

PRIMER CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA SISMICA
ORGANIZADO POR LA
SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA SISMICA, A. C.

GUADALAJARA JAL. NOV. 1965

EL TEMBLOR DE SAN SALVADOR, 3 DE MAYO 1965

INGENIERIA SISMICA



EMILIO ROSENBLUETH

JORGE PRINCE

EL TEMBLOR DE SAN SALVADOR, 3 DE MAYO 1965: INGENIERIA SISMICA

Por Emilio Rosenblueth* y Jorge Prince**

Introducción

El presente trabajo versa sobre los efectos del temblor de San Salvador del 3 de mayo 1965 en edificios y otras estructuras e incluye recomendaciones relativas al refuerzo de las estructuras dañadas y a las que se construyan subsecuentemente en El Salvador. La información que contiene se basa en las observaciones realizadas por el primero de los autores durante su estancia en San Salvador y alrededores, del 12 al 16 de mayo como miembro de la Misión enviada por la UNESCO y en las mediciones efectuadas por el segundo entre el 20 y el 30 de junio; en el contenido de literatura técnica sobre los temblores en El Salvador, y en los datos suministrados por ingenieros y arquitectos de la Universidad de El Salvador, la Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa, la Dirección de Urbanismo y Arquitectura, el Servicio Geotécnica del Ministerio de Obras Públicas y el Instituto de Vivienda Urbana. De manera especial los autores agradecen la colaboración de los Ings León Cuéllar, Rafael Colindres Selva, Rafael Eduardo Campo y René Narváez. También manifiestan su agradecimiento a los Ings Jesús Figueroa (de los Institutos de Geofísica y de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México), Luis Esteva y Octavio A. Rascón (ambos del Instituto de Ingeniería) por su ayuda en la preparación del manuscrito y a los Ings Alberto Gutiérrez, Guillermo Guerrero y Enrique del Valle (expertos enviados a El Salvador por las Naciones Unidas el primero y por el Gobierno Mexicano los dos restantes) y al Dr Cinna Lomnitz (cordinador de la Misión UNESCO en El Salvador) por la revisión y crítica del mismo.

Antes de entrar en materia procede señalar que el temblor que nos ocupa fue de magnitud moderada mas no por ello poco interesante. De sus efectos derivan lecciones sobre el comportamiento sísmico de casas de adobe; se confirman conceptos establecidos sobre el comportamiento de estructuras convencionales de diversos tipos y sobre la influencia que la naturaleza del subsuelo tiene en este comportamiento; se plantean dudas sobre las características del movimiento y de sismos análogos. Se incluyen además, como apéndices, las recomendaciones para diseño sísmico que el Gobierno de México ha ofrecido a través del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México a las autoridades salvadoreñas, para que se incorporen en un reglamento moderno de construcción que exigen las necesidades de aquel país.

* Director, Instituto de Ingeniería, UNAM; Miembro de la Misión UNESCO a El Salvador.

** Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.



Generalidades

A las 4 hs 01 min 35 seg (hora local) del 3 de mayo 1965, la capital de la República de El Salvador fue sacudida por un sismo que causó graves daños y la muerte de 127 personas. Con ligeras variantes según la fuente, (no se ha llegado a la localización definitiva) el epicentro se situó cerca de la ciudad a una distancia del orden 10 km y el foco a muy poca profundidad, aproximadamente 8 km. La magnitud M (Richter) se calculó como de $6-6 \frac{1}{4}$. Aunque temblores de esta o mayor magnitud ocurren con relativa frecuencia, cerca de 100 por año (1), la escasa profundidad del origen se tradujo en severo movimiento del suelo en un área reducida, quizá 15 km de radio, pero densamente poblada e incluyendo toda la ciudad de San Salvador y sus alrededores. Estos factores se conjugaron en algunos lugares con características adversas del suelo y deficiencias constructivas para producir pérdidas elevadas.

La combinación de magnitud moderada ($5\frac{1}{2} - 6\frac{1}{2}$) y profundidad focal mucho menor que lo normal conduce a fuerte movimiento de corta duración en un área reducida (2) y ha llegado a ocasionar grandes desastres como los de Agadir, Marruecos en febrero de 1960 y Skopje, Yugoslavia en julio de 1963.

La magnitud M , como índice objetivo de la energía (E) asociada a un temblor, puede expresarse en la forma aproximada (3):

$$\log_{10} E = 11.4 + 1.5 M \quad (1)$$

de donde se deduce la siguiente relación entre la energía liberada por algunos temblores repetidamente mencionados y el que nos ocupa

Sismo	Magnitud M (Richter)	Energía total (ergios)	Energía relativa
Chile 1960	8.5	1.4×10^{24}	2400
Alaska 1964	8.4	1.0×10^{24}	1700
San Francisco 1906	8.2	5.0×10^{23}	850
México 1957	7.5	4.5×10^{22}	75
<u>San Salvador 1965</u>	<u>6.25</u>	<u>5.9×10^{20}</u>	<u>1</u>
Agadir 1960	5.75	1.0×10^{20}	0.17
Skopje 1963	5.4	3.2×10^{19}	0.06

El sismo principal de mayo 3 fue antecedido por una gran actividad sísmica en forma de enjambres de temblores de menor intensidad.



Durante febrero y marzo de 1964 las estaciones sismológicas salvadoreñas informaron de 272 sismos leves, habiendo disminuido en número hasta febrero de 1965 en que se inició un nuevo enjambre con un máximo de 662 en 24 horas entre los días 7 y 8. Una vez más decreció la actividad paulatinamente a un nivel aproximado de 20 por día hasta fines de abril en que volvió a aumentar hasta 233 temblores el día 30. Al sismo principal siguieron cerca de 600 más en un día (4); a continuación la actividad sísmica cesó casi por completo, excepción hecha de algunos sismos ligeros durante los meses siguientes.*

La ciudad ha sufrido con frecuencia los efectos de temblores intensos: fue destruida parcialmente en 1873, 1917 y 1919, y en 1854 la ruina fue total. Son además numerosas las poblaciones que en el país (25 000 km² aproximadamente) han resultado destruidas en este siglo.

La máxima intensidad de 8 a 8,5 (MM**) fue asignada a la zona relativamente estrecha que se muestra en el mapa de isosistas preliminares de la fig 1 (Una reevaluación de intensidades practicada después del levantamiento que llevó a la construcción de este mapa indica que las máximas intensidades fueron ligeramente mayores que las allí consignadas.) El área de esta zona es del orden de 25 km²; el temblor tuvo una intensidad de VI o mayor en una extensión aproximada de 350 km², a la que corresponde una población estimada de 500,000 habitantes.

A causa de diversas fallas instrumentales no se obtuvieron registros con los acelerógrafos para movimientos fuertes instalados en San Salvador y, en La Palma a 65 km al norte de la zona epicentral (5). Los aparatos de la primera de estas estaciones sismológicas dejaron de funcionar casi inmediatamente después de iniciado el temblor, como es habitual al ocurrir sismos medianamente intensos. Se exceptúa un sismoscopio, del que se hablará posteriormente.

* Este tipo de actividad sísmica no es peculiar a El Salvador; los enjambres de temblores son frecuentes en ciertos lugares, principalmente en zonas volcánicas antes y después de erupciones; en regiones de volcanismo geológicamente reciente y en unas cuantas áreas lejanas a toda posible influencia volcánica como ciertas localidades de Escocia y del sur de Alemania. Estas secuencias de temblores son desde el punto de vista sismológico consideradas como anormales y difícilmente pueden servir de oportuno aviso de la ocurrencia de un sismo intenso, ya sea por la misma duración del enjambre, ya porque el sismo no llegue a ocurrir o porque si ocurre no hay seguridad de que no se presentará otro aún más severo (4).

** Escala de intensidades Mercalli Modificada.

Sismicidad y regionalización

De manera sumamente esquemática se puede afirmar que la mayoría de los temblores originados en El Salvador y zonas vecinas (fig 2) se agrupa a lo largo de dos superficies inclinadas, que descienden del Pacífico hacia el continente (fig 3). La primera se manifiesta en la fosa del Pacífico y no difiere esencialmente, en lo geológico ni en lo sísmico, de superficies análogamente situadas en Norte y Suramérica. La segunda superficie es, aparentemente, peculiar a El Salvador y una pequeña parte de Guatemala y de Nicaragua. Se manifiesta en la depresión tectónica de El Salvador-Nicaragua que liga entre sí la serie de volcanes que atraviesan el centro del país.

Tanto las profundidades a las cuales se originan los temblores más frecuentemente en la primera superficie como la frecuencia relativa de los temblores moderados y de gran magnitud asociados a esta superficie son comparables a las que corresponden a movimientos que se inician en la falla análoga de Norteamérica. En cambio, los movimientos asociados a la depresión tectónica central son casi siempre excepcionalmente superficiales y entre ellos predominan de una manera extraordinaria los sismos de magnitud pequeña y los enjambres de temblores. La insuficiencia de datos cuantitativos impide aseverar con precisión la frecuencia y profundidad de los movimientos predominantes, mas hay indicios de que los más significativos asociados a la segunda, alrededor de 8 km.

Tanto el temblor del 3 de mayo 1965 como sus múltiples repeticiones y los enjambres de 1964 y principios de 1965 se originaron en la segunda zona, a profundidades menores que 10 km.

Según muestra el mapa de la fig 2, se han localizado numerosas fallas secundarias en el país, que guardan diversas orientaciones en planta con respecto a las dos superficies citadas. No ha sido factible establecer correlación alguna entre las fallas secundarias y los temblores de El Salvador, excepto, posiblemente, en su intersección con la depresión tectónica central.

La característica externa más conspicua de la zona central es la cadena volcánica que se ha mencionado. En la Unión Soviética (6) y en México se ha encontrado que la sismicidad a lo largo de una falla geológica disminuye sistemáticamente en la proximidad de los volcanes. La fig 1 parece confirmar hasta cierto punto este principio, pero ni está sólidamente establecido el principio ni su confirmación para la República de El Salvador es incontrovertible, así que sería debatible tomarlo en cuenta para fines de diseño, sobre todo ya que existen antecedentes de temblores de origen probablemente volcánico, cuya máxima intensidad ocurriría en la proximidad de un volcán.



Las consideraciones hechas constituyen la base para proponer una regionalización sísmica del país. Dado que los temblores de origen muy superficial, asociados a la línea que marca la cadena volcánica, tienen características diferentes de las que se asocian a la fosa del Pacífico, procedería elaborar, no una, sino dos cartas de sismicidad regional, una para cada tipo de temblor. Es probable que en el Servicio Sismológico del país se posea un acervo suficientemente extenso de datos cuantitativos para elaborar ambos mapas.

De elaborarse los dos mapas de regionalización se encontraría que el correspondiente a los temblores que se asocian a la fosa del Pacífico contendría amplias franjas sensiblemente paralelas a la costa, que reflejarían una disminución gradual de intensidades con la distancia al litoral. En cada zona, los tiempos medios de recurrencia para intensidades 7, 8 y 9 de la escala de Mercalli modificada, estarían entre sí en la relación 1:3:9 aproximadamente (cosa que se deduce por analogía con zonas geológicamente comparables a esta (7)). Los temblores en cuestión serían de duración perceptible media a larga; para las intensidades mencionadas, como de 1 a 2 min, y caracterizados, en terreno duro por frecuencias dominantes moderadas a altas, del orden de 5 cps en espectros de aceleración.

El mapa de regionalización para los temblores asociados al accidente geológico central tendría franjas sensiblemente paralelas al eje volcánico y, por tanto, a las franjas del primer mapa, pero las del segundo marcarían una disminución rápida con la distancia a dicho eje. En cada zona, los tiempos medios de recurrencia para intensidades 7, 8 y 9 guardarían entre sí una relación más pronunciada que en el caso anterior, quizás 1:5:25 o más. Estos temblores serían de duración perceptible muy breve, prácticamente una sola sacudida violenta en las inmediaciones del eje volcánico, alargándose a unos cuantos segundos en los puntos más alejados de él, y con frecuencias dominantes más elevadas que las del primer tipo.

Ante la escasez de datos disponibles no se justifica aquí intentar el refinamiento que se esboza en los párrafos precedentes. En la fig 4 se muestra una regionalización tentativa, que corresponde a terreno de la consistencia de una toba volcánica bien cementada (como lo es la mayor parte de las formaciones superficiales del país). Este mapa se basa en los datos que consignan la fig 2 y las refs 8 y 9 y en las correlaciones empíricas que contiene la ref 10.

En la zona I es recomendable diseñar las estructuras ordinarias (casas habitación y edificios multifamiliares, de oficinas, comerciales e industriales) para temblores de intensidad 8 a 8.5 y en la II para intensidad 7 a 7.5; las estructuras cuya estabilidad tiene especial importancia a raíz de un temblor (estaciones de bomberos, hospitales, etc.) y aquellas cuya falla pudiera traer consigo la pérdida de gran número de vidas humanas (grandes lugares de reunión, presas, etc.) deben diseñarse más conservadoramente, como se señala en el reglamento de emergencia que se ha incorporado como apéndice al presente capítulo.

Aun sin la elaboración de mapas de microrregionalización procede aumentar la intensidad de diseño — aproximadamente en un grado de la escala de Mercalli modificada — con respecto a los valores que anteceden, en terreno suelto o apreciablemente deformable (11).

Naturaleza del subsuelo y microrregionalización

Sobre rocas andesíticas y basálticas se encuentra, prácticamente en la totalidad de la República, una toba volcánica con diversos grados de cementación. La formación es joven, de manera que no obstante la presencia de arenas pumíticas redepositadas fluvialmente y carentes de cementante en la proximidad de los volcanes, en ninguna parte se encuentran señas de extensa erosión. Dichas formaciones pumíticas están constituidas por arena blanca media a fina, en ocasiones limosa, con 5 a 50 golpes por pie en pruebas de penetración estándar.

Predomina la toba apreciablemente cementada. Por consiguiente, en varias zonas, especialmente en el litoral, se encuentran cantiles prácticamente verticales cuya altura supera 20 m.

En la porción central del país se hallan frecuentemente capas alternas de lava y toba volcánica. Algunas formaciones lacustres o fluviales en que se ha depositado ceniza han dado origen a lentes o estratos de arcilla de unos decímetros de espesor, según se ha encontrado en sondeos en la proximidad de San Salvador.

En la zona sur de la capital aflora roca, que se halla a unos 90 m de profundidad en la zona del aeropuerto de Ilopango y 200 m en el norte de la ciudad (fig 5). Superficialmente la toba está poco cementada en la zona norte, y, en algunas partes usadas, hasta hace poco para cultivo, se encuentran formaciones orgánicas, sobre todo en el norte de la ciudad.

Es usual diseñar las cimentaciones — generalmente de zapatas aisladas en los edificios estructurados con marcos — para presiones de contacto de 1.5 kg/cm^2 , que se reducen a 0.5 o 1.0 kg/cm^2 sobre arenas sueltas y sobre rellenos artificiales. Dichos rellenos no están compactados.

El nivel freático en la capital y sus alrededores excede 90 m de profundidad, pero aflora en las inmediaciones del Lago Ilopango. Las arenas de la playa del lago están saturadas.

Materiales usuales y tipos de construcción

Los materiales y tipos de construcción predominantes en la zona de máxima intensidad del temblor que nos ocupa pueden agruparse como sigue.

1. Bahareque. Se trata de adobe reforzado con caña, tablas y tabloncillos clavados (fig 6); usualmente se coloca también refuerzo diagonal) y, generalmente, repellado con mortero de cal. En ocasiones alcanza tres pisos, en cuyo caso la planta baja o parte de ella es de ladrillo con mortero de cal. Los pisos son de duela sobre vigas de madera, y los techos de teja sobre armaduras y largueros de madera clavada. Es frecuente que a los 10-15 años de construidos, la madera esté picada por insectos y atacada por microorganismos al grado de deshacerse al tacto. En estas condiciones se cae parte del aplando de cal próximo a algunas piezas de madera y las lluvias deslavan el adobe, dejando huecos apreciables. Prácticamente toda la vivienda mínima y una parte apreciable de la correspondiente a la clase media es total o parcialmente de bahareque.

Un porcentaje reducido de habitaciones, construidas con maderas especiales o tratadas, está exento del intemperismo mencionado. En general su comportamiento fue satisfactorio, aunque en un corto número de casos hubo fallas de construcciones de este tipo en las que la madera estaba aún sana; las correspondientes fallas se pueden atribuir a pérdida del repello y a la consiguiente erosión del adobe por falta de mantenimiento.

