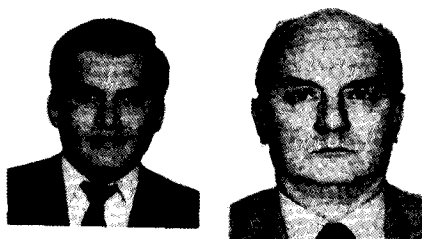


Respuesta sísmica medida y calculada de un edificio de concreto, sometido al sismo de San Salvador de octubre 10, 1986

Freddy Zurita y Roberto Meli ***



RESUMEN

Un edificio de concreto de ocho pisos instrumentado con acelerógrafos en sótano, primer piso y azotea soportó el sismo de San Salvador de octubre de 1986 sufriendo sólo ligeros daños no estructurales. La aceleración máxima registrada en la base fue 0.47g y en la azotea 0.91g.

Se hace un análisis de los registros obtenidos y se compara la respuesta medida con la que se obtiene de diferentes modelos teóricos de la estructura. Se encuentra que la historia de desplazamientos de la azotea es muy próxima a la que se calcula suponiendo que la estructura permaneció en el intervalo lineal durante el movimiento sísmico. Por otra parte, los momentos flexionantes que se debieron haber generado en los extremos de las vigas para un comportamiento lineal, exceden hasta en 4.6 veces para el positivo y en 2.2 veces para el negativo, a los momentos resistentes calculados con los procedimientos usuales de diseño.

Se investigan las posibles fuentes de sobrerresistencia de la estructura y, cuando se toman en cuenta los valores más probables de la resistencia que pudieran tener las distintas secciones, se encuentra que los momentos que debieron haber sido inducidos en las vigas por el movimiento en la base exceden hasta en 3.8 veces para el positivo y 1.51 veces para el negativo, a la capacidad teórica de las secciones. El análisis del modelo no lineal indica que debieron haberse presentado demandas de ductilidad locales hasta de 3.7. Se evalúan las posibles causas de estas discrepancias y se analizan algunas repercusiones de los resultados encontrados para la práctica del diseño sísmico.

1. INTRODUCCION

El diseño sismorresistente de los edificios se basa en el análisis de la respuesta de modelos ante acciones sísmicas idealizadas. El grado de refinamiento de los modelos ha aumentado notablemente por el uso generalizado de las computadoras; los análisis reproducen el carácter dinámico del comportamiento, las características tridimensionales de la estructura y, aunque sea en forma simplista, la no linealidad de la respuesta.

A pesar del grado de refinamiento de los análisis, persisten dudas sobre la validez de los modelos empleados. La forma más directa y confiable de despejarlas es mediante el estudio

* Ayudante de Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.

** Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.

de registros de la respuesta sísmica de edificios reales. Una manera de realizar lo anterior es mediante la medición de la respuesta ante vibraciones ambientales o inducidas artificialmente. Otra es colocar una instrumentación permanente en un edificio y esperar a que se produzca un sismo.

El primer tipo de prueba permite determinar las principales características dinámicas de la estructura (periodos, modos de vibrar y amortiguamiento), con las cuales se pueden calibrar los modelos propuestos para el análisis. La principal limitación de esta forma de proceder es que la calibración se hace con el comportamiento observado ante solicitaciones muy pequeñas, por lo que puede haber diferencias sustanciales en las características dinámicas ante acciones sísmicas del orden de las de diseño.

La instrumentación sísmica permanente tiene el inconveniente de que el tiempo de espera para obtener resultados significativos puede ser muy largo. El número de edificios instrumentados hasta la fecha es elevado y los registros obtenidos son numerosos pero casi en su totalidad corresponden a solicitaciones sísmicas moderadas. Los pocos casos de registros de respuesta ante sismos intensos representan una valiosa oportunidad de comprobar los métodos de diseño, no sólo en lo relativo a las propiedades de los modelos empleados para el análisis, sino también con respecto a las de resistencia y comportamiento inelástico, que es donde se albergan las mayores dudas.

Los registros obtenidos en un edificio sometido al sismo de octubre de 1986 en San Salvador, resultan particularmente significativos al respecto, porque se indujeron en la estructura aceleraciones máximas cercanas a la de la gravedad. Se trata además, de una estructura relativamente sencilla, para la cual se pudo contar con una documentación completa y confiable del proyecto estructural y se pudo hacer una inspección de los daños poco tiempo después del sismo. La descripción detallada del estudio realizado sobre esta estructura se encuentra en la Referencia 1. En este artículo se resumen los resultados principales con énfasis en las implicaciones de las mismas para la práctica del diseño.

2. CARACTERISTICAS DEL SISMO Y REGISTROS INSTRUMENTALES

El sismo del 10 de octubre de 1986 se debió al movimiento de una de las numerosas fallas que cruzan la ciudad de San Salvador. Se trató de un evento de magnitud moderada, $M_s = 5.4$, de foco superficial y muy cercano a la zona habitada. El subsuelo está formado por depósitos firmes de cenizas volcánicas de espesor variable, con promedio de 50 m en el centro de la ciudad. Los daños fueron cuantiosos y hubo fallas en algunos edificios modernos y, especialmente, de viviendas marginales de materiales pobres. Para una descripción de los efectos del sismo véase la Referencia 2.

El movimiento del terreno fue registrado en siete sitios con instrumentos localizados en sótanos o plantas bajas de edificios. Las aceleraciones máximas del terreno variaron de uno a otro sitio, con un promedio de 0.44g y un máximo de 0.72g. En la Referencia 3 se presentan en detalle los datos instrumentales.

Los acelerogramas registrados en el sótano del hotel en estudio se muestran en la Figura 1 y son representativos de los obtenidos en los otros sitios. Se aprecia que se trata de un movimiento de muy corta duración (poco más de 2 seg en su fase intensa) y con tres ciclos de vibración significativa. La aceleración fue mayor en la dirección E-W y la aceleración vertical fue del orden de 50 por ciento de la máxima horizontal.

La Figura 2 muestra espectros de respuesta para amortiguamiento de 5% de algunos registros obtenidos en diferentes sitios. Se aprecia que las aceleraciones espectrales presentan un pico que excede a la gravedad para periodos que varían entre 0.2 y 0.6 segundos, según el sitio.

El edificio en cuestión contaba con tres acelerógrafos de registro analógico, localizados en el Sótano, Nivel 1 y Azotea, en la posición que se muestra en la Figura 3. El instrumento en la Azotea sólo registró el movimiento en la dirección longitudinal (N-S) del edificio, por lo que la comparación entre el movimiento observado y el calculado sólo puede hacerse para esa dirección. La Figura 4 muestra los registros de aceleraciones obtenidos en los tres niveles para la dirección N-S. Se aprecia que la aceleración máxima registrada en la Azotea (0.909g)

se amplificó 2.67 veces con respecto a la máxima en el Sótano para la misma dirección. La Figura 5 muestra los espectros de Fourier de los acelerogramas del Sótano y la Azotea. De ellos se deduce que en los dos casos prevalece el periodo de vibración del suelo. En la misma figura aparece la relación entre las amplitudes espectrales del movimiento en la azotea y las del movimiento en el sótano. La relación de amplificación (función de transferencia) permite detectar el pico correspondiente al modo fundamental de vibración en 0.9 Hz (periodo, $T=1.1$ seg), el del segundo modo en 3.1 Hz ($T=0.32$ seg) y el tercero en 5.1 Hz ($T=0.20$ seg).

En la Figura 6 se presenta la historia de desplazamientos en la Azotea obtenidos de la integración del acelerograma respectivo. Se aprecia que la gráfica de desplazamientos tiene una pendiente inicial que revela que probablemente la corrección hecha al acelerograma original no fue la adecuada. Si se elimina esa pendiente, se obtiene la gráfica mostrada en la misma figura, de la que se desprende que el desplazamiento máximo del edificio en dirección N-S fue 10.75 cm.

3. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

El hotel en estudio se encuentra ubicado en la parte noroeste de San Salvador a aproximadamente 4.5 km del epicentro y fue construido en 1971. Se trata de una estructura de concreto reforzado de ocho pisos. La cimentación es a base de zapatas aisladas con trabes de liga robustas. El subsuelo es un limo arenoso compacto de alta rigidez. Según referencias verbales, la estructura fue diseñada para un coeficiente de cortante basal de 0.12 y el dimensionamiento se realizó de acuerdo con el reglamento del American Concrete Institute de 1967 (ACI-67).

La estructura es a base de marcos de concreto distribuidos en forma simétrica, como se aprecia en la Figura 7. La fuente principal de irregularidad la constituye el cambio de claros entre Planta Baja y el Nivel 1. En este último nivel existen vigas de gran peralte que permiten la transición entre los claros relativamente pequeños en los pisos superiores y los claros grandes en planta baja. Las dimensiones de claros y las secciones de algunos elementos principales se aprecian en la Figura 8.

En la dirección larga, que es la que se estudia, existen dos marcos interiores que resultan ligeramente más rígidos que los dos exteriores, pero no hay asimetría en las rigideces. El sistema de piso consta de una losa maciza con dos vigas secundarias que disminuyen su claro.

El concreto se especificó para una resistencia a compresión de $f'c=280$ kg/cm² y el acero de refuerzo para un esfuerzo de fluencia, $f_y=4200$ kg/cm², excepto en estribos donde se especificó acero de 3000 kg/cm². El examen de los planos revela distribución y detallado adecuados del refuerzo longitudinal y transversal, para la época en que fue construido el edificio. Con respecto a los requisitos actuales para estructuras dúctiles, la cantidad de refuerzo positivo y de estribos en los extremos de las vigas es insuficiente, al igual que el número de estribos de confinamiento en los extremos de las columnas y en las uniones viga-columna.

La inspección del edificio después del sismo no reveló defectos de ejecución de la estructura y puso en evidencia que se tuvo extremo cuidado en desligar los muros divisorios y los elementos de fachada mediante una junta de material flexible con la estructura principal.

No se apreciaron daños en la estructura principal (Referencia 2). De haberse abierto algunas grietas durante el sismo, éstas debieron haber sido de tamaño moderado, ya que se cerraron y no dejaron huellas que se pudieran percibir a simple vista. Se presentaron algunos daños en los elementos decorativos de fachada y en algunos muros divisorios en el primero y último niveles.

4. RESULTADOS DEL ANALISIS LINEAL

Se analizó inicialmente un modelo tridimensional del edificio para un comportamiento elástico-lineal mediante el programa SUPERETABS (Referencia 4). El modelo se consideró empujado a nivel de Planta Baja. Las vigas y columnas se modelaron como elementos lineales con el momento de inercia de la sección rectangular bruta. Esta hipótesis supone que el incre-

mento de rigidez proporcionado por la contribución de la losa es del mismo orden que la disminución de la misma debido al agrietamiento por flexión. Se consideró rigidez infinita en los tramos de la unión viga-columna. Para el módulo de elasticidad se consideraron dos valores, determinados como $10000\sqrt{f'c}$ y $15000\sqrt{f'c}$. Se eligió finalmente el primero por ser el que proporcionaba resultados más semejantes a los medidos. Se tiene información de que ese criterio es empleado por algunos proyectistas locales, lo que probablemente refleja que el módulo de elasticidad del concreto es menor que el usual por las características locales de los agregados, de manera semejante a lo que ocurre en el valle de México.

