en las columnas, es efectivo aumentar la sección transversal encamisando las columnas de CR. Para encamisarlas, se envuelven con malla de acero soldada y se recubren con concreto, y para evitar que aumente la resistencia por flexión, se hacen ranuras en los extremos de las mismas (Fig. 3.1.68 (b)).

3) Método 3: Reforzamiento mediante la combinación de los métodos anteriores. Si solamente se refuerzan las columnas, aumenta poco la rigidez horizontal, por lo que conviene agregar muros de refuerzo. En el caso de estos edificios, se recomienda usar 2/3 partes del número de muros usado en cl método 1, y reforzar sólo las columnas de la PB y el P1. Se muestra en la Fig. 3.1.68 (c) la colocación de los muros.



Fig. 3.1.68 Método de reforzamiento y distribución de los elementos de refuerzo.

Se presenta en la Fig. 3.1.69 el diagnóstico del edificio reforzado. Se obtienen mejores indicadores en el diagnóstico de segundo nivel que los planeados. Esto es en todos los pisos y con todos los métodos considerados, salvo en la dirección transversal (Y) de la PB. En general, con el método 3 se obtienen buenos resultados (salvo en la dirección Y de la PB).

Mediante el diagnóstico de tercer nivel, se obtuvieron similares o mejores resultados que al aplicar el diagnóstico de segundo nivel para la PB, para el que las características de los elementos verticales son dominantes en ambas direcciones. Por otro lado, para los pisos inferiores, en particular para el primero, el resultado es inferior al de segundo nivel. Esto se debe a que según el análisis de tercer nivel fallarían los marcos y las vigas, debido a que la resistencia de los muros estructurales resulta mucho mayor que la demanda de resistencia hipotetizada. Esto demuestra que no se reflejan en las características de los marcos en conjunto la resistencia y capacidad de deformación de los elementos perpendiculares. Si se toma en cuenta la rotación de muros estructurales, se tiene para cada piso una E_o (1.2 a 1.8) suficiente en la dirección X, como se muestra en la Fig. 3.1.69.



Muro estructural, método de reforzamiento 1: desde la PB 1.66, 1.77, 1.37, 1.29 (dirección X) Al hacer el análisis, método de reforzamiento 3: desde la PB 1.61, 1.49, 1.55, 1.16 (dirección X)

Fig. 3.1.69 Métodos de reforzamiento e índice básico de resistencia sísmica.

Con los cálculos anteriores, se confirma que se puede mejorar la resistencia sísmica con cualquiera de los tres métodos propuestos. Para determinar con mayor precisión detalles como la distribución de los elementos de refuerzo, tendrían que analizarse más cuidadosamente los elementos y los marcos, considerando los siguientes puntos:

- 1) Resistencia y capacidad de deformación del sistema de losas.
- 2) Características del subsuelo y resistencia a la rotación de muros estructurales.
- 3) Características del sismo incidente o de diseño, y la respuesta del edificio reforzado.
- La resistencia y capacidad de deformación de los elementos no estructurales.

28. Conjunto de 3 edificios tipo A de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción.

Los edificios modelo A son los más numerosos en la UNT, pues hay 44 de ellos. Son de CR de 4 o 5 niveles, penthouse y sin sótano, con estructura típica de losa plana aligerada. Constan de tres secciones unidas entre sí mediante juntas de expansión, como se muestra en la Fig. 3.1.70. Entre cada sección hay un desnivel de medio piso (Fig. 3.1.72, Foto 3.1.113). Las columnas de CR y los muros divisorios de bloque de concreto se constituyen como los principales elementos sismoresistentes. Se muestran en las Figs. 3.1.71 y 3.1.72 plantas de la PB y de los marcos, respectivamente. Las losas planas de todas las secciones tienen de 30 a 35 cm de peralte, y la sección transversal de las columnas va de 15 por 15 cm a 15 por 60 cm. El eje débil de los columnas coincide con el longitudinal de la estructura (Tabla 3.1.14), en cuya dirección hay dos muros de carga en cada edifício, de 15 a 20 cm de espesor, que abarcan todos los pisos, pero que no coinciden con los ejes de los marcos, ni están reforzados en los extremos con columnas. Cada edificio tiene 95 columnas, cantidad grande para una planta de sólo 19 por 27 m, pero muchas de ellas están fuera de los ejes de los marcos. Se supo, en base a las características medidas en otros edificios de México, que el concreto tenía resistencia Fc=210 kg/cm² y que las varillas tenían resistencia a tensión Fy=2,400 kg/cm². Se supuso por otro lado el peso por unidad de área de 1 t/m² o menos, incluyendo la carga viva. La cimentación es losa y cajón, con fondo cóncavo y sin pilotes. Estas características son comunes en edificios de alturas baja a mediana, por lo que pueden considerarse representativos.

Es común en los edificios de losa plana de alturas mediana o baja, que tengan muchas columnas, y que están fuera de los ejes de los marcos, por lo que se supone que este edificio es típico también en este sentido.



Fig. 3.1.70 Planta de los edificios tipo A de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Foto 3.1.113 Edificio tipo A de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.71 Planta de un edificio tipo A de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (acotaciones en cm).



Fig. 3.1.72 Elevación del marco de un conjunto de edificios tipo A de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (acotaciones en cm).

		PB y P1			P2 a P4		
	sección	varillas principales	estribos	sección	varillas principales	estribos	
Κ	150 x 150	4-D8	D6@150	150 x 150	4-D8	D6@150	
C1	150 x 250	4-D13	D6@150	150 x 200	4-D10	D6@150	
C2	150 x 200	4-D10	D6@150	150 x 200	4-D10	D6@150	
C3	150 x 300	4-D16	D6@150	150 x 250	4-D10	D6@150	
C4	150 x 400	4-D16	D6@150	150 x 300	4-D13	D6@150	
C5	150 x 300	4-D16	D6@150	150 x 250	4-D10	D6@150	
C6	150 x 500	4-D19, 2-D8	D6@150	150 x 400	4-D16	D6@150	
C7	150 x 600	4-D25, 2-D8	D10@200	150 x 500	4-D16, 2-D8	D6@150	

Tabla 3.1.14 Sección transversal de las columnas de un edificio tipo A de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (acotaciones en mm).



Resistencia de los materiales:

Varillas principales: fy=4,000kg/cm², Estribos: fy=2,320kg/cm², Concreto: Fc=140kg/cm²

Daños.

Un morador informó que el movimiento no fue lo suficientemente intenso para que los objetos decorativos de su departamento se cayeran, y de hecho, no se reportaron daños. Esto se debió a que los edificios tienen muchos muros divisorios de concreto, aunado a que el período fundamental de los edificios es mucho más corto que el del sismo, que fue de 2 seg o mayor, y a que la fuerza sísmica incidente se atenuó por el efecto combinado del subsuelo suave y la estructura del edificio. Según el diagnóstico de los ingenieros locales, no hubo daños.

29. Edificio tipo B de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción.

Edificio de CR de 8 pisos, penthouse y sin sótano. Hay 16 edificios de este tipo en la UNT. Cada edificio consta de tres o cuatro secciones similares, unidas entre sí con junta de expansión, y en cada una hay 4 departamentos por piso (Fig. 3.1.73). Entre los pisos de unidades contiguas hay un desnivel de medio piso (Fig. 3.1.74). Los ejes 4 y 10 de la planta del edificio (Figs. 3.1.73, 3.1.74) cruzan la estructura de escaleras que conectan las secciones.

Los edificios son de marcos momento resistentes de CR, con pisos de losa plana. En los núcleos de elevadores los muros son de bloque, con riostras de CR en la dirección X y columnas de CR en la Y. También hay muros de bloque de CR arriostrados en el eje 13 entre los ejes C y D. Los demás muros son de bloque de 15 cm de espesor. En la PB, P3 y P6, donde se encuentran los vestíbulos de elevadores, hay

menos muros de bloque en la dirección transversal (Fig. 3.1.73). En la Fig. 3.1.75 se muestran las secciones transversales de los elementos principales, muro-columna y columna; y en la Tabla 3.1.15 las dimensiones de las mismas. Según los planos de diseño, la resistencia a compresión del concreto es $Fc=210 \text{ kg/cm}^2$, de la PB al P4, y del P5 al P7 de 140 kg/cm². El límite elástico de las varillas de refuerzo Fy es de 4,000 kg/cm², y el del refuerzo lateral es de 2,350 kg/cm². El peso por unidad de área es de 1 t/m².



Fig. 3.1.73 Plantas de varios pisos de un edificio tipo B de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.74 Elevación parcial de los marcos de un edificio tipo B de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.75 Sección transversal de los elementos estructurales de edificios tipo B de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

		PB			P1			P2			P3	
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo
C_1	25x40	8 D16	D10@20	igua	l que izqu	lierda	25x40	6 D16	2D6@20	25x30	6 D16	2D6@20
C_2	25x40	6 D25	2D10@20	igua	l que izqu	ierda	25x40	4 D25	D10@20	25x30	6 D19	2D6@20
C3	25x40	8 D19	D10@20	25x50	8 D19	D10@20	25x40	6 D19	2D6@20	igu	al que izqu	ierda
C4	30x50	8 D19	D10@20	igua	l que izqu	lierda	igua	l que izqu	ierda	25x40	6 D19	2D6@20
C ₃	20x45	6 D19	2D6@20	igua	l que izqu	iierda	igua	l que izqu	iierda	20x45	4 D19	D6@20
C ₆	15x40	6 D19	2D6@20	igua	l que izqu	iierda	15x40	6 D16	2D6@20	15x30	4 D16	D6@20
C7	15x35	4 D16	D6@20	igua	l que izqu	ierda	igua	l que izqu	ierda	15x30	6 D13	2D6@20
C ₈	15x35	4 D19	D6@20	igua	l que izqu	iierda	15x35	4 D16	D6@20	15x30	4 D16	D6@20
C,	25x50	6 D19	2D6@20	igua	l que izqu	nierda	igua	l que izqu	ierda	25x40	4 D19	D6@20
C10	30x40	8 D19	D10@15	igua	l que izqu	ierda.	30x40	6 D19	2D6@15	25x40	6 D19	2D6@15
C11	25x50	8 D19	D10@15	igua	l que izqu	ierda	25x50	6 D19	2D6@15	25x40	6 D19	2D6@15
C12	30x50	6 D19	2D6@20	igua	l que izqu	ierda	igua	l que izqu	lierda	30x40	4 D19	D6@20
C14	25x50	6 D19	2D6@20	igual que izquierda		igua	l que izqu	iierda	25x45	6 D19	2D6@20	
C15	40x15	4 D13	D6@15	igual que izquierda		igual que izquierda		igual que izquierda				
C16	25x50	8 D19	D10@20	20x50	8 D19	D10@20	20x50	6 D19	2D6@20	20x40	6 D19	2D6@20

Tabla 3.1.15 Secciones transversales de las columnas de edificios tipo B de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

		P4			P5			P6			P7			
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo											
C_1	25x30	4 D16	D6@20	igua	l que izqu	ierda	25x25	4 D16	D6@20	igua	ıl que izqu	ierda		
C_2	25x30	6 D19	2D6@20	25x30	4 D19	D6@20	25x30	4 D16	D6@20	igua	d que izqu	ierda		
C3	25x30	4 D19	D6@20	igua	l que izqu	ierda	25x30	4 D16	D6@20	igu	d que izqu	ierda		
C.4	25x40	6 D19	2D6@20	igua	l que izqu	ierda	25x30	4 D19	D6@20	25x30	4 D19	D6@20		
Cs	20x45	4 D19	D6@20	igua	l que izqu	ierda	20x45	4 D16	D6@20	igua	d que izqu	ierda		
C6	15x30	4 D16	D6@20	15x30	4 D13	D6@15	igua	l que izqu	ierda	igua	l que izqu	ierda		
C ₇	15x30	6 D13	2D6@20	15x30	4 D13	D6@15	igua	l que izqu	iierda	igua	il que izqu	ierda		
C ₈	15x30	4 D16	D6@20	15x30	4 D13	D6@15	igua	l que izqu	ierda	igua	ıl que izqu	ierda		
C ₉	25x40	4 D19	D6@20	igua	l que izqu	iierda	25x30	4 D16	D6@20	igua	l que izqu	ierda		
C10	25x40	6 D19	2D6@15	25x40	4 D16	2D6@15	20x40	4 D16	D6@15	20x40	4 D16	D6@15		
C11	25x40	6 D19	2D6@15	25x40	4 D19	D6@15	25x30	4 D19	D6@15	25x30	4 D16	D6@15		
C12	30x40	4 D19	D6@20	30x30	4 D19	D6@20	igua	l que izqu	ierda	30x30	4 D16	D6@20		
C14	25x40	4 D19	D6@20	igua	l que izqu	ierda	25x30	4 D16	D6@20	igual que izquierda		ierda		
C15	40x15	4 D13	D6@15	igua	l que izqu	ierda	igua	l que izqu	ierda	igual que izquierda				
C16	20x40	4 D19	D6@20	igua	l que izqu	ierda	20x30	4 D16	D6@20	igu	igual que izquierda			

Descripción de los daños.