Llama la atención que el terremoto acaecido a principios del presente siglo haya afectado en una proporción tan baja las casas de bahareque. Probablemente ello se deba a la edad relativamente corta que entonces tenían dichas construcciones, al hecho de que la mayor parte de ellas se ha construido posteriormente a ese terremoto y no habían sido ocupadas las zonas que se caracterizan por subsuelo especialmente desfavorable.

2. Madera. Se conserva una iglesia de madera de imponentes proporciones y algunas otras estructuras de este material. Varias otras, aún más importantes, se han quemado y han sido o, como la catedral, están siendo sustituidas por estructuras de mampostería de ladrillo con marcos y losas de concreto.

3. Mampostería. Es usual el empleo de muros de carga o de relleno de ladrillo macizo o de bloque hueco de barro o de concreto, con mortero de cal o de cemento. Todos estos materiales tienen, en términos generales, aspecto de calidad muy satisfactoria, excepción hecha de un número reducido de bloques de concreto. En algunas construcciones de mampostería se ha usado el llamado "ladrillo de trinchera", que da muros con espesor mayor de 30 cm, y en ocasiones se emplean espesores mayores.

En algunas casas y multifamiliares de construcción muy reciente se ha usado mampostería con refuerzo en las juntas de mortero.

Prácticamente no existen construcciones anteriores a mediados del siglo 19, debido a que en esa época la ciudad fue destruida por un terremoto.

4. Concreto reforzado. La mayoría de los edificios modernos de cuatro o más pisos tienen estructura de concreto reforzado, en ocasiones con muros de cortante del mismo material. Es frecuente el empleo de losas de bloque hueco con mortero o concreto, reforzadas en una

o dos direcciones; predominan las losas reforzadas en una sola dirección, las cuales se apoyan en los marcos contenidos en planos perpendiculares a ella. Esta situación hace que sea usual la presencia de marcos relativamente rígidos y reforzados en una dirección y muy flexibles y débiles perpendicularmente a esta. En construcción moderna se acostumbra diseñar todos los marcos principales (paralelos entre sí) con las mismas secciones y refuerzo, haciendo caso omiso hasta de la presencia de cubos para elevadores y demás irregularidades; huelga comentar los inconvenientes de esta práctica.

Según informes de diversas fuentes el cemento disponible y los agregados en general de alta resistencia, son de calidad muy variable, pero no es raro que se use agregado grueso redondeado y cubierto de limo, de manera que la falla de algunas columnas denota muy baja adherencia entre grava y mortero (fig 7).

El acero de refuerzo en las construcciones existentes es predominantemente importado, de grado estructural y carente de corrugaciones. En obras ejecutadas hace menos de unos 10 años se encuentra también varilla corrugada de laminación nacional, con límite de fluencia nominal de 4000 kg/cm^2 . A veces el acero de refuerzo ha resultado quebradizo.

La estructura más alta de San Salvador es el campanario de una iglesia; mide aproximadamente 70 m de alto. Le siguen un edificio de 13 pisos con muros de concreto para tomar cortante, varios edificios de 11 pisos, también con estructura de concreto pero con muros de relleno de mampostería simple y un número reducido de edificios que cuentan entre 6 y 10 pisos.

Existen algunos tanques elevados de concreto reforzado.

5. Acero. Quizá debido al costo relativamente alto de perfiles laminados de importación, el empleo de acero para estructuras de edificios de oficinas o departamentos ha sido muy limitado; solo se encontró en San Salvador el edificio de un banco con marcos metálicos.

En naves industriales es frecuente el empleo de columnas, armaduras y largueros de acero, con techo de lámina metálica o de asbesto-cemento.

Había al menos un tanque elevado de acero. Las torres de transmisión también son de acero.

Reglamentos empleados

Según Ulrich (12), en mayo de 1946 estaba por adoptarse un reglamento de diseño sísmico que exigía suponer una aceleración horizontal uniforme de 0.2 veces la gravedad. Aparentemente el reglamento se adoptó poco después pero no ha llegado a aplicarse. Ca-

da ingeniero estructuralista ha aplicado su propio criterio y con frecuencia ha tratado de acatar el Reglamento de San Francisco de 1956, el Uniform Building Code de 1958 o alguna variante de estos, en la que el coeficiente de cortante en la base se ha tomado igual a 0.03. En algunos casos se ha supuesto aceleración horizontal uniforme mientras en otros se ha tomado una variación lineal con la altura. En general se ha despreciado la rigidez de muros aun en casos en que esto resulta en una eventual torsión de magnitud considerable.

En diseño estructural de acero y de concreto se han aplicado indistintamente las normas alemanas (DIN) o las americanas (como el ACI 1956).

Características del movimiento del 3 de mayo 1965

Los únicos registros instrumentales disponibles corresponden a la iniciación del movimiento, obtenida en sismógrafos Stuttgart, y a la inscripción de un sismoscopio semejante al Wilmot, la cual se reproduce en la fig 8 (con autorización del Dr Schultz, Jefe de la Estación Sismológica). Los registros de los primeros instrumentos sirvieron para determinar la distancia focal a la Estación Sismológica — 15 km aproximadamente —. Del registro obtenido con el sismoscopio se deducen los siguientes cálculos.

La traza de máxima amplitud mide aproximadamente 1.5 cm. El periodo natural del sismoscopio en cuestión vale 0.65 seg. La longitud de un péndulo matemático que tuviera el mismo periodo natural sería $(0.65/2\pi)^2 g = 10.5 \text{ cm}$ (g = aceleración de la gravedad). La distancia del soporte del sismoscopio a la superficie superior del vidrio ahumado vale 7.7 cm. Por tanto la traza en cuestión corresponde a un punto en el espectro de deformaciones cuya abscisa es 0.65 seg y su ordenada es $(10.5/7.7) 1.5 = 2.05 \text{ cm}$. La correspondiente ordenada es un espectro de velocidades o pseudovelocidades vale $2.05 \times 2\pi/0.65 = 19.8 \text{ cm/seg}$.

Este punto corresponde a 10% del amortiguamiento crítico. Según la ref 11 la ordenada para amortiguamiento de 25% es, aproximadamente, $(10/25)^{0.4} 19.8 = 13.8 \text{ cm/seg}$, y esta cifra es a su vez aproximadamente igual a la velocidad máxima del terreno.

De acuerdo con la correlación empírica

$$i = \frac{\log 14 v}{\log 2} \quad (2)$$

(10) en la cual i es la intensidad del temblor en la escala de Mercalli modificada y v la velocidad máxima del terreno en cm/seg, se encuentra $i = 7.6$. De hecho, en el sitio del observatorio sismológico la intensidad fue algo inferior a 7, lo que comprueba que en movimientos sísmicos de extremadamente corta duración la ec 1 sobrestima la intensidad.

Muy diversas expresiones se han propuesto en la literatura para relacionar, por una parte, magnitud y distancia focal y, por la otra, intensidad y aceleración, velocidad y desplazamientos máximos del terreno. Una buena parte de dichas expresiones involucra directamente una potencia negativa de la distancia focal y por tanto es inaplicable en la proximidad del foco. Y las expresiones conocidas que no adolecen de esta limitación se basan en tan pocos datos y tienen una estructura tan debatible que no ameritan confianza. A esa situación obedece que no se incluya en el presente capítulo ningún intento de verificar tal tipo de correlaciones.

Puede concluirse más acerca de las características del movimiento analizando sus efectos. En la zona norte de la ciudad los daños ocasionados en estructuras indican que se trató esencialmente de uno o más pulsos breves en un solo sentido. Se observan fallas en un solo sentido en los edificios A-4, B-4 y C-4* situados en la zona norte de San Salvador (figs 9-12); en varias columnas que fallaron en compresión en los mismos edificios; (fig 13), en la que, si bien la presencia de una bajada pluvial en el interior de la columna originó falla en compresión próxima a la cara exterior de la columna, el hecho de que el momento flexionante necesario para hacer fallar este miembro estructural tuviera que ser de signo opuesto al momento debido a cargas verticales señala una marcada preponderancia de las aceleraciones del terreno hacia dicha cara exterior; en el interior del mismo edificio (fig 14, nótese la dirección de la grieta en el muro de fondo y la zona de falla de la columna en compresión, con desprendimiento del acabado); en el desprendimiento de los bloques huecos de ladrillo de una casa de la Colonia Santa Lucía (fig 15); en el colapso de la mayoría de las cercas de la misma colonia, que cayeron en el mismo sentido; en el agrietamiento más pronunciado en una dirección de los muros del grupo de edificios E (figs 16, 17); en el colapso parcial de un techo de la fábrica F (figs 18-20), cercana al edificio D-2; en el colapso parcial de un muro en la misma fábrica; etc. De estos indicios los más fehacientes son las fallas de columnas circulares en diversos edificios de la zona norte. Confirma esta conclusión el comportamiento de dos pasos cubiertos que sirven para circulación de peatones entre los edificios A, B y C en el que forma un ángulo menor de 30 grados con la dirección del movimiento hay pandeo de los tubos metálicos que descienden de norte a sur y que sirven a manera de contravientos; los tubos que descienden de sur a norte no están pandeados; y en el paso cubierto perpendicular a este sólo se presentan pequeños daños locales de la cubierta de concreto donde apoya sobre placas metálicas que se hallan entre ella y las columnas metálicas que la soportan.

En la fábrica F, varias piezas de maquinaria (telares principalmente) sufrieron desplazamiento horizontal, todas en el mismo sentido. Las más rígidas se deslizaron 5 cm sobre un piso de concreto pulido. Estas máquinas no estaban ancladas al piso. Se estima en 0.2 el coeficiente de fricción entre su base y la superficie de concreto. A partir de estos datos puede estimarse la velocidad máxima del terreno. Si se supone un

* Los edificios citados en este artículo se identifican mediante letras (seguidas de un número que indica el número de pisos, cuando este dato es de interés).

pulso rectangular de aceleración (aceleración uniforme durante un lapso finito y cero fuera de ese intervalo); la velocidad máxima del terreno (v) se encuentra mediante la fórmula

$$v = \sqrt{\frac{2g}{1/\mu - 1/A}}$$

en la cual

y = desplazamiento relativo = 5 cm

μ = coeficiente de fricción = 0.2

A = aceleración del terreno/ g

Se obtiene $v = 57$ cm/seg si la aceleración del terreno es igual a 0.5 veces la gravedad. Esta forma de pulso es físicamente inaceptable pues no corresponde a velocidad nula del terreno al terminar el movimiento. Si en cambio se supone para la aceleración del terreno una onda senoidal completa con duración de 0.3 seg, resulta un desplazamiento máximo del terreno igual a 9.7 cm, una velocidad máxima de 73 cm/seg y una aceleración máxima igual a 0.78 de la gravedad. De hecho, mientras se admita que se trató de un solo pulso de aceleración, la velocidad máxima que se calcule para el terreno no será muy sensible a la forma del pulso. Es probable que dicha forma haya sido intermedia entre la senoidal y la de una gran aceleración constante en un sentido seguida de una aceleración mucho menor en sentido opuesto. Es entonces razonable admitir como velocidad máxima del terreno entre 60 y 70 cm/seg en el sitio de interés. De aquí, según la ec 2, se deduciría una intensidad superior a 9.5 de la escala modificada de Mercalli. Por las razones antes aducidas, el valor de la intensidad así calculada debe reducirse, y no es incongruente con los daños observados asignarle grado 9 en el sitio de esta fábrica.

Velocidades del terreno sorprendentemente elevadas durante el temblor de Skopje (el cual fue también de un solo pulso) han sido reportadas por N. N. Ambraseys (13), si bien Ambraseys encuentra que al suponer una aceleración vertical del terreno (ajustada por mínimos cuadrados a la luz de los daños observados en Skopje) la máxima velocidad calculada del terreno resulta apreciablemente menor.

La fig 21 muestra una caldera que sufrió un desplazamiento de 12.5 cm lo cual da indicios de que la velocidad máxima del terreno pudo haber sido aún mayor.

En la misma fábrica existe un número apreciable de telares sumamente largos, flexibles en dirección horizontal y apoyados sólo en sus extremos. Estas máquinas tampoco estaban ancladas. En general sufrieron desplazamientos horizontales del orden de 25 cm y deformaciones permanentes, en planta, de 2 a 3 cm. La observación de este equipo pudiera hacer concluir que la intensidad del movimiento fue mayor que lo que se deriva de otras observaciones, incluso prácticamente en el mismo sitio. Sin embargo, el comporta-

miento peculiar puede explicarse seguramente en función de la flexibilidad del equipo en dirección horizontal, la que probablemente amplificó los movimientos del terreno por vibración.

En ninguna parte se encuentra evidencia de aceleraciones verticales importantes, como las que caracterizaron los temblores de Acapulco, Gro. durante mayo de 1962. Sin duda ello obedece, al menos en parte, a que el temblor de San Salvador fue muy poco profundo. Así, todas las fallas de columnas son en flexión, flexocompresión o tensión diagonal. No hay evidencia de vibraciones verticales pronunciadas de elementos horizontales. Los informes subjetivos sobre la naturaleza del temblor excluyen referencia a aceleraciones verticales, no obstante que el cuerpo humano parece ser más sensible a vibraciones verticales que a las horizontales.

Se debe ser precavido al extrapolar el comentario del párrafo anterior para fines de diseño. La alta probabilidad de que se presenten temblores de foco más profundo en un futuro no lejano hace conveniente prever aceleraciones verticales significativas.

Atendiendo a los argumentos que se han dado en la literatura sobre la imposibilidad de que ocurran aceleraciones horizontales superiores a la mitad de la gravedad, aun durante los temblores de máxima magnitud imaginable (13, 14, 15), surgen dudas sobre la aceleración máxima calculada en párrafos anteriores. Si se parte del registro de sismoscopia de la fig 8 con base en el cual se estimó una velocidad máxima del terreno igual a 13.8 cm/seg a 15 km del foco, y se supone que el quiebre típico de los espectros correspondientes ocurre a 0.2 seg de periodo, se encuentra allí una aceleración máxima del terreno igual a $(2\pi/0.2) 13.8 = 434 \text{ cm/seg}^2 = 0.44 \text{ g}$, por lo que los valores obtenidos para la fábrica (0.5 a 0.78 g), mucho más cercana al foco, no parecen estar fuera de lo razonable.

Conforme el observador se dirige hacia el sur de la ciudad encuentra daños indicativos de que el movimiento del terreno pudo haber evolucionado como consecuencia de reflexiones múltiples de las ondas sísmicas en fronteras geológicas, quizás acercándose a una vibración caótica, con componentes importantes en todas direcciones y sentidos. Así, en el edificio G-6 (figs 22 y 23) y en el H-6 (fig 24), que están a sólo unos 600 m al sur de los edificios A, B, C, ya no se encuentran indicios tan claros de una aceleración pronunciada en un solo sentido. En el I-10, ubicado prácticamente en el centro de la ciudad, las pequeñas grietas que presentan los muros indican posiblemente casi igual importancia de los movimientos en todas direcciones, y lo mismo es cierto en los demás edificios afectados. Sin embargo, parece ser que en donde aflora la roca, como en la estación sísmológica, las manifestaciones del movimiento vuelven a ser indicativas de un número muy reducido de pulsos, y el registro del sismoscopio parece indicar sólo un movimiento violento en dirección norte-sur y uno en dirección este-oeste.

Principales causas de daño

Falla de bahareque. Las causas de falla en este tipo de construcción se describieron más arriba. Debe hacerse hincapié en que tales fallas prácticamente sólo ocurrieron donde se conjugaron tres factores: madera descompuesta, subsuelo de arena suelta y gran intensidad del movimiento por proximidad al foco del temblor.

Para iguales intensidades el comportamiento de la construcción de adobe en El Salvador fue notoriamente más satisfactoria que en la zona central de Chile durante los temblores de 1960. Ello debe atribuirse tanto al empleo de refuerzo de madera como al uso de techos más ligeros en El Salvador; en Chile es tradicional el terrado en azoteas de vivienda mínima.