Se estimó el peso de todos los elementos estructurales y arquitectónicos y se consideró una carga viva de 90 kg/m^2 para las plantas tipo y de 30 kg/m^2 para la Azotea.

La Tabla 1 contiene los datos de los primeros 10 modos de vibración, periodos y factores de participación. Para la dirección longitudinal el periodo fundamental resulta de 1.11 seg, igual al obtenido del registro instrumental; el periodo del segundo modo longitudinal es 0.38 seg, contra 0.32 seg; el del tercer modo 0.23 seg contra 0.20 seg.

Se realizó un análisis paso a paso del modelo, sometido en su base al acelerograma registrado en el sótano del edificio. Se adoptó un amortiguamiento de 5%, por ser el valor comúnmente utilizado para edificios de este tipo y porque fue el que dio resultados más apegados a la respuesta medida. Se determinaron los desplazamientos de Azotea y Primer Nivel con respecto a la base. La Figura 9 muestra la comparación de las historias de desplazamientos calculados y medidos (corregidos con el criterio descrito en el Capítulo 2). Se aprecia una coincidencia casi total. Para el Nivel 1 la semejanza es buena, pero menos precisa.

Los desplazamientos relativos de entrepiso fueron ligeramente inferiores a 1 cm, lo que justificaría que la estructura haya podido vibrar sin entrar en contacto con los muros divisorios, con los que había una holgura de 1 cm.

La concordancia entre los valores medidos y los calculados apoya la hipótesis de que la estructura permaneció en su intervalo de comportamiento lineal durante todo el sismo.

Se determinaron las fuerzas cortantes máximas inducidas en los distintos entrepisos por el efecto del movimiento del terreno en dirección N-S, por medio de un análisis paso a paso y mediante otro espectral. Los resultados se muestran en la Figura 10 y se comparan con los que se supone se emplearon para el diseño de la estructura. Se aprecia que las fuerzas cortantes calculadas con el análisis paso a paso y con el espectral son muy semejantes en la planta baja y en el último piso, mientras que hay ciertas diferencias en los pisos intermedios. Resulta que la fuerza cortante basal que debió haberse inducido en la estructura para un comportamiento elástico es 2.6 veces la de diseño.

Se calcularon las fuerzas internas inducidas por el sismo en vigas y columnas mediante un análisis paso a paso con el acelerograma registrado en el sótano en dirección N-S. Se realizó también un análisis por cargas verticales utilizando el mismo modelo y se superpusieron los dos efectos. Por otra parte, se calcularon los momentos resistentes de vigas y columnas con los procedimientos reglamentarios y con las propiedades especificadas de los materiales, pero sin considerar ningún factor de seguridad. Para las columnas, los momentos resistentes resultaron superiores a los actuantes. Por el contrario en las vigas, tanto para momento negativo como para positivo, los actuantes excedieron significativamente a los resistentes, en la mayoría de los casos.

La Figura 11 muestra la relación entre los momentos actuantes máximos del análisis paso a paso, y los momentos resistentes para los extremos de las vigas del marco longitudinal exterior. Los valores positivos corresponden a fluencia positiva y los negativos a fluencia negativa (tensión en la parte superior y compresión en la inferior). Se aprecia que estos factores exceden abundantemente a la unidad. Para momento positivo el actuante llega a exceder hasta en 4.6 veces al resistente; para el negativo el máximo es 2.2.

Estos resultados indican que debió haberse producido una fluencia generalizada de las vigas en flexión y discrepan de lo obtenido anteriormente, que indicaba un comportamiento esencialmente lineal de la estructura. Por otra parte, la observación de la estructura después del sismo no reveló huellas de haber tenido un comportamiento inelástico significativo.

5. RESULTADOS DEL ANALISIS NO LINEAL

En vista de que los resultados del análisis lineal indicaban que las fuerzas inducidas por el sismo debieron haber excedido ampliamente los momentos de fluencia de las vigas, se procedió a estudiar modelos no lineales del comportamiento.

Se supuso un comportamiento elastoplástico de las secciones, con el momento de fluencia obtenido con las propiedades nominales de las secciones. Se utilizó para el análisis el programa DRAIN-2D que sólo permite la solución de marcos planos. Por la simetría de la estructura y por la semejanza de rigideces de los cuatro marcos, se analizó un solo marco, el de fachada, y se le asoció una fracción de la masa del edificio, proporcional a su rigidez relativa.

Como se esperaba, la respuesta de este modelo al acelerograma registrado en la base del edificio, indicó que debían formarse articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, especialmente entre los pisos 4 y 7. Se forman un total de 69 articulaciones plásticas con demandas de ductilidad típicas de entre 3 y 4 y con un máximo de 6.19. Resulta mayor el número de articulaciones plásticas de momento positivo y mayor su demanda de ductilidad. Esto se debe a que el refuerzo en el lecho inferior en los extremos de las vigas es bajo, del orden del 30% del negativo.

Para representar de manera más realista el comportamiento inelástico y la resistencia real de la estructura, se consideraron las siguientes fuentes de sobrerresistencia con respecto a los valores de diseño:

- a) La diferencia entre la resistencia "esperada", o más probable, de los materiales y el valor "especificado" o nominal de la misma.
- b) El incremento en resistencia de los materiales por la velocidad de aplicación de la sollicitación sísmica.
- c) La contribución de la losa a la resistencia de las vigas.

Se determinaron las relaciones momento-curvatura de las secciones a partir de las curvas esfuerzo-deformación experimentales de los materiales. Para el concreto se utilizó la curva de Kent y Park (Referencia 5), considerando que la resistencia esperada para un concreto con resistencia nominal de 280 kg/cm^2 , con una desviación estándar de 35 kg/cm^2 , es de 330 kg/cm^2 . De resultados de la Referencia 5 se deduce que para una velocidad de aplicación de carga para la cual la deformación unitaria crece a razón de $0.017/\text{seg}$, se tiene un incremento de 25% en la resistencia. Por estos dos efectos, la resistencia del concreto llega a superar a la especificada en 47%. Se aumentaron además las deformaciones límite del concreto para tomar en cuenta el efecto del confinamiento de acuerdo con la Referencia 5. Para el acero de refuerzo, de acuerdo con las estadísticas correspondientes a barras producidas en México, se supuso un esfuerzo de fluencia de 5000 kg/cm^2 , superior en 19% al especificado. No se consideró en este caso modificación alguna a la resistencia ni a la curva esfuerzo-deformación por el efecto de la velocidad de carga.

La losa de concreto colada monolíticamente con la viga contribuye a la resistencia en flexión mediante un trabajo conjunto como viga en T. Se ha comprobado experimentalmente que el ancho de losa que puede considerarse como patín de la viga crece con el nivel de carga, y que, para grandes deformaciones, el refuerzo de la losa en todo su ancho, de centro a centro de claro, llega a contribuir a la resistencia de la viga. Se consideró que para el caso en cuestión no se habían presentado deformaciones y agrietamientos que permitiesen a la losa contribuir en todo su ancho; por ello se tomó un ancho de losa cercano al que usualmente se considera como patín de viga T e igual para todos los casos a 90 cm a cada lado del alma de la viga. Como valor de referencia se analizó también la opción de contribución del patín total de centro a centro. La Figura 12 muestra las relaciones momento-curvatura de una sección típica de viga, calculadas con distintas hipótesis, para momento negativo y positivo respectivamente. Como referencia se toma la curva obtenida para la sección rectangular con propiedades "nominales". Cuando se consideran las propiedades "esperadas" los momentos de fluencia positivo y negativo aumentan en 19.5 y 24%, respec-

tivamente. Al considerar el patín de la losa de 90 cm los incrementos totales son 23.3 y 34%. Cuando se supone el ancho total de la losa, estos incrementos llegan a 26.5 y 101.8%. En la Figura 13 aparecen los mismos casos para una sección del marco interior en que hay losa a ambos lados de la viga. Para esta condición, cuando se toman 90 cm de patín, los incrementos de momento resistente positivo y negativo son 27.2 y 43.5%. Cuando se considera el ancho total, los momentos resistentes se incrementan en 31.5 y 128.4%, respectivamente. Además, la curva de la Figura 13 muestra que en este último caso se reduce notablemente la ductilidad del comportamiento. Debe tenerse en mente que las relaciones momento-curvatura están calculados con la hipótesis de que las secciones permanecen planas, con la que se sobrestima la contribución de la losa y la ductilidad que puede desarrollarse.

En resumen, el incremento es particularmente significativo para la resistencia a momento negativo, para el cual el refuerzo en la losa contribuye a tomar tensiones por flexión. El incremento en la resistencia del concreto, aunque muy elevado, poco contribuye a aumentar el momento resistente. Más importante es el aumento en el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo que se refleja en un aumento prácticamente igual en el momento resistente. El factor más significativo es la contribución de la losa al momento resistente negativo. Este aspecto es más importante para las vigas interiores que tienen losa a ambos lados. Estos incrementos en los momentos resistentes dan lugar a que en el análisis lineal de la respuesta ante el acelerograma registrado en el sótano, los momentos actuantes excedan a los resistentes en 3.7 veces para momento positivo y en 1.51 veces para el negativo, cuando se considera la contribución del refuerzo de la losa en un ancho de 90 cm.

Se realizó un análisis no lineal paso a paso del marco de fachada empleando los momentos de fluencia calculados con las propiedades "esperadas" y considerando la contribución del patín de la losa en 90 cm. Los resultados indican que todavía se debe presentar un comportamiento no lineal importante. El número de articulaciones plásticas se reduce de 69 a 29 y las demandas de ductilidad típicas son ahora entre 1.7 y 2.7, con un máximo de 4.0.

En la Figura 14 se comparan las historias de desplazamientos derivados del análisis no lineal anterior, con las deducidas de los registros. Se aprecia que hasta el segundo pico de respuesta las curvas son semejantes; después la curva calculada muestra una reducción del desplazamiento y una deformación asimétrica. Estos fenómenos, resultado de la fluencia, no son aparentes en el registro medido.

Con el mismo programa y con las mismas hipótesis se realizaron análisis estáticos del marco de fachada sujeto a una carga lateral con distribución triangular creciente hasta el colapso. Esto permite determinar la capacidad a carga lateral de la estructura y su mecanismo de falla. La Figura 15 muestra la relación entre la fuerza cortante aplicada y el desplazamiento lateral de la azotea. Sin considerar sobrerresistencia se alcanza una capacidad a carga lateral de 597 ton, correspondiente a un coeficiente de cortante basal de 0.23. Al considerar la sobrerresistencia este coeficiente aumenta a 0.32. Si además se supone una distribución rectangular de fuerzas laterales, el coeficiente de cortante basal sube a 0.39. La inspección de los resultados del análisis dinámico revela que la distribución de fuerzas laterales máximas inducidas en el marco es intermedia entre la triangular y la rectangular, pero más parecida a esta última. Recuérdese que el coeficiente basal especificado en el diseño fue de 0.12.

El resultado de estos análisis indica que la resistencia real de la estructura es significativamente mayor que la que se determina con los métodos convencionales de cálculo. Considerando las propiedades esperadas de los materiales y la contribución de la losa, se puede justificar una parte de la sobrerresistencia. Sin embargo, la estructura mostró poseer una capacidad todavía mayor que la que se determina tomando en cuenta estas fuentes de sobrerresistencia, ya que no aparecen en ella los efectos del comportamiento no lineal significativo que se deduce de los análisis.