Según los ingenieros locales, ningún edificio sufrió daños estructurales, sin embargo dos de ellos sufrieron grandes daños en elementos no estructurales, y el resto sufrió daños menores. Se realizó una inspección de primer nivel, siguiendo las recomendaciones de la referencia 3.1.6), de los edificios más dañados, y se obtuvo como resultado que en uno de ellos (B-1) había pocos daños, y que en el otro prácticamente no había. Se presentan a continuación los resultados sobre el edificio B-1.

Se encontraron en la estructura desprendimientos de concreto en la parte inferior de las columnas de la PB localizadas en los ejes A-8 de la Fig. 3.1.73 (a). Sin embargo, como las varillas descubiertas estaban oxidadas, es muy probable que hayan estado descubiertas desde antes del sismo. Respecto a daños no estructurales, se observó en la PB grietas en mosaicos y extensos desprendimientos de los mismos. También, en dos departamentos, uno del P4 y otro del P5, había grietas delgadas en muros no estructurales. Según la referencia 3.1.5), donde se reporta la evaluación del grado de riesgo de este edificio, se calificó como seguro. Por otro lado, en la referencia 3.1.6), donde se reporta el diagnóstico de primer grado de daños, se calificaron como ligeros. El período fundamental del edificio, obtenido de microvibraciones por JICA, era de 0.77 seg en la dirección X y de 0.53 seg en la Y. El edificio que casi no sufrió daños, en cambio, tenía 0.77 seg en la dirección X y 0.63 en la Y.



Foto 3.1.114 Edificio tipo B de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

30. Edificio tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción.

Edificio de CR de losa plana aligerada, de 14 pisos y penthouse, consta de 3 secciones unidas mediante junta de expansión, y del que hay diez en la UNT (Foto 3.1.115, Fig. 3.1.76). Estos edificios son de departamentos, con locales comerciales en la PB. Como elementos estructurales, aparte de las columnas, tienen muros de CR en los pisos inferiores, y en los superiores muros de bloque de concreto arriostrados. En los marcos exteriores longitudinales del P1 hacia arriba, hay muros de media altura, y la altura de entrepiso es menor que en la PB. En la PB, P3, P9 y P12, donde existe el lobby de servicio de los elevadores, hay menos muros. Las plantas de los diferentes tipos de piso pueden verse en las Figs. 3.1.77 a 3.1.79. A raíz del sismo de 1979, se agregaron en algunos de estos edificios muros de refuerzo en dichos pisos de servicio de los elevadores 3, 6, 9 y 12 (Foto 3.1.116). Las plantas detalladas de la estructura se muestran en las Figs. 3.1.77 a 3.1.88, y en las Tablas 3.1.16 (a) y (b) la distribución de varillas en las columnas principales.



Foto 3.1.115 Edificio tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Foto 3.1.116 Edificio Chihuahua (tipo C) de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco, después de haber sido reparado en 1985.



La parte sombreada se detalla en otras figuras

Fig. 3.1.76 Planta de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.77 Planta de la PB de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.78 Planta de un piso de servicio de elevadores de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.79 Planta de los pisos de edificios tipo C, exceptuando la PB y los pisos de servicio.



 Fig. 3.1.80 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (1).
 Fig. 3.1.81 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (2).



Fig. 3.1.82 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (3).



Marco del eje 1

Fig. 3.1.83 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (4).

Marco del eje 2

Fig. 3.1.84 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (5).

307



Marco de los ejes 3 y 8

ig. 3.1.85 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (6). Marco del eje 10

Fig. 3.1.86 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (7).



Marco del eje 9

Fig. 3.1.87 Marco de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (8).



Fig. 3.1.88 Estructura de la losa plana aligerada de los edificios tipo C de la unidad Nonoalco-Tlatelolco.

No se analizaron los materiales, pero en la Tabla 3.1.17 se muestran las características de algunos de ellos, como se reporta en los planos. El acabado exterior es de mortero, y el interior de yeso.

Descripción de los daños.

Según la investigación llevada a cabo por el grupo Rioboo, 2 de las 3 secciones del edificio Nuevo León se desplomaron, y la tercera sufrió daño estructural mayor. Otros 5 edificios tipo C sufrieron daño estructural mediano, y los restantes 4, daño no estructural mayor.

		PB			P1		P2			P3		
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo									
C_1	30x60	8#8	1E#3@20				30x60	8#6	1E#3@20	30x50	8#6	1E#3@20
C2	30x70	10#8	2E#3@20	igual que en PB			30x60	8#8	1E#3@20	ig	gual que e	n P2
C3	30x70	8#8	1E#3@20				30x60	8#8	1E#3@20	30x60	8#6	1E#3@20
C.	30x70	10#10	2E#3@20	30x70	8#10	1E#3@15	30x70	8#8	1E#3@20	30x60	8#8	1E#3@20
Cs	35x70	10#10	2E#3@15	35x70	8#10	1E#3@15	30x70	8#8	1E#3@20	35x60	8#8	1E#3@20
C ₆	150x20	10#10	2E#3@15				150x20	10#8	2E#3@20	120x20	10#8	2E#3@20
C7	25x245	24#8	5E#3@20				25x245	20#8	5E#3@20	20x245	20#8	5E#3@20
C ₈	25x245	16#10+ 4#8	5E#3@15	ig	ual que er	n PB	ig	ual que er	n PB	ig	gual que ei	n PB
C9	85x20	10#8	2E#3@20	1			85x20	10#8	2E#3@20	70x20	10#6	2E#3@20
C10	30x70	10#8	2E#3@20	30x60	10#8	2E#3@20	30x70	8#8	1E#3@20	ig	gual que e	n P2
C11	40x30	6#8	2E#3@20	50x20	10#8	2E#3@20	40x30	4#8	1E#3@20	45x20	4#8	1E#3@20
C12	30x60	8#8	1E#3@20	ig	ual que er	PB	30x60	8#6	1E#3@20	30x50	8#6	1E#3@20

Tabla 3.1.16a Distribución de varillas en las columnas de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (1).

		P4 P5			P6			P7					
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo										
C_1				25x50	8#6	1E#3@20	25x40	8#6	1E#3@20	25x50	8#5	1E#2@20	
C ₂				30x60	8#6	1E#3@20	30x50	8#6	1E#3@20	30x60	8#6	1E#2@20	
C3							30x50	8#6	1E#3@20				
C_4	ig	ual que e	n P3	ig	ual que er	n P3	30x50	8#6	1E#3@20				
C ₅							30x60	8#8	1E#3@20	igual que en P6			
C_{δ}				120x20	10#6	2E#3@20	100x20	10#6	2E#3@20				
C,				20x245	16#8	5E#3@20							
C ₈	25x245	20#8	5E#3@20	20x245	16#10+ 4#8	5E#3@15	ig	ual que ei	n P5	20x245	16#8	5E#3@20	
C9				ig	ual que er	n P3	60x20	8#6	1E#3@20	ię	gual que e	n P6	
C10	ig	ual que e	n P3	25x60	10#6	1E#3@20	25x50	10#6	1E#3@20	25x60	8#6	1E#3@20	
C_{11}					4#6	1E#2@20	40x20	4#6	1E#3@20	ig	gual que e	n P6	
C12				igual que en P3		1 P3	30x40	8#6	1E#3@20	30x40	8#5	1E#2@20	

		P8			P9			P10			P11	
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo									
Cı	25x40	8#5	1E#2@20	25x35	4#6	1E#2@20				13	igual que en	P9
C2	30x50	8#6	1E#3@20	30x40	8#5	1E#2@20				30x35	8#5	1E#2@20
C3	30x50	8#6	1E#3@20	30x40	8#5	1E#2@20				30x35	8#5	1E#2@20
C.4	30x50	8#6	1E#3@20	30x40	8#6	1E#3@20				30x35	8#6	1E#3@20
Cs	30x65	8#6	1E#3@20	30x50	8#6	1E#3@20				30x40	8#6	1E#3@20
C ₆	100x20	10#6	2E#3@20	80x20	10#6	2E#3@20	ig	ual que en	P9	80x20	10#5	2E#3@20
C,	20x245	12#8	5E#3@20	ig	ual que e	n P8				20x245	8#8+4#6	5E#3@20
C ₈	20x245	16#8	5E#3@20	20x245	12#8	5E#3@20				20x245	8#8+4#6	5E#3@20
C,	60x20	8#5	1E#2@20	50x20	8#5	1E#2@20	1			60x20	4#6	1E#2@20
C10	25x50	8#6	1E#3@20	25x40	8#6	1E#3@20				25x35	8#6	1E#3@20
C11	20x20	4#6	1E#2@20	35x20	4#5	1E#2@20	1				igual que en	P9
C12	30x40	8#5	1E#2@20	30x50	4#6	1E#2@20						

Tabla 3.1.16b Distribución de varillas en las columnas de los edificios tipo C de la unidad Nonoalco-Tlatelolco (2).

		P12			P13	
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo
C ₁	25x25	4#5	1E#2@20	ig	ual que en	P12
C2	30x35	4#6	1E#2@20	30x25	4#5	1E#2@20
C3	30x35	4#6	1E#2@20	30x25	4#5	1E#2@20
C4	30x35	4#6	1E#2@20	30x25	4#5	1E#2@20
C5	ig	ual que en	P11	30x30	4#6	1E#2@20
Cő	50x20	10#5	2E#3@20	50x20	8#5	1E#2@20
C ₇	ig	ual que en	P11			
C8				ig	ual que en	P12
C,	40x20	8#8+4#6	1E#2@20			
C10	25x35	4#6	1E#2@20	25x25	4#5	1E#2@20
C11	25x20	4#5	1E#2@20	25x20	4#5	1E#2@20
C12	30x25	4#5	1E#2@20	30x25	4#5	1E#2@20

reto H	ncreto $F_c = 2$ g = 2.	$F_e = 280 \text{ kg/cm}^2$ (PB a P5); 210 kg/cm ² (P6 en adelante) g = 2.4 t/m ³ (columnas y muros)			
llas f	rillas fy = 4	fy = 4,000 kg/cm ² (varillas de refuerzo longitudinal); 2,350 kg/cm ² (estribo)			
	illias ly = 4	ly = 4,000 kg/cm (varmas de letdelzb longitudmar), 2,550 kg/cm (estrio			
		concreto	$F = 280 \text{ kg/cm}^2 (PB + P2)$		

Tabla 3.1.17 Resistencia de los materiales de construcción de los edificios tipo C de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

$\begin{array}{ll} \mbox{concreto} & F_{o} = 280 \ \mbox{kg/cm}^{2} \ \mbox{(PB a P2)} \\ \mbox{(g = 2.0 t/m}^{3}) & F_{o} = 210 \ \mbox{kg/cm}^{2} \ \mbox{(P3 a P8)} \\ \mbox{varillas} & \mbox{general : fy = 4,000 \ \mbox{kg/cm}^{2} \\ \mbox{modelo CB} & \mbox{grosor : 100 150} \end{array}$

Edificio Nuevo León.

Como se mencionó, 2 de las 3 secciones que componen el edificio se cayeron, por lo que hubo muchas víctimas. La mayoría de las columnas de la sección que quedó en pie estaban dañadas por esfuerzos cortantes y flexionantes. Se ve en la Foto 3.1.117 un voladizo a punto de caer. Sobre todo en el P6, que es de servicio de elevadores, las columnas cortas se dañaron por esfuerzo cortante, y en la PB se rompieron las varillas, como se muestra en las Fotos 3.1.118 y 3.1.119. El grado de daño sufrido por la sección que quedó en pie, de acuerdo con las normas de evaluación de primer nivel, fue mayor. Esto coincide con la opinión de la compañía Rioboo, que calificó los daños estructurales como mayores.

Edificio Chihuahua.

Parte de las columnas de los pisos inferiores se agrietaron a causa de esfuerzos cortantes y de flexión. Las grietas son de niveles I y II, de acuerdo con las normas de evaluación de primer nivel de la referencia 3.1.6). Hubo también en estos pisos daños no estructurales, como la caída de bloques de concreto, y del aplanado de yeso. Por otra parte, se abrieron las juntas de expansión, y los choques entre las secciones que componen el edificio durante el sismo causaron también daño (Fotos 3.1.120, 3.1.121). Según la evaluación de primer nivel realizada conforme la referencia 3.1.6), el daño fue pequeño, mientras el grupo Rioboo calificó el daño estructural de mediano.



Foto 3.1.117 Edificio Nuevo León (tipo C) de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco, sufrió serios daños con derrumbe parcial.



Foto 3.1.118 Falla frágil de las columnas acortadas del P6, que es de servicio de elevadores, del edificio Nuevo León en la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Foto 3.1.119 Una de las columnas de la PB del Edificio Nuevo León que fallaron, presentando rompimiento del refuerzo principal.