Torsión ignorada en el diseño. Es fácil que en un edificio pase desapercibida una marcada torsión en planta, que resulte evidente después de que el edificio ha sufrido serios daños sísmicos en torsión. La presencia de muros de relleno de distribución asimétrica, ignorados en el análisis sísmico, también causó fuertes torsiones en algunos casos. Típico es el edificio J, cercano a los A, B y C. Se trata de una estructura con marcos de concreto reforzado y muros de mampostería de ladrillo. En dirección longitudinal tiene pocos muros por razones de ventilación, y en la transversal la mayoría de los muros se halla en la zona oriental del edificio. La porción occidental tiene escaleras con rampa de concreto reforzado, pero la estructuración irregular impide que desarrollen gran rigidez ante carga lateral.

Torsión debida a liga entre cuerpos de distinta frecuencia natural de vibración. Se presentaron casos espectaculares de falla en torsión atribuibles a que no se respetaron juntas de construcción con cuerpos de gran rigidez. Un ejemplo se encuentra en el edificio K-5 (fig 25). Se trata de una estructura de concreto reforzado con marcos y muros de cortante. Según los planos estructurales el edificio en sí tenía cierta excentricidad, pero debía construirse desligado del auditorio, cuerpo que posee una rigidez sumamente elevada. En realidad las columnas contiguas de ambos cuerpos se colaron monolíticamente. Como consecuencia la torsión se incrementó considerablemente y las cuatro columnas de las esquinas del edificio sufrieron daños severos en planta baja. También sufrieron daños algunas columnas interiores (fig 26).

Algo análogo ocurrió en el edificio D-2 (figs 13, 14) en el que no se respetó la junta con el cuerpo antiguo, que posee rigidez excepcionalmente elevada. Son numerosas las muestras de falla en torsión del nuevo cuerpo (que en partes tiene uno y en partes dos pisos) y de choque con el cuerpo original.

El cuerpo central del edificio G-6 (fig 22) tiene juntas de construcción de espesor insignificante con dos cuerpos bajos cuyos muros de retención de concreto reforzado y cuyo confinamiento por el terreno retenido los hacen extremadamente rígidos en comparación con el cuerpo central. Por la forma en U de uno de estos cuerpos sólo él restringió la oscilación lateral del central y de allí que se presentaron daños estructurales y no es-

tructurales atribuibles a torsión, al menos en las dos primeras plantas del cuerpo central.

Incongruencia entre resistencia y rigidez. En varios casos la gran rigidez de algunos miembros estructurales — muros o marcos — comparados con otros elementos coplanares o paralelos a estos, no estuvo acompañada de la necesaria capacidad estructural para resistir las fuerzas laterales mayores a que se vieron sujetas. Así, en D-2 la columna que mayores daños sufrió (fig 13) está ligada en su extremo superior a una viga de peralte muy superior al resto de las que corren en esa dirección, debido a que en ese eje se presentó un desnivel en el techo de planta baja. La columna afectada no tenía resistencia suficientemente elevada, congruente con la mayor rigidez del nudo de su extremo superior; la presencia de la bajada pluvial asimétrica, que se mencionó anteriormente, empeoró la situación.

Con suma frecuencia se presentó falla de columnas ligadas a muros de mampostería que no llegaban hasta el techo para dar ventilación cruzada (fig 27). En varios casos se trata de un eje longitudinal central en edificios de dos crujeas, cuyos ejes longitudinales extremos tienen grandes ventanas. En estas condiciones la rigidez del eje central es varias veces superior a la de los otros dos ejes, y las columnas centrales tuvieron que resistir la mayor parte de la fuerza cortante horizontal, pero no estaban diseñadas para resistirla y fallaron al corte. La situación descrita tiene en rigor varias implicaciones. Por una parte el incremento en rigidez de la totalidad de la estructura, debido a su interacción con los muros, origina mayores fuerzas cortantes sísmicas dado que se trata de temblores con periodos dominantes bastante cortos. Por otra, al interactuar muros y marcos, los esfuerzos en los ejes donde existen muros son muy superiores a los que obran en ejes desprovistos de estos elementos. Finalmente, la acción de las columnas así restringidas es tal que la fuerza cortante en la columna misma aumenta de manera más pronunciada que sus momentos flexionantes (incluso estos pueden verse disminuidos) y en consecuencia el miembro falla al corte o en tensión diagonal por no estar diseñado para ello; este tipo de falla es bastante frágil, hecho que a su vez trae una menor capacidad para resistir fuerzas dinámicas. La liga entre muros y columnas en la forma que se ha descrito contribuyó a la falla de columnas, al menos en dos cuerpos del conjunto formado por los edificios L-5 y M-5 (tres cuerpos cada uno) y el N-7 (un cuerpo) y en tres del grupo E.

Una situación análoga se presentó en una planta superior del edificio G-6, pero fue una sola columna afectada, pues sólo esa estaba en la condición descrita con respecto a un muro interior.

El agrietamiento de muros de relleno de mampostería simple y de sus acabados en la mayoría de las ocasiones en que se presentó este tipo de daño debe atribuirse también a incongruencia entre resistencia y rigidez (relativa a otros elementos estructurales). En tal clasificación entra el agrietamiento del edificio I-10 (diez pisos; marcos de concreto reforzado relativamente flexibles), el O-7 en dirección longitudinal (muros de cortante de concreto reforzado, relativamente esbeltos), el P-3 (marcos de concreto



reforzado relativamente flexibles), los muros transversales del edificio de la Q-2½ (dos y medio pisos, con azotea de losa plegada de gran claro y marcos muy flexibles de concreto reforzado), etc.

En general no es serio el tipo de daño que describe el párrafo que antecede; resulta barato de reparar y bien puede valer la pena diseñar las estructuras de tal manera que los muros o sus acabados se agrieten y reparen ocasionalmente. Una excepción se halla en el edificio H-6 (fig 24). Según los informes recabados el edificio había sido inaugurado menos de 48 hr antes del sismo. Su diseño original exigía un núcleo de elevadores y escaleras, así como los elementos rectangulares en fachada, con muros de concreto reforzado, mas fue rediseñado con muros de mampostería y marcos de concreto. Dada la concentración de rigidez en esos sitios, ocurrieron daños importantes en los elementos rectangulares de fachada, en los muros de elevadores y de escaleras y en las columnas que estructuran a estos muros. La extensión de los daños y el alto costo de los acabados y pisos en este edificio hará sin duda que el costo de repararlo y reforzarlo sea elevado.

En el edificio G-6 (fig 22) los muros de cabecera, que descansan en voladizos, son bastante más rígidos que los marcos transversales, pero carecen de la resistencia necesaria. También aquí hubo daños relativamente costosos en acabados.

Coefficiente sísmico excesivamente bajo. El empleo de coeficientes de cortante del orden de 0.03 en la base de estructuras es adecuado para resistir temblores como el del 3 de mayo siempre que la estructura sea suficientemente flexible. En estructuras relativamente rígidas debe pensarse en coeficientes muchas veces superiores a este valor; un porcentaje importante de las columnas de concreto reforzado no estaba diseñado para resistir flexión, sino meramente carga axial. Sea que la estructura haya estado diseñada para resistir fuerzas laterales excesivamente pequeñas o que no se haya diseñado por carga lateral, los siguientes ejemplos caen en la presente categoría.

En dirección longitudinal el edificio de Q-2½ puede resistir cargas laterales en planta alta sólo merced a la capacidad estructural de dos hileras de columnas de concreto reforzado, que en esa dirección miden 20 cm de grueso y están reforzadas con cuatro varillas No. 7. Las columnas están bastante espaciadas entre sí y tienen relativamente poca restricción en su extremo superior. La presencia de pretilas longitudinales en ambas fachadas, que restringen a las columnas poco abajo de su sección media, aumenta la rigidez del conjunto y tuvo por efecto el agrietamiento de todas estas columnas en flexión al nivel del repisón de las ventanas.

En la fábrica a que se hace alusión en párrafos anteriores, había un tanque elevado metálico. Según los funcionarios de la planta la altura del tanque era 30 m, su capacidad 50 m³ y se hallaba lleno hasta la mitad cuando ocurrió el temblor. Cada una de sus cuatro columnas tenía una sección apenas suficiente para resistir carga vertical y esta-



ba anclada con un reducido número de pernos de $5/8"$ de diámetro (fig 28). El tanque sufrió colapso. Lo único que extraña en este caso es que no haya fallado durante un sismo pequeño anterior.

Sin duda la falla de varios muros apoyados en voladizo también obedeció a omisión de diseño. Por otra parte también es seguro que un número elevado de casas de dos y tres pisos resistió el temblor sin sufrir daño alguno y sin estar diseñadas para ello.

En la misma fábrica, la falla de la cubierta que muestra la fig 18 debe atribuirse a la acción de una aceleración horizontal sumamente elevada, consecuencia de la gran rigidez que introduce la liga entre columnas y muros de mampostería.

La mayor parte de los daños acaecidos en el grupo E es de esta misma índole. La estructura — marcos de concreto reforzado ligados a muros de bloque de ladrillo con refuerzo horizontal en las juntas de mortero — tiene dos pisos y una rigidez excepcionalmente elevada. Los daños fueron muy extensos, no obstante que a primera vista hubiérase dicho que la capacidad estructural del inmueble era adecuada.

Efecto de chicoteo. En otras ciudades, donde la arquitectura prevalente o la costumbre lleva a la existencia de apéndices flexibles en los extremos superiores de los edificios, es frecuente que se presente el llamado "efecto de chicoteo". En él se amplifican exageradamente las aceleraciones horizontales que experimentan dichos apéndices cuando su frecuencia fundamental de vibración está próxima a una de las frecuencias naturales del edificio. Tal fue el caso, por ejemplo, en México D. F., durante el temblor de 1957, en que sufrieron serios daños algunas casetas de elevador, antenas transmisoras y "pent-houses" muy flexibles.

En San Salvador no se aprecia esta costumbre y no se estiló colocar tanques de agua en las azoteas de los edificios. Por consiguiente este tipo de daño casi no se presentó. Sólo pudo observarse en la caseta de elevador de un edificio.

Exceso de resistencia. Gracias en buena parte a la absorción de energía por deformación inelástica, las estructuras suelen diseñarse satisfactoriamente suponiendo la acción de fuerzas de inercia muy inferiores a las que resultarían de un análisis basado en la hipótesis de comportamiento lineal. Sin embargo, cuando en una estructura con varios grados de libertad la capacidad es desproporcionadamente grande en la mayoría de dichos grados y aparentemente adecuada en el resto, estos últimos serán los únicos que puedan deformarse de manera francamente inelástica y, por tanto, habrán de absorber una energía desproporcionadamente elevada.

Típico de esta situación es cualquier edificio de varios pisos, correctamente diseñado por sismo, pero en el cual se adicionan muros de mampostería en todos los ni-

veles menos uno. En tales condiciones la planta libre está condenada a fallar a menos que se la diseñe con un cuidado exquisito en el detalle, para hacerla capaz de experimentar muy grandes deformaciones inelásticas sin fallar, en cuyo caso habrá de presentarse especial atención al problema de inestabilidad, o bien rediseñarla para que su margen de seguridad sea comparable al del resto del edificio tomando en cuenta los muros que vayan a colocarse.

En los tres edificios A, B y C se presentó precisamente el caso que describe el párrafo que antecede. Se trata de tres estructuras nominalmente idénticas, de una sola cruzilla con voladizos y de cuatro pisos con una pequeña estructura en azotea. Las plantas superiores tienen muros de mampostería en dirección transversal de los edificios, muros que no se tomaron en cuenta en el diseño. La planta baja carece de tales elementos y en los tres casos sufrió serios daños (figs 9-12). Los marcos de estos edificios estaban diseñados para un coeficiente de cortante en la base igual a 0.03 y variación lineal de las aceleraciones con la altura.

Defectos de construcción. De manera relativamente sistemática se observaron los siguientes defectos constructivos, que pueden eliminarse en el futuro mediante la inclusión de notas y detalles cuidadosos en los planos estructurales, complementadas con una adecuada supervisión.

- Traslapes del refuerzo provistos de ganchos en columnas, con lo cual se dificulta el colado sin mejorar la transmisión de esfuerzos (fig 10). Debe traslaparse el acero una longitud suficiente sin gancho.
- Dobleces bruscos del refuerzo, tanto en columnas como en vigas (fig 29). Deben evitarse tales dobleces porque concentran esfuerzos excesivos en el concreto y bajan la eficiencia del acero. Donde se requieran dobleces deben respetarse los radios mínimos reglamentarios y colocarse el acero transversal adicional que se necesita para resistir las componentes no longitudinales de la tensión o compresión que obra en el refuerzo longitudinal. Varias grietas en columnas son directamente atribuibles al anclaje en la zona de tensión, mediante gancho, de barras dobladas que, por su corta longitud, se ven sujetas a esfuerzos elevados.
- Escasez de refuerzo en columnas. Llama la atención el gran número de fallas en columnas y la casi ausencia de ellas en vigas. En parte esto obedece a la práctica de ligar las columnas a muros de altura menor que aquellas, como se ha descrito anteriormente. En parte también obedece al empleo de prácticas cuidadosas y conservadoras en el diseño del refuerzo transversal de las vigas para resistir tensión diagonal, acompañado de descuido en el concepto correspondiente de las columnas. En general se observó escasez de refuerzo transversal en columnas, debido en parte a que evidentemente no se habían diseñado por tensión diagonal, y en parte a que existe el fre-



cuenta vicio de ser parco en este refuerzo transversal. Se encontraron algunos estribos de diámetro nominal de 1/4" y real de 3/16". No se halló que se siguiera la práctica de acercar entre sí los estribos de columnas cerca de ambos extremos de estas, especialmente el superior, para lograr acción inelástica no perjudicial y contrarrestar a la vez la menor resistencia del concreto en el extremo superior. Tampoco se encontró que se usaran sistemáticamente estribos en columnas en su intersección con vigas para evitar pandeo del refuerzo vertical. En un buen número de las columnas de mayor sección no se encontraron estribos o anillos que encerraran totalmente al refuerzo longitudinal; el refuerzo transversal se había suministrado a base de anillos cerrados que cubrían cada uno la mitad de la sección. Esto dio origen a grietas de tensión diagonal y verticales que de otra manera se hubieran evitado.

- Falta de doblez del refuerzo de mampostería en las esquinas de muros. De allí fallas como la que muestra la fig 15.
- Anclaje insuficiente del refuerzo. En el edificio R, que se encontraba en construcción al ocurrir el temblor en cuestión, existen voladizos con anclaje del acero negativo tan escaso que, en vez de sorprender su falla, sorprende que no hayan fallado al descimbrarlos. Es probable que el agrietamiento que muestra la fig 9 donde la viga incide a la columna obedezca a un anclaje insuficiente del acero del lecho inferior y la consiguiente falla en adherencia.
- Concreto de resistencia insuficiente. Parece no haber un control adecuado de las resistencias del concreto (fig 7).
- Acero quebradizo. Existen señales de que el acero ha sido a veces demasiado frágil. Además de respetarse las limitaciones reglamentarias de radio de doblez, deben pedirse pruebas de doblez y rechazarse las partidas que no las pasen satisfactoriamente.
- En algunas juntas de colado de columnas se encuentran impurezas, como serrín y trozos pequeños de madera y se nota falta de precaución. Tal es el caso en el conjunto L, M, N, donde las juntas de colado se señalan marcadamente.

Las prácticas defectuosas constructivas y de diseño del tipo que se mencionan son responsables de fallas locales. En general la magnitud de los daños hubiera sido sólo un poco menor de no haberse incurrido en ellas, pero dado que el costo de evitarlas es insignificante, bien vale la pena hacerlo. La diferencia en comportamiento de los tres edificios A, B, C nominalmente iguales confirma esta aseveración, pues sólo difieren entre sí en detalles constructivos y los tres sufrieron daños serios, aunque uno más que los otros dos. Dos excepciones son las referentes a anclajes de refuerzo y a la escasez de refuerzo en columnas, cuyas consecuencias sí suelen ser graves.



La omisión de juntas de construcción amplias ya ha sido comentada. A dicha omisión se debieron también algunos daños por choque entre escaleras y el cuerpo principal de algunos edificios del grupo A, B, C, J, K.

Daños en elementos no estructurales. Es excepcionalmente reducido el número de casos de rotura de vidrios en ventanas. Ello obedece a que en los edificios de arquitectura moderna, que en general fueron los más dañados fuera de la vivienda mínima, es muy frecuente el uso de persianas de vidrio. Estas toleran grandes deformaciones sin romperse, como se aprecia por la cantidad reducida de roturas en las ventanas del edificio D-2 (fig 30).