6. ALGUNAS IMPLICACIONES PRACTICAS DE LOS RESULTADOS

La posibilidad que se tuvo de comparar la respuesta medida con la calculada para un edificio sometido a solicitaciones sísmicas elevadas, permite hacer algunos juicios sobre las técnicas para el análisis y diseño sísmico de las que se dispone actualmente.

Se logró reproducir con buena precisión no sólo las características dinámicas básicas, como el periodo de vibración, sino también la historia completa del movimiento de la estructura. Esto tiende a validar los modelos generalmente aceptados para el análisis dinámico, pero deben tenerse muchas reservas al respecto. Los resultados del análisis pueden variar radicalmente según los valores que se adopten para las propiedades geométricas y mecánicas. A la vez, las propiedades dinámicas del edificio varían según el nivel de sollicitación. En este caso, la influencia de los elementos no estructurales, y particularmente de los muros divisorios y de fachada, fue poco significativa por estar éstos desligados de la estructura principal y porque los desplazamientos laterales de la estructura fueron moderados para la intensidad de las aceleraciones que se indujeron. Así la estructura mantuvo sus propiedades aparentemente constantes en toda la duración del movimiento. En otras situaciones más comunes, la rigidez del edificio irá disminuyendo a medida que transcurre el movimiento sísmico porque los elementos no estructurales, que al principio contribuyen a la rigidez, se dañan y se separan y la estructura misma pierde rigidez por agrietamiento. Por ello, el periodo de vibración y el amortiguamiento variarán con el nivel y duración de la sollicitación que experimente el edificio.

La vibración del edificio correspondió a un coeficiente de amortiguamiento de 5% del crítico. Esto coincide con lo que se suele suponer en los análisis paso a paso y en los espectros que sirven de base para el diseño sísmico. En edificios sometidos a movimientos sísmicos de menor intensidad se han deducido coeficientes de amortiguamiento de entre 2 y 3%. El mayor valor en este caso puede deberse al daño de elementos no estructurales más que al agrietamiento o fluencia de la estructura misma.

La comparación más importante es la que se refiere a la resistencia del edificio y a las fuerzas en él inducidas por el sismo. Es evidente que la estructura tuvo una resistencia superior a la que se puede predecir tomando en cuenta las fuentes previsibles de sobrerresistencia. Algunos factores adicionales a los tomados en cuenta en este trabajo pudieron haber contribuido a aumentar la capacidad de la estructura. Estos son:

a) Los elementos no estructurales. Los abundantes muros divisorios y de fachada debieron haber incrementado notablemente la capacidad de la estructura en caso de llegar a entrar en contacto con ella. Por una parte, el análisis indica que no se llegó a superar la holgura en la junta entre muros y estructura. Por otra, la evidencia de algún agrietamiento en los muros revela que en ocasiones estos llegaron a ser esforzados por el contacto con la estructura. En resumen, esta contribución pudo ser muy significativa.

b) El incremento de capacidad de los materiales y elementos estructurales al ser excitados por sólo unos cuantos ciclos de sollicitación a una frecuencia relativamente alta con respecto a la resistencia determinada en ensayos estáticos. Este efecto se tomó en cuenta en los cálculos aumentando la resistencia del concreto en 25%. Las pruebas experimentales efectuadas en mesa vibradora de estructuras de concreto no revelan aumentos significativos de resistencia por este concepto; sin embargo, no puede descartarse cierta contribución de este factor para este caso particular.

c) El análisis considerando la sobrerresistencia se hizo para un marco de fachada aislado. En los marcos interiores la contribución de la losa es mayor que en los extremos; por tanto si se analizara la estructura en su conjunto se encontraría un aumento de resistencia, probablemente del orden de 15 a 30%.

La importancia de conocer con cierta precisión el nivel de sobrerresistencia con que puede contarse en las estructuras, estriba en que ésta es esencial para la seguridad sísmica de las estructuras diseñadas con los códigos actuales. Los espectros (o coeficientes) sísmicos de diseño especificados por las normas, son muy inferiores a los espectros elásticos para 5% de amortiguamiento correspondientes a los movimientos sísmicos máximos que pueden ocurrir. No puede esperarse que la ductilidad (o disipación de energía por comportamiento inelástico) cubra el total de la diferencia entre los espectros de diseño y los de respuesta lineal. Esto implicaría deformaciones inelásticas extraordinariamente elevadas que es dudoso que puedan ser desarrolladas aun en las estructuras mejor detalladas para tal efecto.

Tampoco puede contarse con un amortiguamiento de las estructuras muy superior al 5%. Por tanto, un elemento importante para la seguridad de las estructuras diseñadas con las normas actualmente en vigor en la mayoría de los países, es una resistencia "real" significativamente superior a la de diseño.

La estructura en estudio demostró poseer una sobrerresistencia notable, a pesar de no haber sido dimensionada con los requisitos de refuerzo ahora especificados por las normas. El alto grado de confinamiento del concreto que ahora se requiere en las zonas críticas, el refuerzo mínimo que se especifica en varias secciones y especialmente para momento positivo en los extremos, son fuentes adicionales de sobrerresistencia con las que no contaba el edificio estudiado. Por otra parte, ante movimientos sísmicos más severos en cuanto a duración (número de ciclos de sollicitación) y a frecuencias más bajas de excitación, que el que afectó a San Salvador, pueden eliminarse o reducirse algunas de las fuentes de sobrerresistencia con la que contó la estructura analizada. Téngase en mente que en movimientos como el de la zona del lago de la Ciudad de México en 1985, las estructuras fueron sometidas a más de una decena de ciclos de sollicitaciones elevadas con periodos de vibración del orden de 2 seg. En El Salvador se vieron sujetas sólo a tres ciclos de vibración importante con periodos del orden de medio segundo o menos.

La sobrerresistencia es un aspecto esencial a estudiar para una correcta evaluación y calibración de las normas de diseño sísmico.

7. CONCLUSIONES

El edificio en cuestión es representativo de construcciones de concreto de buena calidad diseñadas de acuerdo con la práctica común en las décadas de los sesenta y setenta y sin apearse a los requisitos actuales para estructuras dúctiles en zonas sísmicas. El sistema estructural, a base de marcos de concreto simétricos en planta, presenta un cambio brusco de estructuración arriba del primer nivel, donde los claros de los marcos interiores se reducen a la mitad. Sin embargo, las dimensiones de los elementos son tales que no hay variaciones bruscas en las rigideces laterales de los entrepisos.

La respuesta medida se reproduce con mucha precisión al analizar un modelo lineal tridimensional con las propiedades que usualmente se adoptan en los análisis sísmicos de la práctica ingenieril. El edificio muestra un periodo fundamental de 1.1 segundos y un amortiguamiento próximo a 5%. Los elementos no estructurales no parecen haber contribuido significativamente a la respuesta.

Hay diferencias significativas entre las fuerzas que se indujeron en la estructura por efecto del sismo y las que teóricamente debía ser capaz de resistir. La aceleración máxima de 0.91g registrada en la Azotea en dirección longitudinal implica, según el análisis efectuado, una fuerza lateral total igual a 0.36 veces el peso total del edificio. El coeficiente de cortante basal usado para el diseño fue de 0.12. Las dimensiones y el refuerzo realmente proporcionados a la estructura equivalen a un coeficiente de diseño de 0.14. Cuando se eliminan los factores de carga y de reducción este coeficiente sube a 0.18. Al tomar en cuenta la resistencia esperada de los materiales y la contribución de la losa a la resistencia en flexión se llega a un coeficiente de 0.24. La diferencia entre este último valor y el que aparentemente fue capaz de resistir la estructura no puede explicarse claramente. Factores como la contribución de elementos no estructurales y el incremento en la resistencia por la aplicación de un número reducido de ciclos de carga de alta frecuencia pueden haber influido en la capacidad.

La sobrerresistencia mostrada por la estructura ayuda a explicar el buen comportamiento sísmico que han tenido edificios diseñados con coeficientes sísmicos que corresponden a fuerzas muy inferiores a las que debieron haberse inducido por los movimientos medidos en el terreno, en este sismo y en otros registrados en otros sitios. Los resultados de este caso no pueden, sin embargo, generalizarse, por las características muy particulares del movimiento sísmico al que fue sometido el edificio en su base. Es de esperarse que cuando el movimiento del terreno sea de mayor duración y de periodos dominantes más largos, la sobrerresistencia con que pueda contarse sea mucho menor.

El fenómeno de la sobrerresistencia merece ser estudiado a fondo para una mayor variedad de casos, ya que es fundamental para las decisiones sobre las acciones sísmicas que deben adoptarse para las construcciones. Deben valorarse además algunas consecuencias de la sobrerresistencia que pueden ser desfavorables. Al ser capaz la estructura de aceptar mayores fuerzas, se pueden volver críticos modos de falla que no se habían previsto en el diseño y que pueden inducir a un comportamiento frágil o con menor ductilidad de la que se esperaba contar. Principalmente se pueden provocar problemas de falla por cortante en vigas, y por flexocompresión, cortante o efectos de esbeltez en columnas. También crítica puede resultar la seguridad de las cimentaciones al ser transmitidas al suelo fuerzas muy superiores a las que se supuso en el diseño.

8. RECONOCIMIENTOS

Se agradece la ayuda del Dr. David Hernández, de San Salvador en proporcionar los planos del edificio e información sobre su diseño. El Dr. Huang de California Div. of Mines and Geology facilitó los acelerogramas digitizados y corregidos de los registros. Enrique Mendoza y Jorge Avila apoyaron en el empleo de los programas de análisis y Mario Ordaz en el cálculo e interpretación de los espectros de Fourier. Se agradece a Emilio Rosenblueth y a Mario Ordaz la cuidadosa revisión del manuscrito y sus valiosas sugerencias para mejorarlo. A Alicia Lozano el diseño e impresión de originales.

REFERENCIAS

1. ZURITA F. "Comportamiento Sísmico del Hotel Camino Real, San Salvador". Tesis de Grado de Maestría en Estructuras. División de Estudios de Posgrado. Fac. de Ingeniería UNAM, nov. 1990.
2. MELI R. y J.A. AVILA. "El Sismo de San Salvador de Octubre 10 de 1986". *Revista IMCYC*, Vol. 25, Núm. 193, jun. 1987, pp. 37-49.
3. SHAKAL A.F., M. HUANG y R. LINARES. "Processed Strong Motion Data. The San Salvador Earthquake of October 10, 1986". *Earthquake Spectra*, V. 3, N° 3, ago. 1987.
4. MAISON, B.F. y C.F. HEUSS. *SUPER-ETABS, an Enhanced Version of the ETABS Program*, Reporte de National Science Foundation, J.G. Boukamp Inc., Berkeley, California, ene. 1983.
5. SCOTT, B.D., R. PARK, y M.J.N. PRIESTLEY. "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", *ACI Journal*, ene.-feb. 1982, pp. 13-27.