Foto 3.1.120 Apertura en la junta de expansión del edificio Chihuahua de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco

Foto 3.1.121 Daños en un muro de bloque de concreto de una junta de expansión del edificio Chihuahua.

Los períodos fundamentales de las secciones que componen al edificio se obtuvieron de los espectros de Fourier de microvibraciones medidos en la parte superior de las mismas. Se obtuvieron 1.95 seg en la dirección longitudinal, y 1.44 en la transversal. También se obtuvieron valores corregidos de 1.91 seg y 1.32, respectivamente, al tomar en cuenta el espectro de microvibraciones en la PB.

Edificio J. M. Arteaga.

Los daños estructurales fueron ligeros, casi no se agrietaron las columnas. Sin embargo, se dañaron muchos muros de bloque de concreto y se desprendió el acabado de yeso en muchos sitios (Foto 3.1.122). Según la norma de evaluación primaria^{3.1.6}, el daño fue ligero, pero según el grupo Rioboo, el daño en elementos no estructurales fue mayor.



Foto 3.1.122 Vista del edificio P. Arreaga (tipo I), de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Los períodos fundamentales en las direcciones longitudinal y transversal, medidos por microvibraciones, son de 1.64 seg y 1.19 seg respectivamente, y de 1.74 y 1.09 una vez corregido considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

31. Edificios tipo I de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción.

Los edificios tipo I, de los que hay 9 en la UNT, son de departamentos, con locales comerciales en la PB. Constan de tres secciones de CR de nueve niveles incluyendo un penthouse, unidas con juntas de expansión (Foto 3.1.122). Los planos se muestran en las Figs. 3.1.89 a 92. Los pocos muros de refuerzo en la PB son de CR, y en el marco exterior longitudinal hay muros de media altura. Los muros del P1 hacia arriba son precolados, y de mampostería arriostrada en la dirección longitudinal. La altura de entrepiso en la PB es grande. Casi todas las columnas son, en la dirección longitudinal, de 25 cm de ancho, aunque hay algunas de 15 o de 35 cm. En general, se considera que las columnas son delgadas.



Fig. 3.1.89 Planta de la PB de una de las 3 secciones de los edificios tipo I de Tlatelolco. Las secciones están unidas mediante juntas de expansión.



Fig. 3.1.90 Planta de un piso representativo de los edificios tipo I de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.91 Una elevación parcial de los edificios tipo I de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.92 Marcos de los edificios tipo I de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Se muestran en la Tabla 3.1.17 las características de los materiales utilizados. Según el análisis del grupo Rioboo, el núcleo de concreto está dentro de lo especificado en el diseño, como aparece en la tabla.

Los acabados son principalmente de mosaico, y de tabiques hexagonales de celosía en menor cantidad. El acabado interior es principalmente de yeso (Fotos 3.1.123, 3.1.124).

Descripción de los daños.

El grupo Rioboo dictaminó que de 9 edificios, 3 sufrieron daños estructurales mayores, 3 daños estructurales medianos, y 3 daños no estructurales mayores.

A continuación se reportan los resultados de la evaluación de 2 edificios.


Foto 3.1.123 Fallas por esfuerzos cortantes de las columnas exteriores del P1. A la derecha puede verse un muro de celosía de fachada.



Foto 3.1.124 Detalles.

Edificio P. Arreaga.

Según la evaluación, realizada bajo la condición de limitado acceso a los departamentos, los daños se concentraron en las columnas exteriores del P1 y P2, y no había grietas en las vigas. En la Fig. 3.1.93 se muestran los grados de daños de las columnas del P1 según el estándar de evaluación de primer nivel. En las columnas exteriores del P1 se observaron varillas descubiertas y pandeo de las mismas debido a esfuerzos cortantes. En algunas partes donde el daño fue de grado V, las columnas estaban provisionalmente reforzadas con soleras y ángulos de acero estructural. Por otro lado, debido al exceso de varillas de refuerzo, se presentaron muchas fallas por adherencia (Fotos 3.1.123 a 3.1.125). Los daños en el P2 fueron menores que en el P1, mientras que en la PB solamente se observaron grietas de grado II por esfuerzos cortantes en los cubos de escaleras y de elevadores.



S: falla por cortante B: falla por flexión

Fig. 3.1.93 Daños en el P1 del edificio tipo 1 P. Arreaga, de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (El significado de la escala puede consultarse en la referencia 3.1.6)).



Foto 3.1.125 Fallas por esfuerzo cortante y adherencia en una columna exterior del P1.

La mayoría de los muros divisorios eran de bloque de concreto. Se observaron en los muros de los cubos de elevadores y de escaleras fallas por compresión, y algunos muros derrumbados (Fotos 3.1.126 y 3.1.127). Quedaron también huellas de choques violentos entre las secciones que componen el edificio, tanto en las juntas de expansión como en el último piso (Foto 3.1.128). El edificio se inclinó al hundirse diferencialmente el terreno, y al dañarse la estructura. Según las mediciones, el desplazamiento horizontal relativo de la parte más alta del edificio respecto al nivel del P1, era menor que 13.5 cm, con una pendiente de inclinación de 1/160, como se muestra en la Fig. 3.1.94.



Foto 3.1.126 Páneles de madera de los muros contiguos al elevador, desprendidos (edificio P. Arreaga).



Foto 3.1.127 Daños en el cubo de escaleras (edificio P. Arreaga).



Foto 3.1.128 Daños por choque en la junta de expansión (edificio P. Arreaga).



Fig. 3.1.94 Inclinación y deformación del edificio P. Arreaga de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Atendiendo a las normas de evaluación de primer grado3.1.6), el daño fue mayor, calificación que coincide con la del grupo Rioboo.

Los períodos en los sentidos longitudinal y transversal, obtenidos de mediciones de microvibraciones, fueron de 0.99 y 1.14 seg respectivamente, y una vez corregidos por interacción sueloestructura, de 0.92 y 1.06 seg.

Edificio Rivapalacio.

Las columnas, muros divisorios, cubo de escaleras y juntas de expansión, sufrieron daños parecidos a los del edificio P. Arreaga, aunque menores. En las columnas interiores del P1 y P2 había grietas, debidas tanto a esfuerzo cortante como a flexión, de grado II (Foto 3.1.129). No se pudo evaluar las columnas exteriores porque tenían acabado de lámina metálica. En general, son notorias las fallas por compresión; y respecto a elementos no estructurales, sobresale la caída de muros de bloque de concreto y de acabados de yeso. El cubo de escaleras quedó en buen estado del P5 hacia arriba. En conclusión, los daños fueron ligeros si se comparan con los del edificio P. Arreaga.



Foto 3.1.129 Columna del P1 del edificio Rivapalacio, con daños de grado II.

Conforme a la norma de evaluación primaria de daños, el daño estructural fue mediano; y según la evaluación del grupo Rioboo, fue no-estructural mayor.

El período en la dirección longitudinal era de 1.06 seg, y en la transversal de 1.17 (microvibraciones). Los valores corregidos por interacción suelo-estructura son 0.96 y 0.93, respectivamente.

Edificios tipo K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción.

Hay en la UNT 6 edificios tipo K, que son de departamentos con locales comerciales en la PB. Son de CR de losa plana aligerada, de 15 pisos, incluyendo un penthouse (Foto 3.1.130). Tienen un solo claro en el eje transversal, y las columnas no están orientadas en el mismo eje. En la dirección longitudinal sólo existen dos marcos de ocho crujías como elementos resistentes a fuerza lateral. En la dirección transversal, hay columnas y riostras como elementos estructurales. Debido a esto las columnas son anchas en la dirección longitudinal (45 cm) en comparación con otros edificios. En la PB hay muros de bloque de concreto sólo en el cubo del elevador y alrededor de las escaleras, en cambio, en el resto de los pisos la cantidad de muros divisorios aumenta. La altura de entrepiso en la PB es grande. Se muestran los planos de la estructura en las Figs. 3.1.95 a 3.1.99, y en la Tabla 3.1.19.

En la Tabla 3.1.20 se muestran las características de los materiales según los planos de diseño.

El acabado exterior es de mosaico, mortero y celosía, y el interior es de yeso.

	PB			P1				P2		P3		
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo									
Cı	25x40	8#5	1E#2@25	25x40	6#5	2E#2@30	25x35	6#5	2E#2@30	25x35	6#5	2E#2@35
C2	25x70	12#6	1E#3@35	25x70	10#6	2E#3@35	25x60	10#6	2E#3@35	35x60	15#6	2E#3@35
C3	25x60	3#6	1E#3@35	25x60	8#5	1E#2@25	25x50	8#5	1E#2@25	25x50	8#5	1E#2@25
C4	25x60	10#6	2E#3@35	25x60	10#5	2E#2@25	25x50	8#5	1E#2@25			
Cs	35x80	8#8	1E#3@35	35x80	8#8	1E#3@35	35x85	8#6	1E#3@35	35x65	8#8	1E#3@35
C ₆	25x100	10#6	3E#3@35	25x100	12#6	1E#3@35	25x85	8#6	1E#3@35	25x85	8#6	1E#3@35
C,	15x50	6#5	2E#2@30	16x50	6#5	2E#2@30	15x30	8#5	2E#2@30	15x50	6#5	2E#2@30

Tabla 3.1.18 Sección transversal de las columnas del edificio Rivapalacio de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

		P4			P5			P6	
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo
\mathbf{C}_1	25x30	4#5	1E#2@30	25x25	4#5	1E#2@30	25x25	4#5	1E#2@20
C2	25x50	8#6	1E#3@35	25x40	4#5 4#4	1E#2@25	25x40	8#4	1E#2@25
C3	25x40	4#5 4#4	1E#2@25	25x35	8#4	2E#2@25	25x35	6#4	2E#2@25
C4	25x40	4#5 4#4	1E#2@25	25x35	8#4	2E#2@25	25x35	6#4	2E#2@25
Cs	30x60	4#8 4#6	1E#3@35	25x50	8#6	1E#2@25	25x50	8#5	1E#2@25
C ₆	25x70	8#6	1E#3@30	25x55	8#5	1E#2@25	25x40	8#5	1E#2@25
C,	15x40	4#5	1E#2@30	15x40	4#5	1E#2@30	15x40	4#5	1E#2@30

Tabla 3.1.19a Columnas de los edificios tipo K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (1).

		PB			P1			P2		P3		
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo									
C_1	20x120	12D25	2D13@40	20x120	12D25	2D13@40	20x120	12D25	2D13@40	20x100	12D25	2D13@40
C_2	15x45	4D16	D6@15									
C3	30x100	12D32 2D16	2D13@35	30x100	10D32	2D13@40	30x100	10D32	2D13@40	30x85	10D32	2D13@40
C ₄	45x100	12D32 2D16	2D13@35	45x100	10D32	2D13@40	45x100	10D25	2D13@40	40x100	8D45 2D16	2D13@40
C ₅	45x100	20D32	2D13@35	45x100	16D32	2D13@35	45x100	10D32	2D13@40	40x100	10D32	2D13@40
C ₆	40x100	20D32	2D13@35	40x100	16D43	2D13@35	40x100	10D32	2D13@40	40x85	10D32	2D13@40
C7	40x100	10D32	2D13@35	40x100	12D32 2D16	2D13@35	40x100	10D32	2D13@40	40x85	10D32	2D13@40

		P4			P5			P6		P7		
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo									
Cı	20x100	10D25	2D13@40	20x100	10D25	2D13@40	20x80	10D10	2D13@40	20x80	10D19	2D13@40
C ₂	15x45	4D16	D6@15	15x45	4D16	D6@15	15x45	4D16	D6@15	15x35	4D13	D6@15
C3	30x85	10D32	2D13@40	30x85	10D32	2D13@40	30x75	10D32	2D13@40	30x75	10D25	2D13@40
C4	40x100	8D25 2D16	2D13@40	40x100	8D25 2D16	2D13@40	40x85	8D25 2D16	2D13@40	40x85	8D25 2D16	2D13@40
C ₅	40x100	10D32	2D13@40	40x100	10D32	2D13@40	40x85	8D32 2D16	2D13@40	40x85	8D25 2D16	2D13@40
C ₆	40x85	10D32	2D13@40	40x85	10D32	2D13@40	40x75	10D32	2D13@40	40x75	10D25	2D13@40
C,	40x85	10D32	2D13@40	40x85	10D32	2D13@40	40x75	10D32	2D13@40	40x75	10D25	2D13@40

Tabla 3.1.19b Columnas de los edificios tipo K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (2).