Los daños en yeso y otros acabados hubieran sido insignificantes si se hubieran limitado adecuadamente las deformaciones de la estructura o ligado los muros en forma que no tuvieran que seguir las deformaciones de ella. Sin embargo, nuevamente cabe el comentario de que bien puede resultar económico no incurrir en tales prácticas conservadoras sino permitir que este tipo de daño ocurra ocasionalmente y repararlo cada vez. Es asunto que debe estudiarse y decidirse en cada caso particular.

Fallas del suelo. En dos casos al menos, ocurrieron asentamientos diferenciales a raíz del temblor. Uno es el edificio S, que ya presentaba asentamientos no uniformes antes del 3 de mayo y estos se acentuaron. El edificio descansa en una formación que predominantemente es arena suelta. El desplome es apreciable a simple vista por comparación entre dos cuerpos del mismo edificio, pero no es de consideración. La mayor parte de los daños que sufrió el edificio es propiamente estructural y unos se debieron a choque; no se relacionan con los hundimientos diferenciales.

El segundo caso corresponde al edificio R. Se trata de una estructura de cuatro pisos con marcos de concreto reforzado cuyas columnas descansan en zapatas aisladas con muy poco refuerzo, con trabes pequeñas de liga. Las zapatas se apoyan en un relleno artificial no compactado. Los hundimientos diferenciales produjeron daños en la estructura y rotura de una zapata.

Cerca del aeropuerto se formó una zanja (fig 31) por colapso del estrato superficial, ligeramente reforzada con raíces vegetales. Se trata de una formación de arena pumítica suelta sin cementante. En fechas anteriores se encontraron zanjas de mayor tamaño en otras partes de la ciudad. Cabe suponer que las vibraciones sísmicas compactaron el material más suelto. Algunos ingenieros locales sostienen que la filtración de agua al interior del manto de arena aumenta por tubificación el tamaño de las cavernas alargadas. Hay profesionistas que aseguran haber observado una grieta longitudinal al centro de algunas zanjas y que la profundidad de dicha grieta excedía varios decímetros. Estos aspectos del fenómeno abren campo a dudas sobre su naturaleza. De cualquier manera, los hechos observados señalan la conveniencia de realizar exploraciones del suelo dondequiera que se piense erigir una estructura aun medianamente importante.



A orillas del lago Ilopingo hubo daños (figs 32 y 33) que revelan una probable licuación de la arena o por lo menos fuertes asentamientos diferenciales. Además hubo formación de grietas (fig 34) y emergencia de arena fina (fig 35). Hubo agrietamiento del suelo también en la pista del aeropuerto (fig 36), en la fábrica F (fig 37 y 38) y en el pavimento de algunas calles (fig 39). La grieta mostrada en la fig 39 se prolongó hasta unas casas de un piso, a una de las cuáles partió en dos.

Casos especiales. Ocurrieron algunas fallas que escapan a la clasificación que antecede. En las figs 40 y 41 se muestran unos aisladores de cerámica que estructuralmente trabajan como voladizo vertical; en el extremo derecho de la fig 40 todavía se apreciaba uno de estos pararrayos en pie. La falla ocurrió en la estación de Soyapango, donde la intensidad del movimiento fue elevada. Los elementos que fallaron son especialmente vulnerables a los temblores por tratarse de voladizos de material frágil. La Comisión Hidroeléctrica del Rfo Lempa ha manifestado sus intenciones de conectar estos voladizos en su extremo superior a la estructura metálica para mejorar su estabilidad y para que, en caso de falla, no caigan sobre transformadores y otras piezas costosas de equipo.

La falla que muestra la fig 15 sale también de la experiencia común. Es cierto que pudo haberse evitado si el refuerzo horizontal del muro hubiera dado vuelta en la esquina, pero sólo pudo presentarse porque el bloque de ladrillo empleado tiene perforaciones y estrías horizontales, y no verticales como en otros países se acostumbra.

Estructuras no dañadas

Abundaron las estructuras de todos tipos que salieron ilesas del temblor: multitud de casas habitación de bahareque y de mampostería simple; el edificio con marcos metálicos; iglesias de madera y de mampostería con estructura de concreto reforzado; todas las torres de transmisión; todos los arbotantes; todos los tanques elevados de concreto excepto uno, etc. Mucho es lo que se puede aprender del estudio de los planos estructurales de las más simples entre estas estructuras y de la medición de sus características dinámicas.

Daños a instalaciones

Las estructuras y equipos de bombeo del sistema de distribución de agua potable resistieron bien el sismo. Solamente se presentaron casos aislados de daños de poca importancia en tuberías. Aparentemente no hubo fallas en los sistemas de drenaje.

Los daños a las instalaciones de suministro de energía eléctrica fueron leves. La falla de mayor consideración se debió a la interrupción de dos líneas de transmisión de 22 KV; 95 por ciento del servicio se restableció antes de doce horas (16).

Habitación temporal

Son encomiables todos los esfuerzos que se hicieron para dar albergue temporal a los damnificados. Parece especialmente atinada la solución que adoptó el Instituto de Vivienda Urbana. Consistió en proveer de madera y lámina galvanizada a los damnificados para que ellos mismos fabricaran unas casas prismáticas, cuya sección en elevación es un triángulo isósceles y cuya planta es rectangular.

En zonas donde el viento fuera más importante que en San Salvador, estas casas se anclarían al terreno mediante estacas.

Apuntalamiento y demolición de estructuras dañadas

Después de un temblor intenso deben apuntalarse todas las estructuras que lo ameriten, tanto para resistir carga estática como para prever la posibilidad de un segundo terremoto previo al refuerzo de esas estructuras. Los cálculos necesarios para estimar las esquadras de los apuntalamientos pueden ser simples y toscamente aproximados. Los materiales que se empleen en estas obras pueden ser prácticamente cualesquiera: secciones o tubos metálicos, piezas de madera, troncos de árbol o muros de mampostería que posteriormente se demuelan para dar lugar a los refuerzo definitivos.

Después del temblor del 3 de mayo la acción del Gobierno y de particulares fue débil en este sentido, y hubiera sido grave que ocurriera otro temblor de intensidad comparable unas semanas más tarde. El tipo de apuntalamiento que muestran las figs 9 y 12 es inadecuado, tanto por su cuantía como por ser incapaz de resistir fuerzas laterales de consideración.

Ampliamente se justificaría la provisión de un comité de emergencia, provisto de elementos técnicos responsables, moralmente solventes y bien preparados e investido de la necesaria autoridad, para ser integrado rápidamente a raíz de todo macrosismo.

Refuerzo de estructuras dañadas

Dos semanas después del temblor, ya se habían demolido un cuerpo del conjunto E, un muro de mampostería que amenazaba derrumbarse y un número limitado de construcciones que ofrecían peligro. Todas las demás construcciones admitían refuerzo y reparación, y en todos los casos a un costo menor que el de demoler y reconstruir, si bien en algunos casos el costo de rehacer la obra puede no ser muy superior al de reforzar y repararla.

Además de las estructuras que describe este informe, numerosas construcciones presentan daños menores de fácil reparación.

Como norma general para diseñar los refuerzos necesarios debe acudirse a un reglamento adecuado y, a falta de éste, a uno de emergencia, como el que se propone en el Apéndice. Pero ha de reconocerse que las dificultades propias de este tipo de obra harán con frecuencia inaplicable al pie de la letra cualquier reglamento; que las mismas dificultades exigirán la aplicación de criterios más finos, de soluciones más ingeniosas que lo que es común.

Se encuentra un ejemplo típico de los problemas que pueden presentarse, en los tres edificios A, B, C. Dado que prácticamente sólo la planta baja está dañada se ocurriría reforzar las columnas en ella y suministrar muros de cortante, de concreto reforzado, en las cabeceras para resistir movimientos del terreno como el que se presentó, sensiblemente paralelos a la dirección transversal de los edificios. De procederse así se dejaría probablemente demasiado débil la estructura en dirección longitudinal, ya que es probable que ocurran movimientos intensos en el futuro con componentes importantes en esa dirección; sólo revisando la capacidad estructural en la dirección que interesa podrá decidirse si se justifica el refuerzo en esta dirección. Además, de procederse como se menciona sería casi segura la presentación de daños graves en dirección transversal en las plantas superiores al ocurrir otro sismo intenso, pues la rigidización del edificio traería consigo mayores fuerzas cortantes que las que han tenido lugar, y la gran resistencia que se suministrara en planta baja haría que las superiores tuvieran que salir francamente del rango de comportamiento elástico para absorber energía. Si se decide reforzar los muros de cabecera en toda la altura de los edificios se resuelve esta objeción pero se introducen problemas serios de momento de volteo y esfuerzos elevados en las losas, las cuales, por ser encasetonadas, no necesariamente lo resistirán. Quedan entonces dos posibles soluciones: la inclusión de varios muros, tanto de cabecera como interiores, en dirección transversal o la sustitución de las columnas de planta baja con columnas metálicas, mucho más flexibles y capaces de extensa acción plástica. La segunda solución sería mucho más barata que la primera pues casi no exige tocar los niveles superiores, pero no necesariamente es viable en vista de lo que se ha dicho sobre el comportamiento en dirección longitudinal; además hay que considerar la posibilidad de pandeo inelástico y ciertas dificultades constructivas que pueden hacer utópica su realización. En ambos casos se necesitaría estudiar la conveniencia de desligar parcialmente los muros que corren en dirección longitudinal y los efectos que el nuevo comportamiento pueda tener en los cuerpos de escaleras.

Diseño y ejecución de nuevas obras

Evidentemente toda ciudad situada en zona sísmica necesita un reglamento de construcción y un cuerpo de inspectores que vigile su cumplimiento. Para hacer expedita la acción, procede adoptar e imponer de inmediato un reglamento de emergencia que abarque sólo diseño sísmico y que sirva tanto para guiar el criterio en la fortificación de obras existentes como para fijarlo en el diseño de nuevas construcciones.

Posteriormente habrá que adoptar un reglamento que cubra la totalidad de los problemas comunes en diseño y ejecución de estructuras, instalaciones y acabados. Este

reglamento, de carácter más definitivo, deberá discutirse previamente entre los grupos de profesionistas — gubernamentales y privados — que hayan de aplicarlo. Sólo de esta manera se podrán lograr el beneficio de su experiencia y su identificación con el documento.

El reglamento de emergencia que se propone es esencialmente el de Acapulco, Gro. Se incluyen en el Apéndice las modificaciones que el reglamento requiere para adaptarse a las condiciones de El Salvador. En lugar del reglamento que se propone sería casi igualmente adecuado el correspondiente de Chile. El de Nueva Zelanda requeriría modificaciones un poco más extensas que cualquiera de estos dos. Varias copias del Apéndice, así como de la ref 17, han sido distribuidas ya entre las autoridades salvadoreñas.

Existen conceptos que definen una buena práctica de diseño estructural, que por su naturaleza especializada necesitan caer fuera de un reglamento pero que no por ello dejan de poseer gran importancia. A continuación se citarán las cuatro más sobresalientes:

1. La construcción de adobe reforzado con madera requiere que esta sea tratada. Como alternativa al empleo de adobe puede acurdirse a suelo-cemento, colado en muros con forma de U, E o L y tramos máximos de unos 3m. Es desastrosa la combinación de muros contruidos con cualquiera de estos materiales y un techo excesivamente pesado, de tierra apisonada, como se acostumbra en Chile. Este tipo de habitación ha causado innumerables muertes, sobretodo en zonas sísmicas de clima desértico o semidesértico, en que un techo de gran espesor desempeña las funciones de aislante térmico (18, 19, 20). El techo debe a toda costa conservarse ligero como es usual en extensas zonas de México y El Salvador.
2. En columnas no zunchadas es generalmente aconsejable reducir a la mitad la separación de los estribos cerca de ambos extremos, o al menos del superior, para permitir grandes deformaciones plásticas y a la vez compensar la menor resistencia en compresión que caracteriza al concreto en esa zona.
3. Si la resistencia de un edificio a las cargas laterales que probablemente obren en él es excesiva en unos niveles o en unos grados de libertad, el resto debe diseñarse de modo que sea capaz de grandes deformaciones inelásticas.
4. Para prever aceleraciones verticales apreciables, que pueden presentarse ante sismos de foco más profundo que el de este temblor, conviene diseñar las co-



lumnas de concreto de tal manera que su refuerzo vertical sea capaz de tomar una tensión no menor que (por ejemplo) 25% de la carga axial estática que recibe la columna.

Medición de periodos naturales de edificios en San Salvador

Se han aducido diversas razones que justifican el empleo de instrumentos muy sensibles de alto costo y personal especializado para la medición de periodos naturales de vibración de edificios y otras construcciones, en países que desde hace tiempo se preocupan por enfrentarse a los problemas asociados a la sismicidad.

En primer término, el periodo fundamental de una estructura es el parámetro que por sí solo define con mayor extensión las propiedades dinámicas de una combinación, en general compleja, de masas y rigideces.

La importancia de los periodos de vibración se refleja en los métodos de diseño sísmico, que consideran la naturaleza dinámica de la excitación y son por tanto más racionales que la equivalencia estática usual. Estos métodos exigen para su empleo el conocimiento, con la mejor aproximación posible, de los periodos que tendrá la estructura terminada (17). Es entonces indispensable adquirir esta experiencia realizando mediciones en edificios ya construidos y estableciendo correlaciones con características físicas como dimensiones, número de pisos, etc. Es decir, se diseña para resistir adecuadamente las sollicitaciones impuestas por un cierto temblor en el lugar en cuestión. Una vez concluida la estructura la medición de sus periodos naturales hace posible juzgar la validez de las múltiples hipótesis simplificadoras que necesariamente han intervenido en el cálculo, mediante la comparación de aquellos valores con los obtenidos del análisis. Esta "reconciliación" entre periodos medidos y calculados plantea con frecuencia más dudas de las que resuelve, sobre todo en estructuras de concreto, en las cuales el módulo de elasticidad efectivo difícilmente puede determinarse con la precisión requerida y el agrietamiento originado por diversas causas en trabes y columnas conduce a serias dudas en cuanto al valor del momento de inercia respectivo. A pesar de estas incógnitas y de las que añaden otros factores como la interacción de suelo y estructura, se llega en la mayoría de los casos a resultados de utilidad al ingeniero, y se considera justificado el refuerzo que se dedica a este objeto ya que, por otra parte, el comportamiento de una construcción sujeta a sismo, dependerá indudablemente de sus periodos naturales.

Hay quizá una razón de más peso que las anteriores para insistir en la acumulación de los datos experimentales mencionados. Se cita con frecuencia en la literatura (21, p. 359; 22, p. 273; 23, p. 233; 24, p. 2) el incremento en el periodo fundamental que se ha observado en edificios después de ocurrir un temblor. Aunque se acepta que no puede llegarse aún a conclusiones definitivas, se pretende que una diferencia importante entre los periodos medidos antes y después de un sismo puedan



revelar daños estructurales ocultos (22), que lleguen a afectar la capacidad de la estructura para resistir temblores en el futuro. O sea, se considera que durante el temblor se elimina una cierta contribución a la rigidez (20), e implícitamente a la capacidad de absorber energía, y el periodo fundamental se alarga en consecuencia.

A este respecto debe admitirse que el panorama se muestra actualmente confuso, debido principalmente a que no se han establecido aún los objetivos de esta clase de estudios. Por ejemplo, no se sabe en qué proporción puede aumentar el periodo fundamental para diferentes tipos de edificios antes de que se vea comprometida su seguridad. Se han observado casos en que después de un temblor de mediana intensidad, un aumento de 50 por ciento en el periodo fundamental prácticamente desaparece al restituir con aplanado de yeso la conexión, a través de una holgura, entre muros divisorios y estructura.

La apreciación más justa que permite el conocimiento actual lleva a la conclusión de que, si bien no se obtienen todos los beneficios deseables de la medición de periodos en estructuras, los que se han mencionado como faltantes quizás no estén lejanos, siempre que se continúe estudiando el problema cuando menos con un ritmo semejante al más reciente. Destaca pues la importancia de medir periodos en edificios para discernir la precisión de los métodos de diseño empleados. En este aspecto se continúa trabajando activamente.