**Tabla 1. Modelo tridimensional:
Periodos y Factores de Participación para Cada Grado de Libertad**

| Modo número | Periodo (seg) | Principal grado de libertad | Factor de Participación N-S (x) | Factor de Participación E-W (y) | Factor de Participación (rot) |
|--------------------|----------------------|------------------------------------|--|--|--------------------------------------|
| 1 | 1.110 | x | 31.22 | 0 | 0 |
| 2 | 1.042 | y | 0 | 31.29 | 2.39 |
| 3 | 0.933 | rot | 0 | 0.10 | -673.33 |
| 4 | 0.382 | x | -13.97 | 0 | 0 |
| 5 | 0.355 | y | 0 | -13.69 | -1.86 |
| 6 | 0.319 | rot | 0 | -0.05 | 294.24 |
| 7 | 0.236 | x | -9.01 | 0 | 0 |
| 8 | 0.206 | y | 0 | -8.69 | -2.48 |
| 9 | 0.184 | rot | 0 | -0.13 | 184.97 |
| 10 | 0.158 | x | 3.85 | 0 | 0 |

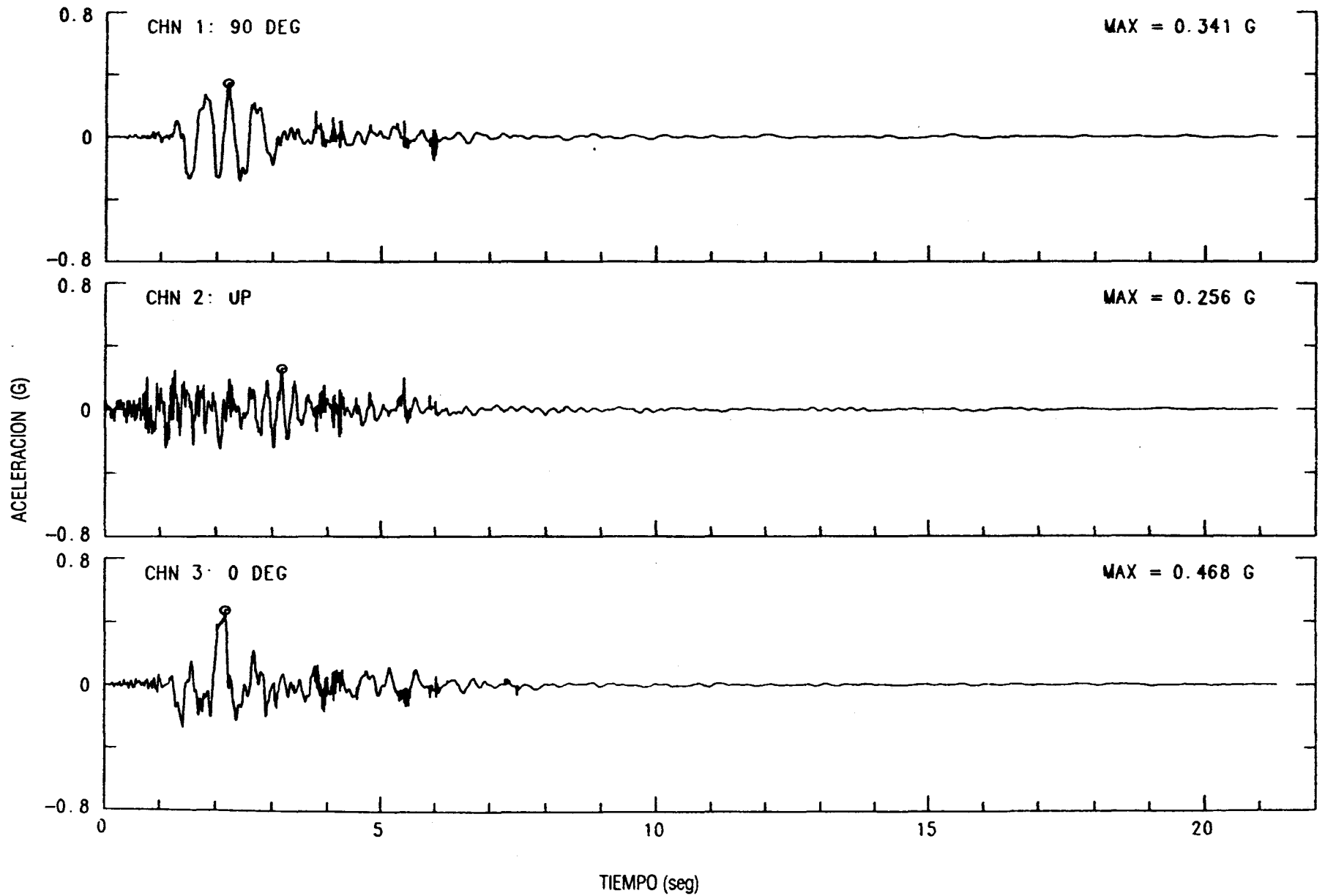


Figura 1. Acelerogramas Registrados en el Sótano del Hotel Camino Real (de Ref. 3)

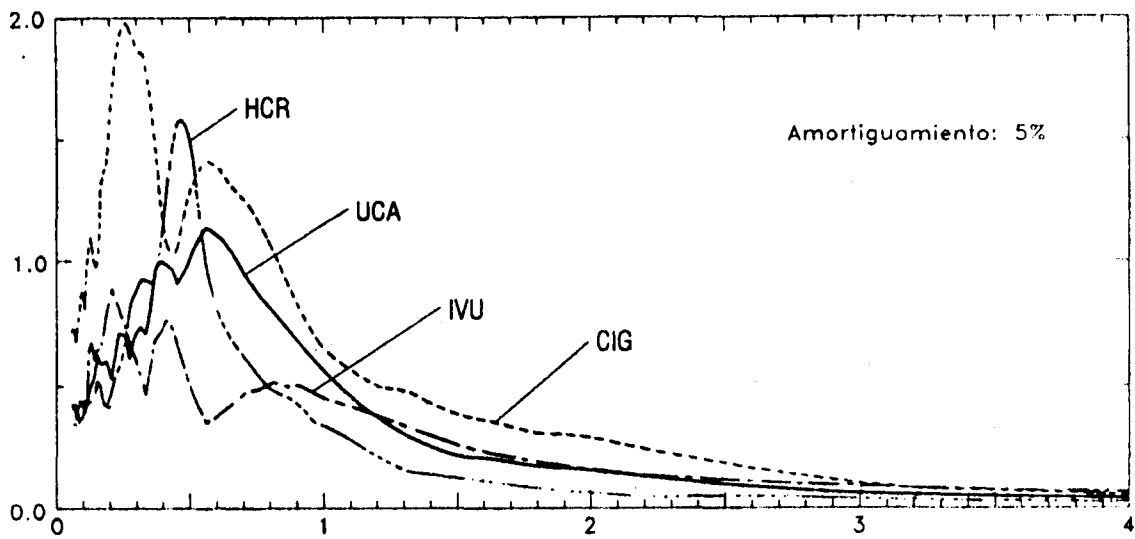
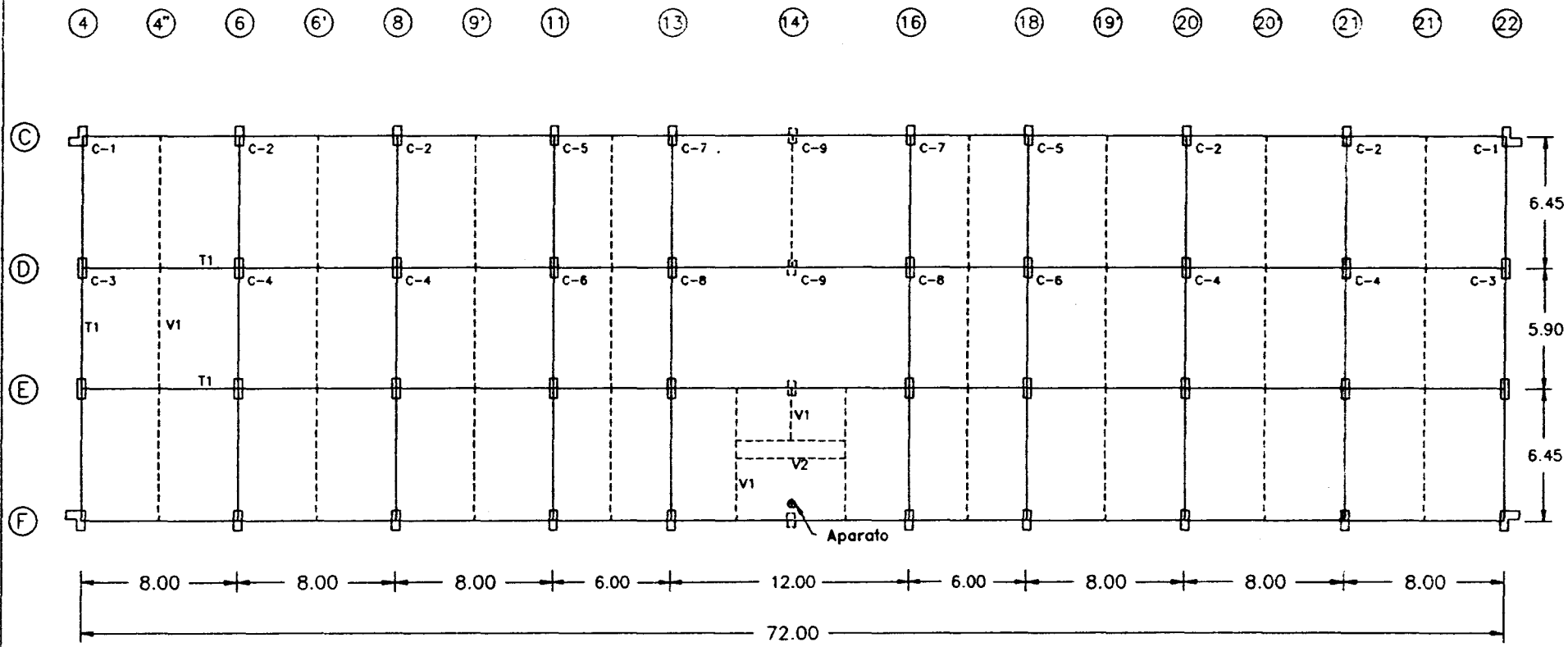


Figura 2. Espectros de Respuesta para Cuatro Estaciones Sísmicas



T1: 50x90 cm. V1: 30x70 cm.
 V2: 20x70 cm.