	P8				P9			P10		P11		
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo									
C1	20x80	8D19	D10@30	20x70	8D19	D10@30	20x70	8D19	D10@30	20x50	8D16	D10@30
C2	15x35	4D13	D6@15									
C ₁	30x75	10D25	2D13@40	25x65	8D25	D13@40	25x65	8D19	D10@30	25x50	8D19	D10@30
C.	40x85	8D25 2D16		40x70	8D25 2D16	2D13@40	40x60	8D25 2D16	2D13@40	40x50	8D19	D19@30
Cs	40x85	8D25 2D16	2D13@40	40x70	8D25 2D16	2D13@40	40x70	8D25 2D16	2D13@40	40x50	8D19	D10@30
Cő	40x75	10D25	2D13@40	40x65	10D25	2D13@40	40x65	8D25	D13@40	40x65	8D19	D10@30
C1	40x75	10D25	2D13@40	40x65	10D25	2D13@40	40x65	8D25	D13@40	40x65	8D19	D10@30

		P12			P13	
	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo	medidas de la sección	varillas princi- pales	estribo
C_1	20x50	8D16	D10@30	20x40	4D16	D6@30
C2	15x35	4D13	D6@15	15x35	4D13	D6@15
C3	25x50	8D16	D10@30	20x40	8D16	D10@30
C.4	40x50	8D19	D10@30	40x30	8D16	D10@30
C ₅	40x50	8D19	D10@30	40x30	8D16	D10@30
C ₆	30x65	8D19	D10@30	25x65	8D16	D10@30
C ₁	40x65	8D19	D10@30	40x65	8D19	D10@30

323

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES



Foto 3.1.130 Edificio tipo K Churubusco, de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Tabla 3.1.20 Resistencia de los materiales utilizados en la construcción de los edificios K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

resistencia del concreto	F _c = 350 kg/cm ² (niveles 1 a 4) 280 kg/cm ² (niveles 5 a 9) 210 kg/cm ² (niveles 10 a 14)
densidad del concreto	g = 2,000 kg/cm ³ (columna) 1,600 kg/cm ³ (losa)
resistencia de las varillas	fy = 4,000 kg/cm ² (varillas de refuerzo) 2,350 kg/cm ² (estribo)
cuantía de refuerzo longitudinal en las columnas de la planta baja	$p_8 = 3.96 \sim 2.20$ %
cuantía de refuerzo lateral o transversal en las columnas de la PB	$p_w = 0.095 \sim 0.145$ % (dirección X) $p_w = 0.141 \sim 0.633$ % (dirección Y)



Nota: Los ejes 1 a 9 y 9 a 17 son simétricos respecto al eje 9. Fig. 3.1.95 Planta de la PB de edificios tipo K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Nota: Los ejes 1 a 9 y 9 a 17 son simétricos respecto al eje 9. Fig. 3.1.96 Planta de un piso representativo de los edificios tipo K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.97 Piso de losa aligerada de los edificios tipo K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (unidades en cm).



Fig. 3.1.98 Marco de los ejes 1 y 17 de los edificios K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.99 Distribución de varillas en las columnas de edificios tipo K de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción de los daños.

Según el informe de Rioboo, de los 6 edificios de este tipo, uno sufrió daño estructural mayor, 4 daños estructurales medianos y el otro daño no estructural mayor.

A continuación se detallan los daños de 2 de estos edificios.

Edificio Churubusco.

La sección del edificio comprendida entre los ejes 14 y 17 (Fig. 3.1.100) sufrió grandes daños, y quedó con una pendiente de inclinación de 1/100, en la dirección transversal. También resultaron dañadas algunas riostras de CR (Foto 3.1.131), y hubo losas en voladizo que se desplomaron parcialmente (Foto 3.1.132). La evaluación de columnas, conforme a la norma de evaluación primaria de daños3.1.6), se muestra en la Fig. 3.1.100. Cuando se realizó la inspección, sin embargo, las columnas del eje 17 ya habían sido reforzadas. En resumen, el daño fue mayor, en coincidencia con Rioboo, que lo calificó de estructural mayor.



Fig. 3.1.100 Distribución del grado de daños en el edificio K-1, Churubusco, de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Foto 3.1.131





Según se informó, el edificio presentaba hundimiento diferencial creciente paulatinamente, por lo que los pilotes fueron reforzados en diciembre de 1984.

32. Edificio Xicoténcatl.

Se muestra en la Fig. 3.1.101 el resultado de la evaluación primaria de daños en columnas, basado en la norma correspondiente. Según la misma, el daño fue mediano, en contraste con la evaluación de Rioboo, que lo calificó de no estructural mayor. Las columnas más dañadas fallaron por adherencia, observando un grado de daño IV. Las mismas habían sido ya reforzadas con soleras y ángulos de acero, como se muestra en la Foto 3.1.133. Por otro lado, son notables los daños en elementos no estructurales alrededor de las escaleras, y es importante señalar que los muros alrededor de las escaleras de la PB a P2 habían sido reforzadas después de un sismo en 1968.

Los períodos medidos (método de microvibraciones) fueron de 1.74 seg longitudinal y transversalmente, y los valores corregidos por interacción de 1.86 seg.



Fig. 3.1.101 Distribución del grado de daños en el edificio K-2 Xicoténcatl, de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Foto 3.1.133 Columna de la PB del edificio Xicoténcatl, con daño por adherencia de grado IV.

33. Edificios tipo L de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

El edificio tipo L, de los que hay 5 en la UNT, es de marcos momento resistentes, de 40 m de altura en 14 pisos, incluyendo un penthouse. En la PB y P1, longitudinalmente, tiene 2 muros estructurales, y de la PB a P4, transversalmente, 4 en cada piso (Fig. 3.1.102). El edificio tiene 7 claros en la dirección longitudinal, que en total abarcan 43.65 m, y 1 claro transversalmente, de 8.8 m. La sección que abarca los tres claros centrales presenta un sistema de piso en desnivel respecto a las secciones laterales, este desnivel es de medio entrepiso. Los pisos son de losa plana aligerada, de 30 a 35 cm de peralte (Fig. 3.1.103).

El concreto de las columnas y muros de la PB al P4 tienen una resistencia Fc=350 kg/cm², entre P5 y P8 Fc=280 kg/cm², y del P9 al 13 Fc=210 kg/cm². El concreto de los pisos es ligero, del tipo LC210, con peso volumétrico de 1.6 t/m³. La resistencia a tensión (Fy) de las varillas de refuerzo es de 4,000 kg/cm², y el porcentaje de refuerzo en las columnas va de 0.6 a 1.4%. Se muestran en la Fig. 3.1.104 los marcos del eje B, y una lista de las columnas en la Tabla 3.1.21. Las secciones transversales de los elementos estructurales verticales y la distribución de varillas se dividen en 4 grupos, que van de mayor a menor sección conforme aumenta la altura. En los pisos superiores, tanto la rigidez como la resistencia de diseño son extremadamente pequeños. Los pisos de servicio de elevadores son la PB, P3, P6 y P9.

En la cimentación hay pilotes de fricción de 400 mm de diámetro, y una losa de cimentación de fondo cóncavo. Tanto los muros divisorios como los exteriores son de bloque de concreto, y el acabado de los muros exteriores es de mosaico y ladrillos de celosía hexagonales.



(a) PB



Fig. 3.1.102 Planta de los edificios tipo L de Tlatelolco.



Fig. 3.1.103 Planta de losas y vigas de un piso representativo de los edificios tipo L de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (acotaciones en cm).

Tabla 3.1.21 Lista de las columnas de los edificios tipo L de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

		C ₁ ho	1F: 3 otros:	75cm, 240cm	C ₂ ho	1F: 3 otros:	75cm, 240cm	C ₃ ho	1F: 3 otros:	75cm, 105cm	C4 ho	1F: 3 otros:	75cm 105cm
nivel	fe kg/cm²	sección	varillas de refuerzo longitu- dinal	refilerzo lateral	sección	varillas de refuerzo longitu- dinal	refuerzo lateral	sección	varillas de refuerzo longitu- dinal	refuerzo lateral	sección	varillas de refuerzo longitu- dinal	refuerzo lateral
14 (13-14)	210	50x30	4#8	E#2.5 @35	40x30	4#8	E#2.5 @30	40x40	6#6	2E#2.5@ 17	40x35	4#8	E#2.5 @15
13 (12-13)		60x30	6#8	2E#2.5@ 35	50x30	4#8	E#2.5 @35	50x40	6#8	2E#2.5@ 17	50x30	6#8	2E#2.5@ 15
12 (11-12)		80x40	8#8	E#3@35	70x30	8#8	E#3@35	65x40	8#8	E#3@17	70x30	8#8	E#3 @15
11 (10-11)		80x40	8#8	E#3@35	70x30	8#8	E#3@35	65x40	8#8	E#3@17	70x30	8#8	E#3 @15
10 (9-10)	210	100x40	6#10	2E#3 @35	90x30	10#8	2E#3 @35	90x40	8#10	E#4@17	90x30	10#8	2E#3 @15
9 (8-9)	280	100x40	6#10	2E#3 @35	90x30	10#8	2E#3 @35	90x40	8#10	E#4@17	90x30	10#8	2E#3 @15
8 (7-8)		100x40	8#10	E#4@35	100x30	12#8	2E#3 @35	100x40	8#10	E#4@17	110x30	10#8	2E#3 @15
7 (6-7)		100x40	8#10	E#4@35	100x30	12#8	2E#3 @35	100x40	8#10	E#4@17	110x30	10#8	2E#3 @15
6 (5-6)	280	110x40	8#10	E#4@35	110x30	12#8	2E#3 @35	110x40	10#10	2E#4 @17	110x30	10#8	2E#3 @15
5 (4-5)	350	110x40	8#10	E#4@35	110x30	12#8	2E#3 @35	110x40	10#10	2E#4 @17	110x30	10#8	2E#3 @15
4 (3-4)		110x40	12#10	2E#4 @35	130x35	12#8	2E#3 @35	110x40	12#10	2E#4 @17	130x30	12#8	2E#3 @15
3 (2-3)		110x40	12#10	2E#4 @35	130x35	12#8	2E#3 @35	110x40	12#10	2E#4 @17	130x30	12#8	2E#3 @15
2 (1-2)		110x40	12#10	2E#4 @35	130x35	12#8	2E#3 @35	110x40	12#10	2E#4 @17	155x30	12#8	2E#3 @15
1 (0-1)	350	110x40	16#10	2E#4 @35	80x35	12#8	2E#4 @35	110x25	12#10	2E#4 @25	130x25	12#8	2E#3 @28

(a) Lista de columnas (1)

Tabla 3.1.21 Lista de las columnas de los edificios tipo L de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

		C ₅ ho	1F: 375cm, otros: 240cm	n	C ₆ ho	1F: 375cm, otros: 240cm	n	C7 ho	1F: 375cm, otros: 105cm	n
nivel	f'e kg/cm²	sección	varillas de refuerzo longitudi- nal	refuerzo lateral	sección	varillas de refuerzo longitudi- nal	refuerzo lateral	sección	varillas de refuerzo longitudi- nal	refuerzo lateral
14 (13-14)	210	40x25	6#6	2E#2@30	30x25	4#6	E#2@30	40x30	4#6	E#2@30
13 (12-13)		40x25	6#6	2E#2@30	30x25	4#6	E#2@30	60x30	4#8	E#2.5@35
12 (11-12)		60x25	8#6	E#2.5@30	40x25	4#8	E#2.5@30	80x35	8#8	E#3@35
11 (10-11)		60x25	8#6	E#2.5@30	40x25	4#8	E#2.5@30	80x35	8#8	E#3@35
10 (9-10)	210	80x25	10#6	2E#2.5@30	50x25	4#8+2#6	2E#2.5@30	90x35	8#8	E#3@35
9 (8-9)	280	80x25	10#6	2E#2.5@30	50x25	4#8+2#6		90x35	8#8	E#3@35
8 (7-8)		100x25	10#6	2E#2.5@30	60x25	8#6		100x40	10#8	2E#3@35
7 (6-7)		100x25	10#6	2E#2.5@30	60x25	6#8		100x40	10#8	
6 (5-6)	280	110x25	10#6	2E#2.5@30	70x25	6#8		110x40	10#8	
5 (4-5)	350	110x40	10#6	2E#2.5@30	70x40	6#8		110x40	10#8	2E#3@35
4 (3-4)		110x40	10#6	2E#2.5@30	90x40	6#8		110x40	8#10	E#4@35
3 (2-3)		110x40	10#6	2E#2.5@30	90x40	6#8		110x40	8#10	
2 (1-2)		110x40	10#6	2E#2.5@30	115x40	6#8		110x40	8#10	
1 (0-1)	350	110x25	10#6	2E#2.5@30	90x25	6#8	2E#2.5@30	110x40	8#10	E#4@35

(b) Lista de columnas (2)

(c) Lista de columnas (3)

	fc kg/cm²	C ₈ ho 1F: 375cm otros: 105cm			C ₉ ho	1F: 375cm, otros: 240cr	n	C10 ho 1F: 375cm, otros: 240cm		
nivel		sección	varillas de refuerzo longitudi- nal	refuerzo lateral	sección	varillas de refuerzo longitudi- nal	refiierzo lateral	sección	varillas de refuerzo longitudi- nal	refuerzo lateral
14 (13-14)	210	40x30	4#6	E#2@30	40x25	6#6	2E#2@30	30x25	4#6	E#2@30
13 (12-13)		40x30	4#6	E#2@30	40x25	6#6	2E#2@30	30x25	4#6	E#2@30
12 (11-12)		50x30	6#8	2E#2.5@35	60x25	8#6	E#2.5@30	40x25	4#8	E#2.5@30
11 (10-11)		50x30	6#8		60x25	8#6	E#2.5@30	40x25	4#8	E#2.5@30
10 (9-10)	210	70x30	6#8		80x25	10#6	2E#2.5@30	50x25	4#8+2#6	2E#2.5@30
9 (8-9)	280	70x30	6#8	2E#2.5@35	80x25	10#6	2E#2.5@30	50x25	4#8+2#6	
8 (7-8)		80x30	8#8	E#3@35	100x25	10#6	2E#2.5@30	60x25	8#6	
7 (6-7)		80x30	8#8		100x25	10#6	2E#2.5@30	60x25	6#8	
6 (5-6)	280	100x30	8#8		110x25	10#6	2E#2.5@30	70x25	6#8	
5 (4-5)	350	100x30	8#8	E#3@35	110x40	10#6	2E#2.5@30	70x40	6#8	
4 (3-4)		120x30	12#8	2E#3@35	110x40	10#6	2E#2.5@30	90x40	6#8	
3 (2-3)		120x30	12#8	2E#3@35	110x40	10#6	2E#2.5@30	90x40	6#8	
2 (1-2)		120x30	12#8	2E#3@35	110x40	10#6	2E#2.5@30	115x40	6#8	
1 (0-1)	350	80x35	12#8	2E#3@20	110x25	10#6	2E#2.5@30	90x25	6#8	2E#2.5@30



Fig. 3.1.104 Marcos del eje B, de edificios tipo L de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción de los daños.