En vista de las consideraciones anteriores y con el objetivo adicional de adquirir alguna experiencia relativa a la variación que experimentan los periodos fundamentales al ser reforzados edificios que acusaban muy variable nivel de daños, el Instituto de Ingeniería de la UNAM obtuvo los registros necesarios de los edificios más conspicuos de San Salvador. Se empleó un sismógrafo portátil Sprengnether, No. 2694 que registra en papel fotográfico tres componentes ortogonales de desplazamiento con una amplificación estática nominal de 300 a 600. Este instrumento opera con baterías e imprime líneas transversales a todo lo ancho del registro cada 0.20 seg, con aproximación mejor que 1%. En la fig 42 se presenta un registro típico.

Las constantes del aparato son:

Periodo del péndulo transversal	2.0 seg
Periodo del péndulo longitudinal	2.0 seg
Periodo del péndulo vertical	1.5 seg
Amortiguamiento (las 3 componentes)	0.55 del crítico

Observaciones. Como una aproximación tosca al valor del periodo fundamental se ha llegado a la fórmula empírica $T = 0.1 n$ (n = número de pisos) aplicable a una parte considerable de los tipos de edificios que se construyen en California (2). Se ha encontrado que esta expresión es también de utilidad como guía general para estimar el periodo fundamental de los edificios que se construyen en México. Con esta

experiencia como antecedente se llega a las siguientes observaciones relativas a los edificios de la Tabla 1 que por sus características constructivas (estructura formada por marcos, poca influencia de muros) hubieran permitido, antes del temblor, la aplicación del criterio mencionado para estimar su período fundamental.

a. Los periodos de los edificios A-4, B-4, C-4 y P-3, son excesivamente largos, lo cual refleja la gravedad de los daños que experimentaron. Las extensas reparaciones que han sido necesarias se completarán en cierto lapso y es probable que se realicen nuevas mediciones.

b. Los edificios del grupo L, M y N presentan valores de sus periodos que revelan un nivel de daño muy inferior a los del párrafo anterior, aunque de consideración desde el punto de vista económico.

c. En cuanto a daños visibles, el edificio H presentaba claramente un caso intermedio entre los dos anteriores; sin embargo, los periodos medidos no llevan a conclusiones definitivas.

d. Los periodos indicados en la Tabla 1 para el edificio E, tienen poco significado por varias razones. Los daños en muros fueron de tal manera extensos y tan considerable el número de columnas materialmente aplastadas en su parte superior (lo que originó una cantidad apreciable de superficies friccionantes adicionales para pequeñas amplitudes de movimiento), que la rigidez original del edificio pudo haberse alterado completamente, en exceso o en defecto, cambios estos asociados a una casi total pérdida de resistencia ante cargas laterales.

e. Los edificios K-5, I-10, U-10 y V-11 acusan una rigidez muy superior a la usual en México y, en términos generales, recuerda la que comúnmente se asocia a la práctica chilena (25). El K-5 sufrió daños considerables, principalmente por aplastamiento de varias columnas en la parte superior del primer entresquejo, como se ha señalado anteriormente, por lo que la rigidez original se estima considerablemente mayor que la deducida de las observaciones. En los tres edificios restantes los daños visibles fueron mínimos.

f. El edificio W-13 no había sido terminado al medirse sus periodos aunque la estructura estaba completa desde la fecha del sismo. Para tomar cortante cuenta con muros de concreto, aparentemente bien distribuidos en ambas direcciones; no sufrió daños dignos de mención. Las características señaladas son compatibles con los periodos anotados en la Tabla 1.

g. La Torre del campanario es sumamente esbelta, a su altura cercana a 70m se asocia una planta cuadrada de unos 7 m por lado, lo que resulta en largos periodos.



Está constituida por ocho columnas de concreto situados en las esquinas y puntos medios de los lados, y traveses de unión entre columnas a diversos niveles. En los claros entre columnas se construyeron muros de tabique común según se progresaba en altura. Una escalera sobre rampas de concreto apoyadas en traveses de lados sucesivos lleva hasta la primera losa del campanario, en la cual se colocó el sismógrafo portátil.

Esta torre no sufrió ni el menor daño, a pesar de que en el lado oeste cuenta con dos celosías de material muy frágil y poco resistente.

La falta casi total de viento al realizar las mediciones produjo mínimas amplitudes de registro, de difícil utilización. Se optó entonces por excitar la estructura, alternativa o simultáneamente en sus modos fundamentales en direcciones paralelas a los lados, mediante el balanceo del cuerpo del observador y un acompañante. Este método ha sido propuesto por Hudson, Keightley y Nielsen (23) y el resultado puede apreciarse en la fig 43.

Se estimaba que con una amplificación nominal de 300 (única disponible para este tipo de prueba) solo sería posible excitar la oscilación de estructuras sumamente flexibles como la que nos ocupa. Sin embargo, el método descrito hizo posible el registro que se muestra en la fig 44, correspondiente al edificio W-13, mencionado en párrafos anteriores (f). En esta forma se dedujeron los siguientes valores del amortiguamiento asociado a amplitudes reducidas de los modos fundamentales

Edificio	Amortiguamiento (% del crítico)		Orientación longitudinal
	Longitudinal	Transversal	
W - 13	1.9	0.7	E - W
Campanario	1.1	0.6	E - W

h. En términos generales el sismo de mayo 3 en San Salvador ocasionó mayores daños en estructuras de corto periodo, como podía haberse previsto dadas las condiciones de distancia epicentral y profundidad de foco que concurrieron (ver ref 19, p. 66).

Conclusiones

Sólo se resumen a continuación las principales conclusiones derivadas en el presente informe.

1. Características del movimiento. En la zona norte de la ciudad el movimiento fue probablemente, en esencia, un impulso único en un solo sentido. La aceleración máxima del terreno fue del orden de 0.5 a 0.8 veces la gravedad. La velocidad máxima del terreno fue del orden de 65 cm/seg. La intensidad que puede deducirse de fórmulas empíricas a partir de datos de magnitud y distancia es excesiva por contener dichas fórmulas una potencia negativa de la distancia focal. La intensidad que puede deducirse de la velocidad máxima del terreno también es excesiva por tratarse en este caso de un movimiento excepcionalmente breve. Hacia el centro de la ciudad es posible que el movimiento haya sido más complicado, con componentes apreciables en todas direcciones, volviendo a simplificarse donde aflora roca, en el sur de la ciudad. En la estación sísmológica la velocidad máxima del terreno fue del orden de 14 cm/seg y la aceleración máxima de 0.4 veces la gravedad. No se encontró evidencia de aceleraciones verticales de consideración.

2. Regionalización e instrumentos. Sería muy deseable disponer de mapas de microrregionalización, que reflejaran las características dinámicas del suelo, al menos en los principales centros urbanos y sus alrededores. La escasez de datos disponibles impide su elaboración inmediata, motivo por el cual es aconsejable la instalación de un número reducido de acelerógrafos para registro de movimientos intensos, complementados con un extenso número de sismoscopios de bajo costo estratégicamente situados. Las deducciones derivadas de los registros que de allí se obtengan deberán cotejarse contra los resultados de pruebas de laboratorio en especímenes inalterados provenientes de un número limitado de sondeos continuos y con los resultados de pruebas de penetración estándar practicadas en puntos representativos.

Mientras se realiza este proyecto sólo cabe el aumento local de intensidad en suelos especialmente desfavorables como se señaló anteriormente.

3. Temblores futuros. Son de esperarse tanto movimientos cualitativamente semejantes al del 3 de mayo como otros, de foco más profundo, asociados a la fosa del Pacífico, y de características más cercanas a los típicos de la costa occidental de Norteamérica. Los del primer grupo se caracterizan por una relativa profusión de temblores de magnitud pequeña y moderada y por enjambres de sismos. Las aceleraciones verticales de los temblores del segundo grupo pueden ser importantes y además estos temblores pueden excitar periodos de vibración más largos que los del primero.

4. Efectos en construcciones. La mayor parte de las pérdidas de vidas ocurrió por colapso de casas de bahareque. El comportamiento de las construcciones de este material fue en general satisfactorio; sólo falló cuando se conjugaron tres factores: la madera ya estaba podrida, el suelo de cimentación era arena suelta y se hallaba en la zona de máxima intensidad.

En estructuras de concreto reforzado la mayoría de los daños importantes obedeció a que se diseñaron con iguales secciones y armados los marcos paralelos en-

tre sin ignorando diferencias en solicitaciones, a que se despreciaron en el análisis los muros de mampostería ligados a los marcos y a que no se dejaron holguras amplias en juntas de construcción. Ambos factores causaron torsiones imprevistas, y el segundo originó choques. Los muros que no llegaban al techo de una planta rigidizaron pronunciadamente las columnas a las que iban ligados y las hicieron tomar fuerza cortante excesiva. Algunos muros ligados a estructuras relativamente flexibles sufrieron agrietamiento por carecer de la resistencia necesaria.

Contribuyeron también el uso de coeficientes sísmicos demasiado pequeños para estructuras rígidas; concentraciones de rigidez ignoradas en el análisis; exceso de resistencia en ciertos niveles; escasez de refuerzo transversal en columnas; anclajes insuficientes; empleo de materiales defectuosos, y detalles defectuosos de doblez del refuerzo. Excepcionalmente se presentó efecto de chicoteo. Hubo además unos cuantos casos excepcionales que se describen en el cuerpo del informe.

Abundan las estructuras de todos tipos cuyo comportamiento fue plenamente satisfactorio.

5. Efectos en suelos. En arenas sueltas no cementadas y en rellenos artificiales no compactados hubo hundimientos diferenciales apreciables. Se presentaron fallas de la capa vegetal, formándose zanjas al caer dicho estrato en una cavidad originada por compactación de arena muy suelta / quizás por tubificación.

6. Periodos de edificios. Los periodos revelan que la rigidez de algunos edificios es notablemente superior a la de edificios que se construyen en México y en la costa oeste de Estados Unidos. Los valores respectivos son comparables a los usuales en Chile.

Los valores obtenidos para el amortiguamiento son muy bajos y concuerdan con los citados en la literatura reciente.

En contra de la extendida opinión de que una mayor duración del sismo hubiera sido desastrosa para edificios que resultaron con graves daños, se considera que los aumentos en los periodos correspondientes actuaron a favor de esos edificios al alejarlos de la zona de máximas ordenadas espectrales.

Los resultados obtenidos se consignan en la Tabla 1

Tabla 1

Edificio	No. pisos	Periodo fundamental, seg		Orientación longitudinal
		Longitudinal	Transversal	
A	4	0.74	0.52	E-W
B	4	0.79	0.54	E-W
C	4	0.64	0.51	E-W
E ₁	3	0.35	0.18	E-W
H	6	0.64	0.72	E-W
I	10	0.54	0.44	E-W
K	5	0.39	0.46	E-W
L ₁	5	0.62	0.49	E-W
L ₂	5	0.62	0.48	E-W
M ₁	5	0.57	0.34	E-W
M ₂	5	0.56	0.40	E-W
N	7	0.78	0.66	E-W
O	7	0.50	0.40	E-W
P	3	0.60	0.62	E-W
U	10	0.45	0.60	E-W
V	11	0.30	0.53	N-S
W	13	0.96	0.86	E-W
Campanario (h 70 m)		1.55	1.62	E-W

Referencias

1. Gutenberg, B. y Richter, C. F., "Seismicity of the Earth." Princeton Univ. Press. 1949.
2. Housner, G. W., Capítulo 50 de "Shock and Vibration Handbook." Harris y Crede (ed.) McGraw-Hill, 1961.
3. Richter, C. F., "Elementary seismology." W. H. Freeman Co. San Francisco, 1958.
4. Lomnitz, C. "Informe preliminar a UNESCO" (Misión UNESCO a El Salvador).
5. Knudson, C. F., "Preliminary report, earthquake reconnaissance mission." May 30, 1965. (Misión UNESCO a El Salvador).
6. Gzovsky, M. V., "Tectonophysics and earthquake forecasting," Bull. Seismol. Soc. of America, Vol. 52, No. 3 (julio 1962), 485-506.
7. Esteva, L., "Regionalización sísmica de la República Mexicana," Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol. 1, No. 1 (junio 1963) pp. 31-35.
8. Boletines del Servicio Sismológico de El Salvador.
9. Comunicaciones del Instituto Tropical de Investigaciones Científicas de El Salvador.
10. Esteva, L., y Rosenblueth, E., "Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes." Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago de Chile (1963). Boletín, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol. 2, No. 1 (1964), pp. 1-18.
11. Richter, C. F., "Seismic regionalization." Bull. Seism. Soc. of America, Vol. 49, No. 2 (abril 1959) pp. 123-162.
12. Ulrich, F. P., "Report on seismological work in El Salvador," (mayo 21-25, 1946), Internal report to U. S. Coast and Geodetic Survey.
13. Ambraseys, N. N., Discusión en la penúltima sesión del Tercer Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Zelandia (1965).

14. Housner, G. W., "Properties of strong ground motion earthquakes," Bull. Seism. Soc. of America, Vol. 45 (1955), pp. 197-218.
15. Housner, G. W., "Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault," Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelandia (1965).
16. Fiedler, G., "Reporte sobre el terremoto de San Salvador del 3 de mayo de 1965. (Misión UNESCO a El Salvador).
17. Rosenblueth, E., y Esteve, L., "Folleto complementario. Diseño sísmico de edificios," Proyecto de Reglamento de las Construcciones en el D. F. Ediciones Ingeniería (1962).
18. Minami, J. K., "Relocation and reconstruction of the town of Barce, Cyrenaica, Libya, damaged by the earthquake of 21 February, 1963," Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelandia, 1965.
19. Ambraseys, N. N., "The Buyin-Zara (Irán) earthquake of September, 1962: A field report," Bull. Seism. Soc. of America, Vol. 53 (1963)
20. American Iron and Steel Institute, "The Agadir, Morocco earthquake of February 29, 1960. New York, 1962.
21. Cloud, W. K., "Period measurements of structures in Chile." Bull. Seism. Soc. of America, Vol. 53 (1963).
22. Blume, J. A., Newmark, N. M. y Corning, L. H., "Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions," Portland Cement Association, 1961.
23. Hudson, D. E., Keightley, W. O. y Nielsen, N. N., "A new method for the measurement of the natural periods of buildings," Bull. Seism. Soc. of America, Vol. 54 (1964).
24. Housner, G. W., "The significance of the natural periods of vibration of structures." Primeras Jornadas Argentinas de Ingeniería Antisísmica. San Juan, Argentina, abril 1962.
25. Baeza, M., "Determinación experimental de periodos de oscilación de edificios de hormigón armado," Revista IDIEM, Vol. 2, No. 1, abril 1963.

APENDICE

Recomendaciones para diseño sísmico en El Salvador

Las presentes recomendaciones abarcan los siguientes puntos:

1. Criterios de análisis y diseño estructural ante solicitaciones sísmicas.
2. Regionalización sísmica del país.
3. Recomendaciones sobre estructuración y detalles constructivos.
4. Habitación popular.
5. Estudios a largo plazo.

A continuación se comentan los puntos anteriores

1. Criterios de análisis y diseño sísmico

Es necesario establecer oficialmente un conjunto de normas de diseño sísmico que sean adecuadas a las características de los temblores intensos que pueden ocurrir en la zona con frecuencia significativa en función de la vida económicamente útil de las estructuras que interesen. Como primera aproximación puede partirse de las Normas para diseño de construcciones en Acapulco o de las Normas Chilenas para diseño sísmico, ya que ambos códigos se encuentran entre los que se refieren a condiciones más similares a las de El Salvador.

En esta sección nos referiremos a las modificaciones que convendría hacer a las Normas de Acapulco, de las cuales se adjunta copia, para adaptarlas a las condiciones de El Salvador.

Los incisos que se citan a continuación se refieren a las citadas Normas de Acapulco.

Inciso 2. Clasificación de edificios

En la descripción de la estructuración tipo 2 debe eliminarse la restricción de que cada marco deba ser capaz de soportar el 25 por ciento de la fuerza cortante, por lo menos.

Inciso 4. Coeficiente para diseño sísmico

La Tabla 1 debe sustituirse por la siguiente, que hace referencia a las zonas en

que se propone dividir el país para fines de diseño sísmico. Estas zonas se indican en el mapa de regionalización que se adjunta (fig 4).

VALORES DE C

tipo de estructura	zona I	zona II
1	0.12	0.06
2	0.24	0.12
3	0.30	0.15

Inciso 16. Refuerzo de estructuras dañadas

Debe alterarse el último párrafo, relativo a la necesidad de conseguir licencia previa para reparación de daños refiriéndose a las dependencias oficiales que procedan, en vez de las que ahí se mencionan.

Inciso 19. Intrumentos

Debe modificarse a juicio de las dependencias oficiales que procedan, quienes deberán tener en cuenta la conveniencia de contar con registros adecuados que sirvan de base a procedimientos de diseño más acordes con las características locales de los temblores.

2. Regionalización sísmica del país

Se adjunta mapa de regionalización. Se definen dos zonas, I y II, para las cuales la intensidad de diseño es VIII a IX y VII a VIII respectivamente, en la escala modificada de Mercalli. La conversión de estas intensidades en espectros de diseño se llevó a cabo teniendo en cuenta correlaciones existentes entre los parámetros de interés y las características de los temblores intensos que ocurren en El Salvador. La regionalización que se propone se refiere a los efectos de temblores en construcciones desplantadas sobre terreno firme (conglomerados, arcillas duras, material granular compacto); es conveniente considerar intensidades mayores en lugares con terreno suelto o compresible.

3. Recomendaciones sobre estructuración y detalles constructivos

Los objetivos de un reglamento adecuado de diseño se logran con mayor plenitud, si va acompañado de una consideración seria por parte del diseñador de la impor-

tancia de los diversos parámetros y de la significancia de cada especificación. Teniendo en cuenta que existen elementos de buen juicio y experiencia que no pueden citarse de manera explícita en los reglamentos, se preparó, en relación con el Reglamento de Diseño sísmico del Distrito Federal de México, un folleto complementario que incluye un conjunto de recomendaciones sobre estructuración (cap. 6) y un comentario al reglamento (Apéndice) (ref 17).

4. Habitación popular

Sería antieconómico e impráctico, si no imposible, tratar de lograr que las viviendas populares cumplieren con los requisitos de un código de diseño sísmico como el que se propone. Sin embargo, pueden disminuirse considerablemente los daños si se fomenta la construcción de vivienda popular que aproveche materiales económicos totalmente, pero dispuestos de manera de lograr su aprovechamiento mas eficiente. En este aspecto, mucho puede aprenderse con frecuencia de observar las prácticas constructivas en habitaciones baratas desarrolladas en zonas de escasos recursos con historia de actividad sísmica importante. En especial, cuandoquiera que se emplee bahareque la madera de refuerzo debe estar tratada, de modo que su durabilidad exceda varios decenios.

5. Estudios a largo plazo

En toda zona sujeta a sismos es importante contar con datos fidedignos y precisos sobre los parámetros significativos para el diseño. Ello exige el establecimiento de programas de investigación local y regional sobre Sismicidad por una parte y sobre características de los materiales por otra. En relación al primer punto debe mencionarse como de primera importancia la instalación y mantenimiento de instrumentos de registro del tipo de los que proporcionan datos que son de utilidad directa al ingeniero (acelerógrafos, sismoscopios). Es indispensable también recopilar datos sobre características del terreno local y sobre el efecto que variaciones en él pueden tener en el comportamiento de estructuras.



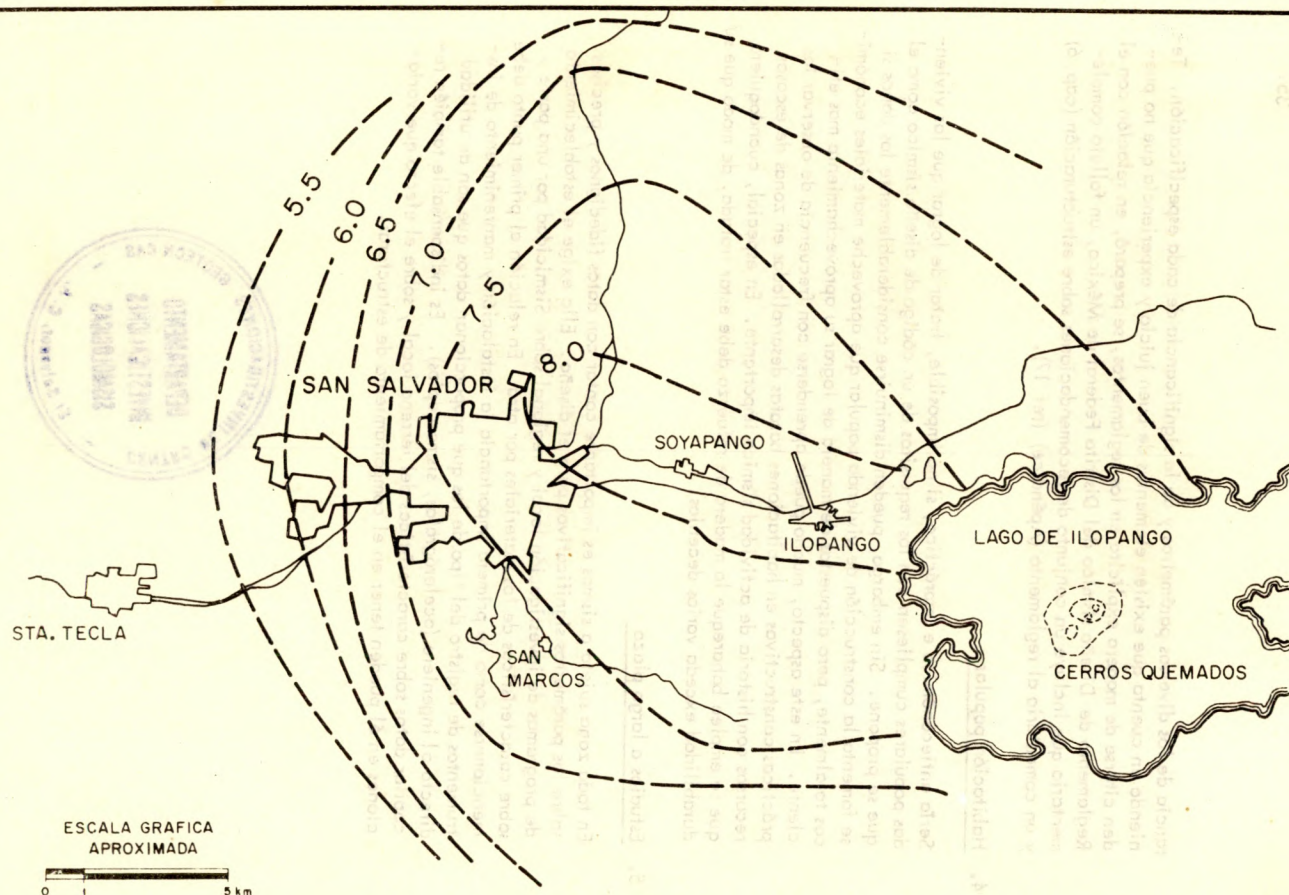


FIG.1 ISOSISTAS PRELIMINARES. SISMO DE MAYO 3, 1965

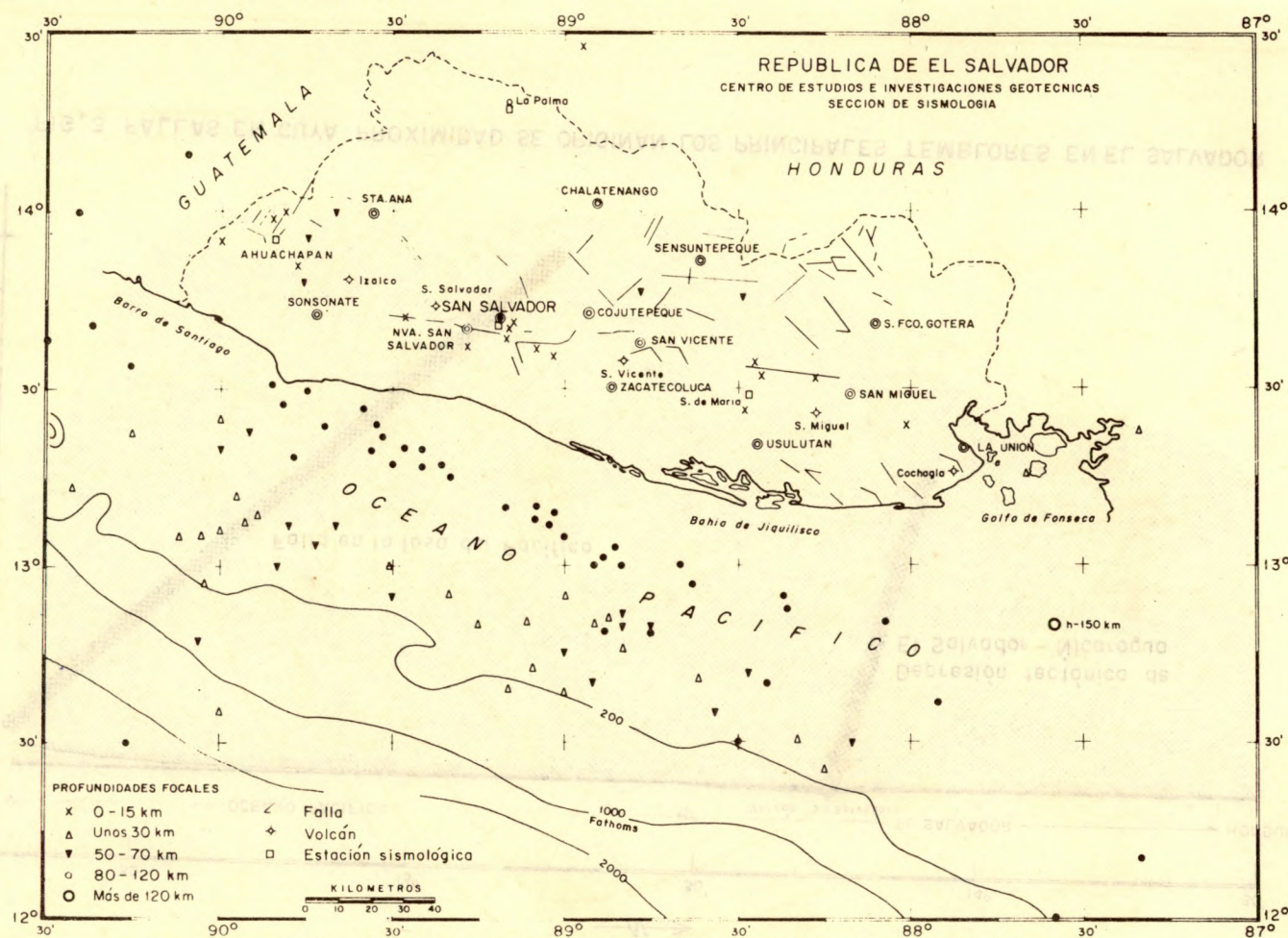


FIG.2 MAPA SISMICO DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR

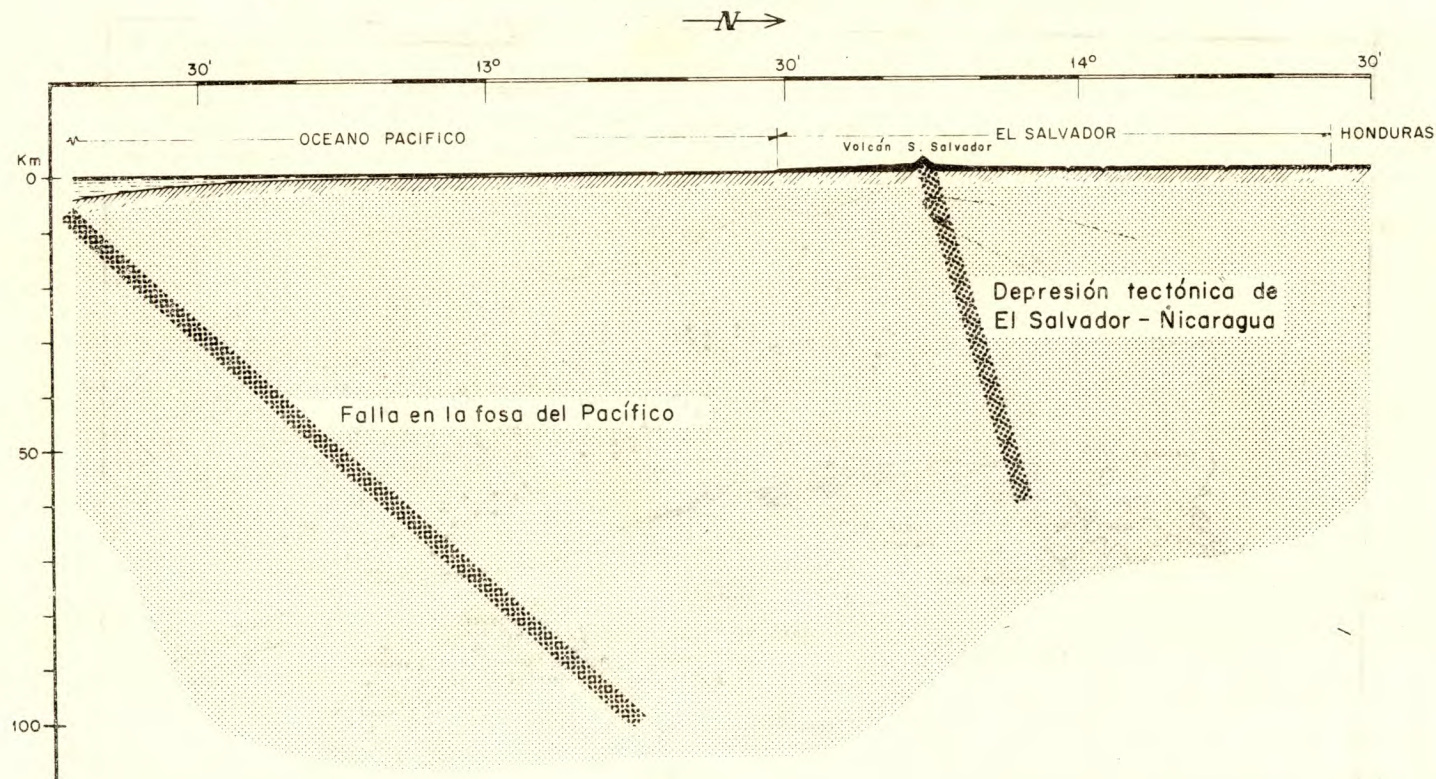


FIG.3 FALLAS EN CUYA PROXIMIDAD SE ORIGINAN LOS PRINCIPALES TEMBLORES EN EL SALVADOR



FIG.4 ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR

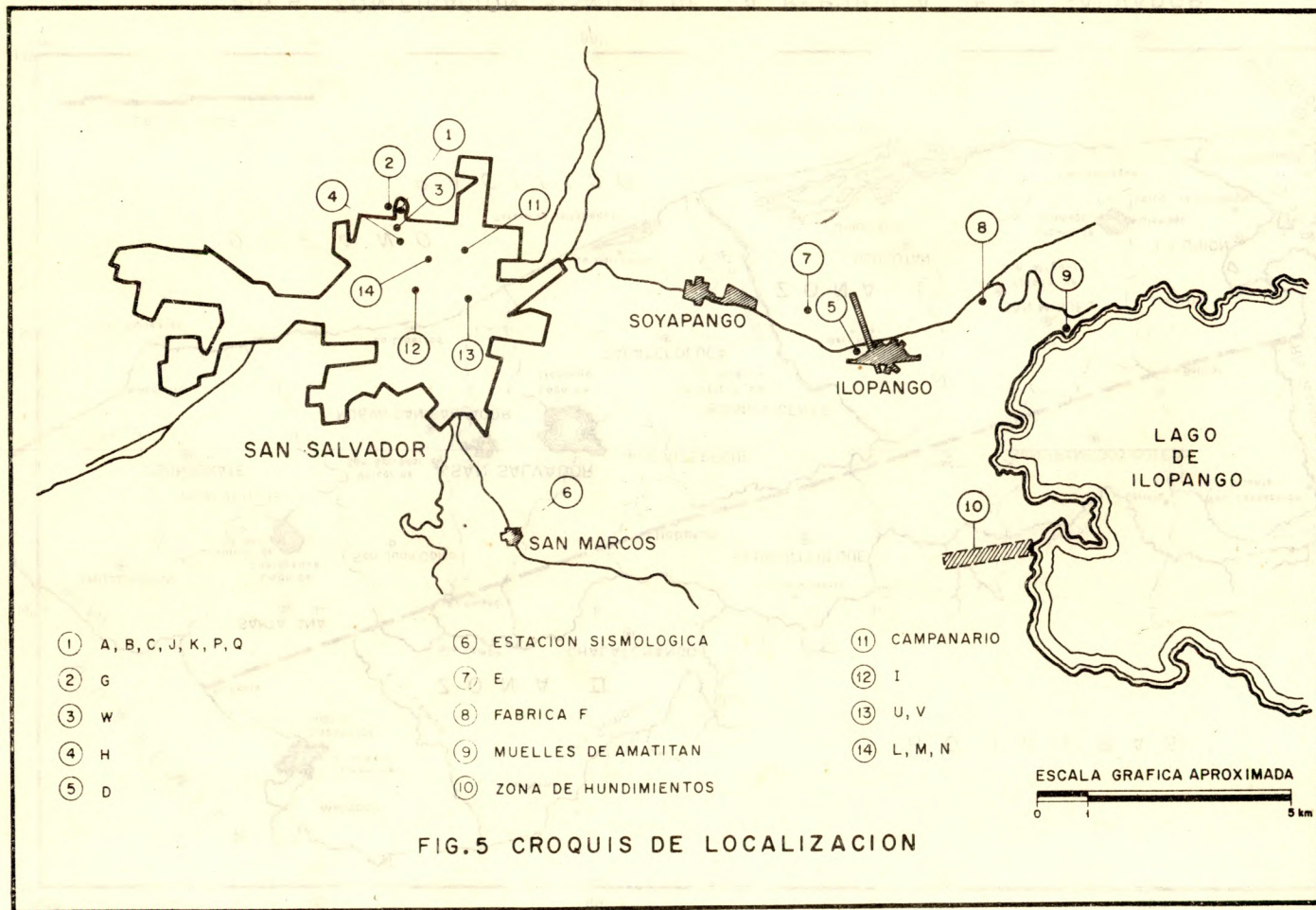




FIG. 4 ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR

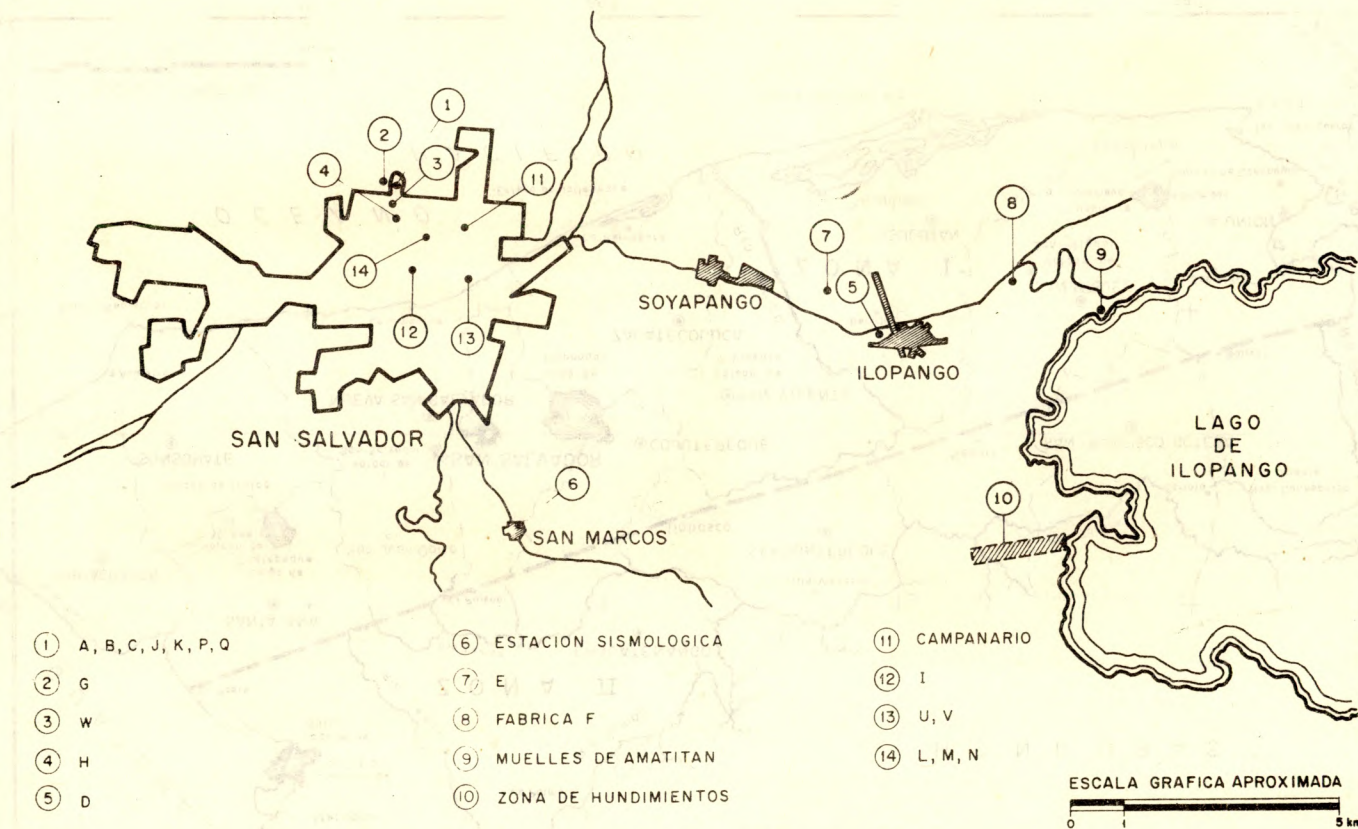


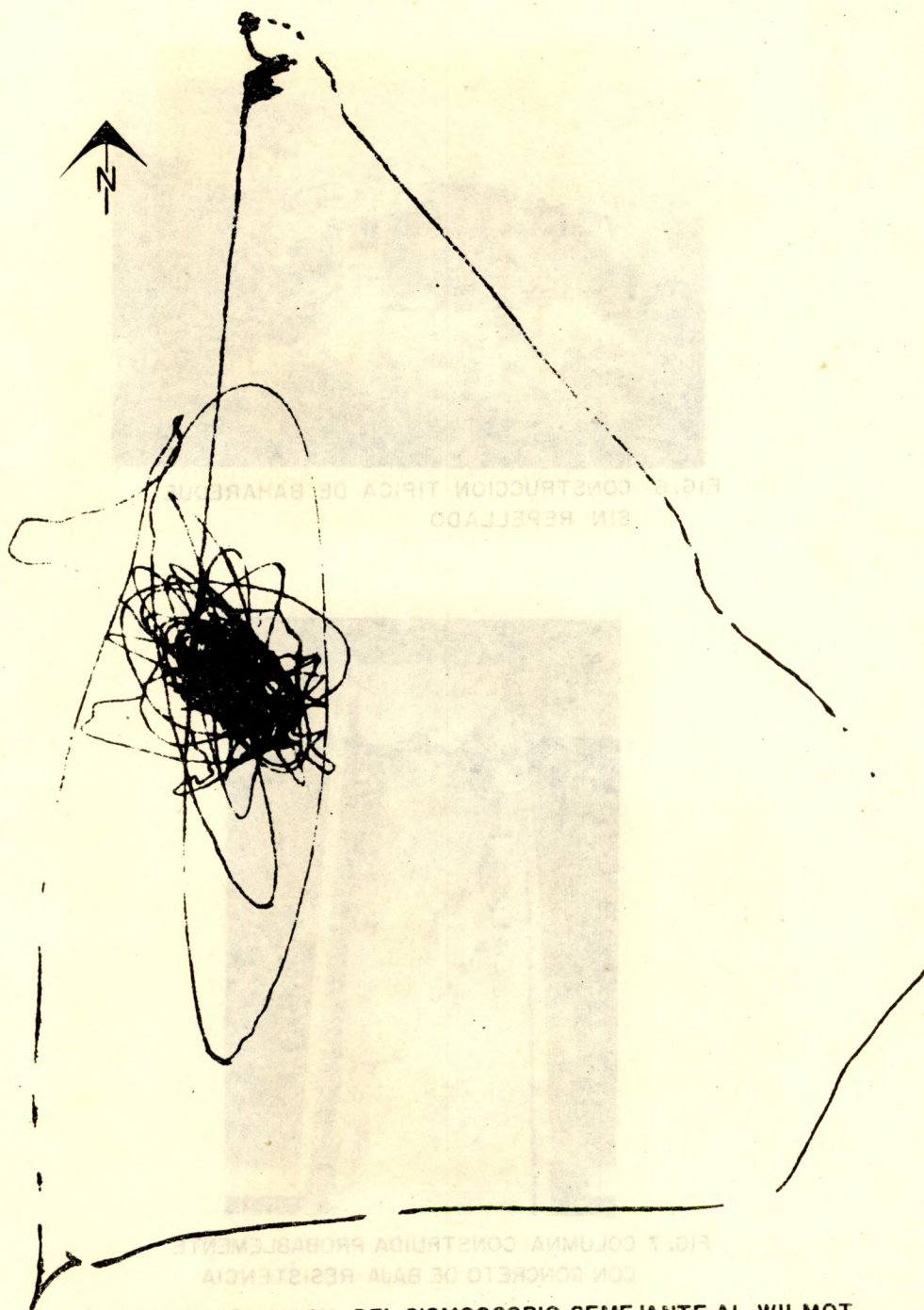
FIG.5 CROQUIS DE LOCALIZACION



FIG.6 CONSTRUCCION TIPICA DE BAHAREQUE
SIN REPELLADO



FIG.7 COLUMNA CONSTRUIDA PROBABLEMENTE
CON CONCRETO DE BAJA RESISTENCIA



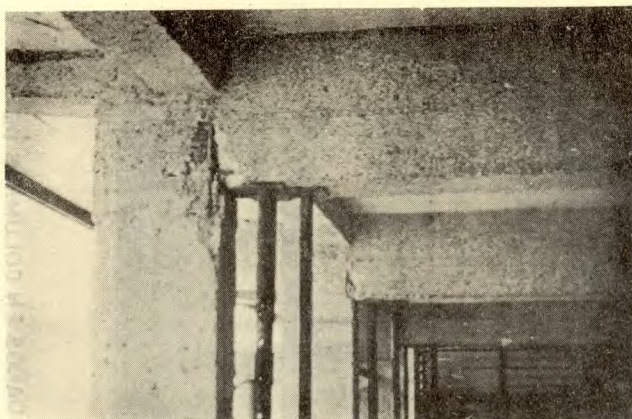


FIG. 9 AGRIETAMIENTO EN UNION VIGA-COLUMNA
DEBIDO A FALLA EN ADHERENCIA



FIG. 10 FALLA EN EDIFICIO DEL GRUPO ABC
(Observar el detalle de doblado del refuerzo)

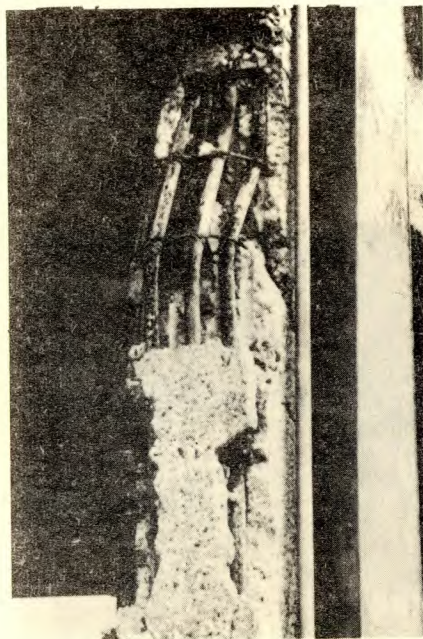


FIG. 11 FALLA EN COLUMNAS EN
PLANTA BAJA DEL EDIFICIO A-4

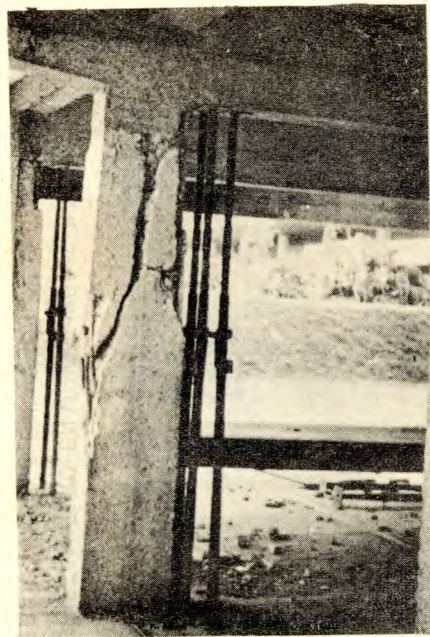


FIG. 12 DAÑOS EN COLUMNAS DE
PLANTA BAJA. APUNTALA-
MIENTO INSUFICIENTE

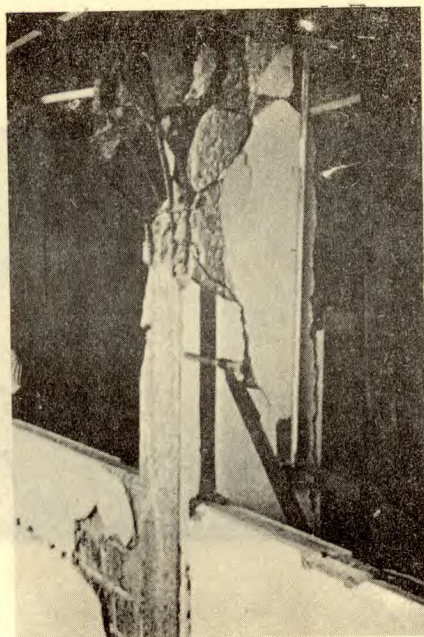


FIG. 13 FALLA POR COMPRESION DE UNA COLUMNA EN EL EDIFICIO D-2

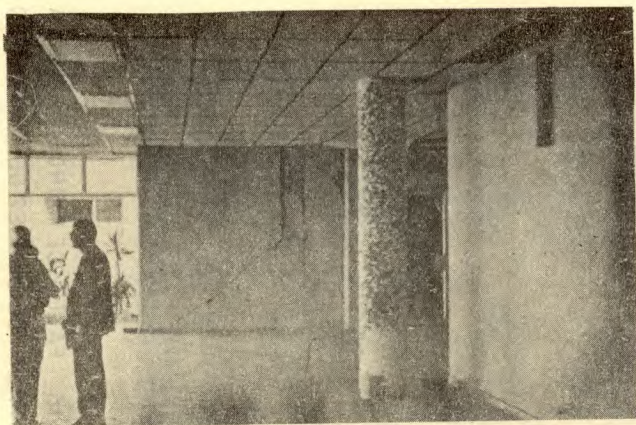


FIG. 14 AGRIETAMIENTO DE MUROS Y FALLA DE COLUMNAS POR COMPRESION EN EL EDIFICIO D-2



FIG. 15 FALLA DE MUROS DEBIDA A
FALTA DE DOBLEZ DEL REFUERZO

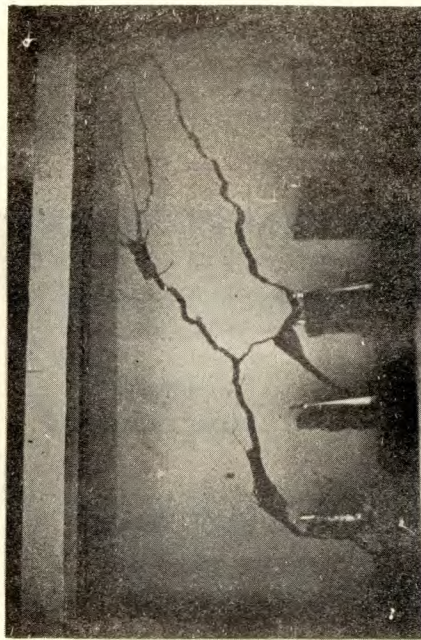


FIG. 16 AGRIETAMIENTO UNIDIRECCIONAL DE MUROS EN UNEDIFICIO
DEL GRUPO E

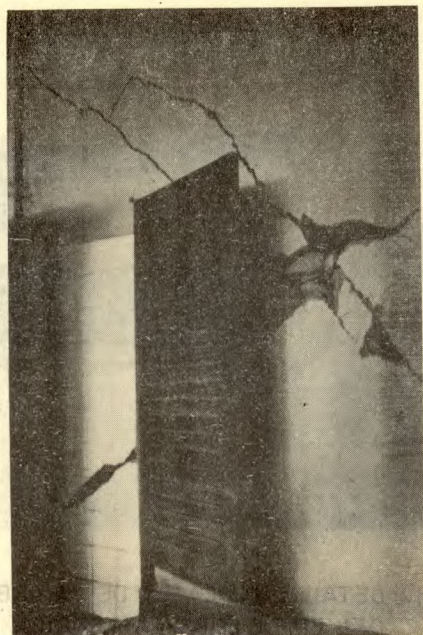


FIG. 17 MUROS DE UN EDIFICIO DEL GRUPO E
(Nótese el agrietamiento más pronunciado
en una dirección)

