Fig. 27.—VISTA DE UN COMPLEJO HOSPITALARIO FORMADO POR UNA TORRE DE 11 PISOS (PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO CON PANTALLAS DE CORTE ACOPLADAS) QUE RESISTIÓ EL TERREMOTO DE S. SALVADOR DE 1986, Y UN ANEXO DE 3 PISOS (PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO) QUE NO RESISTIÓ [26]

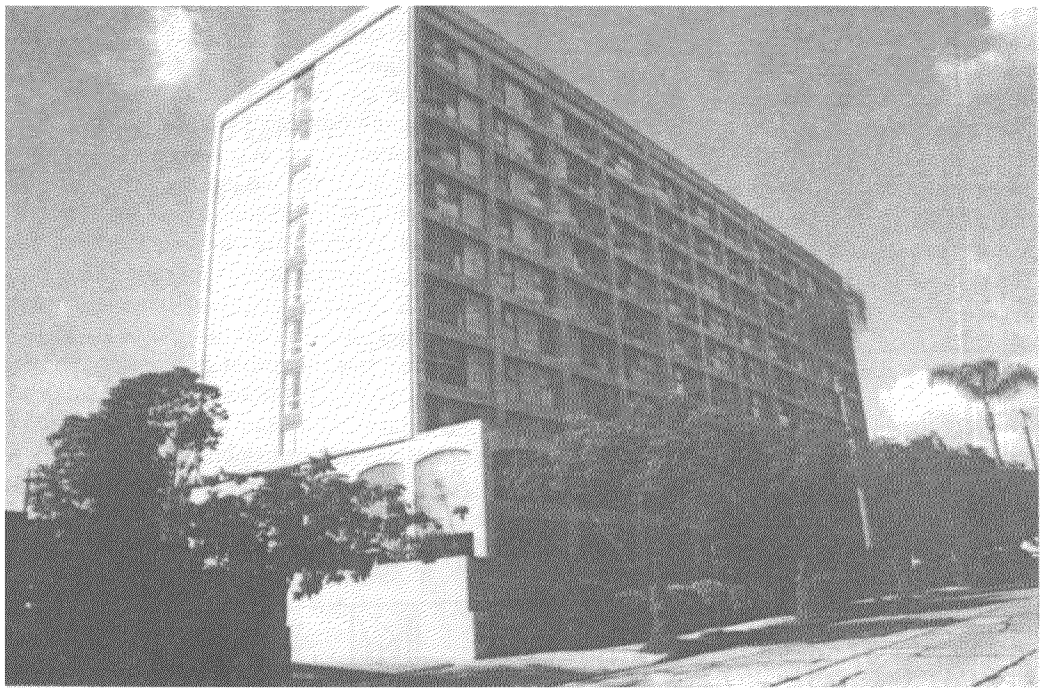
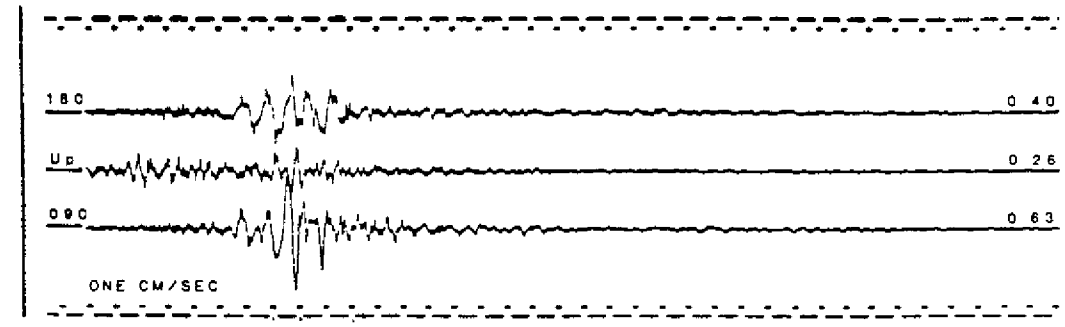


Fig. 28—VISTA GENERAL DEL EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 10 PISOS EN EL QUE SE REGISTRARON LOS ACELEROGRAMAS DE LA FIG 29