Según una inspección realizada por ingenieros locales, 2 de estos edificios sufrieron daños estructurales medianos, y los 3 restantes daños no estructurales mayores. Se realizó una evaluación de daños y riesgo del nivel primerio en uno de los edificios con daño estructural reportado (L-1), y en uno de los edificios con daño no-estructural reportado (L-2). Debido al nivel o rango de los daños no estructurales, se concluyó que en ambos casos el acceso debería prohibirse. Finalmente, los daños estructurales se catalogaron como pequeños para el L-1. y ligeros para el L-2.

Se muestran en las Tablas 3.1.22 y 3.1.23, y en la Fig. 3.1.105, la distribución de las columnas y el grado de daño sufrido por cada una, consistente principalmente en grietas de menos de 1 mm de ancho, causadas por esfuerzos cortantes. No se detectó ni hundimiento ni inclinación del edificio.

Respecto a los daños no-estructurales, sobresale la caída de muros divisorios, debido a que el espaciamiento del acero de refuerzo era de 120 cm, aunado a que el mismo no estaba, en algunas partes, debidamente anclado. Además, los muros de celosía del exterior no tenían refuerzo, y estaban unidos sólo parcialmente a los muros estructurales. Cuando se realízó la inspección, casi la mitad de los mismos habían sido retirados, y los que todavía estaban en su lugar, corrían el riesgo de venirse abajo (rango C). Esta fue una de las razones por las que se recomendó prohibir el acceso al edificio. Por otro lado, se observó que los acabados exteriores de mosaico estaban en algunas partes inclinados y propensos a caerse.

El período fundamental en la dirección longitudinal del edificio L2, según las mediciones, era de 2 seg, y el transversal de 1.61 seg.

Tabla 3.1.22 Descripción y evaluación de los daños de 2 edificios tipo E de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

edificio	descripción	evaluación provisional de riesgo	evaluación de primer nivel de los daños	comentarios
Ŀı	Daños estructurales peque- ños. Daños mayores en muros de bloque de concreto y materiales de acabado exterior.	Materiales del acaba- do exterior en peligro de caer, por lo que se prohibió el acceso.	El porcentaje de daños en las columnas del P2 fue de 7%, y el grado de daño fue pequeño. No se observaron ni hundimi- ento ni inclinación del edificio.	
12	Daños estructurales ligeros. Daños mayores en muros de bloque de concreto y materiales de acabado exterior.	Igual que arriba	El porcentaje de daños en las columnas del P1 fue de 4%, y el grado de daños fue ligero. No había ni hundimiento ni inclinación del edificio.	Periodos de resonancia (método de microvibraciones): 1 ^{er} modo longitudinal: 2.0 seg, 2° modo: 0.42 seg. 1 ^{er} modo transversal: 1.65 seg, 2° modo: 0.37 seg

Tabla 3.1.23 Clasificación de daños en las columnas de los edificios tipo L de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

rango del daño	descripción de los rangos de daños					
0	sin daño					
I	grietas casi imperceptibles (ancho menor que 0.2 mm)					
II	grietas claramente perceptibles (ancho de 0.2 a 1 mm)					



(a) L-1 (P2)



Nota: las columnas no clasificadas son aquellas que no pudieron revisarse. Fig. 3.1.105 Daños en columnas de los edificios tipo L de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

34. Edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.

Descripción.

Los edificios de departamentos tipo M y N son de CR, estructurados a base de muros de carga y losa plana, de 21 pisos. En la Tabla 3.1.24 se presentan las características de la estructura. La planta se puede ver en la Fig. 3.1.106, la configuración de las losas del piso en la Fig. 3.1.107, y en la Fig. 3.1.108 el detalle de elevación. En la Fig. 3.1.109 se muestran detalles de una sección de los muros.

Tabla 3.1.24 Descripción de	e los edificios tipo	MyN de la l	Inidad Tlatelolco,	incluyendo las
	característica	s estructurale:	<i>S</i> .	

Altura de entrepiso PB: 5.4 m		Núm, de niveles	21 más 2 sótanos	
	El resto de los pisos: 2.7 m	Estructura	Muros de CR	
Superficie de construcción	397.4 m ²	Tipo de piso	Losa plana	
Superficie total	8,344.6 m ²	Altura del edificio	59.4 m	
1-2. ESPECIFICAC	IONES DE LA ESTRUCTUR	A		
$Ec = 200 t/cm^2$	N	Varillas de refuerzo por flexión	D16, D19, D25, D32	
$Es = 2,100 \text{ t/cm}^2$	Muro	Zuncho en columnas	D10@300	
$gc = 2.0 t/m^3$		Distribución de varillas en muros	D10@350 mm doble	
$Fc = 210 \text{ kg/cm}^2$	Losa	Varillas de refuerzo superior e inferior	D10, D13, D16, D19	
$ssy = 4.0 t/cm^2$		Estribos	D10	
1-3. CARACTERIS	TICAS DE LA ESTRUCTUR	A		
 4 departamentos p Basado en la coloci La planta es casi c El grosor del muro Marco longitudina Muros de cortante Muro-columna de Marco transversal Muros de cortante muro lateral de fac Los muros laterale 	or piso, área común (escalera ación de las paredes. Sin exe uadrada (22.6 por 18.4 m) e sigual en todos los pisos (t l (dirección X): de CR continuo en la altura, estructura de marcos moment (dirección Y): de CR continuo en la altura, hada y el tercero el del interi s de fachada y los interiores s	y elevador) núcleo central xentridad. = 20 cm) en el núcleo central o resistentes, con B = 20 cm y D = 100 a de 3 diferentes tipos: uno es el del núcleo or. xon de mampostería con riostras de CR, c	120 cm o central, otro el del lel P10 hacia arriba.	

Descripción de los daños.

De los 12 edificios de este tipo, según el grupo Rioboo, uno sufrió daño mayor estructural, y el resto daños estructurales entre pequeños y medianos. Los resultados de la inspección realizada por el equipo de investigación de JICA, de los edificios localizados en el extremo oeste (M-1 y M-2) de la UNT, se muestran en la Tabla 3.1.25. No se encontraron grietas en elementos estructurales como muros y losas de pisos, pero el edificio M-2 se inclinó en la dirección norte-sur aproximadamente 1/50 radianes. Es de suponerse que otros de estos edificios también se inclinaron.



Fig. 3.1.106a Planta de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.106b Planta del P10 al P20 de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.107 Distribución de los casetones en los pisos de losa plana aligerada de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco.



Fig. 3.1.108a Elevación de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco, en la dirección Y (1).



Fig. 3.1.108b Elevación de los edificios tipo M y N de Tlatelolco, en la dirección X (2).



Fig. 3.1.108c Elevación de los edificios tipo M y N de Tlatelolco, en la dirección Y (3).







Ejes 2 y 5, en P4



Ejes 2 y 5, en P9



Ejes 2 y 5, en P13



Ejes 2 y 5, en P17

Fig. 3.1.109b Sección transversal de los muros de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (2).



Fig. 3.1.109c Sección transversal de los muros de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (3).



Ejes C y E, en P2



*Del P16 en adelante, 4#6 Ejes C y E, en P14

Fig. 3.1.109d Sección transversal de los muros de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (4).



Fig. 3.1.109e Sección transversal de los muros de los edificios tipo M y N de la Unidad Nonoalco-Tlatelolco (5).

35. Edificios de la Secundaria 282.

Descripción.

Estos 2 edificios de marcos momento resistentes de CR, con muros de bloque sin refuerzo, fueron diseñados en 1982 por el CAPFCE. Se encuentran en el noroeste de la ciudad, a unos 10 km del centro de la misma. Los edificios, de 3 y 4 niveles respectivamente, están conectados a una estructura de escaleras común a ambos mediante juntas de expansión (Foto 3.1.134). En las Figs. 3.1.110 y 3.1.111 se muestran las plantas y elevaciones de los marcos, respectivamente, y en las Figs. 3.1.112 y 3.1.113, las secciones transversales de columnas y vigas. La sección de las columnas, tanto interiores como exteriores, así como la distribución de varillas en las mismas, son iguales en todos los pisos. Las resistencias nominales de los materiales son: del concreto, 250 kg/cm², de las varillas de refuerzo longitudinal, 4,200 kg/cm²; y del acero de refuerzo lateral, 2,530 kg/cm². Estos edificios al igual que otros de diseño similar no reportaban daños al momento de realizar la investigación.



Foto 3.1.134 Vista de la Secundaria 282, desde el patio de la misma.



Nota: Las lineas punteadas representan muros de media altura

Fig. 3.1.110 Planta de los edificios de la Secundaria No.282 (acotaciones en cm).



Marcos de los ejes E₁ y G₁ del edificio de 4 niveles

Marcos del eje 4 del edificio de 4 niveles

Fig. 3.1.111 Marcos de los edificios de la Secundaria No.282 (acotaciones en cm).



Fig. 3.1.112 Sección transversal de las columnas de los edificios de la Secundaria No.282.



Fig. 3.1.113 Sección transversal de las vigas de los edificios de la Secundaria No.282.

347

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

3.1.4. Materiales utilizados en los edificios dañados.

A continuación se describen y comentan los resultados de diversos análisis de los materiales de los edificios dañados de la Ciudad de México. Se midieron la resistencia y composición del concreto, y la resistencia a tensión de las varillas.

a. Características mecánicas del concreto.

El grupo de investigación de la Sociedad de Arquitectos de Japón por un lado, y el de JICA por otro, analizaron la resistencia del concreto de algunos de los edificios dañados. El primero utilizó la prueba de rebote de martillo, y el segundo utilizó, además, la de cala de núcleo. Aparecen en la Tabla 3.1.25 el número de edificios investigados, y los lugares de los mismos de donde se tomaron las muestras. Entre ambos grupos investigaron un total de 29 edificios, de los que se extrajeron 151 muestras. El grupo de JICA extrajo 33 muestras de los 4 edificios que investigó, además en estos edificios se hicieron pruebas de rebote de martillo.

Tabla 3.1.25	Número	de edificios	investigados,	indicando	los sitios de	e los mismos a	de donde se
	extrajer	on muestras	s para la medi	ición de res	sistencia de	l concreto.	

grupo de investigación	método	núm. de edificios investigados	núm. de sitios de medición, y núm. de muestras de núcleo
grupo de la Sociedad de Arquitectos de Japón	prueba de rebote de martillo	25	88
equipo de ЛСА	prueba de rebote de martillo	4	63
	prueba de cala de núcleo		33

Los edificios cuyos materiales fueron analizados están marcados en el mapa de la Fig. 3.1.114. En la Tabla 3.1.26 se muestra el grado de daño sufrido por cada uno. Los daños van del rango I al IV. La numeración de los edificios corresponde a la del inciso 3.1.2.

En la Fig. 3.1.115 se muestran los valores promedio de la resistencia del concreto (prueba de rebote de martillo) de los 29 edificios investigados. Para el cálculo de resistencia se utilizó la ecuación propuesta por el Centro de Análisis de Materiales del Gobierno de la Ciudad de Tokio:

F_c=a(10R-110)

donde Fe es la resistencia del concreto, R el coeficiente de rebote, y a el coeficiente de edad del material.