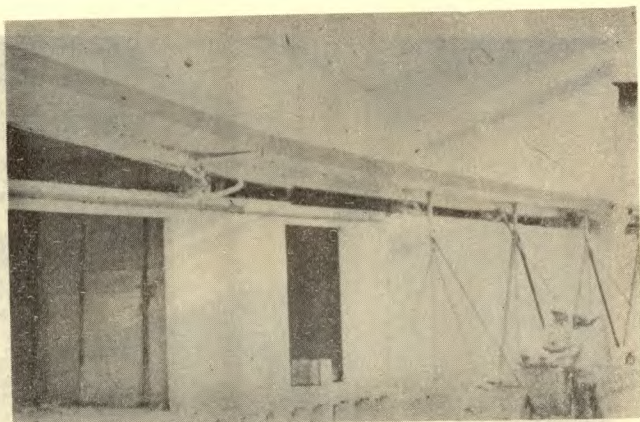


FIG. 18 FALLA EN CUBIERTA EN LA FABRICA F

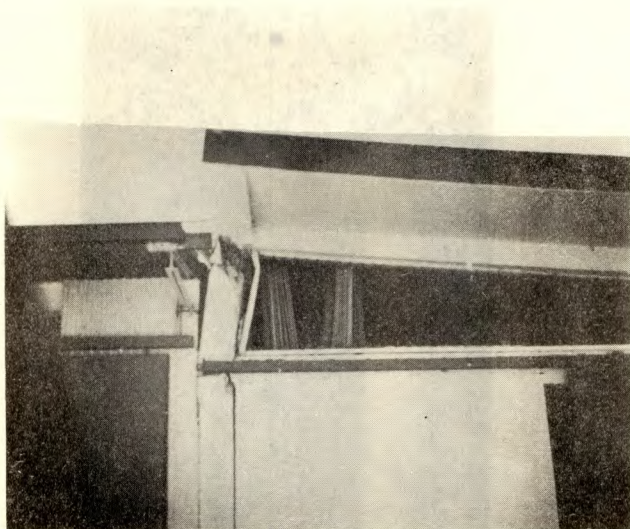


FIG.19 DETALLE DE FALLA DE LA CUBIERTA
DEL EDIFICIO DE LA FABRICA F



FIG.20 FALLA DE LA CUBIERTA DEL EDIFICIO F

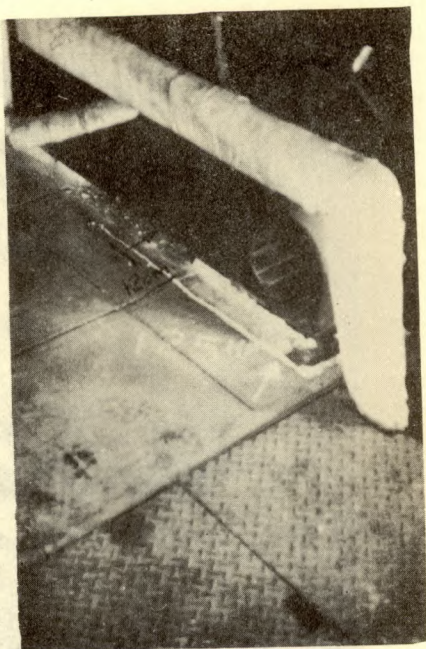


FIG. 21 DESPLAZAMIENTO DE UNA CALDERA
EN LA FABRICA F

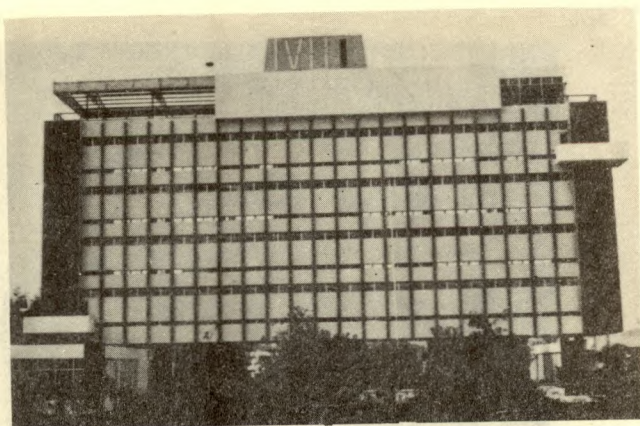


FIG. 22 EDIFICIO G-6



FIG.23 DAÑOS EN EL EDIFICIO G-6

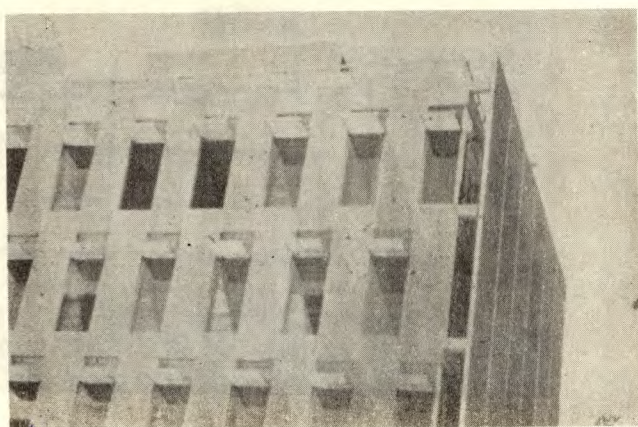


FIG.24 EDIFICIO H-6

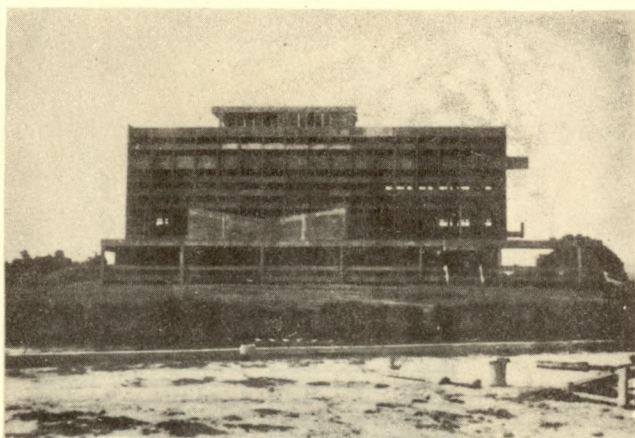


FIG.25 EDIFICIO K-5

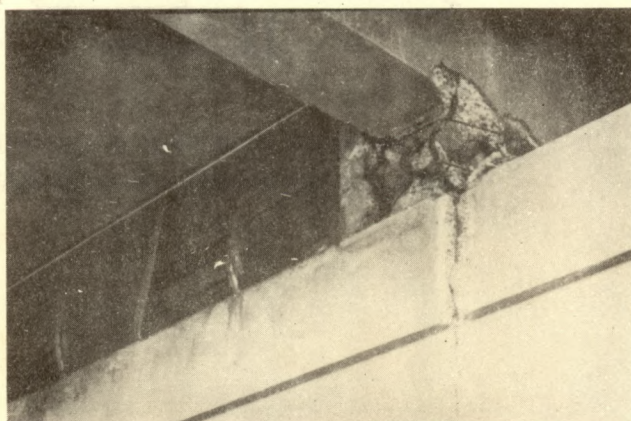


FIG.26 DAÑOS EN COLUMNAS DEL
EDIFICIO K-5



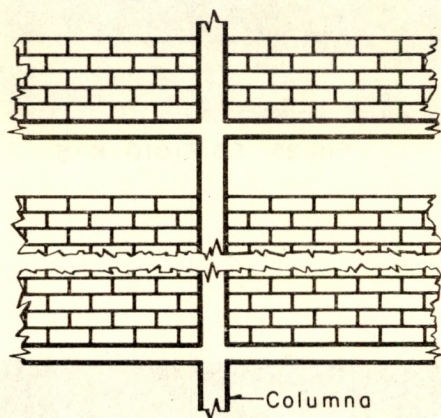


FIG.27 DETALLE CONSTRUCTIVO TIPICO
PARA LOGRAR VENTILACION CRUZADA





FIG.28 APOYO DEL TANQUE METALICO
QUE SUFRIO COLAPSO EN LA
FABRICA F



FIG. 29 FALLA POR DOBLADO Y ANCLAJE
INADECUADOS DEL REFUERZO

FIG. 29 FALLA POR DOBLADO Y ANCLAJE
INADECUADOS DEL REFUERZO

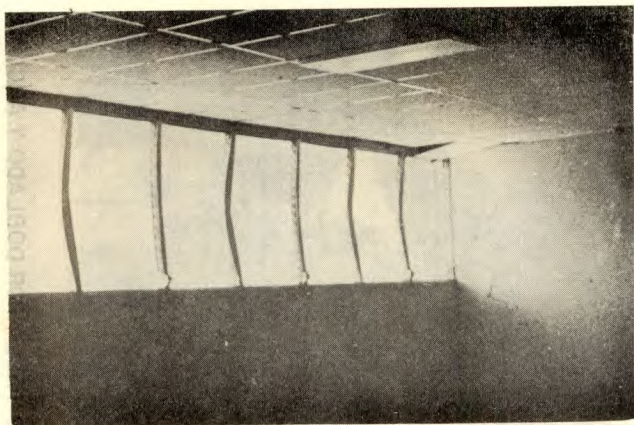


FIG. 30 PERSIANAS DE VIDRIO EN
EL EDIFICIO D-2



FIG. 31 FORMACION DE UNA ZANJA DEBIDA
A FALLA DE LA COSTRA SUPERFICIAL

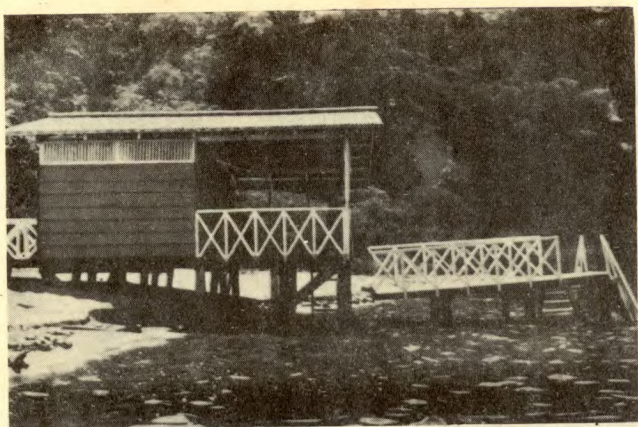


FIG.32 DAÑOS EN UN MUELLE EN EL
LAGO DE ILOPANGO DEBIDOS
A LICUACION DE LA ARENA



FIG.33 DAÑOS EN UN MUELLE DEL
LAGO ILOPANGO



FIG.34 GRIETAS A ORILLAS DEL
LAGO ILOPANGO



FIG.35 ARENA FINA EMERGIDA
A ORILLAS DEL LAGO
ILOPANGO



FIG.36

FIG.36 AGRIETAMIENTO DE LA PISTA DEL
AEROPUERTO DE ILOPANGO



FIG.37 AGRIETAMIENTO DEL TERRENO EN
EL INTERIOR DEL EDIFICIO E

FIG.37 AGRIETAMIENTO DEL TERRENO



FIG.38 AGRIETAMIENTO DEL TERRENO EN
EL INTERIOR DEL EDIFICIO F



FIG.39 GRIETA EN PAVIMENTO

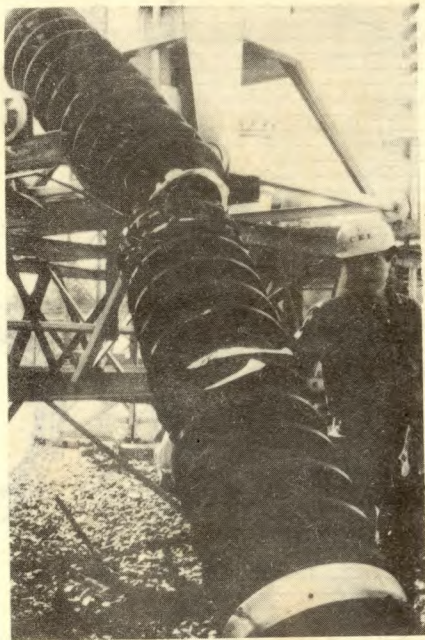


FIG.40 FALLA DE AISLADORES EN LA
ESTACION DE SOYAPANGO

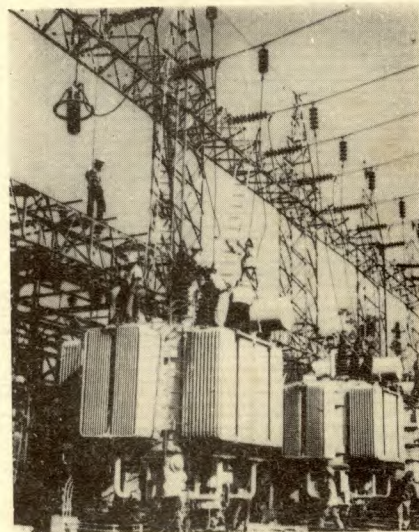


FIG. 41 FALLA DE PARARRAYOS EN LA
ESTACION DE SOYAPANGO

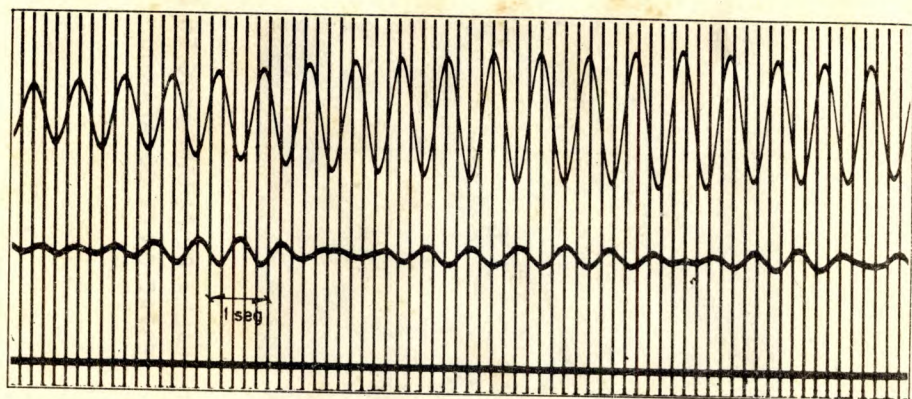


FIG. 42 REGISTRO TÍPICO OBTENIDO CON SISMOGRAFO PORTÁTIL

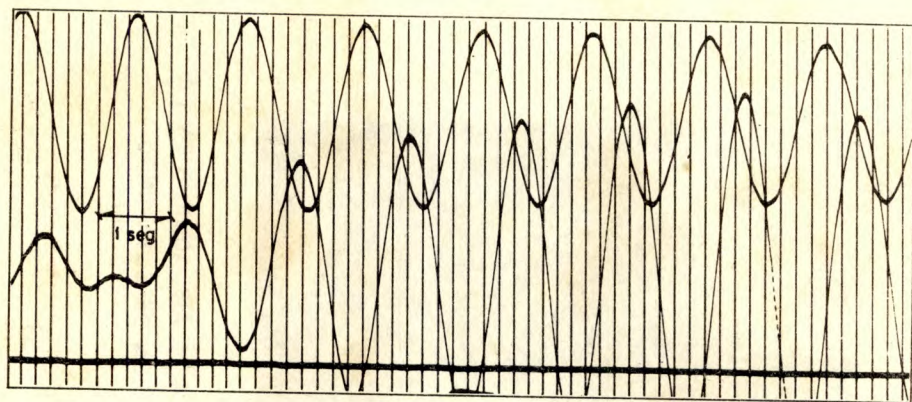


FIG. 43 OSCILACION EXCITADA POR UNA PERSONA EN EL CAMPANARIO