Figura 3. Planta Baja de edificio estudiado, con ubicación de los instrumentos

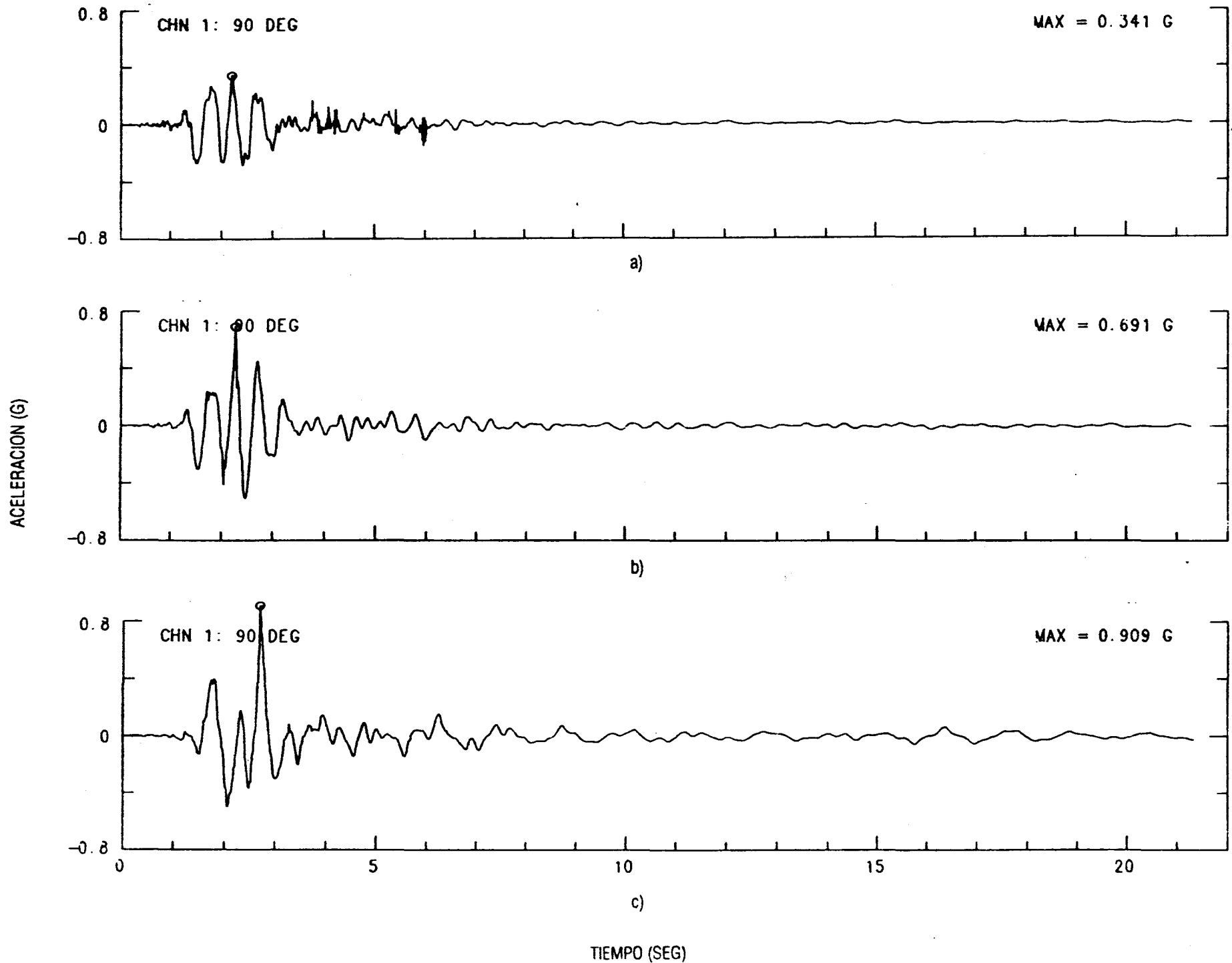


Figura 4. Registros de Aceleraciones para los Niveles: a) Sótano, b) Nivel 1 y c) Azotea

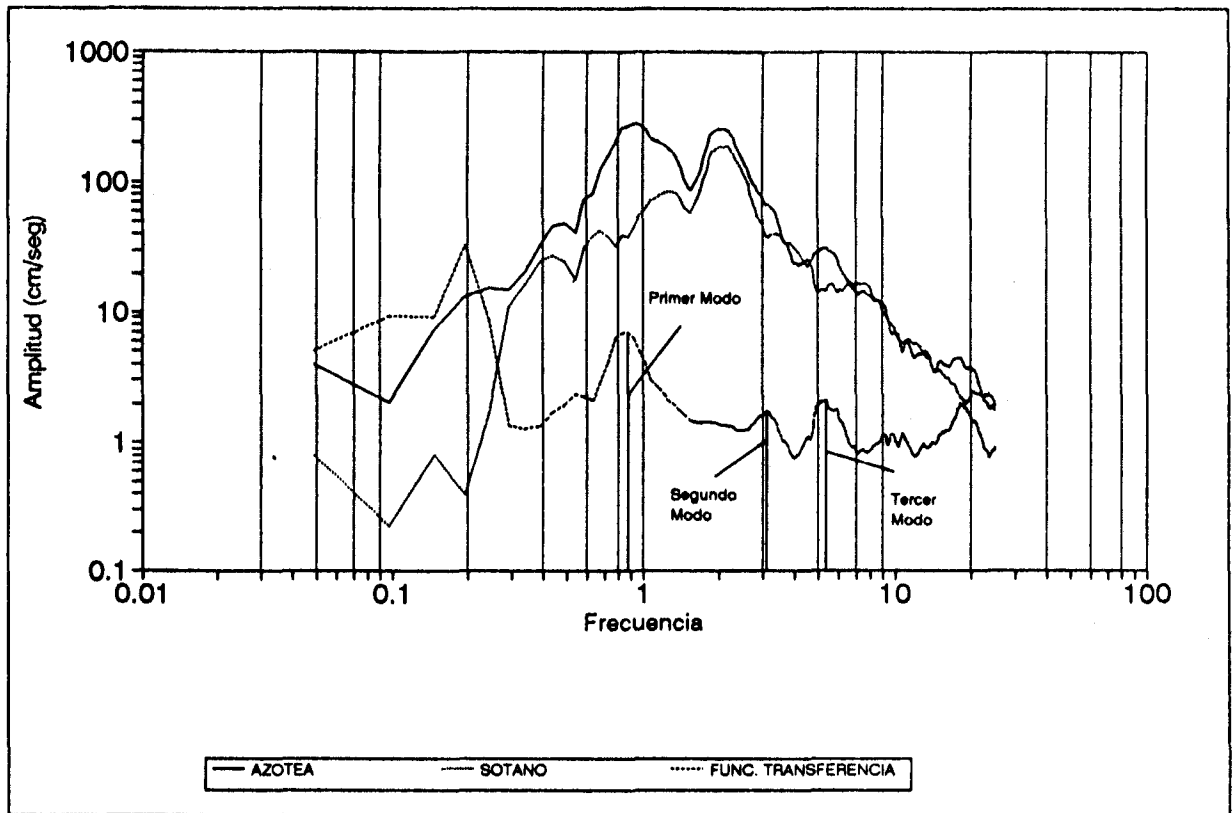


Figura 5. Espectros de Fourier de los Niveles Sótano y Azotea

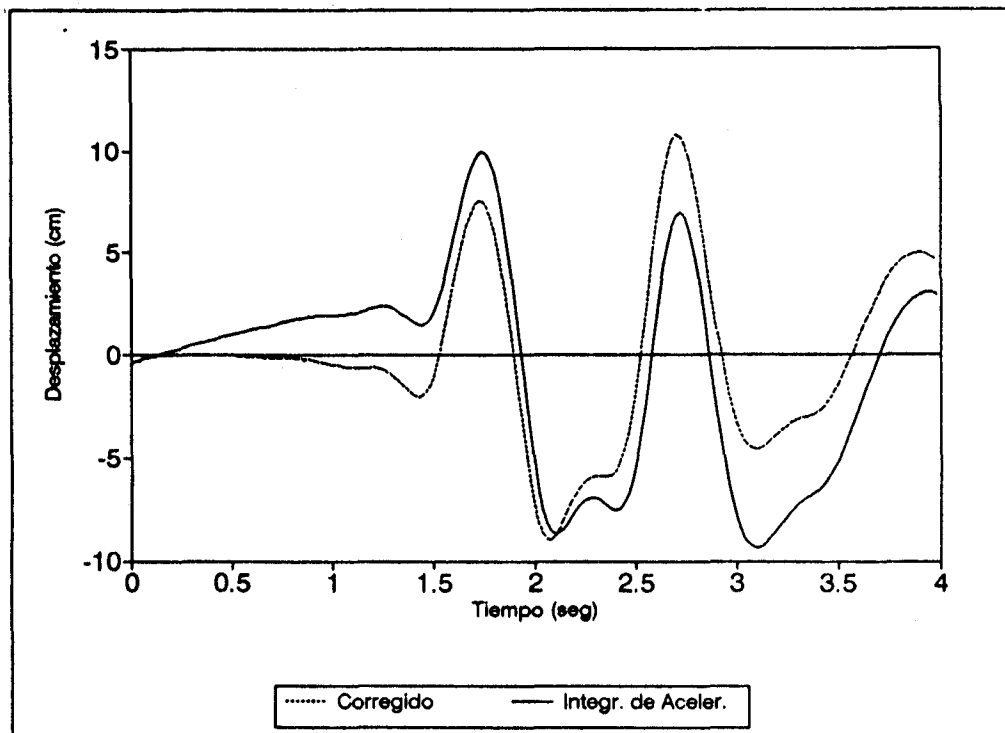
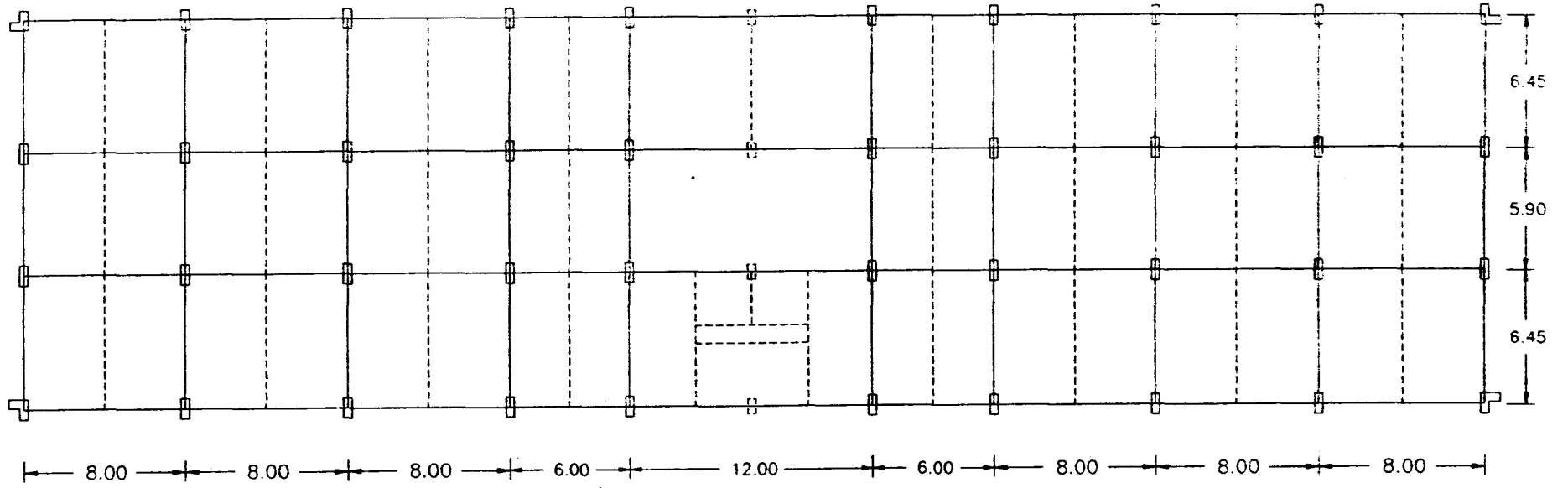
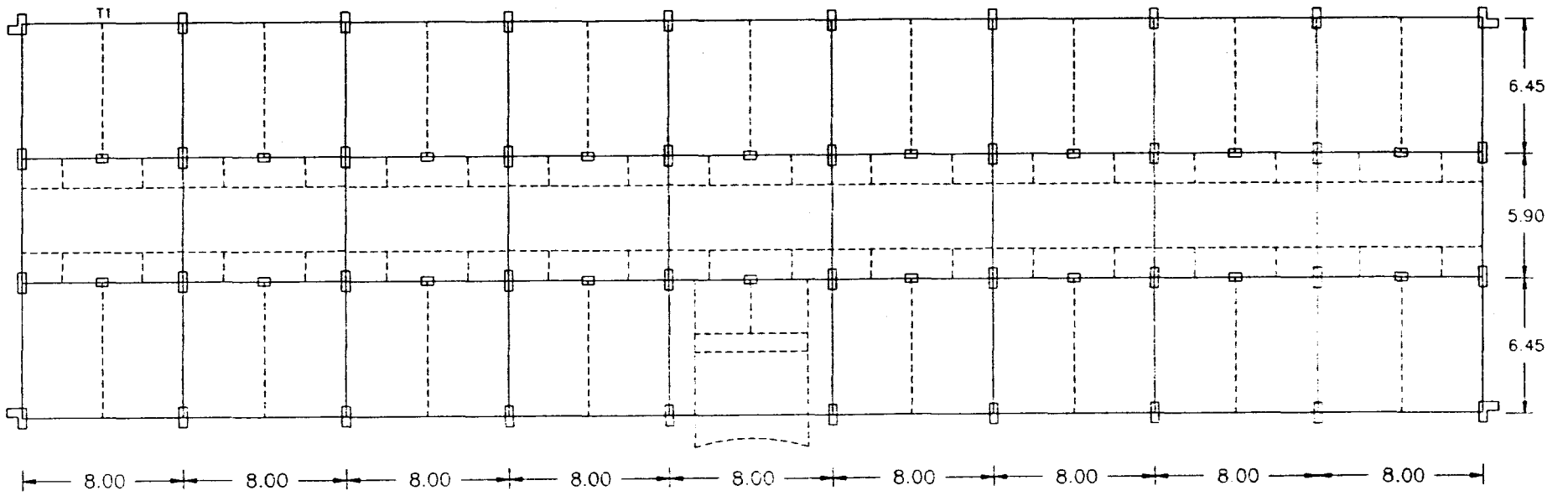


Figura 6. Historia de Desplazamientos Registrados en el Nivel Azotea

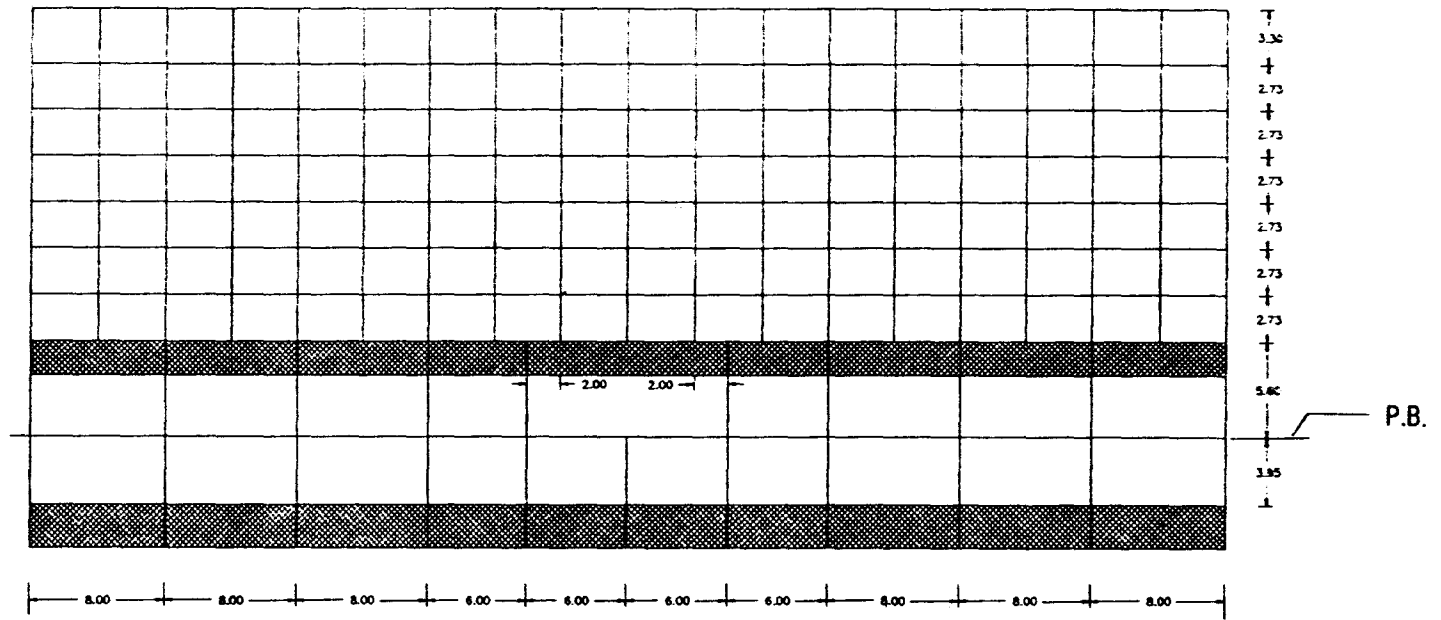


a)

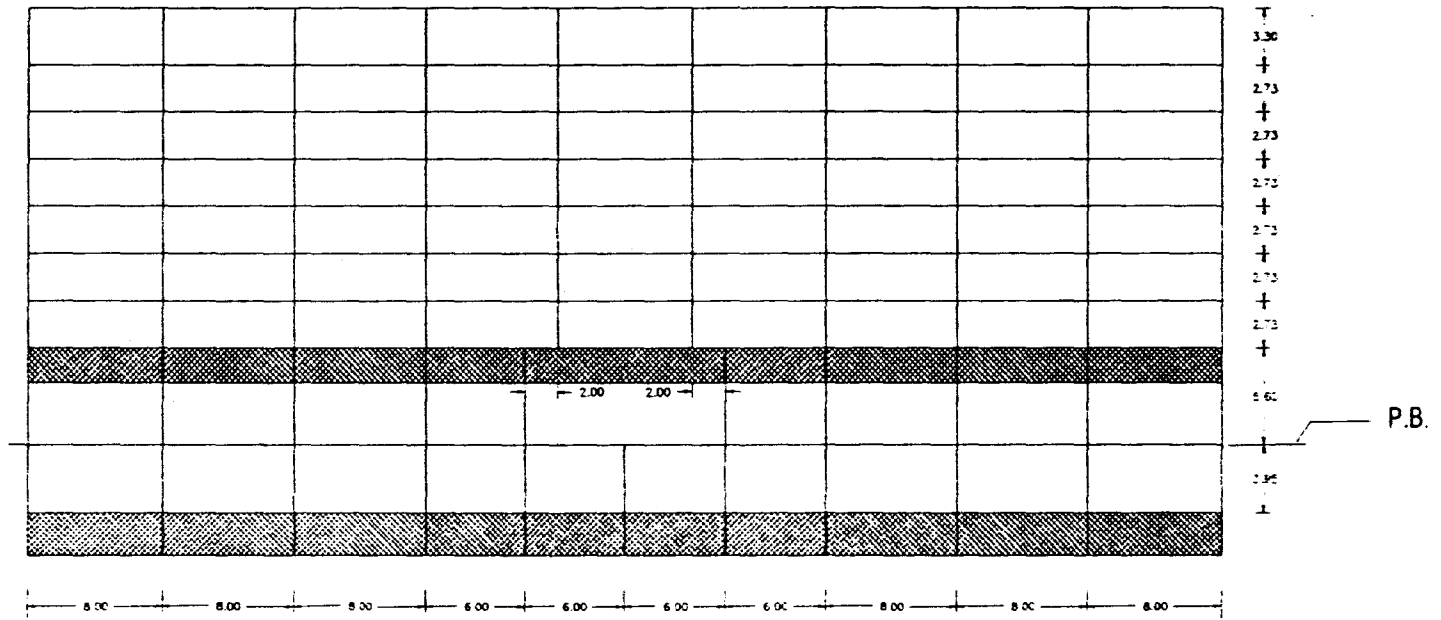


b)

Figura 7. a) Planta Baja y b) Planta Tipo



a)



b)

Figura 8. a) Marco Longitudinal Interior y b) Marco Longitudinal Exterior

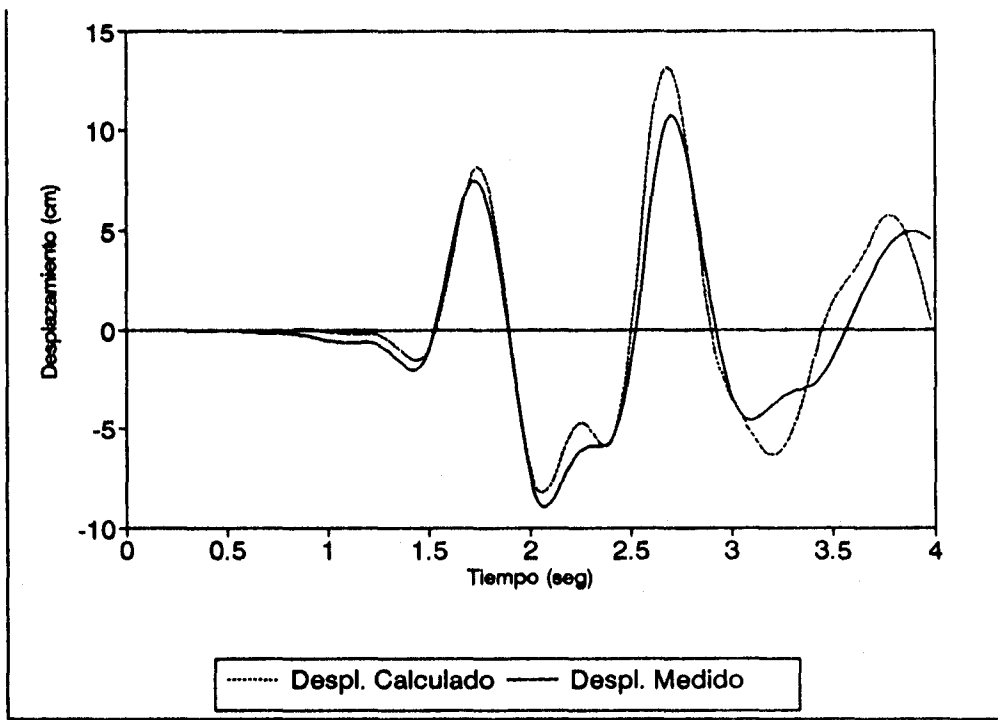


Figura 9. Comparación de las Historias de Desplazamientos Medidos y Calculados, con Análisis Elástico, para el Nivel Azotea

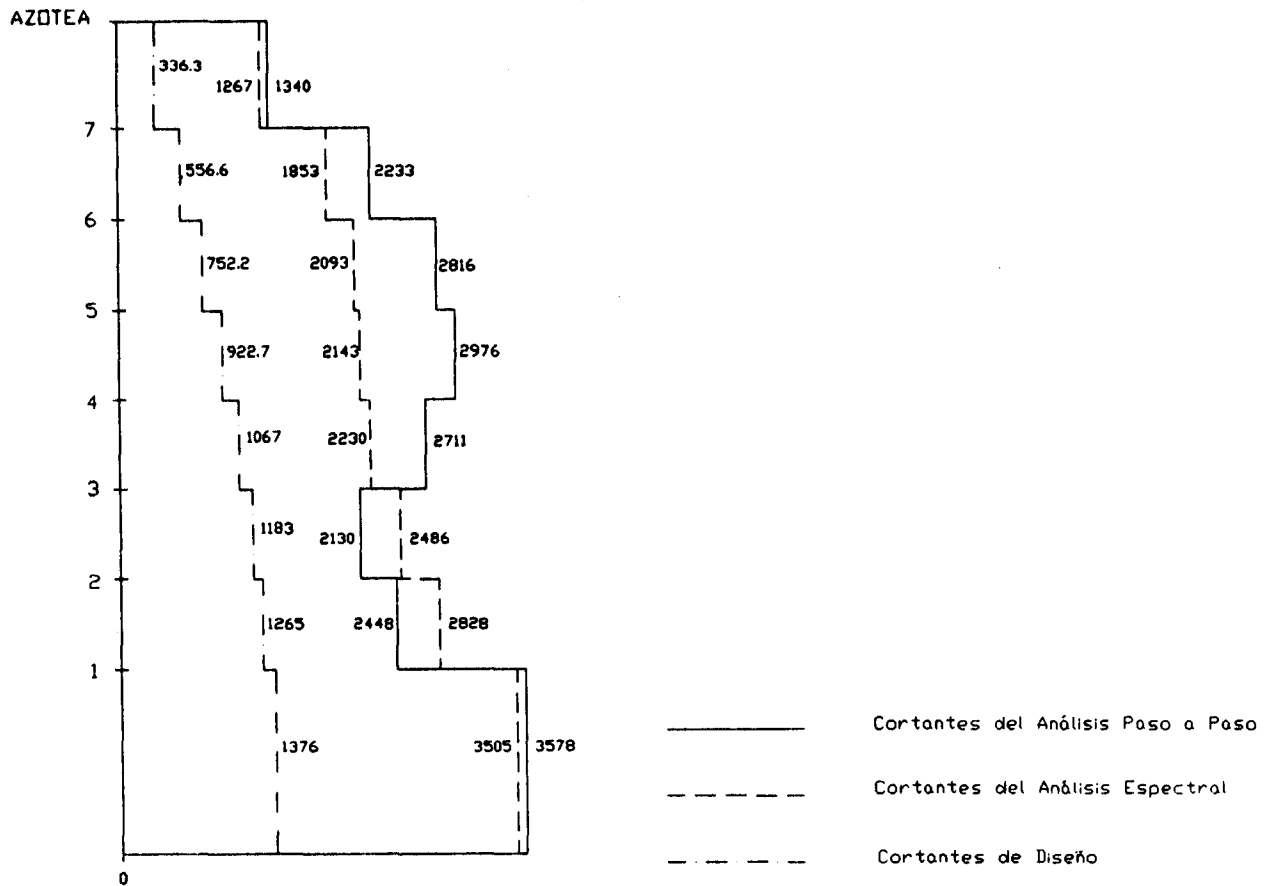


Figura 10. Cortantes Máximos Absolutos de los Análisis Paso a Paso Espectral y de Diseño

| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.85 | 0.86 | 0.34 | 0.32 | 0.35 | 0.29 | 0.28 | 0.48 | 0.34 | 0.34 | 0.48 | 0.25 | 0.28 | 0.37 | 0.33 | 0.32 | 0.88 | 0.85 |
| -1.14 | -0.91 | -0.87 | -0.90 | -0.96 | -0.98 | -0.99 | -0.83 | -0.88 | -0.88 | -0.83 | -0.99 | -0.99 | -0.95 | -0.96 | -0.88 | -0.91 | -1.14 |
| 3.25 | 3.18 | 2.73 | 2.99 | 2.71 | 2.98 | 2.58 | 2.88 | 2.71 | 2.71 | 2.88 | 2.57 | 2.84 | 2.74 | 2.71 | 2.71 | 3.18 | 3.25 |
| -1.51 | -1.41 | -1.38 | -1.43 | -1.41 | -1.43 | -1.45 | -1.68 | -1.73 | -1.73 | -1.68 | -1.45 | -1.44 | -1.40 | -1.42 | -1.38 | -1.41 | -1.52 |
| 4.57 | 4.37 | 3.88 | 3.83 | 3.88 | 3.80 | 3.72 | 4.01 | 3.85 | 3.85 | 4.01 | 3.71 | 3.78 | 3.88 | 3.85 | 3.84 | 4.37 | 4.57 |
| -1.88 | -1.81 | -1.74 | -1.81 | -1.79 | -1.81 | -1.83 | -2.12 | -2.20 | -2.20 | -2.12 | -1.83 | -1.82 | -1.78 | -1.80 | -1.75 | -1.81 | -1.88 |
| 2.75 | 2.61 | 2.33 | 3.0 | 3.02 | 2.98 | 2.92 | 3.12 | 3.01 | 3.01 | 3.12 | 2.91 | 2.97 | 3.04 | 3.01 | 2.32 | 2.61 | 2.75 |
| -1.58 | -1.60 | -1.54 | -1.58 | -1.55 | -1.58 | -1.59 | -1.84 | -1.90 | -1.90 | -1.84 | -1.59 | -1.57 | -1.55 | -1.58 | -1.55 | -1.80 | -1.58 |
| 2.58 | 2.48 | 2.25 | 2.80 | 2.90 | 2.88 | 2.80 | 3.02 | 2.80 | 2.80 | 3.02 | 2.80 | 2.85 | 2.83 | 2.90 | 2.23 | 2.48 | 2.58 |
| -1.50 | -1.55 | -1.50 | -1.52 | -1.51 | -1.52 | -1.54 | -1.79 | -1.85 | -1.85 | -1.78 | -1.54 | -1.53 | -1.50 | -1.51 | -1.51 | -1.55 | -1.50 |
| 1.58 | 2.18 | 1.98 | 1.95 | 1.97 | 1.94 | 1.88 | 2.05 | 1.97 | 1.97 | 2.05 | 1.88 | 1.93 | 2.0 | 1.97 | 1.98 | 2.28 | 1.58 |
| -1.31 | -1.31 | -1.28 | -1.32 | -1.30 | -1.29 | -1.31 | -1.41 | -1.48 | -1.48 | -1.41 | -1.31 | -1.30 | -1.27 | -1.29 | -1.28 | -1.31 | -1.31 |
| 1.03 | 1.57 | 1.51 | 1.50 | 1.52 | 1.48 | 1.40 | 1.84 | 1.54 | 1.54 | 1.83 | 1.38 | 1.44 | 1.48 | 1.44 | 1.47 | 1.59 | 1.03 |
| -1.0 | -1.05 | -1.07 | -1.11 | -1.10 | -1.10 | -1.11 | -1.15 | -1.28 | -1.28 | -1.14 | -1.11 | -1.10 | -1.04 | -1.05 | -1.07 | -1.06 | -1.01 |
| 0.93 | 0.72 | 0.15 | 0.05 | 0.40 | 0.21 | 0.22 | 0.22 | 0.31 | 0.31 | 0.22 | 0.22 | 0.03 | 0.33 | 0.33 | 0.21 | 0.88 | 0.92 |
| -0.75 | -0.59 | -0.24 | -0.27 | -0.33 | -0.18 | -0.19 | -0.01 | -0.04 | -0.03 | -0.01 | -0.54 | -0.14 | -0.40 | -0.41 | -0.30 | -0.57 | -0.53 |
| | | | | | | | 0.02 | -0.48 | | -0.48 | -0.46 | | | | | | |
| | | | | | | | -0.46 | -0.09 | | -0.08 | -0.01 | | | | | | |

Figura 11. Relación de Momentos Actuantes Máximos del Análisis Lincal Tridimensional Paso a Paso con los Momentos Resistentes

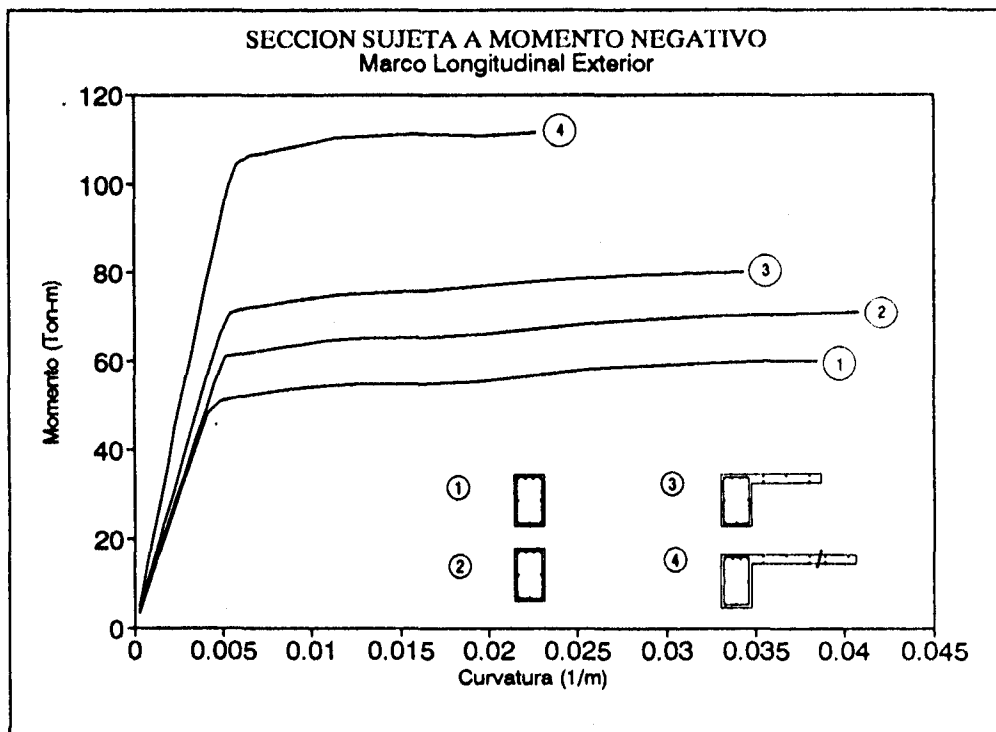
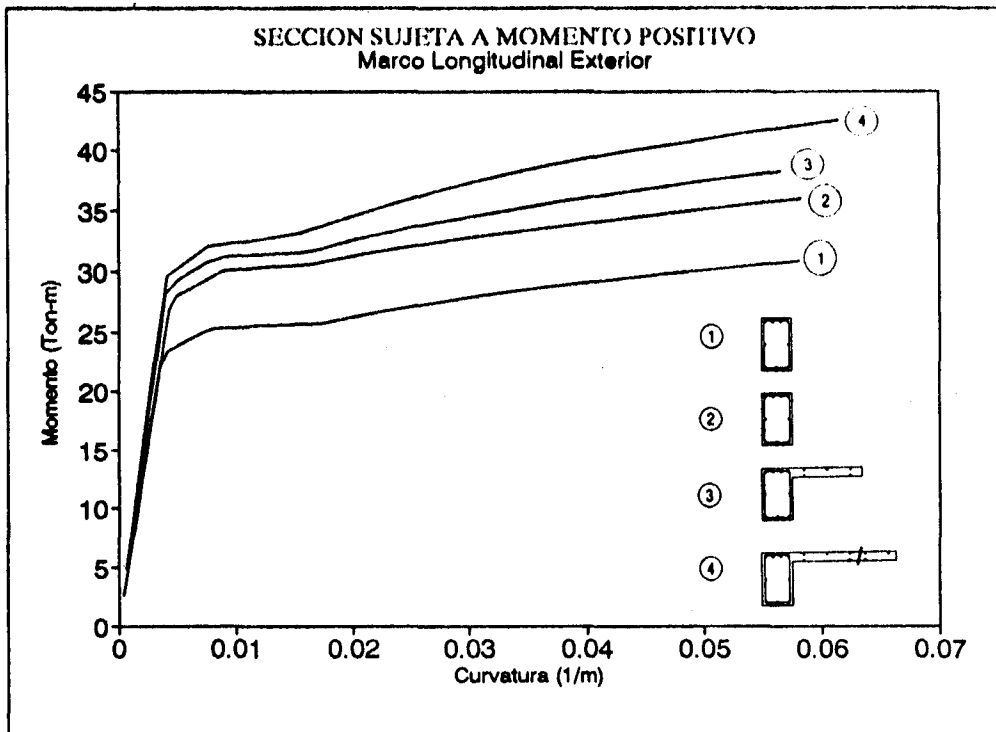


Figura 12. Relaciones Momento-Curvatura para una Viga del Marco Exterior Considerando: Valores Nominales y "Reales" del Comportamiento del Acero y del Concreto, el Efecto de una Velocidad de Deformación Unitaria Elevada y Distintos Anchos Efectivos de Contribución de Losa

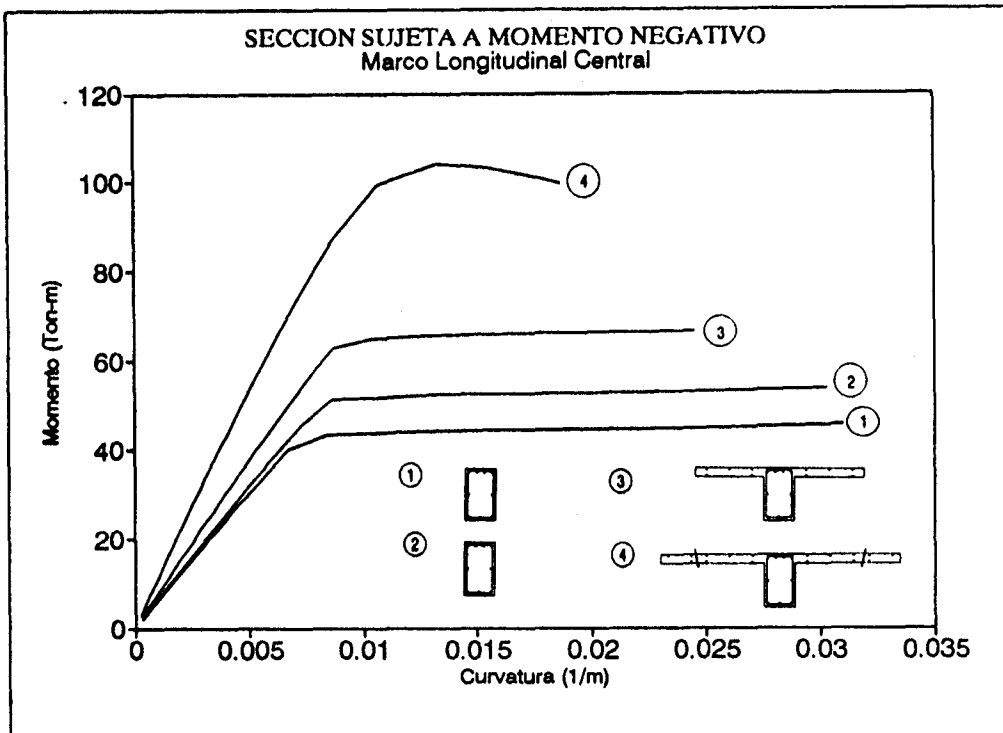
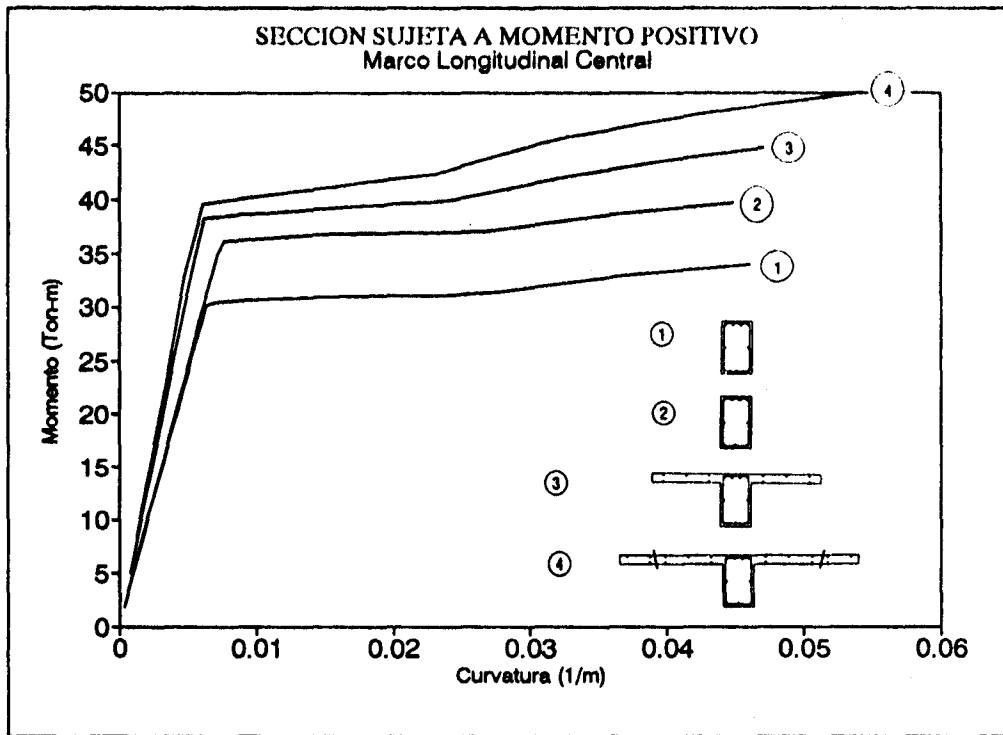


Figura 13. Relaciones Momento-Curvatura para una Viga del Marco Interior Considerando: Valores Nominales y "Reales" del Comportamiento del Acero y del Concreto, el Efecto de una Velocidad de Deformación Elevada y Distintos Anchos Efectivos de Contribución de Losa

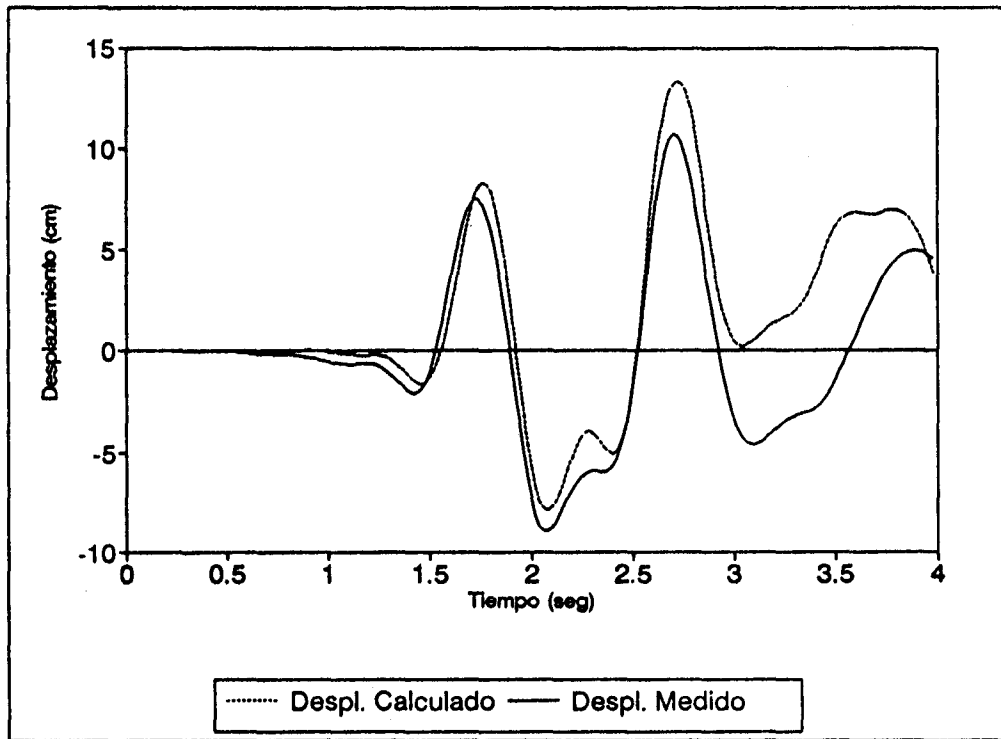


Figura 14. Historias de Desplazamientos Medida y Calculada con un Análisis no Lineal Considerando Sobrerresistencia

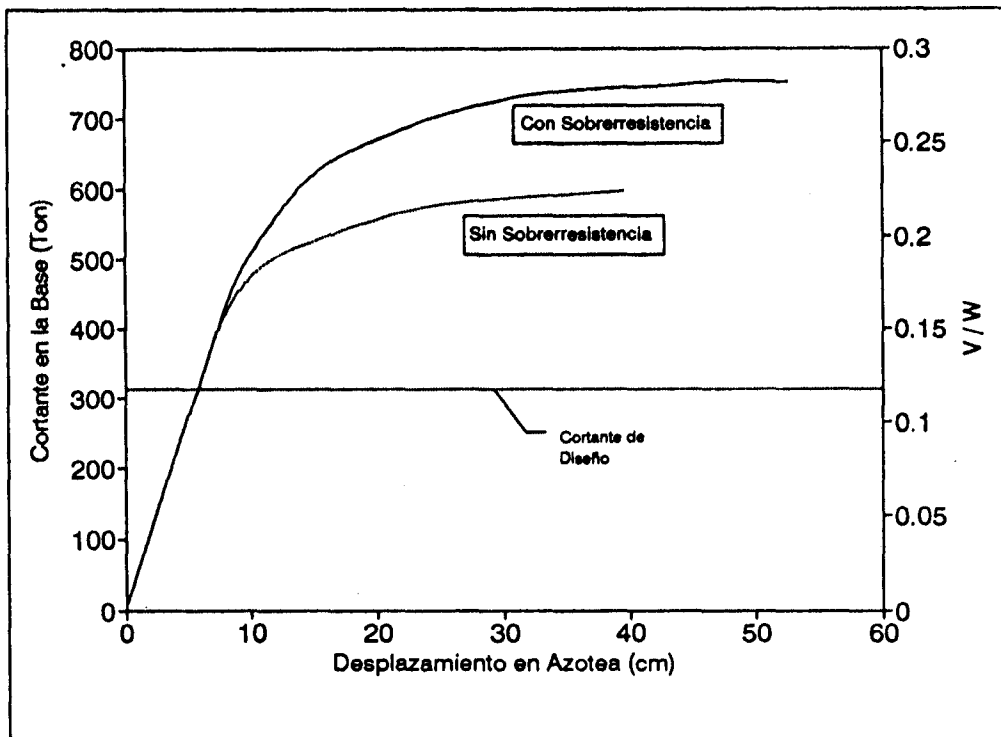


Figura 15. Cortante Basal contra Desplazamiento en Azotea con y sin Sobrerresistencia sujeta a una distribución de carga monótonica triangular