Como el número de golpes dados a las muestras de material varía, se asignó a R el valor promedio simple de rebote de cada sitio investigado. Los coeficientes de edad se obtuvieron de la Tabla 3.1.11 del Manual de Métodos de Evaluación no Destructivos de Resistencia del Concreto del mismo Centro de Análisis de Materiales. En los casos de edificios cuya antigüedad no pudo determinarse, se tomó a = 0.63, que corresponde a 3,000 días.



Fig. 3.1.114 Localización de los edificios cuyo concreto fue analizado.



Fig. 3.1.115 Resistencia del concreto según la prueba de rebote de martillo.

núm. de edificio	grado del daño	núm. de sitios donde se efectuaron pruebas de rebote de martillo (núm. de muestras de núcleo extraidas)	núm, del edificio correspondiente con el inciso 3.1.2	grupo de investigación
1	v	2	No. 304	
2	VI	1	-	1
3	v	7	No. 302	1
4	IV	5	No. 356	
5	IV	5	No. 358	1
6	п	3	No. 327	
7	III	1	No. 366	-
8	IV	7	No. 359	1
9	Ш	3	-	1
10	п	2	No. 322	1
11	п	2	•	1
12	I	2		Sociedad de Arquitectos de Japón
13	Ш	9	No. 287	
14	VI	4		
15	ш	4	No. 102	1
16	п	3	No. 158	1
17	m	2	No. 97	1
18	III	2	No. 118	1
19	IV	2	No. 77	1
20	VI	5	-	1
21	I	1	•	1
22	m	1		1
23	11	6	•	1
24	11	8		1
25	-	1		
26	IV	9 (8 muestras)	-	
27	m	9 (10 muestras)		equipo de JICA
28	III	6 (7 muestras)		1
29	IV	36 (8 muestras)		1

Tabla 3.1.26 Grados de daño en los edificios cuyos materiales fueron analizados.

El valor promedio de la resistencia del concreto Fc de cada edifício va de 165 a 254 kg/cm², sin gran dispersión. No se observó correlación clara entre la resistencia del concreto y el grado de daño.

En la Fig. 3.1.116 se compara la resistencia del concreto de columnas dañadas con el de columnas no dañadas de los edificios 1 a 13. Entre las columnas dañadas analizadas, había algunas totalmente destruidas y otras con daños por esfuerzos cortantes o por adherencia. La resistencia del concreto de columnas dañadas, según esta investigación, no era necesariamente menor que el de columnas que no sufrieron daños.



Fig. 3.1.116 Correlación entre el grado de daños y la resistencia del concreto.



Fig. 3.1.117 Distribución de la resistencia del concreto con la altura del edificio.

También se analizó el cambio de la resistencia del concreto con la altura del edificio. Esta prueba se realizó en el edificio 13 de 22 niveles, y en el 19 de 12 niveles. El resultado se muestra en la Fig. 3.1.117. Como se ve, si se desprecia la parte aleatoria de la resistencia del concreto, no se nota disminución de la resistencia con la altura.

La resistencia del concreto de los edificios 27 y 28 se estimó mediante las pruebas de rebote de martillo y la de cala de núcleos. Se muestran los resultados en la Fig. 3.1.118. La resistencia por rebote de martillo es menor que la obtenida por cala de núcleo. Sin embargo, hay bastante dispersión de la relación entre ambos valores. El promedio simple de dicha relación de valores de resistencia núcleo/martillo es de 1.5.



Fig. 3.1.118 Comparación de la resistencia del concreto obtenida por prueba de rebote de martillo con la obtenida por cala de núcleos.

En la Fig. 3.1.119 se muestra la relación entre el peso volumétrico del concreto y su resistencia, obtenida de muestras del núcleo. La resistencia del concreto aumenta ligeramente con el valor del peso volumétrico, aunque esta tendencia no es tan clara. El valor promedio del peso volumétrico del concreto fue de 2.05 t/m³. Este valor es ligeramente menor que el del concreto empleado en Japón, que es de 2.3 t/m³.



Fig. 3.1.119 Relación entre la resistencia del concreto por prueba de cala de núcleo y su peso volumétrico.

b. Características químicas del concreto.

Omote y un grupo de colaboradores de la Compañía Obayashi, analizaron químicamente tres muestras de concreto. Los resultados se muestran en la Tabla 3.1.27. En la tabla se anota el origen de las muestras, su peso seco y el contenido de agregados. El agregado grueso de las muestras 2 y 3 es de gravas comunes, y el de la muestra 1 es poroso.
núm. de la muestra	origen	peso seco (g)	características de agregados agregado grueso de color negro o café, muy poroso		
No. 1	unidad Nonoalco-Tlatelolco	493			
No. 2	en frente del Hotel Francis	153	agregado grueso de grava y arenas		
No. 3	conjunto habitacional	140	igual que arriba		

Tabla 3.1.27 Muestras de concreto.

En la Tabla 3.1.28 aparecen el peso volumétrico del concreto y el porcentaje de agua absorbida por el mismo. El peso volumétrico de la muestra 2 es 2.233 t/m³, y el de la 3 es de 2.153 t/m³. El porcentaje de agua absorbida por las mismas muestras es de 8.8 y 12.4%, respectivamente. Estas características son similares a las del concreto normal de Japón. En cambio, el peso volumétrico de la muestra 1 es de 1.647 t/m³, y el porcentaje de agua absorbida de 21.9%. Estos valores son semejantes a los del concreto ligero (natural) de Japón.

Tabla 3.1.28 Algunas características físicas del concreto utilizado en edificios que sufrieron daños.

núm. de muestra	peso del concreto después de secar su superficie (g)	peso sin secar (g)	peso seco (g)	peso volumé- trico (t/m ³)	porsentaje de agua absorbida (%)
No. 1	555.0	218.0	455.3	1.647	21.9
No. 2	163.5	90.3	150.3	2.233	8.8
No. 3	147.7	79.1	131.4	2.153	12.4

Aunque las muestras de concreto curado investigados eran demasiado pequeñas para determinar su composición con suficiente exactitud, se muestran en la Tabla 3.1.29 los resultado del análisis hecho con el método F-18 de la Asociación de Cementos de Japón^{3.1.11}. Como se ve en la tabla, la cantidad de cemento en las 3 muestras está entre 343 y 412 kg/m³, la de agregados entre 1,436 y 1,679 kg/m³, la de agua va de 211 a 265 kg/m³, y la relación agua/cemento está entre 61 y 64%.

núm. de	compos	sición quím	ica (%)	cantidad en kg/m3			relación agua-
muestra	Igloss	Insol	CaO	agregados	cemento	agua	cemento
No. 1	5.84	67.12	13.12		368	-	-
No. 2	4.10	79.58	9.48	1,679	343	211	61.5
No. 3	3.80	73.20	11.62	. 1,436	412	265	64.3

Tabla 3.1.29 Composición química del concreto.

El concreto analizado contenía más cemento que lo normal, por lo que probablemente presentó gran revenimiento. Sin embargo, si las muestras de concreto son previamente secadas al aire, el contenido de cemento se puede determinar con exactitud, pero el de agua tiende a ser mayor que el real. En este caso las muestras no se secaron al aire, por lo que probablemente se concluyó que el contenido de cemento era mayor que lo normal.

Se muestran en la Tabla 3.1.30 los resultados de los análisis químicos. A fin de comparar, se muestran también los resultados de cementos normales, cementos de resistencia temprana y aquellos curados ante temperatura moderada, utilizados en Japón. Sobresalen dos diferencias: que el contenido de CaO de los mexicanos es de 20 a 30% menor, y que el contenido de SO₃ es muy alto, de donde se deduce que el contenido de yeso es alto también.

composición químico	núm	. de mu	estra	cemento normal	cemento de resistencia temprana	cemento curado a temperatura
	No. 1	No. 2	No. 3			moderada
CaO	45.7	53.5	53.1	65.1	65.5	63.8 •
SiO ₂	29.2	21.6	26.5	22.0	20.2	23.4
Al ₂ O ₃	8.27	6.14	7.66	5.1	5.0	4.4
Fe ₂ O ₃	3.39	2.05	4.21	3.2	2.6	3.8
MgO	1.08	0.74	1.10	1.4	1.4	1.4
SO ₃	2.89	3.83	2.20	1.6	3.3	1.9

c. Características mecánicas de las varillas.

Okada y un grupo de colaboradores de la Universidad de Tokio, probaron a tensión dos varillas torcidas en frío, una de ellas corrugada, tomadas del Hotel De Carlo (Foto 3.1.135). Se muestran en la Tabla 3.1.31 los resultados obtenidos.

nombre de la muestra	 longitud (cm) 	[2] peso (g)	diámetro de la varilla (cm)	[3] peso volumétrico (g/cm ³) [2]/[1]	[4] area transversal nominal (cm ²) [3]/densidad relativa	[5] diá- metro no- minal (cm) $\sqrt{[4]/\pi}$	separación de la costilla (corruga- ción diagonal) (cm)	espacia- miento de la corrugación (cm)
no corrugada	36.2	153	0.8175	4.227	0.5382	0.8277	7.24 (8.75d)	
corrugada	19.35	71	0.7375	3.669	0.4672	0.7712	7.40 (9.60d)	0.56 (0.73d)

Tabla 3.1.31 Características mecánicas de las varillas.

Nota: Se supuso un peso volumétrico para las varillas de 7.854 t/m³.



Foto 3.1.135 Aspecto de las varillas sometidas a prueba.

No se pudo determinar con precisión el límite elástico del acero de refuerzo. Se muestra en la Tabla 3.1.32 la resistencia a tensión medida. Según las pruebas, la resistencia de las varillas no corrugadas es mayor, aunque la conclusión no es definitiva por desconocerse si ambas varillas son del mismo material, por un lado, y por otro a qué esfuerzos fueron sometidas en el sismo. Las probetas se rompieron cerca de las mordazas del aparato de prueba, por lo que no se pudo medir la elongación de la misma. En la Foto 3.1.136 se muestran las secciones transversales de ambas varillas, en las que se nota comportamiento frágil.

muestra	carga máxima (ton)	resistencia a tensión (ton/cm ²)
no corrugada	3.77	7.00
corrugada	2.82	6.04





(a) No corrugada

(b) Corrugada



REFERENCIAS

1.1) Watabe, M., "Informe preliminar del desastre causado por el sismo de México," Asociación de Estudios y de Fomento de Arquitectura S.C., octubre 13, 1985.

1.2) Murakami, T., "Informe preliminar del sismo de México," Instituto de Prevención de Desastres y de Planeación Urbana, octubre 13, 1985.

1.3) Omote, Y. y H. Katsumata, "Informe de investigación del sismo de México," Instituto de Investigación Tecnológica de la Constructora Obayashi (para el uso interno), noviembre 30, 1985.

1.4) Equipo de Investigación de Desastres del Sismo de México de la Asociación de Arquitectos de Japón, "Informe preliminar sobre los daños causados por el sismo de México", enero, 1986.

1.5) Otani, Izumi y Nishikawa (del Equipo de Investigación de Desastres del Sismo de México de la Asociación de Arquitectos de Japón), "Informe de investigación sobre los daños causados por el sismo de México (cerca del epicentro)," diciembre, 1985.

1.6) Takahashi, Otani, Izumi, Sakamoto y Kano (del Equipo de Investigación de Desastres del Sismo de México de la Asociación de Arquitectos de Japón), "Informe sobre los daños causados por el sismo de México (Ciudad de México)," julio, 1986.

1.7) Kobayashi, H. et al., "Report on seismic microzoning studies of the Mexico earthquake of September 19, 1985," Part 1 and 2, The Graduate School at Nagatsuta, Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japan, January 1986.

1.8) Izumi, M., "Investigación y estudio sobre el sismo de México de 1985," Estudios sobre desastres naturales (financiados por el Ministerio de Educación de Japón), No. B-60-6, marzo, 1986.

1.9) Tamura, Kawase, Takahashi, Kataoka y Tanaka, "Informe de investigación sobre el sismo de México de 1985," Informe de Estudios de ORI 86-2, Instituto de Investigación de Osaki S.A., marzo, 1986.

1.10) Adachi y Shirai, "Informe de investigación sobre los daños causados por el sismo de México de 1985," Informe Preliminar No. 14, Instituto de Investigaciones, Universidad Nihon, mayo, 1986.

1.11) Constructora Kajima, "Informe de la investigación sobre el sismo de México," junio, 1986.

2.2.1) Duke, C.M. and D.J. Leeds, "Soil conditions and damage in the Mexico earthquake of July 28, 1957," B.S.S.A., 49, pp. 179-191, 1959.

2.2.2) Rosenblueth, E., "The earthquake of 28 July in Mexico City," Proc. 2nd W.C.E.E., pp. 359-378, 1960.

2.2.3) Zeevaert, L., "Strong ground motions recorded during earthquakes of May the 11th and 19th, 1962, in Mexico City," B.S.S.A., 54, pp. 209-231, 1964.