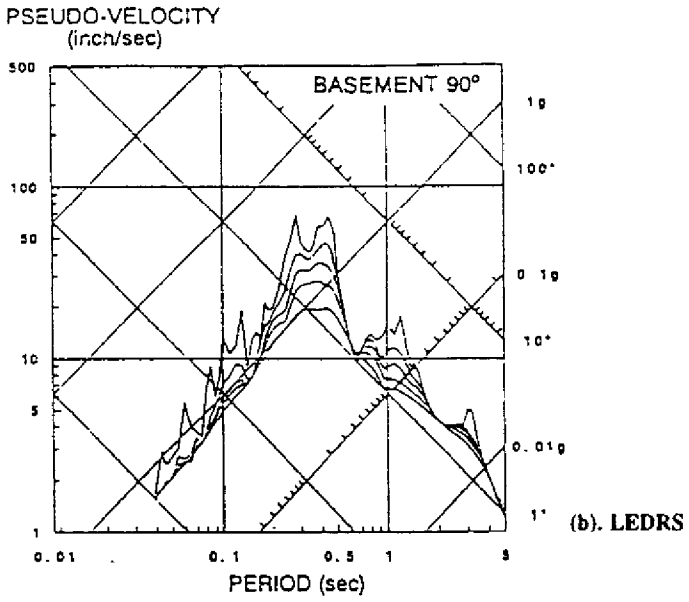
comparación con los espectros de diseño requeridos por el código (véase Fig. 10), parecería que cualquier estructura con periodo fundamental T=0,4 s debería sufrir fuertes daños. La lección reaprendida, de estos análisis de los registros y del comportamiento sísmico observado, claramente confirma una vez más que la aceleración pico y el espectro de diseño no son índices fiables para juzgar el potencial de daño de movimientos del suelo. Como se

discutirá más adelante, un análisis de la Energía de Entrada (elástica), E_I, y la Energía Histerética, E_H, de esta aceleración del suelo aparentemente muy intensa, demuestra claramente que, debido a la corta duración del movimiento fuerte del registro, inferior a cuatro segundos, estas energías son muy pequeñas y por lo tanto el potencial de daño debería ser pequeño.

Respuesta registrada en un edificio de hormigón armado de 10 pisos. El edificio de 10 pisos situado en Bright Avenue 7215 en Whittier (Fig. 28) se diseñó y construyó en 1972 según el UBC de 1970. El sistema estructural en la dirección transversal (EW), es un sistema dual de hormigón armado, compuesto por un pórtico muy flexible y pantallas de corte, diseñado para una resistencia (elástica) a cortante en la base (factorizada) de 0,073 W.



(a). ACCELEROGRAMS



(b). LEDRS

Fig. 29.—ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN EL SÓTANO DEL EDIFICIO DE LA FIG. 28 [27] (a), Y ESPECTRO DE RESPUESTA PARA LA COMPONENTE HORIZONTAL 90° (ξ = 0, 2, 5, 10 Y 20%) (b)

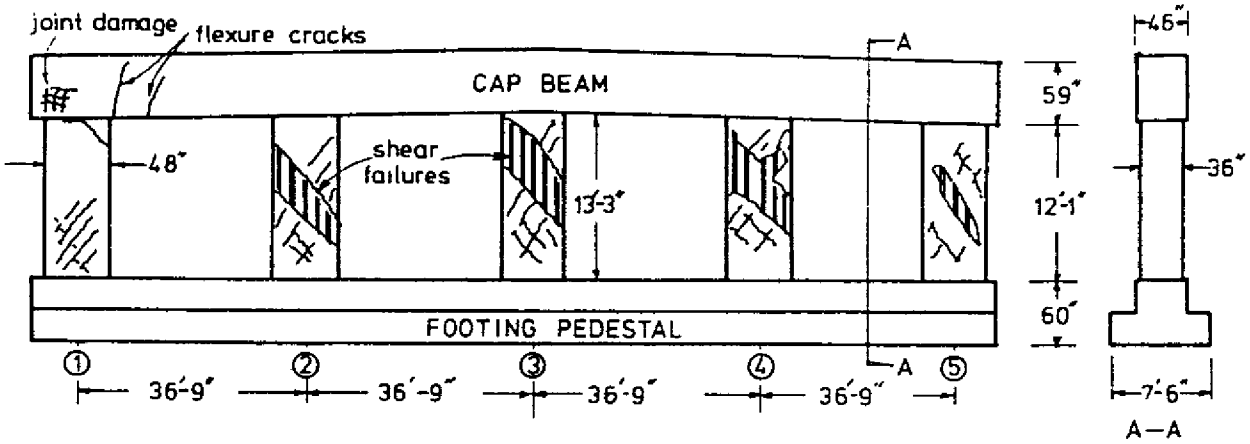


Fig. 30.—ESQUEMA DE DIMENSIONES Y DAÑOS EN LA PILA 6 DE UN PASO SUPERIOR SOBRE AUTOPISTA (Priestley [27]).

En la dirección (NS) longitudinal, el sistema estructural se compone de uno de pórticos rígidos, donde las fuerzas laterales son resistidas por el pórtico perimetral diseñado para una resistencia a cortante (factorizada) de 0,052 W. El edificio estaba instrumentado con 3 acelerógrafos analógicos SMA-1 (cada uno capaz de registrar 3 componentes de movimiento). Estos acelerógrafos estaban situados en el sótano y en los pisos quinto y décimo. La aceleración más grande se registró en el quinto piso, no en el décimo, indicando una posible fuerte participación del segundo modo traslacional. Las aceleraciones registradas indican que la estructura fue sometida a fuertes esfuerzos cortantes, considerablemente más altos que los requeridos por el UBC de 1970, que se utilizó para su diseño. En vista del poco daño que sufrió este edificio en el terremoto del 1987, parece ser que la resistencia elástica de este edificio es bastante superior a la requerida por el código según el cual fue diseñado.

Comportamiento de los puentes de autopista. Según informan Gates et al. [27], un total de 24 puentes sufrieron algún daño o algún movimiento o ambos. Sólo un puente sufrió daño moderado, que fue descrito como algunos daños significativos en los soportes de una pila (Fig. 30). Todos los soportes de la pila central sufrieron fallos a cortante. La estructura se construyó en 1964 y fue reacondicionada para movimientos sísmicos añadiendo cables de coacción longitudinales en las tres pilas en 1981. Priestley [27] describe las características estructurales y estima el nivel de respuesta lateral. La aceleración pico del suelo en el emplazamiento del puente ha sido estimada en 0,20 a 0,25 g.

Priestley concluye que el daño fue muy extenso y resaltó la necesidad de estudios detallados del comportamiento de este puente, con el fin de evaluar la necesidad de reajustes y modernizaciones de soportes en otros puentes complejos. La importancia del daño observado y las recomendaciones de Priestley se comentarán después en el contexto de la discusión sobre las lecciones aprendidas.

EL TERREMOTO DE ARMENIA DEL 7 DE DICIEMBRE DE 1988 [27, 28]. El terremoto principal, con magnitud de ondas internas m_b=6,3, magnitud de ondas superficiales M_s =6,8 y una magnitud espectral estimada M_w=6,8, ocurrió a las 11:41 de la mañana, hora local, cerca de la relativamente nueva ciudad de Spitak (alrededor de 20.000 habitantes), situada a mitad de camino entre las ciudades de Leninakan (alrededor de 290.000 habitantes) y Kirovakan (aproximadamente 170.000 habitantes), 60 km al Este de Leninakan. Este evento principal, con el foco (hipocentro) a una profundidad estimada de 15 km y duración de casi 30 segundos del movimiento fuerte, causó daños catastróficos y le siguió 4 minutos después una réplica con m_b=5,9 que causó considerables daños adicionales. El numero exacto de muertos no se conoce, informes oficiales dijeron que fueron alrededor de 28.000 (entre 25.000 y 35.000) e informes no oficiales dieron una cifra entre 45.000 y 60.000. El número de heridos se estimó en unos 130.000, de los cuales 18.000 necesitaron atención hospitalaria. También fue alta la mortalidad entre los heridos, particularmente entre aquellos que permanecieron enterrados vivos mucho tiempo. Se estimó que el número de personas que perdió su casa llegó a ser entre 500.000 y 700.000. No cabe duda que el terremoto de Armenia fue uno de los más letales de la década 1980-1990. Pero la lección más importante aprendida de este terremoto de M_s=6,8 es que la mayor parte de las pérdidas, tanto de vidas como económicas, fueron causadas por el colapso de edificios modernos. Sigue un resumen de los rasgos principales de este terremoto.

Movimientos del suelo registrados. El único registro disponible de movimientos fuertes de la zona más afectada fue el del acelerógrafo de tres componentes situado en la ciudad de Ghoukasian, a 27 km de la falla. Los registros obtenidos durante el terremoto principal y la intensa réplica 4 minutos más tarde, se digitalizaron en la Universidad de California en Berkeley [28, Cap.4] y en el Imperial College [29]. Mientras los registros digitalizados en Berkeley dan aceleraciones pico horizontales de 0,21 g en una dirección y 0,19 g en la otra, los registros digitalizados y corregidos usando filtros especiales en el Imperial College, muestran aceleraciones pico horizontales de 0,18 g para ambas componentes. Las velocidades pico para las dos componentes resultaron 14,7 y 23,7 cm/s, y los desplazamientos pico 3,2 y 6,7 cm. La Fig. 31 muestra el registro de la componente transversal horizontal de la aceleración filtrada y la velocidad y desplazamiento calculados. La frecuencia predominante de este registro es casi 3 Hz (periodo del suelo predominante T_g=0,33 s). La duración del movimiento fuerte fue inferior a 12 segundos. La aceleración pico vertical fue 0,14 g. Las aceleraciones pico horizontales de la réplica, cuatro minutos más tarde, fueron 0,16 y 0,10 g.

En la ciudad de Leninakan existían 8 estaciones. Cuatro estaciones estaban en edificios que se hundieron, y los registros no se pudieron recuperar. Las demás estaciones proporcionaron registros de sismoscospio y sismógrafo. Aunque estos registros eran de mala calidad, se estimó [28] que el movimiento debido al terremoto principal consistió en unos 50 segundos de movimiento fuerte, seguido de más de un minuto de vibración del suelo debido a la respuesta del terreno local. El movimiento de la réplica consistió en 15 a 20 segundos de fuertes sacudidas, seguido de más de 40 segundos de vibración del suelo debido a la respuesta local de éste.

La frecuencia predominante de la fase del movimento fuerte fue alrededor de 1 Hz (T_g=1 s), y la de la vibración producida localmente fue alrededor de 0,5 Hz (T_g=2). La comparación de los registros obtenidos en Ghoukasian con las estimaciones de los registros obtenidos en Leninakan, demuestra claramente que los movimientos en Leninakan duraron mucho más, y que las componentes de baja frecuencia del movimiento a nivel de roca pudieron

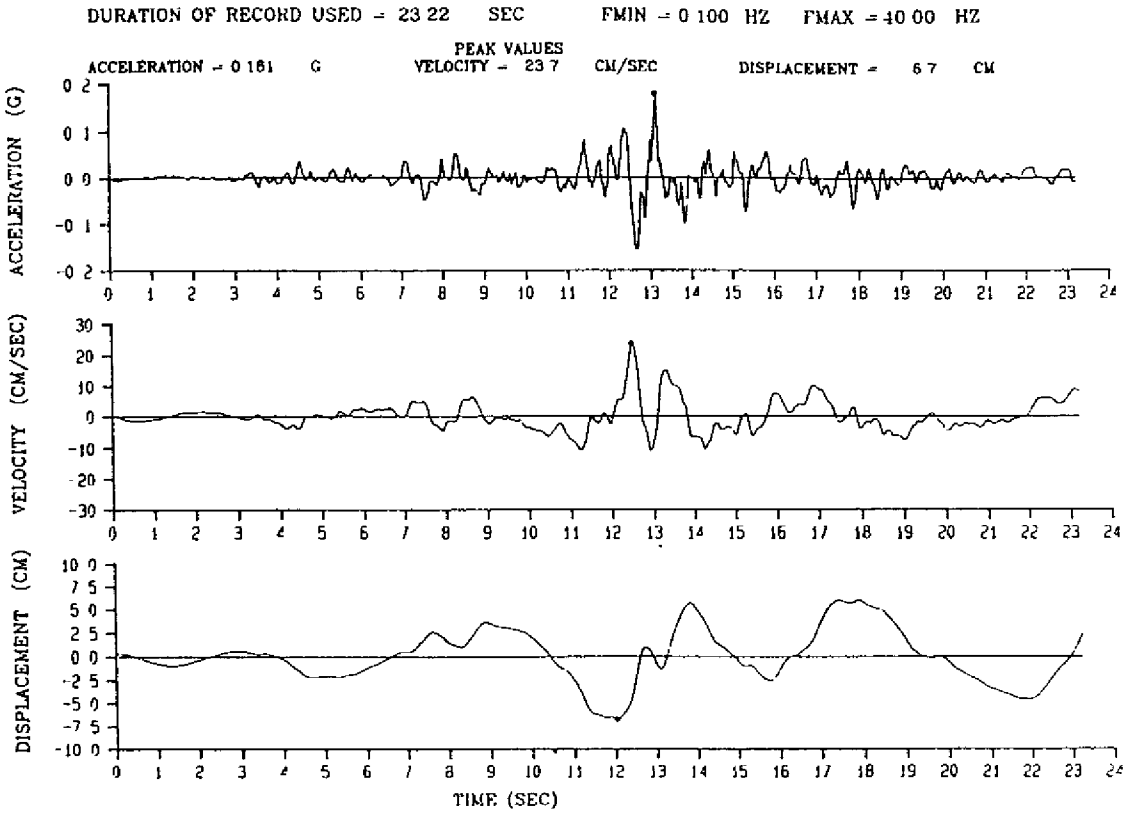


Fig. 31.—TERREMOTO DE ARMENIA DE 1988, GHOUKASIAN REGISTRO DE LA COMPONENTE HORIZONTAL TRANSVERSAL DE ACELERACIÓN (FILTRADA) Y VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO CALCULADOS.

haber sido amplificadas significativamente debido a la respuesta del suelo. Estas estimaciones se confirmaron por registros de la réplica [28]. Ingenieros armenios estimaron que la aceleración del suelo pico en Leninakan pudo haber alcanzado 0,49 g, lo que está de acuerdo con las estimaciones obtenidas de los registros de sismoscopio.

No se obtuvieron registros en Spitak pero, a juzgar por el daño observado, las condiciones del suelo y el hecho de que esta ciudad era la más cercana a la zona de ruptura (1-9 km), se estima que la aceleración pico pudo haber alcanzado 0,80 g.

Efectos geotécnicos. Del análisis de los registros, las condiciones geológicas locales y la distribución de daños observados entre varias áreas urbanas afectadas, se concluyó que las condiciones del suelo contribuyeron significativamente a la amplificación y al incremento de duración de las sacudidas fuertes con periodos más largos, y ello a su vez fue la razón principal del alto nivel de daño. Se observó una importante ruptura de falla en superficie, con un desplazamiento máximo de 2 m y una longitud de alrededor de 12 km. El terremoto provocó miles de deslizamientos. Algunos desprendimientos de rocas y deslizamientos causaron daños fuertes en líneas vitales. Aunque se observó licuefacción del suelo en forma de cráteres de arena, este efecto no se considera significativo.

Comportamiento de estructuras. Como se indicó anteriormente, uno de los rasgos más importantes de este terremoto fue el colapso catastrófico de edificios residenciales de varios pisos, relativamente modernos (Figs.6 y 32). Un porcentaje muy alto de edificios de piedra, con pórticos mixtos y cuatro o cinco pisos, sufrieron graves daños. En Spitak, el 87% de las estructuras colapsaron o sufrieron daños tan graves que hubo que derribarlas. En Leninakan, alrededor del 30% de estructuras preparadas sísmicamente sufrió daños severos: 72 edificios modernos de 9 pisos, con pórticos de hormigón prefabricado colapsaron y unos 60 más tuvieron que ser demolidos. Del análisis de la estadística disponible en cuanto a las estructuras colapsadas o que sufrieron graves daños [28], se sacaron las siguientes conclusiones: 1) edificios de paneles prefabricados se comportaron bien; 2) edificios con pórticos prefabricados se comportaron mal. Del número total de edificios aporticados prefabricados en Leninakan (133), el 95% se derrumbaron o tuvieron que demolerse. Un gran número de estos edificios eran de nueve a doce pisos. Estos edificios carecían de elementos dúctiles y la calidad de ejecución de obra había sido mala (Fig.6). Con