2.2.4) Bustamante, J.I., "Response spectra of earthquake on very soft clay," B.S.S.A., 54, pp. 855-866, 1964.

2.2.5) Herrera, I., E. Rosenblueth and O.A. Rascon, "Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico," Proc. 3rd W.C.E.E., 1, pp. 61-73, 1965.

2.2.6) Faccioli, E., "A stochastic approach to soil amplification," B.S.S.A., 66, pp. 1277-1291, 1976.

2.2.7) Prince, J., H. Rodriguez, E.Z. Jaworski and G. Kilander, "A strong motion radio telemetry network," Proc. 5th W.C.E.E., pp. 1095-1103, 1973.

2.2.8) Prince, J. and H. Rodriguez, "An evaluation of the Mexican strong motion radio telemetry network after three years of operation," Proc. 6th W.C.E.E., pp. 2931-2936, 1976.

2.2.9) Omote, S., T. Ohta y H. Koshida, "Informe de investigación sobre las instalaciones para la observación de sismos en los Estados Unidos de América y México," Kenshi 79-32, No. A, 1979.

2.2.10) Prince, J. and L. Alonso, "The relative light damage produced by two strong motion earthquakes in southern Mexico," Proc. 7th W.C.E.E., 57-64, 1980.

2.2.11) Anderson, J.G., J.N. Brune, J. Prince and F.L. Vernon, III, "Preliminary report on the use of digital strong motion recorders in the Mexicali Valley, Baja California," B.S.S.A., 73, 1451-1467, 1983.

2.2.12) Iwan, W.D. (Editor), "Strong-motion earthquake instrument arrays," Proc. Intern. Workshop on Strong-motion Earthquake Instrument Arrays, Honolulu, Hawaii, 1978.

2.2.13) Singh, S.K., L. Astiz and J. Havkov, "Seismic gaps and recourrence periods of large earthquakes along the Mexican subduction zone: a reexamination," B.S.S.A., 71, 827-843, 1981.

2.2.14) Anderson, J.G., P. Bodin, J.N. Brune, J. Prince and S.K. Singh, "Strong ground motion and source mechanism of the Mexico earthquake of September 19, 1985," Preliminary report GAA-1A, 1985.

2.2.15) Quaas, R., J. Prince, M. Onate, D. Almora, P. Pérez, J.M. Velasco, S. Medina, R. Carrera, R. Vázquez, J.G. Anderson, P. Bodin and J.N. Brune, "The Michoacan-Guerrero, Mexico earthquake of September 1985: preliminary description of the strong motion accelerographic array," Preliminary Report GAA-1B, 1985.

2.2.16) Quaas, R., Comunicación personal, octubre, 1985.

2.2.17) Asociación para la Prevención de Desastres, "Registro de movimientos fuertes del sismo de México del 19 de septiembre de 1985 (Ciudad de México y sus alrededores): manual de uso," junio, 1986.

2.3.1) Mena, E., C. Carmona, L. Alcantara y R. Delgado, "Análisis de acelerograma Zacatula del sismo del 19 de septiembre de 1985," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPS-10E, 1985.

2.3.2) Anderson, J.G., P. Bodin, J.N. Brune, J. Prince and S.K. Singh, "Strong ground motion and source mechanism of the Mexico earthquake of September 19, 1985 (Ms=8.1)," Preprint, 1985.

2.3.3) Naumovski, N., D. Petrovski, V. Zelenovic, J. Petrovski and T. Paskalov, "Preliminary analysis of strong motion records obtained at Ulcinj, Bar and Petrovac from the April 15, 1979 Montenegro -Yugoslavia earthquake," University Kiril amd Metodij, Skopje - Yugoslavia, 1979.

2.3.4) Hirasawa, T., "Investigación y estudios generales sobre los daños causados por el sismo del Mar de Japón - parte central de Honshu de 1983," Sumario de la actividad de la corteza terrestre, Informes y estudios sobre desastres naturales y accidentes, 19-23, 1984.

2.3.5) Prince, J., R. Quaas, M. Onate, D. Almora, P. Pérez, J.G. Anderson, J.N. Brune and P. Bodin, "Preliminary response spectra from accelerograms recorded at close range, by the Guerrero Accelerograph Array for the September 1985 events," Preliminary Report GAA-1C, UNAM and U.C. San Diego, 1985.

2.3.6) Sawada, Y., H. Yajima y S. Sasaki, "Sobre las características de las formas de onda en el basamento de roca durante el sismo del Mar de Japón - parte central de Honshu," Informe del Instituto Central de Investigaciones Eléctricas, en prenta, 1986.

2.3.7) Iwan, W.D., M.A. Moser and C.Y. Peng, "Some observation on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerograph," B.S.S.A., 75, 1225-1246, 1985.

2.3.8) Bodin, P. and T. Klinger, "Coastal uplift and mortality of intertidal organism as a result of the Spetember, 1985, Mexico earthquakes," Preprint, 1985.

2.4.1) Mena, E., R. Quaas, J. Prince, D. Almora, P. Pérez A., C. Carmona, M. Torres, R. Delgado, C. Chavey, L. Alcantara y M.A. Onate, "Acelerograma en El Centro SCOP de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Sismo de 19 de septiembre de 1985," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPS-10B, 1985.

2.4.2) Quaas, R., J. Prince, E. Mena, M. Torres, L. Alcantara, P. Pérez A., D. Almora, G. Chávez, R. Delgado, C. Carmona y M.A. Onate, "Los dos acelerogramas en México, D.F.," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPS-10C, 1985.

2.5.1) Marsal, R.J., "La estratigrafia y sus implicaciones," Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, marzo, 1978.

2.5.2) Marsal, R.J., "The lacustrine clays of the Valley of Mexico," UNAM, July 1975.

2.5.3) Marsal, R.J. and R. Graue, "The subsoil of Lake Texcoco, Nabor Carrillo, El hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco," Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 1969.

2.5.4) Martínez, B., J.L. Leon, O. Rascon y A. Villarreal, "Determinación de las propiedades dinámicas de la arcilla en el vaso de Texcoco," UNAM, abril, 1974.

2.5.5) Prince, J., R. Quaas, E. Mena, C. Carmona, D. Almora, P. Pérez A., G. Chávez, L. Alcantara y R. Delgado, "Acelerograma en Ciudad Universitaria del sismo de 19 de septiembre de 1985," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPE-10A, 1985.

2.5.6) Mena, E., R. Quaas, J. Prince, D. Almora, P. Pérez A., C. Carmona, M. Torres, R. Delgado, G. Chávez, L. Alcantara y M.A. Onate, "Acelerograma en El Centro SCOP de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, sismo de 19 de septiembre de 1985," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPS-10B, 1985.

2.5.7) Quaas, R., J. Prince, E. Mena, M. Torres, L. Alcantara, P. Pérez A., D. Almora, G. Chávez, R. Delgado, C. Carmona y M.A. Onate, "Los dos acelerogramas del sismo de septiembre 19, 1985, obtenidos en la Central de Abastos en México, D.F.," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPS-10C, 1985.

2.5.8) Prince, J., R. Quaas, E. Mena, L. Alcantara, D. Almora, A. Barreto, C. Carmona, R. Carrera, G. Chávez, R. Delgado, S. Medina, M.A. Onate, P. Pérez A., M. Torres, R. Vázquez y J.M. Velasco, "Espectros de las componentes horizontales registradas por los acelerografos digitales de México, D.F.: sismo del 19 de septiembre de 1985 - Acelerogramas en Viveros y en Tacubaya -," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPS-10D, 1985.

2.5.9) Mena, E., C. Carmona, L. Alcantara y R. Delgado, "Análisis de acelerograma Zacatula del sismo del 19 de septiembre de 1985," Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe IPS-10E, 1985.

2.5.10) Anderson, J.G., J.N. Brune, P. Bodin, J. Prince, R. Quaas, M. Onate, D. Almora and P. Pérez, "Preliminary presentation of accelerogram data from the Guerrero Strong Motion Accelerograph Array: Michoacan-Guerrero, Mexico, earthquakes of 19 and 21 September, 1985," Preliminary Report GAA-1A, U. C. San Diego and UNAM, 1985.

2.5.11) Quaas, R., J. Prince, M. Onate, D. Almora, P. Pérez, J.M. Vélasco, S. Medina, R. Carrera, R. Vázquez, J.G. Anderson, P. Bodin and J.N. Brune, "The Michoacan-Guerrero, Mexico, earthquakes of September 1985: preliminary description of the Strong Motion Accelerographic Array," Preliminary Report GAA-1B, UNAM and U.C. San Diego, 1985.

2.5.12) Kobayashi, H. et al., "Estabilidad de microvibraciones constantes," Memorias del XIV Simposio de Ciencias en Desastres Naturales, pp. 347-350, 1977.

2.6.1) The Graduate School at Nagatsuka, Tokyo Institute of Technology, "Report on seismic microzoning studies of the Mexico earthquake of September 19, 1985," Part 1 and 2, January 1986.

2.6.2) Kobayashi, H., M. Matsubara y S. Midorikawa, "Método simple de medición de características de microvibraciones en construcciones medianas y altas," Memorias del Congreso Nacional de Arquitectos de Japón de 1986, Hokkaido.

2.6.3) The Japan International Cooperation Agency Mission, "Report submitted to the Department of Federal District of Mexico by the Japan International Cooperation Agency Mission dispatched to Mexico from October 19 to November 22, 1985," November 21, 1985.

2.6.4) Fujimura, M., K. Kobayashi y T. Nishigaki, "Relación entre grado de daño y los periodos del edificio y del suelo," Memorias del Congreso Nacional de Arquitectos de Japón de 1986, Hokkaido.

2.6.5) Constructora Kajima, "Informe de investigación sobre el sismo de México del 19 de septiembre de 1985," junio, 1986.

2.6.6) Asociación de Arquitectos de Japón, "Materiales para el diseño de construcciones resistentes a los sismos," pp. 268 - 280, abril, 1981.

2.7.1) Ohta. Y., Goto y Ohashi, "Estimación de la intensidad sísmica por el método de encuestas," Informe de estudios de ingeniería de la Universidad de Hokkaido, No. 92, 1979.

2.7.2) Mochizuki, Abeki, Kuroiwa y Tanaka, "Cálculo de la intensidad sísmica en los 23 distritos de Tokio, durante el sismo de Ibaraki-Chiba de 1985," Memorias del Congreso de Arquitectos de Japón, primera y segunda partes, 1986.

2.7.3) Kawano, M., "Características del sismo de México y de vibraciones sísmicas de la Ciudad de México," Informe preliminar de investigación sobre los daños causados por el sismo de México de 1985, enero, 1986.

2.7.4) Kobayashi, K. Seo, S. Midorikawa and S. Kataoka, "Measurement of microtremores in and around Mexico, D.F. -Report on seismic microzoning studies of the Mexico earthquake of September 19, 1985-."

2.7.5) Kawano, M. y K. En, "Características de respuesta sísmica de cimientos asentados en suelos tridimensionales," primera y segunda partes, Informe del capítulo de la región de Kinki de la Asociación de Arquitectos de Japón, pp. 333-340, mayo, 1985..

2.7.6) Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, "El temblor del 19 de septiembre de 1985 y sus efectos en las construcciones de la Ciudad de México," septiembre 30, 1985.

2.7.7) Rosenblueth, E., "The Mexican earthquake: a first report, Civil Engineering ASCE, January 1986," pp. 38-40, 1986.

2.7.8) Kobayashi, H. et al., "Un método de medición simple de características de vibración de edificios medianos y altos a partir de microvibraciones," Memorias del Congreso de Arquitectos de Japón, Sección de Estructuras I, pp. 871-872, 1986.

2.7.9) Marsal, R.J. and R. Graue, "The subsoil of Lake Texcoco, the subsidence of Mexico City and Texcoco project," pp. 167-202, 1969.

2.7.10) Herrera, I. et al., "Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico," Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 61-73, 1965.

2.7.11) Martinez, B. et al., "Determinación de las propiedades dinámicas de la arcilla en el Vaso de Texcoco," Instituto de Ingeniería, UNAM, abril, 1974.

2.7.12) Murillo, R. y G. García, "Ex-lago de Texcoco: el subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el area urbana del Valle de México," pp. 51-104, 1978.

2.7.13) Prince, J. et al., "Acelerogramas en Ciudad Universitaria del sismo del 19 de septiembre de 1985," Informe IPS-10A, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre 20, 1985.

2.7.14) Mena, E. et al., "Acelerograma en El Centro SCOP de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes: sismo del 19 de septiembre de 1985," Informe IPS-10B, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre 21, 1985.

2.7.15) Quaas, R. et al., "Los dos acelerogramas del sismo de septiembre 19 de 1985, obtenidos en la Central de Abastos en México, D.F.," Informe IPS-10C, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre 23, 1985.

2.7.16) Prince, J. et al., "Espectros de las componentes horizontales registradas por los acelerografos digitales de México, D.F.: sismo del 19 de septiembre de 1985 (acelerogramas en Viveros y en Tacubaya)," Informe IPS-10D, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre 1, 1985.

2.7.17) Midorikawa, S., "The correlation of the Japan Meteorological Agency intensity scale with physical parameters of strong ground motions," Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 103-110, 1982.

2.7.18) Kanai, K. and T. Tanaka, "On microtremores, VIII," Bulletin of Earthquake Research Institute, Vol. 39, pp. 97-114, 1961.

2.7.19) Tanaka, T. y S. Yoshizawa, "Características del suelo que influyen en los movimientos sísmicos fuertes," Conferencias del IV Simposio de la Ingeniería Sísmica de Japón, pp. 161-168, 1975.

2.7.20) Rascon, O. et al., "Registros y espectros de temblores en las Ciudades de México y Acapulco, 1961-1968," Instituto de Ingeniería, UNAM, febrero, 1977.

2.7.21) Prince, J. (Editor), "Datos básicos del sismo del 24 de octubre de 1980 cerca de Huajuapan de León, Oaxaca," Informe IPS-8, Instituto de Ingeniería, UNAM, noviembre 26, 1980.

2.7.22) Registros digitalizados por la Universidad Nacional Autónoma de México, cinta número MX0006.

2.7.23) Quaas, R. et al., "Los dos acelerogramas del sismo de septiembre 19 de 1985, obtenidos en la Central de Abastos en México, D.F.," IPS-10C, UNAM, 1985.

2.7.24) Seo, K., "Exploración de las características de movimientos sismicos del suelo profundo," XIII Simposio sobre Movimientos Sísmicos, Asociación de Arquitectos de Japón, 1985.

2.7.25) Seo, K., "Interpretación de registros sísmicos en base a la estructura subterránea," XIV Simposio sobre Movimientos Sísmicos, Asociación de Arquitectos de Japón, 1986.

2.7.26) Zeevaert, L., "Strong ground motions recorded during earthquake of May the 11th and 19th, 1962, in Mexico City," Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 54, 1964.

2.7.27) Herrera, I., E. Rosenblueth and O.A. Rascon, "Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico," Proc. 3rd W.C.E.E., Vol. 1, 1965.

2.7.28) Esteva, L., O.A. Rascon and A. Gutierrez, "Lessons from some recent earthquakes in Latin America," Proc. 4th W.C.E.E., Vol. 3, 1969.

2.7.29) Marsal, R.J., "The lacustrine clays of the Valley of Mexico," E16, UNAM, 1975.

2.7.30) Faccioli, E. y J.R. Flores, "Respuestas sísmicas máximas probables en las arcillas de la Ciudad de México," 359, UNAM, 1975.

2.7.31) Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, "El temblor del 19 de septiembre de 1985 y sus efectos en las construcciones de la Ciudad de México," 1985.

2.7.32) Carrillo, N., "The subsidence of Mexico City and Texcoco project," Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 1979.

2.7.33) Kanai, K. and T. Tanaka, "On microtremores, VIII," Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 39, 1961.

2.7.34) Kobayashi, H., K. Seo and S. Midorikawa, "Report on seismic microzoning studies of the Mexico earthquake of September 19, 1985. Part 1: Measurement of microtremores in and around Mexico, D.F.," Tokyo Institute of Technology, 1986.

2.7.35) Comunicación privada con el Ing. Alfredo Salas, de la oficina de diseño de DIRAC.

2.7.36) Yamanaka, H., K. Seo y T. Samano, "Influencia de la estructura del suelo profundo en registros sísmicos," Memorias del Congreso de Arquitectos de Japón, primera a tercera partes de 1985, y cuarta parte de 1986.

2.7.37) Samano, T., K. Seo, M. Koyama y H. Yamanaka, "Influencia de la estructura del suelo profundo observada en los registros sísmicos," Memorias del Congreso de Arquitectos de Japón, quinta parte, 1986.

2.7.38) Kobayashi, H., K. Seo, S. Midorikawa y S. Kataoka, "Informe preliminar de investigación del sismo de México de 1985," Laboratorio Kobayashi del Instituto Tecnológico de Tokio, diciembre, 1985.

2.7.39) Zeevaert, L., "Strong ground motions recorded during earthquakes of May the 11th and 19th, 1962, in Mexico City," Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 54, No. 1, pp. 209-231, Feb. 1964.

2.7.40) Herrera, I., E. Rosenblueth and D.A. Rascon, "Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico," Proc. of 3rd WCEE, Vol. 1, 1965.

2.7.41) Marsal, R.J. and R. Graue, "The subsoil of Lake Texcoco, Nabor Carrillo, El humdimiento de la Ciudad de México y proyecto Texcoco," Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 1969.

2.7.42) Marines, B., J.L. Leon, O. Rascon and A. Villareal, "Determinación de las propiedades dinámicas de la arcilla en el Vaso de Texcoco," UNAM, abril, 1974.

2.7.43) Ohta, T., M. Tanba, K. Takahashi y K. Yahata, "Relación entre V_p, V_s y la relación de Poisson, evaluada por medición in-situ y experimentos de laboratorio," Memorias Preliminares del Congreso sobre Sismos, No. 1, abril, 1985.

2.7.44) Ohta, T., K. Takahashi, S. Hiehata y M. Miyamura, "Características del sismo de México, primera parte: máxima aceleración y características elasto-plásticas del suelo suave de la Ciudad de México," Memorias del Congreso de Arquitectos de Japón, 1986.

4

2.7.45) Facciollo, E., "A stochastic approach to soil amplification," Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 66, No. 4, pp. 1277-1291, Aug. 1976.

2.7.46) Quaas, R. et al., "Los dos acelerogarmas del sismo de septiembre 19 de 1985, obtenidos en la Central de Abastos en México, D.F.," Informe IPS-10C, UNAM, septiembre 23, 1985.

2.7.47) Lomnitz, C. and E. Rosenblueth, "Seismic risk and engineering decisions," Elsevier Scientific Publishing Company, p. 85, 1976.

2.7.48) Arechiga, J.L.L., "Pruebas dinámicas de muestras inalteradas realizadas en el aparato de columna resonante," X Reunión Nacional de Suelos, pp. 100-111.

2.7.49) Hara, A., Y. Kiyota y Y. Osaki, "Modelos dinámicos del subsuelo y ejemplos de análisis de vibraciones," V Simposio de Ingeniería Sísmica de Japón, 1978.

2.7.50) Iwasaki, T., K. Tsuneta, S. Yoshida y F. Tatsuoka, "Estudio experimental de las características dinámicas de arcillas," Memorias de la Reunión XIV de Ingeniería de Suelos, pp. 629-632, 1979.

2.7.51) Hara, A., "Estudios sobre las características de deformación dinámica de la tierra y la respuesta del suelo," Universidad de Tokio, febrero, 1980.

2.7.52) Ohta, T., "Investigación y estudios sobre el sismo de México de 1985," investigación dirigida por Masanori Izumi, revista Shizen Saigai, Ministerio de Educación Pública, capítulo 3, marzo, 1986.

2.7.53) Ohta, T., S. Hiehata, K. Takahashi y S. Kamagata, "Características de movimiento del sismo de México de 1985," Anuario del Instituto de Investigaciones de la Constructora Kashima Kensetsu, No. 34, junio 15, 1986.

2.7.54) Motosaka, M., T. Ohta, M. Kamada y E. Kitamura, "Análisis de las características de movimiento del sismo de México de 1985," XIV Simposio sobre Movimientos Sísmicos, Subcomité de Movimientos Sísmicos, Asociación de Arquitectos de Japón, julio 11, 1986.

2.7.55) Ohta, T., M. Motosaka, E. Kitamura y T. Kobori, "Características de movimiento del sismo de México de 1985 - Análisis del suelo suave de la Ciudad de México -," segunda parte, Memorias del Congreso de Arquitectos de Japón, 1986.

2.7.56) Seo, K., "Interpretación de registros sísmicos basada en la estructura subterránea," XIV Simposio sobre Movimientos Sísmicos, Asociación de Arquitectos de Japón, junio 11, 1986.

2.7.57) Muto, K. y M. Motosaka, "3-dimensional earthquake response analysis of embeded reactor building using hybrid model of boundary elements and finite elements," Trans. of 8th SMIRT, 1985.

2.7.58) Fix, J.M., "The crust and upper mantle of central Mexico," Geophys. J.R. Astr. Soc., 43, pp. 453-499, 1975.

2.7.59) Irikura, K., "El basamento y su relación con movimientos sísmicos," VI Simposio sobre Movimientos Sísmicos, Asociación de Arquitectos de Japón, marzo 28, 1978.

2.7.60) Laboratorio de Asada del Instituto Tecnológico de Tohoku, "Investigación del suelo y daños causados a las construcciones hechas de tierra por el sismo del Mar de Japón -parte central de Honshude 1983," Informe preliminar, agosto, 1983.

2.7.61) Asociación para la Prevención de Desastres Sísmicos, "Registros del sismo de México del 19 de septiembre de 1985 (Ciudad de México y sus alrededores)," junio, 1986.

2.7.62) Sato, Y., "Teoría de propagación de ondas elásticas," editorial Iwanami Shoten, pp. 251-252, marzo, 1978.

2.7.63) Papoulis, A., "The Fourier integral and its applications," McGraw-Hill Book Company, Inc., 1962.

2.7.64) Instituto de Ingeniería, "Effects of the September 19, 1985, earthquake in the buildings of Mexico City," UNAM, Oct. 1985.

2.7.65) Marsal, R.J., "The lacustrine clays of the Valley of Mexico," UNAM, July 1975.

2.7.66) Hino, M., "Análisis de espectros," editorial Asakura Shoten, octubre, 1977.

3.1.1) Centro de Investigación de la Construcción del Ministerio de Construcción de Japón, "Normas para la evaluación de daños," 1985.

3.1.2) Asociación de Construcción y Prevención de Desastres de Japón, "Normas para el análisis de resistencia sísmica de construcciones de concreto reforzado," 1977.

3.1.3) Okada, T. et al., "Comparación de evaluaciones de resistencia sísmica con daños sufridos durante sismos," Análisis de la resistencia sísmica de edificios dañados en el sismo de México de 1985, No. 13, Memorias del Congreso de Arquitectos de Japón, agosto, 1986.

3.1.4) Okubo, M., T. Okada, M. Murakami y H. Hiraishi, "Normas para la evaluación de segundo nivel de daños en edificios de concreto reforzado," Proyecto de desarrollo de tecnología para la rehabilitación de construcciones de concreto reforzado, Memorias del Congreso de la Sociedad de Arquitectos de Japón,

3.1.5) Otani, S., T. Okada et al., "Normas sintetizadas para la evaluación provisional del grado de riesgo de construcciones de concreto reforzado," Proyecto de desarrollo de tecnología para la rehabilitación de construcciones de concreto reforzado dañadas durante sismos, No. 25, Memorias del Congreso de la Sociedad de Arquitectos de Japón, 1985.

3.1.6) Takiguchi, K. et al., "Síntesis de las normas de evaluación de primer nivel de daños en construcciones de concreto reforzado," Proyecto de desarrollo de tecnología para la rehabilitación de construcciones de concreto reforzado dañadas durante sismos, No. 26, Memorias del Congreso de la Sociedad de Arquitectos de Japón, 1985.

3.1.7) Sociedad de Arquitectos de Japón, "Consideraciones sobre capacidad de carga y características de deformación de estructuras para el diseño de construcciones sismoresistentes," p. 172, 1981.

3.1.8) Hirosawa, M. y Y. Yamamoto, "Sobre la resistencia por adherencia de elementos de concreto reforzado," Sobre cómo evitar la falla de las columnas cortas de concreto reforzado, No. 29, Memorias del Congreso de la Sociedad de Arquitectos de Japón, 1975.

3.1.9) Asociación de Construcción y Prevención de Desastres, "Manual de diseño para mejorar la resistencia sísmica de construcciones de concreto reforzado," 1977.

3.1.10) Asociación de Ingeniería del Concreto de Japón (edición), "Manual para reforzamiento de construcciones de concreto reforzado," editorial Gihodo, octubre, 1984.

3.1.11) El Comité Especializado en Concreto de la Asociación de Cemento, "Informe de las pruebas conjuntas de concreto endurecido F-18".

DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO DE MICHOACAN DE 1985 (REPORTE DEL INSTITUTO DE ARQUITECTOS DE JAPON) se terminó de imprimir en marzo de 1996 en los talleres de Impretei Almería 17, Col. Postal, C.P. 03410, México, D.F. La edición en papel bond de 44 Kg. en interiores y portada en cartulina couché de 235 grs. consta de 200 ejemplares más sobrantes para reposición y estuvo al cuidado del Equipo Asesor Japonés.



SECRETARIA DE GOBERNACION SUBSECRETARIA DE PROTECCION CIVIL Y DE PREVENCION Y READAPTACION SOCIAL

CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES