

01161

7  
24



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
Facultad de Ingeniería

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL HOTEL CAMINO REAL,  
SAN SALVADOR

ING. FREDDY ZURITA MONTERO

**TESIS**

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
como requisito para obtener el grado de:

MAESTRO EN INGENIERIA  
(ESTRUCTURAS)

*Director de Tesis:*  
**Dr. Roberto Meli**

TESIS CON  
FALLA LE ORIGEN

CIUDAD UNIVERSITARIA

1990



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## INDICE

<b>I. INTRODUCCION</b>	<b>4</b>
• Objetivos y Alcances	5
<b>II. EL SISMO DE SAN SALVADOR, OCTUBRE 10 DE 1986</b>	<b>7</b>
• Características Generales	7
• Condiciones del Sitio	7
• Características del Sismo	8
• Estaciones de Registros Acelerográficos	9
<b>III. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA DEL HOTEL CAMINO REAL, SAN SALVADOR</b>	<b>11</b>
• Aspectos Físicos del Edificio	11
• Instrumentación del Edificio y Registros de Aceleración	15
<b>IV. ESTUDIOS ANALITICOS DE LA RESPUESTA</b>	<b>18</b>
INTRODUCCION	18
ANALISIS ELASTICO	19

• Modelo Matemático de la Estructura	19
• Aceleración de Entrada	23
ANALISIS TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO	25
• Periodos, Modos de Vibración y Factores de Participación	25
• Desplazamientos	26
• Cortantes	28
• Distribución de Fuerzas en los Elementos	29
ANALISIS INELASTICO	30
• Introducción	30
• Modelo Matemático de la Estructura	31
• Comportamiento Inelástico de las Secciones Críticas	32
RESPUESTA INELASTICA DE LA ESTRUCTURA	34
• Desplazamientos, Cortantes y Demandas de Ductilidad	34
• Comparación con el Comportamiento Observado	36
<b>V. ESTUDIO DE LA SOBRERRESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA</b>	<b>38</b>
INTRODUCCION	38
• Sobrerresistencia en las Secciones Críticas	38
• Comportamiento Estructural	44

• Comparación con el Comportamiento Observado	50
---	----

<b>VI. CONCLUSIONES</b>	<b>53</b>
-------------------------	-----------

<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</b>	<b>58</b>
--	-----------

## I. INTRODUCCIÓN

El 10 de octubre de 1986 la ciudad de San Salvador, experimentó un sismo de magnitud 5.4 que la afectó fuertemente. Aún cuando el tamaño del sismo fue moderado, la proximidad del epicentro a la ciudad y la superficialidad del evento provocaron daños considerables. Este temblor se debió al deslizamiento en dirección predominantemente NO-SE de una de las fallas que presenta esta zona.

Un aspecto importante de este movimiento telúrico es el hecho de haber sido registrado en 9 estaciones ubicadas en su mayoría en estructuras, donde se observó que la aceleración a nivel del terreno o en sótanos fue relativamente alta (entre 0.5 y 0.72 g). Esta información contribuye a profundizar y ampliar los conocimientos de la Ingeniería Sísmica.

El presente trabajo de investigación se avoca al estudio del comportamiento dinámico del Hotel Camino Real, con estructura de concreto reforzado de 8 niveles, instrumentado en el Sótano, Nivel 1 y Azotea, ubicado a 4.5 km del epicentro y cimentado en un estrato de limo-arenoso de origen volcánico muy compacto, de espesor variable.

El registro de la azotea presenta una aceleración máxima muy elevada (0.909 g); la importancia de estudiar el comportamiento dinámico de esta estructura estriba en

que los registros obtenidos en tres diferentes lugares de la estructura proporcionan la oportunidad de evaluar las diferentes técnicas del modelaje y verificar su validez comparando con la respuesta medida, además de que permiten conocer las ampliaciones y el filtrado que produce la estructura del movimiento del suelo.

### *Objetivos y Alcances*

Los objetivos generales de este trabajo son:

1. Estudiar analíticamente el comportamiento del edificio y comparar con el comportamiento observado (medido) del mismo.
2. Identificar las coincidencias así como también las diferencias entre lo medido y calculado, evaluando la capacidad de los métodos analíticos actualmente disponibles para predecir el comportamiento sísmico de una estructura.
3. Encontrar explicaciones “racionales” del por qué de las diferencias.

Para alcanzar estas metas, esta investigación se ha dividido en tres secciones principales: (1) descripción de la estructura, (2) análisis y evaluación de la respuesta analítica con su correspondiente comprobación en cada etapa con la respuesta medida y observada y (3) investigación de las posibles fuentes de sobre-resistencia de la estructura.

Una breve descripción del sismo, condiciones del sitio y la red acelerográfica que registró el sismo se incluye en el Capítulo 2.

Las características generales del sistema estructural, instrumentación y registros de aceleración de la estructura en estudio se describen en el Capítulo 3.

En el Capítulo 4 se presentan los resultados del análisis tridimensional del edificio basados en un comportamiento elástico lineal para determinar sus propiedades dinámicas y su comportamiento inicial. Debido a que los resultados indicaron que varios elementos debieron de haber excedido el intervalo de comportamiento elástico, se elaboró otro modelo representativo de la estructura para realizar un análisis no lineal. De estos análisis, surgen incongruencias entre lo que predice el modelo analítico con relación al comportamiento observado del mismo.

En el Capítulo 5 se investigan las fuentes de sobrerresistencia del edificio ante una sollicitación dinámica como la del sismo del 10 de octubre de 1986, con la finalidad de explicar las diferencias encontradas en el capítulo anterior con base en un nuevo modelo analítico que pudiera responder más cercanamente a lo observado.

Finalmente, se incluyen en el Capítulo 6 las conclusiones sobre el estudio y una interpretación o explicación tentativa de las diferencias encontradas.



## II. EL SISMO DE SAN SALVADOR, OCTUBRE 10 DE 1986

### *Características Generales*

La República de El Salvador está localizada en la Placa del Caribe, en las proximidades del borde de contacto con la Placa de Cocos, dentro del denominado Cinturón Circumpacífico. Esta región de El Salvador presenta intensa y frecuente actividad sísmica.

A lo largo del país se desarrolla, predominantemente en dirección E-W, una megaestructura que corresponde a la Fosa Central de El Salvador (Graben) que se extiende más o menos en la parte media del territorio, con un ancho aproximado de 40-50 km.

En el Graben mencionado, existen numerosas fallas recientes y activas así como frecuente actividad volcánica. Esta actividad sísmica de la franja es predominantemente superficial y puede o no estar acompañada de fenómenos volcánicos.

### *Condiciones del Sitio*

La ciudad de San Salvador se encuentra enclavada casi en su totalidad sobre depósitos de cenizas volcánicas. Estos depósitos tienen un espesor variable entre 10 metros en

la zona oeste a 200 metros en el Este de la ciudad, cerca del Lago Ilopango. En el centro de la ciudad puede estimarse el espesor medio de estos estratos del orden de 40-50 m.

#### *Características del Sismo*

El sismo de San Salvador, el 10 de octubre de 1986, ocurrió aproximadamente al sur de la ciudad de San Salvador. Se observaron rupturas en la superficie en varios lugares de esta ciudad capital; aberturas de 15 a 30 cm se observaron en varias fallas con una orientación predominante NW40 (véase la referencia núm. 5).

Este sismo provocó fuertes daños en la ciudad de San Salvador, donde muchos edificios altos se derrumbaron o fueron severamente dañados. También muchas construcciones de "bahareque" y adobe fallaron.

Empleando los datos de la red de estaciones sísmicas del Centro de Investigaciones Geológicas (GIG) instalados después del sismo de 1965 en San Salvador, David Harlow (USGS) y el equipo de trabajo del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG) estimaron los siguientes datos:

Tiempo de origen: 17:49 GMT (11:49 hora local), octubre 10, 1986.

Hipocentro: 13.673N, 89.203W, profundidad 8 km.

Magnitud: 5.4

Intensidad: VIII-IX (M.M.)

### *Estaciones de Registros Acelerográficos*

Este sismo fue registrado en nueve de once acelerógrafos que instaló el CIG en siete estaciones sísmicas.

La figura II.1 muestra la localización del epicentro y las estaciones de registros sísmicos de la mencionada red. Ocho de los nueve acelerogramas recuperados se obtuvieron en equipos SMA-1 y el restante en un AR-240. Todas las estaciones se encontraban en un rango de 1 a 6 km del epicentro.

La digitización y procesamiento de los datos obtenidos se detalla en la referencia núm. 1.

En la figura 1 se indica la aceleración máxima del suelo y su dirección en las diferentes estaciones sísmicas. Las aceleraciones máximas varían en un rango de 0.22 a 0.72 g con periodos dominantes comprendidos entre 0.1 y 0.3 seg, a excepción de la estación CIG (Centro de Investigaciones Geotécnicas) en la que el periodo fue aproximadamente de 0.4 seg. La aceleración máxima promedio del terreno fue de 0.443 g. Grandes diferencias de aceleraciones máximas en direcciones mutuamente perpendiculares presentan las estaciones IVU (Instituto de Vivienda Urbana) y en la estación CIG. Por otra parte, IVU registra máxima aceleración del sismo en dirección E-W con 0.718 de g., en cambio la estación CIG presenta una máxima de 0.705 g pero en dirección N-S.

En cuanto a las aceleraciones verticales registradas a nivel del suelo, éstas están comprendidas entre 0.15 y 0.46 g. Relacionando el pico de la aceleración vertical y la máxima aceleración horizontal de cada registro, se observa que varía entre 0.47 y 0.85.

En promedio, las aceleraciones verticales máximas fueron del orden del 56% del correspondiente a las horizontales máximas.

Entre las características particulares de este sismo, puede observarse que la fase intensa de este sismo tiene muy corta duración (un poco más de 2 segundos) y consta básicamente de 3 ó 4 ciclos importantes.

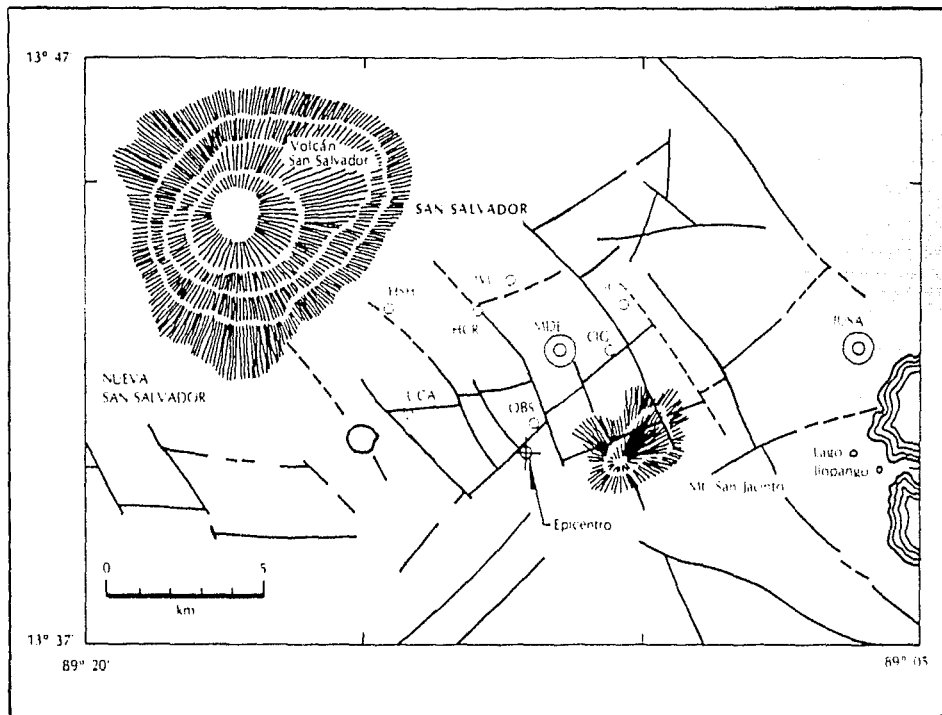


Figura II.1. Ubicación del Epicentro, Estaciones Sísmicas y Fallas Geológicas del Area de San Salvador (Tomado de la Referencia núm. 3).

### III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL HOTEL CAMINO REAL, SAN SALVADOR

#### *Aspectos Físicos del Edificio*

El Hotel Camino Real (HCR) se encuentra ubicado en la zona NW de la Ciudad de San Salvador distante del epicentro en aproximadamente 4.5 km (véase la figura I.1), y fue construido en el año de 1971. Se trata de una estructura de 8 niveles de concreto reforzado colado en sitio; cuenta con una base de 18.8 m de ancho por 72 m de largo y una altura de 25.33 m sobre el nivel de calle, con una planta baja de doble altura. La resistencia a fuerzas gravitacionales y laterales es proporcionada básicamente por marcos de concreto reforzado en direcciones N-S y E-W. La cimentación es a base de zapatas corridas con contratrabes sobre un estrato de depósitos de cenizas volcánicas, cuyo espesor medio estimado para esta zona (centro de la ciudad) es de 40-50 m.

Según referencias verbales, se diseñó conforme al Reglamento de San Salvador de 1966, similar en espectros y coeficientes sísmicos al Reglamento de Acapulco para esa época; por tanto, puede estimarse el Coeficiente Sísmico Neto con el que se diseñó este edificio en 0.12. El dimensionamiento fue de acuerdo con el Reglamento del ACI de 1967.

Para el estudio de este edificio se tuvo acceso a los planos estructurales, lo que permitió determinar su concepción estructural, dimensiones, armado de sus elementos constitutivos, detalles estructurales, especificaciones, etcétera.

En los niveles tipo (Nivel 2 al Nivel Azotea) los claros en el eje longitudinal son de 8 m para los marcos exteriores y de 4 m para los marcos interiores; en la dirección transversal los claros exteriores son de 6.45 y el central de 5.90 m. La transición de estos niveles tipo a nivel de Lobby y servicios (Planta Baja) se realiza en el Nivel 1 que posee vigas de gran peralte, en donde la distribución de columnas cambia drásticamente presentándose en los marcos exteriores un claro de 12 metros en la zona central colindante con claros de 6 metros a cada lado; por su parte, en los marcos centrales esta modificación es aún más severa, al cambiar los claros de 4 m en los niveles superiores a claros de 8 m, además del claro de 12 metros en la zona central flanqueado por claros de 6 m. Esta distribución hace que la estructura sea muy irregular (véanse las figuras III.1 a III.6).

En la dirección N-S, los dos marcos centrales D y E y los dos marcos exteriores CyF conforman los marcos tipo en esta dirección. Desde el nivel de cimentación hasta el Nivel 1, ambos marcos poseen grandes claros con preeminencia de la dimensión de 8 metros (véanse las figuras III.1 a III.5). La entrada principal a nivel de Planta Baja tiene un claro de 12 m. La orientación predominante de las columnas es en dirección E-W con excepción de las columnas adicionales a cada 4 metros que presentan los marcos centrales (véase las figuras III.1 a III.3). Es importante señalar que las columnas de los marcos exteriores poseen una sección variable de nivel a nivel desde el nivel de azotea hasta el de transición.

Existen 13 tipos de columnas las cuales difieren notablemente entre sí en sección, armado longitudinal y transversal. La Tabla III.1 muestra las secciones de los diferentes tipos de columnas que conforman la estructura. Las columnas extremas tipo C-1 (sección L) poseen, en los primeros dos entrepisos, un armado que se compone de 30 varillas del número 11 con refuerzo transversal de 2 estribos del #4 @ 20 (alternados) y 2 del #3 @ 30. En el último entrepiso el armado está constituido por 8 varillas del #8 y 10 del #6 con refuerzo transversal de 2 estribos del #3 @ 20 (alternados) y 2 grapas del #2 @ 25 cm. Por su parte, la columna rectangular tipo C-3 inicia con un refuerzo longitudinal de 28 varillas del #11 y finaliza con 4 varillas del #8 y 6 del #6. Las figuras III.7 y III.8 muestran el armado para las columnas tipo C-1 y C-3, respectivamente.

Las vigas de los marcos exteriores presentan una sección de 35x70 cm en el nivel azotea y en los entrepisos N-7 a N-2 de 40x70; en el Nivel 1 inicia con una sección de 60x100 y aumenta a 100x200 en la parte central para cambiar nuevamente su sección a 60x100. En Planta Baja las vigas tienen una sección constante de 50x90. En los marcos centrales las vigas tienen una sección de 40x70 en el nivel azotea, en los entrepisos tipo (niveles N-7 a N-2) de 30x50, en el Nivel 1 varía de 100x200 en las zonas extremas a 160x200 en el tramo central y en Planta Baja de 50 x 90 (véanse las figuras III.1 a III.3).

Por su parte, la dirección corta de la estructura (E-W) cuenta con 10 marcos. Como se indicó anteriormente, la orientación de los lados mayores de las columnas es en esta dirección, que posee dos claros exteriores de 6.45 m y uno central de 5.90 m. Las vigas del nivel azotea de estos marcos son de 30x70 a excepción de los marcos 6, 14, 15 y 21 cuya sección es de 35x70. En los niveles tipo, las vigas de todos los marcos son de 40x70, con un tramo intermedio de 3.03 m de 40x45 (línea punteada de la figura



III.6). En el Nivel 1, las vigas son de 50x100 a excepción de los marcos 14 y 15 cuyas secciones son de 40x70. Estos dos últimos marcos parten precisamente de este nivel de transición; a nivel de Planta Baja se tienen vigas de 50x90 (véanse las figuras III.1 a III.3 y III.6).

Los niveles de Planta Baja y Azotea poseen una losa maciza de 12 centímetros, los niveles restantes cuentan con una losa maciza de 12 centímetros en los tramos comprendidos entre los ejes C-D y E-F que disminuye a 10 centímetros en el tramo central (ejes D y E) lo que constituye el pasillo central de acceso a los cuartos del hotel.

La estructura del hotel, por su función, cuenta con un elevado número de paredes divisorias que están cuidadosamente desligadas de la estructura con juntas de material flexible de 1 cm de espesor aproximadamente. En las fachadas, los elementos decorativos se encuentran desligados de la estructura. Las fachadas Norte y Sur cuentan con una estructura de escaleras de servicio que está desligada de la estructura principal por medio de una junta constructiva especificada por proyecto.

De la observación del edificio, se corrobora que la ejecución de la obra se ajustó en su mayoría al proyecto, cuidando en obra la separación de los elementos no estructurales y estructurales (escaleras de servicio) que se mencionaron anteriormente.

La resistencia del concreto especificado por proyecto fue de 280 kg/cm<sup>2</sup> con acero de refuerzo corrugado con un esfuerzo de fluencia especificado de entre 4 200 y 5 000 kg/cm<sup>2</sup>. Para los estribos se emplearon aceros con fluencia entre 2 300 y 3 000 kg/cm<sup>2</sup>.

El comportamiento de la estructura durante el sismo del 10 de octubre de 1986, de acuerdo con la referencia 10 (Meli R. y Avila J.) es considerado excelente debido a la ausencia de daños en la estructura y por la escasez de los mismos en los elementos no estructurales a pesar de las grandes aceleraciones registradas en la base, Nivel 1 y Azotea (aspecto que se ampliará más adelante). El Hotel no presentó daños visibles y los daños no estructurales se limitaron a algunas grietas y a pequeños desprendimientos de los elementos decorativos de fachada y agrietamiento en algunas paredes divisorias en el primero y último nivel.

#### *Instrumentación del Edificio y Registros de Aceleración*

Como ya se había mencionado, este edificio contaba con 3 instrumentos SMA-1 localizados en el Nivel Sótano, Nivel 1 y Azotea. La figura III.1 muestra la localización de estos aparatos en la estructura.

Lamentablemente, de los tres canales registrados en la azotea, sólo el correspondiente a la componente horizontal H1-90 es confiable, los otros dos canales se encontraban severamente interferidos por lo que no fueron digitizados. A propósito de los registros de azotea, una inspección realizada después del sismo descubrió que el anclaje del aparato estaba flojo. Sin embargo, el personal del Centro de Investigaciones Geotécnicas había realizado un mantenimiento de rutina en este edificio una semana antes del sismo y reportó que dicho anclaje estaba asegurado. Es posible que el anclaje se haya aflojado por el mismo movimiento, ya que el registro recuperado no presenta la característica de alta frecuencia que es una señal característica que se ha observado en otros registros con este problema.

En las figuras III.11 a III.13 se reproducen los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento digitizados, corregidos y filtrados de los niveles Sótano, 1 y Azotea en la dirección N-S. La duración de la fase significativa del registro del terreno es de aproximadamente 2 seg. En la figura III.14 se muestran los espectros de aceleración para los niveles Sótano y Azotea obtenidos con el 5% de amortiguamiento. En el siguiente capítulo se hará énfasis a la historia de desplazamientos registrados por estos aparatos.

La aceleración máxima registrada en los diferentes niveles para las tres componentes es la siguiente:

*Nivel Sótano:*

Canal 1: N-S	0.341 g.
Canal 2: E-W	0.468 g.
Canal 3: Vertical	0.256 g.

*Nivel 1:*

Canal 1: N-S	0.691 g.
Canal 2: Vertical	0.365 g.
Canal 3: E-W	0.529 g.

*Nivel Azotea:*

Canal 1: N-S	0.909 g.
--------------	----------

La amplificación del movimiento del terreno en el Nivel 1 fue de 2.026 y en el Nivel Azotea de 2.667.

De la comparación con un estudio realizado por Decanini, Gavarini y Pedregal (Referencia 5) con varias estructuras de concreto reforzado de más de seis pisos durante el sismo de San Fernando California, del 9 de febrero de 1971, la amplificación del Nivel 1 del HCR es ligeramente superior a la media del estudio y puede deberse a que la masa de este nivel de transición es del orden de 2 veces del correspondiente a los niveles tipo y a que posee doble altura. En cuanto a la amplificación del nivel Azotea, ésta es muy cercana a la media del estudio mencionado.

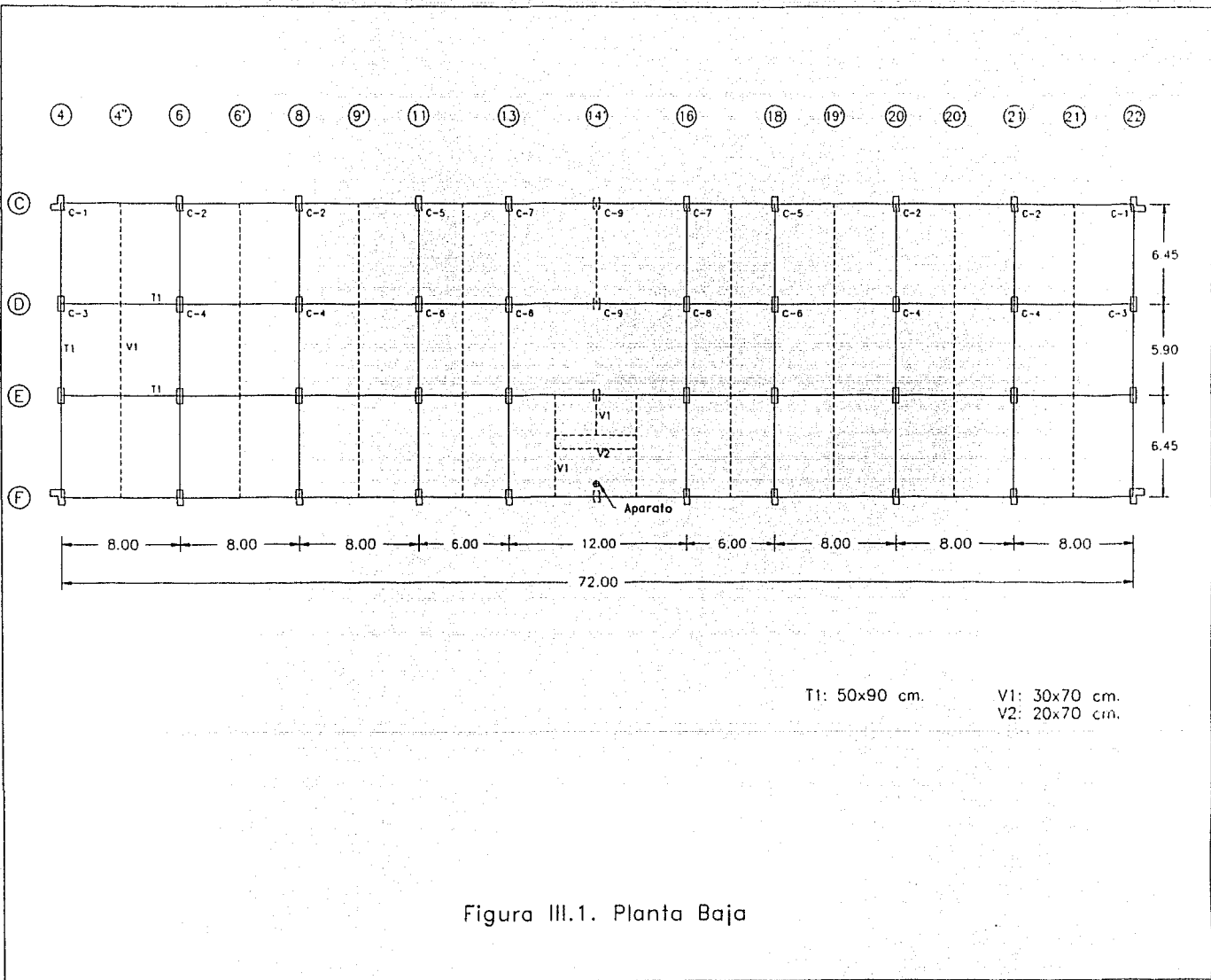
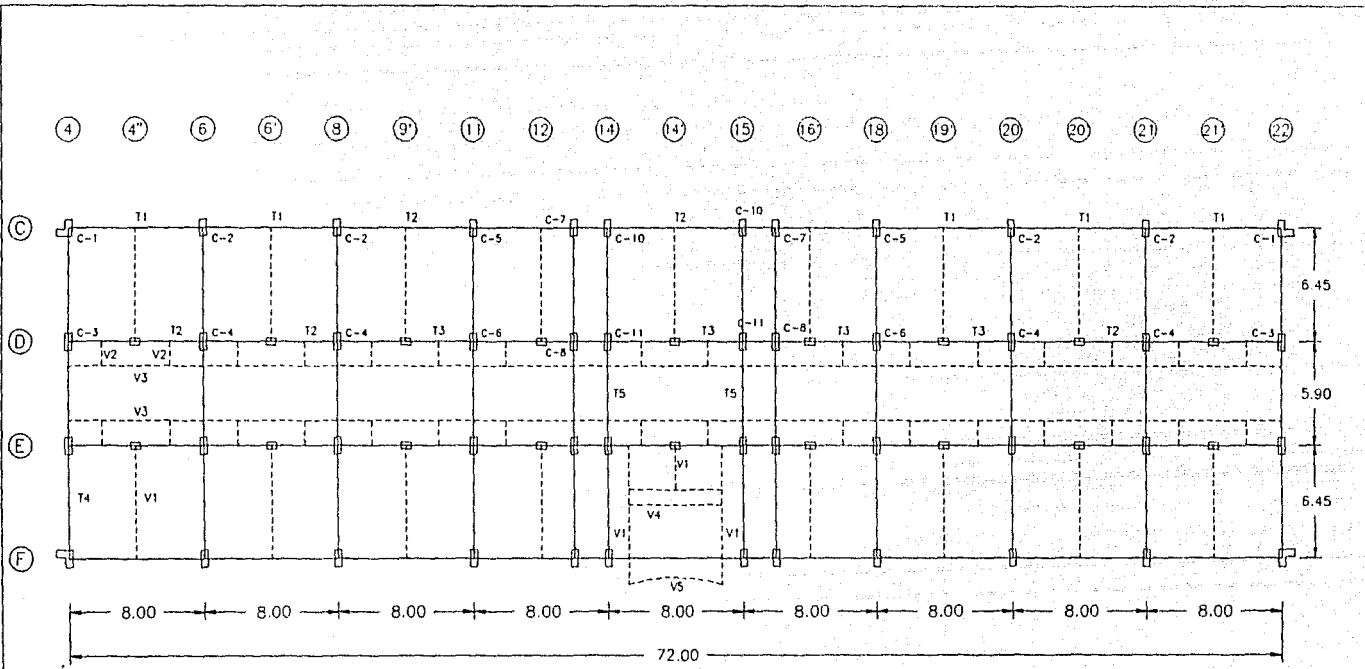


Figura III.1. Planta Baja



- |                 |               |
|-----------------|---------------|
| T1: 60x100 cm.  | V1: 30x70 cm. |
| T2: 100x200 cm. | V2: 20x70 cm. |
| T3: 160x200 cm. | V3: 45x45 cm. |
| T4: 50x100 cm.  | V4: 20x70 cm. |
| T5: 40x70 cm.   | V5: 15x82 cm. |

Figura III.2. Planta Nivel 1 (N-1).

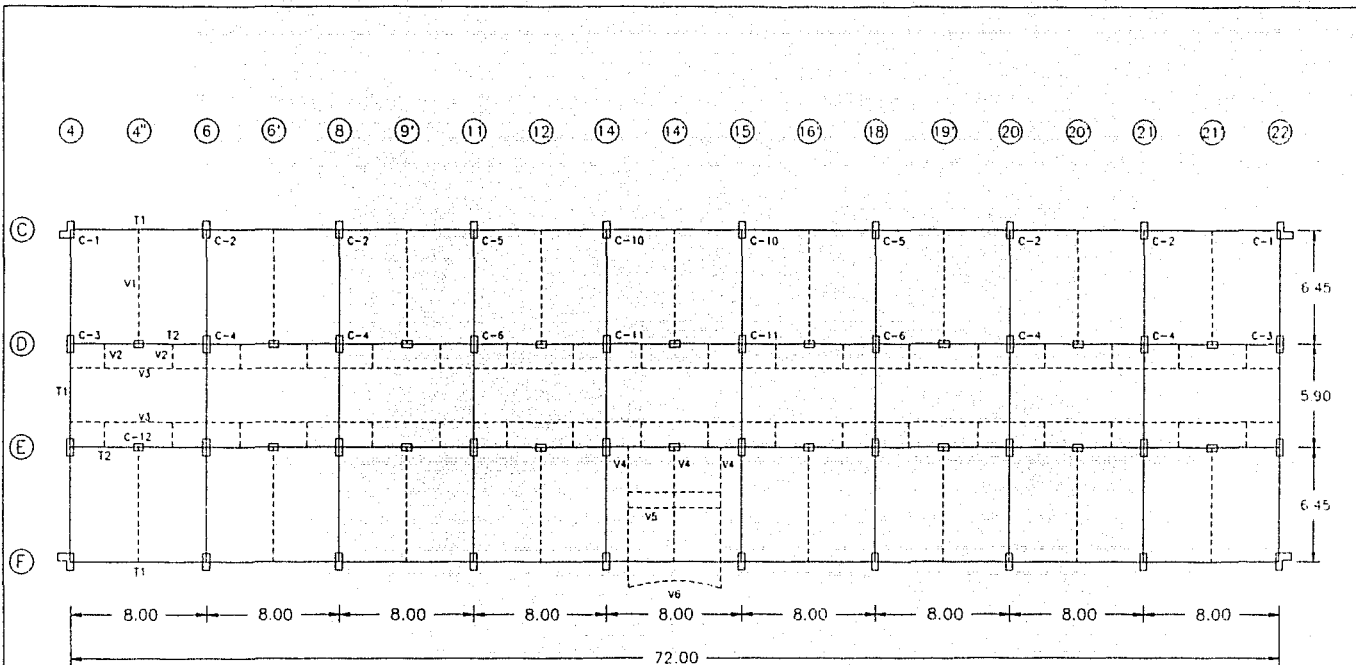


Figura III.3. Planta Tipo (Niveles N-2 a N-7).

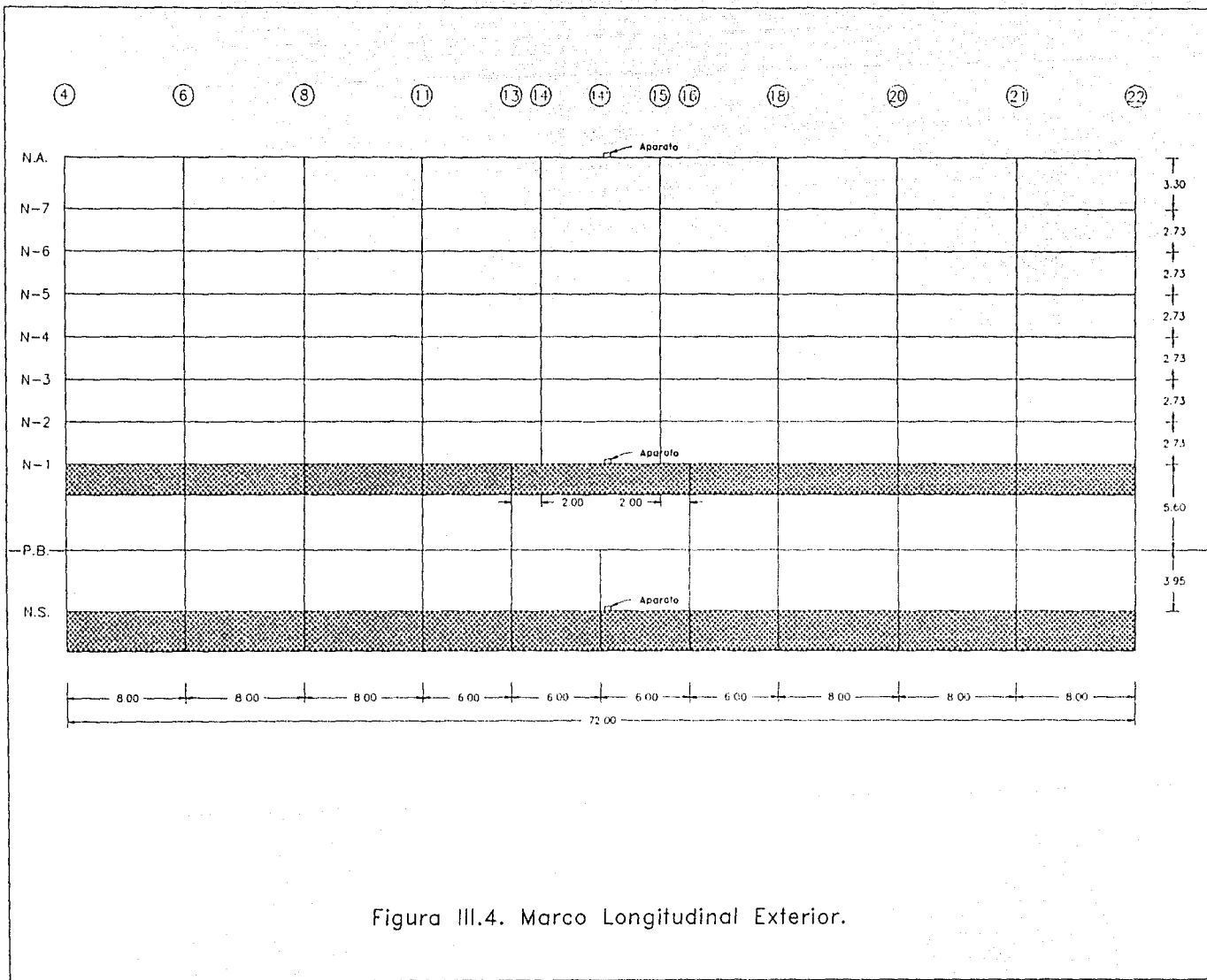


Figura III.4. Marco Longitudinal Exterior.



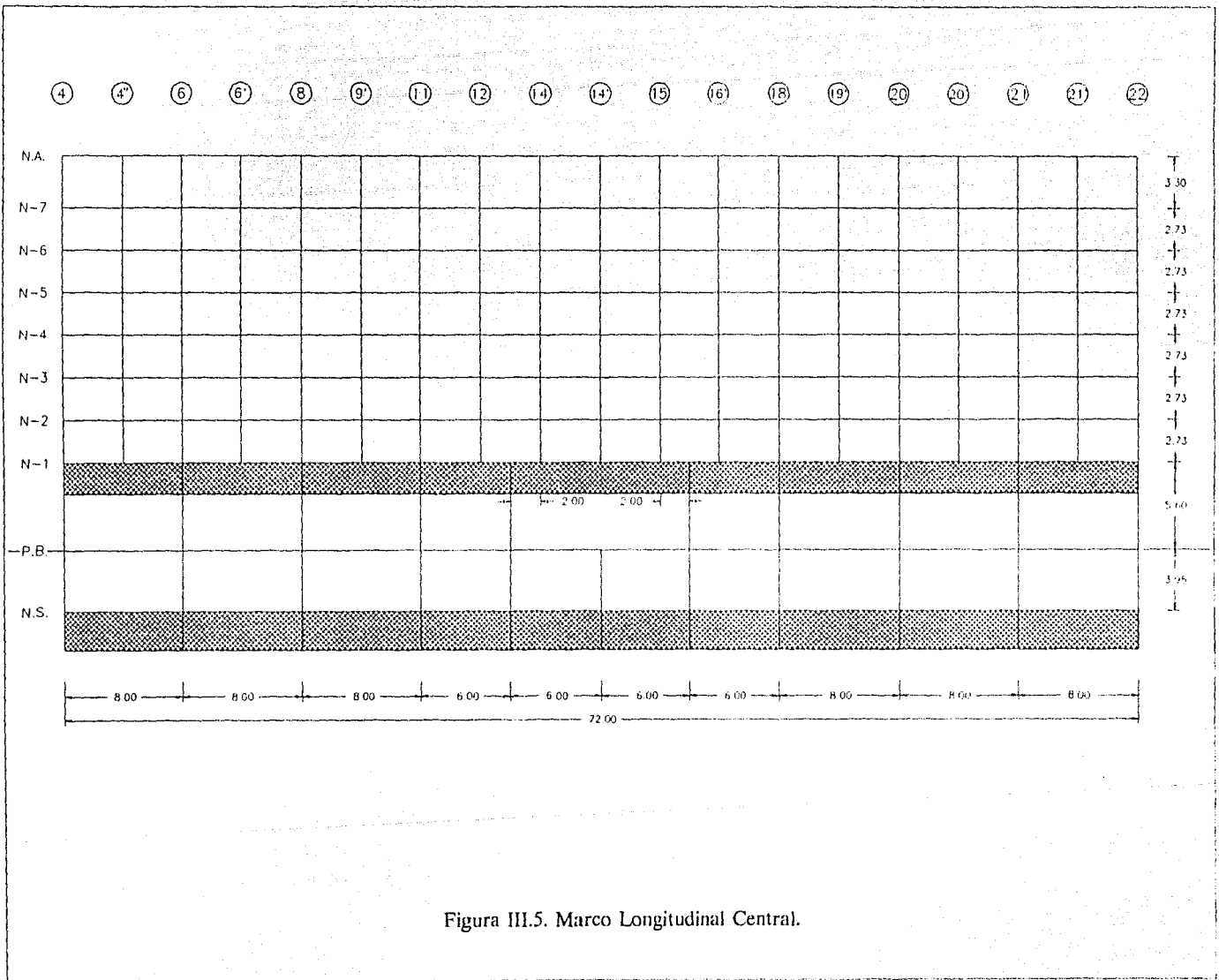


Figura III.5. Marco Longitudinal Central.

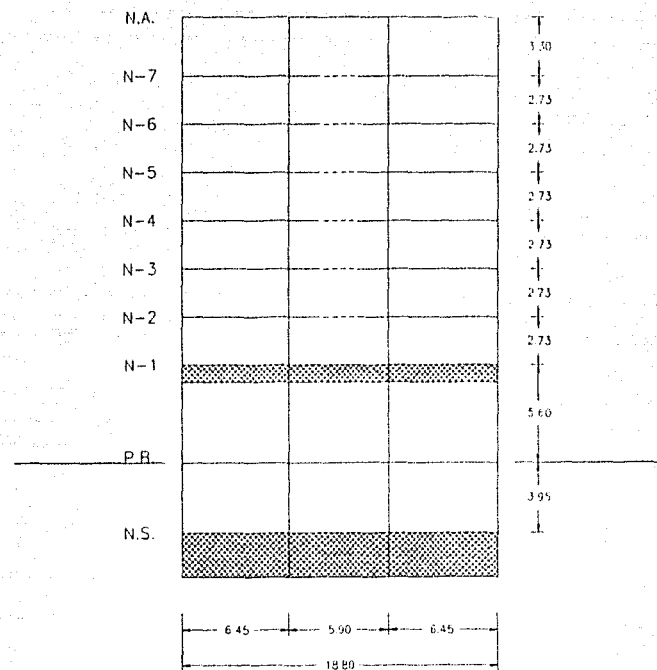
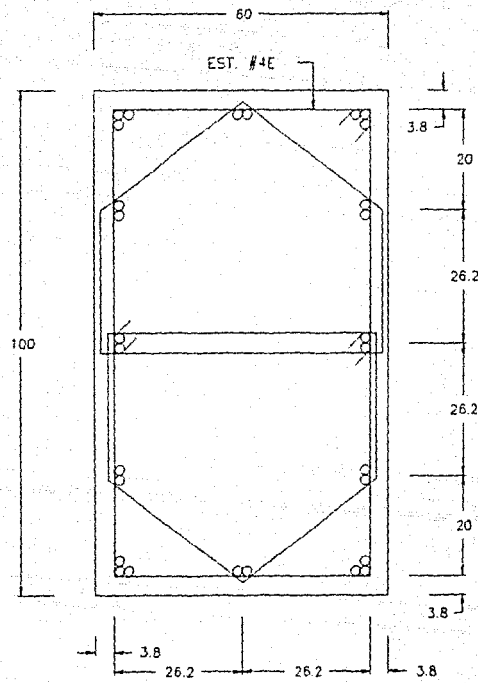


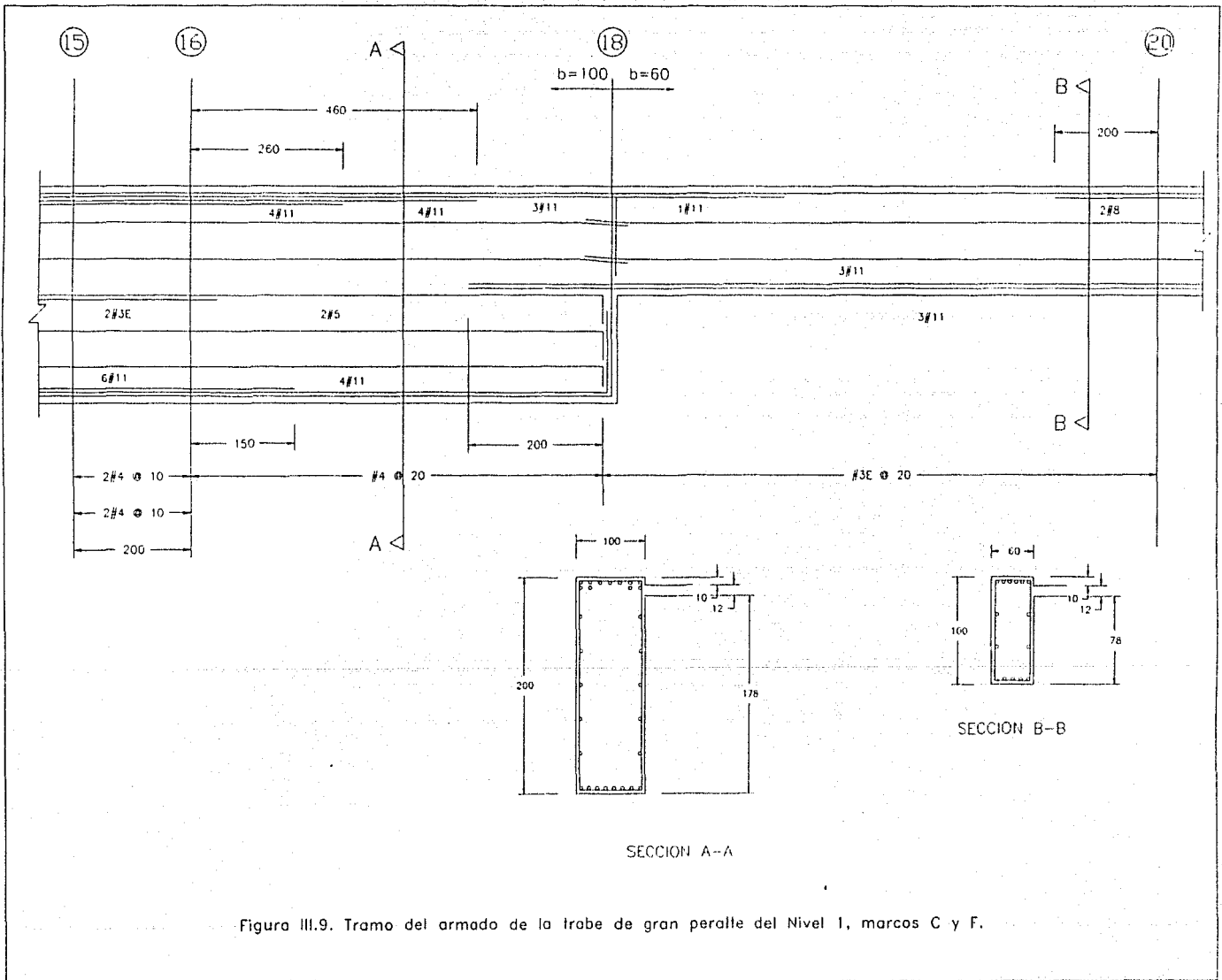
Figura III.6. Marco Transversal Tipo.





28#11  
 1 EST. #4E @ 20  
 2 EST. #3E @ 30 (ALTERNADOS)

Figura III.8. Detalle del armado para columna tipo C-3 en el primer entrepiso.



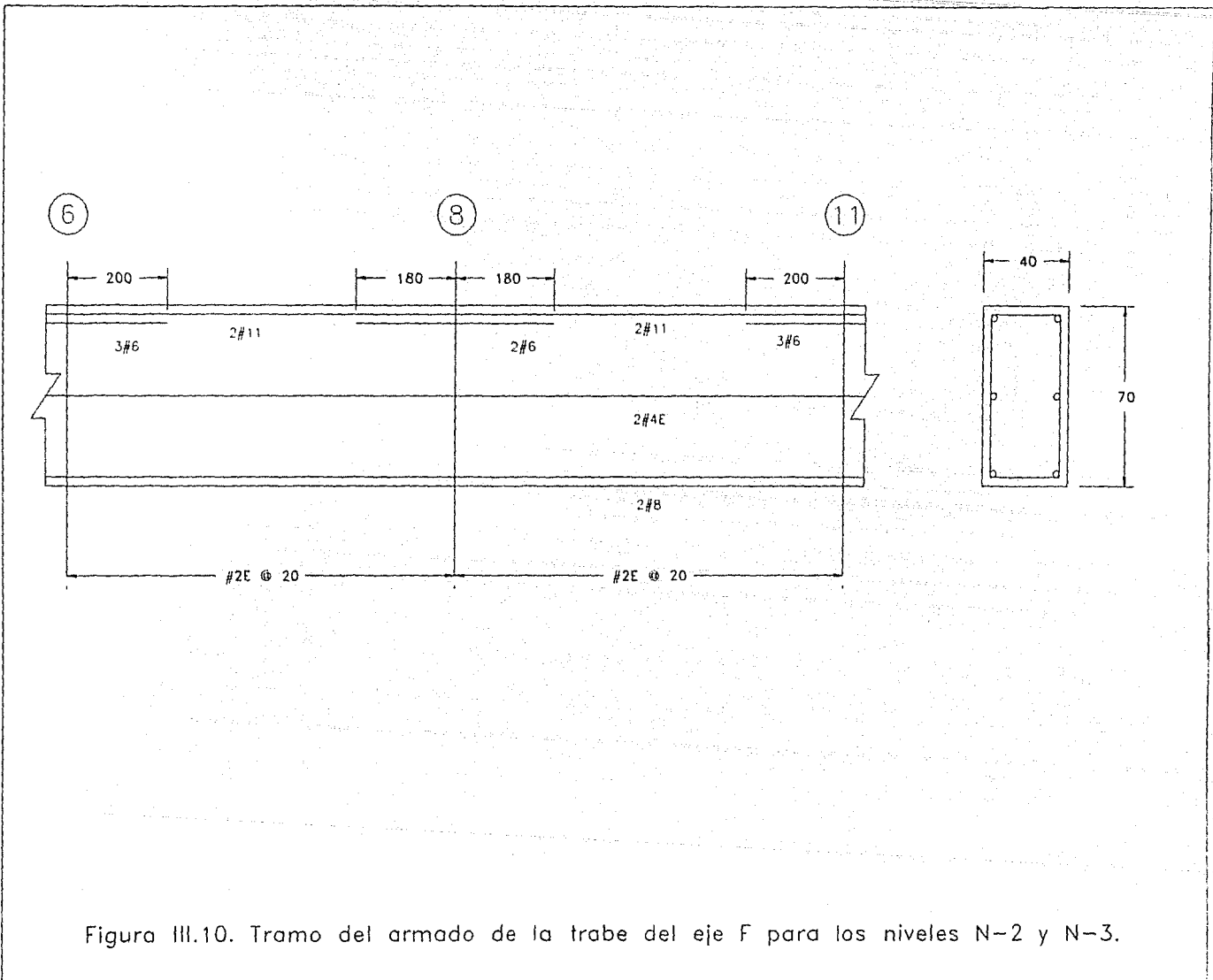


Figura III.10. Tramo del armado de la trabe del eje F para los niveles N-2 y N-3.

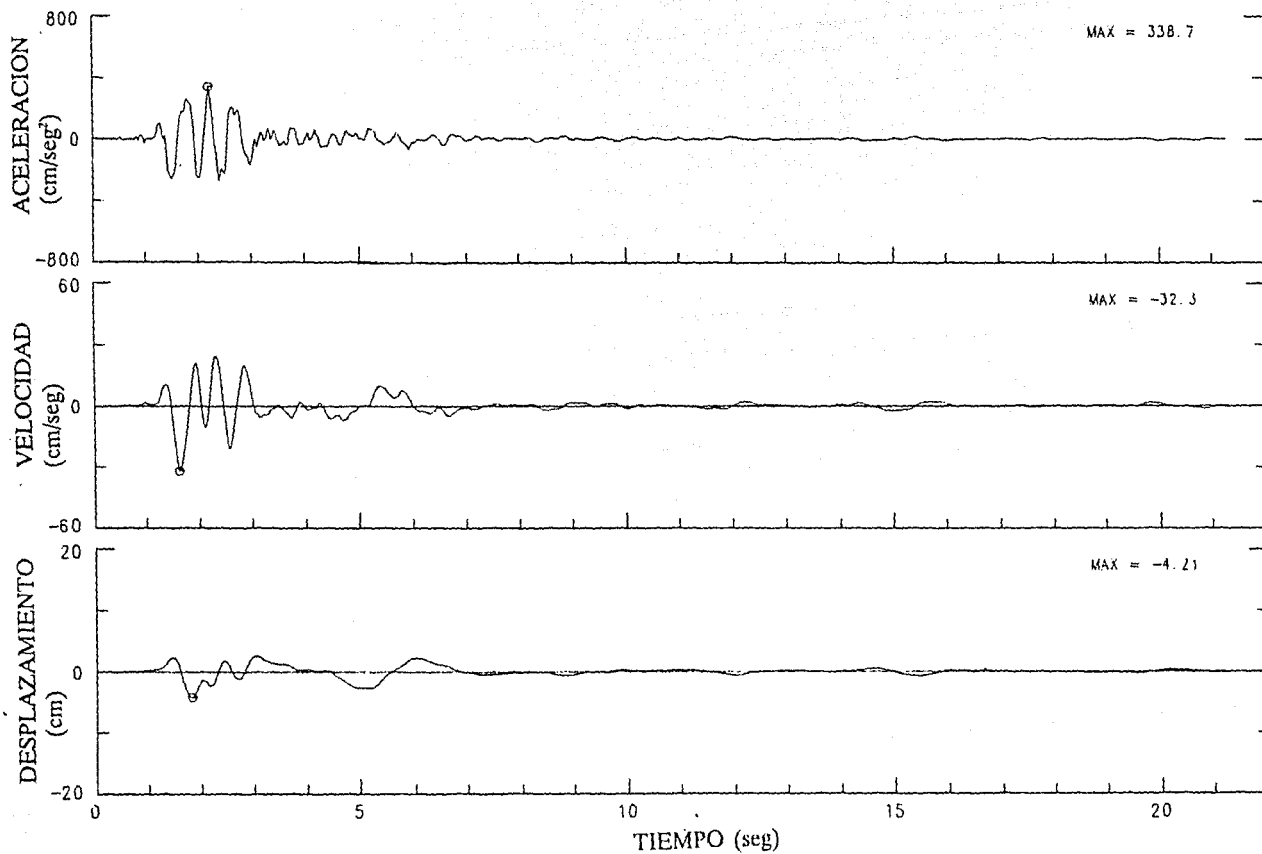


Figura III.11. Historia de Aceleración, Velocidad y Desplazamiento, Absolutos, Digitizados, Corregidos y Filtrados para el Nivel S61ano.

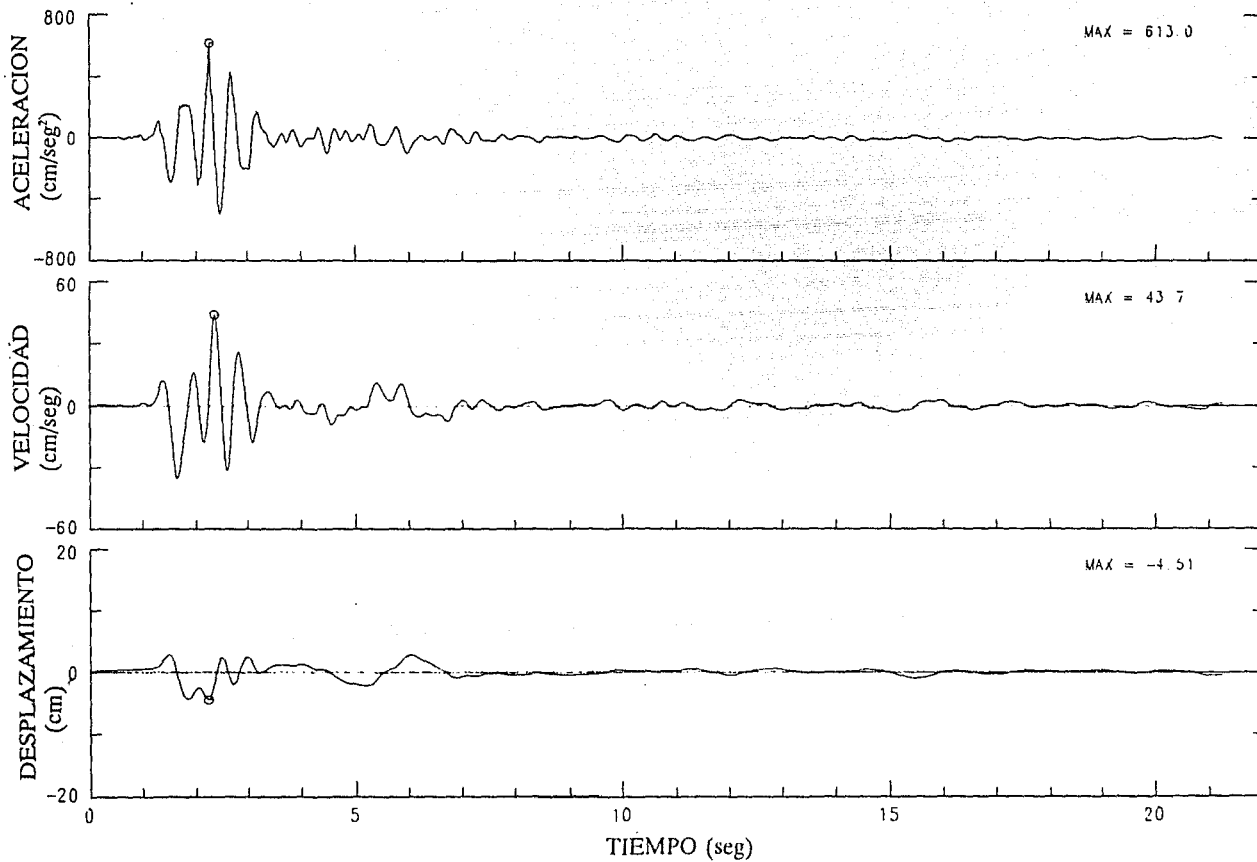


Figura III.12. Historia de Aceleración, Velocidad y Desplazamiento Absolutos.  
Digitizados, Corregidos y Filtrados para el Nivel 1.



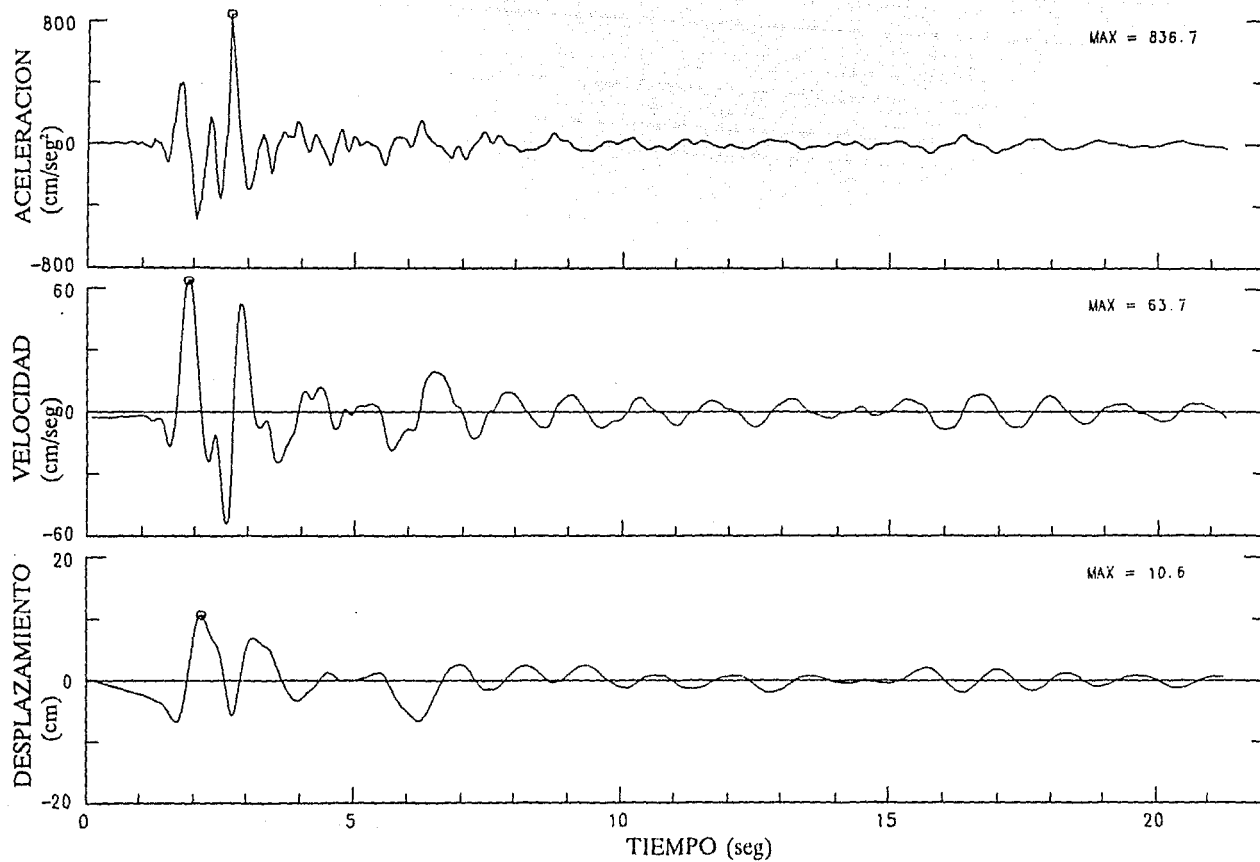


Figura III.13. Historia de Aceleración, Velocidad y Desplazamientos Absolutos, Digitizados, Corregidos y Filtrados para el Nivel Azotca.

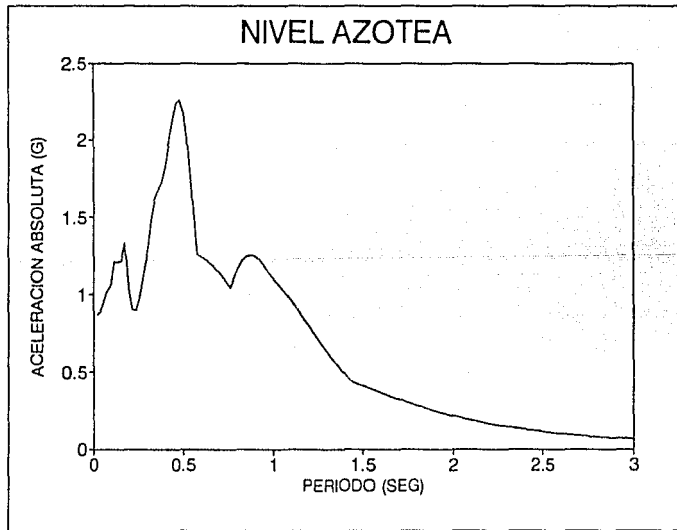
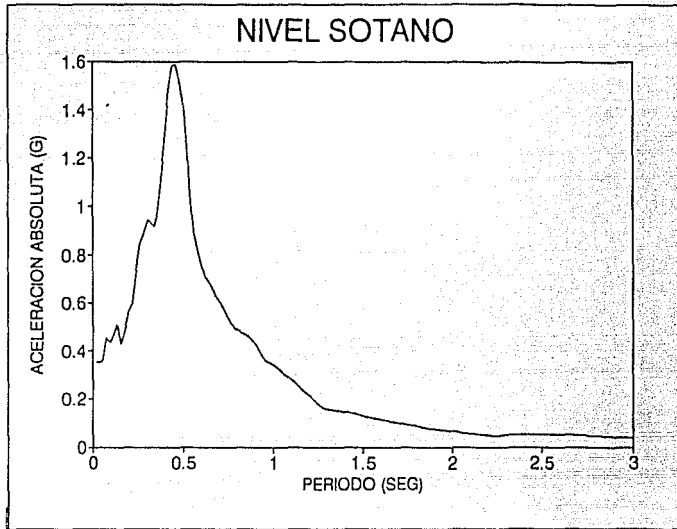


Figura III.14. Espectros de Aceleración de los Niveles Sótano y Azotea.

## IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS DE LA RESPUESTA

### INTRODUCCION

En este capítulo se estudian las características dinámicas y la respuesta del edificio ante la sollicitación del sismo de octubre de 1986. En primera instancia se asume que el comportamiento de esta estructura tuvo un comportamiento elástico lineal con base en la ausencia de fuertes daños ni deformaciones permanentes; por tanto, se efectúa un análisis dinámico tridimensional elástico del modelo, que incorpora todos los elementos estructurales, empleando el programa SUPERETABS (Wilson *et. al*, 1975) de dominio público. Este análisis proporciona importante información preliminar de sus características dinámicas iniciales hasta la obtención de las sollicitaciones máximas a las que estuvieron sometidos los elementos constitutivos de la estructura. Estos últimos datos reflejaron que las fuerzas inducidas en la estructura por el sismo fueron, en la mayoría de los elementos, bastante superiores a las fuerzas resistentes. Esta situación motivó la investigación del comportamiento inelástico del edificio, planteándose para este caso un modelo bidimensional que puede considerarse aceptable en vista de que el efecto de la torsión no fue importante por la simetría existente en la estructura. Este análisis inelástico se realizó empleando el programa DRAIN-2D (Kanaan A. y Powell G., 1973).

Es importante señalar que se estudia predominantemente el comportamiento dinámico de la estructura en dirección longitudinal (dirección N-S) porque se cuenta con el único registro de azotea en esta dirección, lo que permite verificar la validez de los modelos analíticos que se estudian, tomando en consideración la respuesta registrada a lo largo de toda la estructura.

## ANALISIS ELASTICO

### *Modelo Matemático de la Estructura*

En primer lugar se describirán las características del programa de computadora SUPERETABS (versión mejorada del programa ETABS, Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) que se empleó para esta primera fase del estudio.

Este programa se encuentra limitado exclusivamente a la respuesta elástica. Permite modelar un edificio tridimensionalmente ensamblando sistemas estructurales con cualquier número de marcos rectangulares o muros localizados arbitrariamente en planta, los cuales resisten fuerzas exclusivamente en su propio plano, con la limitante de que cada sistema estructural tenga la misma altura de entrepiso, dado que el diafragma rígido en su plano (losa) se encarga de ligar la contribución de cada sistema que conforma la estructura tridimensional. Las cargas pueden representarse como una combinación de cargas gravitacionales, cargas horizontales estáticas y el correspondiente a la respuesta espectral y al análisis paso a paso.

Este programa posee dos simplificaciones importantes que pueden afectar los resultados de la respuesta. La primera simplificación tiene lugar con el desplazamiento vertical de las columnas que son comunes a más de un sistema estructural ya que

no fuerza la compatibilidad vertical. La segunda hipótesis considera la losa como un diafragma infinitamente rígido en su plano.

Los sistemas estructurales pueden estar compuestos por columnas, vigas y muros de cortante. Las vigas pueden ser no prismáticas y las uniones viga-columna se consideran infinitamente rígidas.

En lo que se refiere al análisis de la respuesta sísmica, el programa emplea una técnica de subestructuración para extraer tres grados de libertad para cada nivel: dos desplazamientos laterales ortogonales  $x$ ,  $y$  y una rotación (torsión)  $\phi$  alrededor del eje vertical  $z$ . Este proceso de subestructuración involucra la segunda hipótesis, es decir, asume que la losa es infinitamente rígida en su plano ocasionando que se tenga el mismo desplazamiento horizontal para todas las columnas en ese nivel. Esta hipótesis es rebatible en esta estructura para el sentido transversal debido a que la flexión de la losa puede ser importante. Para el sentido longitudinal (dirección de estudio) esta hipótesis se cumple dado que el efecto de la flexión de la losa en este sentido puede despreciarse. Las masas de cada nivel se encuentran concentradas en sus respectivos centros de masa y se incluye el momento de inercia de la masa alrededor del eje vertical. Los datos del sismo pueden incorporarse al programa por medio de una aceleración horizontal del suelo o el correspondiente espectro de respuesta con cualquier orientación ya que el programa descompone la entrada proporcionada en direcciones ortogonales  $x$  y  $y$ .

Se pueden realizar los análisis *paso a paso* empleando la técnica de la superposición modal y el *análisis espectral* con amortiguamiento viscoso.

El modelo tridimensional del edificio está constituido por un sistema estructural formado por 4 marcos longitudinales y 12 marcos transversales (véanse las figuras III.1 a III.6). La planta de este sistema único es el correspondiente a la figura III.2 excluyendo las vigas secundarias (líneas punteadas de la figura) aunque sí se consideró su efecto para la distribución de las cargas en las trabes principales. Se contemplan exclusivamente las vigas y columnas de cada marco para conformar la planta tridimensional, los muros divisorios de tabique no formaron parte del modelo porque se consideraron desligados de la estructura por poseer juntas de separación como se indicó anteriormente. La planta tridimensional cuenta con todos los puntos de aplicación de las columnas y sus correspondientes trabes, pero como puede observarse de las figuras III.1 a III.6 esta estructura posee fuertes irregularidades en el espaciamiento y continuidad de columnas y trabes, situación que se resolvió asignando propiedades nulas a aquellos elementos que no tenían continuidad, quedando finalmente el modelo tridimensional tal y como se describe en las figuras III.1 a III.6.

Las columnas se empotraron a nivel de planta baja porque no se incluyó el efecto de la interacción suelo-estructura debido a que el edificio se encuentra cimentado en una zona de terreno duro (limo-arenoso de origen volcánico muy compacto).

El origen de las coordenadas se encuentra ubicado en la parte inferior izquierda de la planta tridimensional (véase la figura III.2), constituyendo el eje  $x$  la dirección longitudinal (N-S) y el eje  $y$  la dirección transversal (E-W). Antes de proceder con los análisis dinámicos, se realizaron análisis con fuerzas estáticas laterales y verticales para asegurar que el equilibrio se cumpliera en las tres direcciones. También se efectuaron análisis estáticos por carga lateral y vertical para cada marco tipo que conformaba la estructura tridimensional para su verificación global.

Para la obtención de la masa por nivel se buscó determinar, lo más cercano a la realidad, el peso de la carga muerta con base en los planos suministrados, tomando en consideración las dimensiones reales de fachadas y de elementos resistentes y eliminando los factores de carga. Por lo que se refiere a los muros divisorios de tabique, se consideró una distribución típica cuya longitud total por nivel se estimó en 203 m y la de los muros de fachada en 182 m. Al peso total del nivel de azotea se agregó el peso correspondiente de las estructuras de cubierta de elevadores principales y cuarto de máquinas, lo cual representó un incremento de 138 toneladas a las 1515.37 toneladas calculadas para este nivel.

Las columnas de las fachadas en dirección N-S, de sección variable en el entrepiso (véase la tabla III.1), se discretizaron en elementos de sección constante tomando el promedio de la dimensión mayor del nivel inferior y la dimensión menor del nivel inmediato superior.

El peso total de entrepiso de los muros divisorios y de fachadas junto con el de las columnas se distribuyó al 50% para el nivel superior e inferior.

En cuanto a la carga viva, se consideraron  $90 \text{ kg/m}^2$  para los niveles tipo y  $30 \text{ kg/m}^2$  para el nivel azotea. En la tabla IV.1 se resumen los pesos, masas y momentos de inercia rotacionales que se calcularon para cada nivel. Es interesante notar que el peso del Nivel 1 es del orden del doble del correspondiente a los niveles tipo, debido a la presencia de traveses de gran peralte y a su doble altura. La variación de los pesos (o masas) de los niveles tipo se debe a la variación de las secciones de las columnas de las fachadas en dirección N-S mencionadas anteriormente. Para estos cálculos se empleó un valor de  $2,400 \text{ kg/m}^3$  para el peso volumétrico del concreto reforzado y de  $1,500 \text{ kg/m}^3$  para el tabique.

Como se indicó anteriormente, en el modelo se consideraron sólo los elementos viga y columna, con un total de 1 384 de estos elementos en el modelo final. El modelo geométrico se conformó por medio de la asignación de 21 tipos de columnas con propiedades diferentes, 22 de vigas y 53 patrones diferentes de carga para los elementos viga. Para la selección del valor del módulo de elasticidad E se realizaron análisis elásticos lineales con una E equivalente a 15 000 y 10 000 veces la raíz cuadrada de  $f_c$ , escogiéndose el segundo valor en vista de que su comportamiento calculado con el observado, en el Nivel Azotea, presentaba una mejor correlación en términos del periodo; por tanto, el valor seleccionado fue de 167 332 kg/cm<sup>2</sup>. El momento de inercia de columnas y vigas se calculó con la sección bruta y el área efectiva de cortante, para todos los elementos estructurales se consideró 5/6 del área bruta.

Por otra parte, se incluyó el ancho de cada columna y el peralte de cada viga para establecer la dimensión de la zona rígida de la conexión viga-columna. El programa emplea estos valores para modificar (incrementar) la rigidez de los elementos considerando las zonas rígidas reduciendo la longitud efectiva. En general la longitud efectiva de las vigas se redujo en 40 cm, por esta consideración; por su parte, las columnas de los marcos longitudinales exteriores se redujeron en 70 cm y la de los marcos centrales longitudinales en 50 cm, con excepción de las columnas del Nivel 1 en donde se redujo en 100 y 200 cm de acuerdo con la altura correspondiente de las trabes de gran peralte de este nivel (véase la figura III.2). Esta consideración reviste especial importancia en el Nivel 1.

#### *Aceleración de Entrada*

La aceleración del terreno, para los análisis dinámicos que se realizaron en dirección N-S (dirección  $x$  del modelo), se obtuvo directamente de la aceleración registrada en



esta dirección en el sótano del edificio. La aceleración máxima no corregida del terreno registrada en esta estación corresponde a la dirección E-W con 0.468g para el tiempo  $t=2.66$ ; en la dirección N-S registró 0.341g (72.86% del correspondiente a la dirección N-S) aproximadamente para el mismo tiempo. La aceleración vertical del terreno fue bastante elevada ya que ésta corresponde a un 55% de la máxima aceleración en dirección E-W y a 75% del correspondiente a la otra dirección.

En la figura IV.1 se muestra la aceleración corregida del terreno (Nivel Sótano) para la dirección N-S (x) que se empleó para el análisis elástico tridimensional espectral y paso a paso, con el 5% de amortiguamiento crítico. La aceleración máxima del terreno fue de 338.7 cm/seg<sup>2</sup>. En esta misma figura se incluye la historia de velocidad y desplazamiento del terreno. Como puede observarse, la fase intensa de la aceleración del suelo tiene una duración muy corta (un poco más de 2 segundos) y consta básicamente de 3 ciclos importantes.

Con los registros de los niveles 1 y Azotea en esta misma dirección, se verifica la validez de los modelos empleados para determinar su respuesta analítica, por medio de su comparación con la respuesta observada o medida.

Se calcularon los modos y frecuencias de la estructura tridimensional y la respuesta generada por la combinación de carga vertical más carga lateral de diseño, además de un análisis espectral y paso a paso con carga gravitacional. El análisis espectral se realizó a manera de comparación con el análisis paso a paso.

## ANALISIS TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO

### *Periodos, Modos de Vibración y Factores de Participación*

Para la estructura tridimensional se calcularon veintiún periodos con sus correspondientes modos y factores de participación. En las tablas IV.2 a IV.4 se incluyen los resultados para los primeros modos. De estos veintiún modos de vibración, 8 corresponden a la dirección N-S (x) sin componentes en dirección y y  $\phi$ , lo que implica que el movimiento en esta dirección está desacoplado de los otros grados de libertad. En cuanto a la dirección E-W (y), existen 7 modos que le corresponden principalmente; finalmente, a la componente torsional corresponden los 6 restantes, junto con una componente en dirección E-W. De los primeros modos de vibración de este Hotel, el primero corresponde a la dirección N-S (x) con un periodo de 1.11 seg; el segundo está orientado fundamentalmente en la dirección E-W (y) con un periodo de 1.04 seg; y el tercer modo tiene fundamentalmente componentes torsionales y en dirección E-W con un periodo de 0.93 seg. En la figura IV.2 se muestra una representación esquemática para estos tres modos tridimensionales.

Las provisiones del reglamento que suponen una distribución triangular de fuerzas, para diseño sísmico estático basado en el primer modo de vibrar, se puede considerar relativamente aceptable para este caso, a pesar de la fuerte irregularidad en la masa y la rigidez del primer nivel.

Los factores de participación para los tres grados de libertad por nivel se presentan en la tabla IV.3. En la figura IV.3 se grafican los componentes de un modo particular con respecto a los tres grados de libertad; los componentes modales se normalizaron por la relación del factor de participación para el componente conside-

rado y el factor de participación máximo para ese componente ocurrido en cualquier modo. Las curvas de la figura IV.3 indican que los primeros tres modos de vibrar responden esencialmente en un solo grado de libertad. En los modos superiores las deformaciones de entrepiso se concentran básicamente en los primeros 3 niveles. De la observación de esta figura, aparentemente, los tres primeros modos controlan la respuesta de la estructura, de acuerdo con la aceleración espectral del sismo y también de los factores de participación de los respectivos modos de vibrar. En los análisis espectral y paso a paso que se realizaron se incluyeron los 21 modos de vibrar para la obtención de la respuesta tridimensional.

#### *Desplazamientos*

Este paso consistió en obtener la historia de desplazamientos para los niveles 1 y Azotea, para su comparación con la historia de desplazamientos registrada en estos mismos niveles. Los desplazamientos medidos se obtuvieron realizando un análisis paso a paso con la aceleración del suelo que se mencionó en el apartado anterior (véase la figura IV.1); se consideró la participación de 21 modos con el 5% del amortiguamiento crítico para todos. Es importante señalar que los desplazamientos calculados a intervalos de tiempo de 0.02 son relativos (con respecto al terreno), en tanto que los desplazamientos medidos son absolutos; para su comparación, a las historias de desplazamientos medidos en los niveles 1 y Azotea se restó el correspondiente al Nivel Sótano.

En la figura IV.4 se muestra la historia de desplazamientos medidos en los niveles Sótano, Nivel 1 y Azotea para la dirección N-S ( $x$ ); de la observación de estas gráficas, aparentemente, la historia de desplazamiento medida del Nivel Azotea es de signo contrario. Por tanto, se cambió el signo para correlacionar los desplazamientos

medidos y calculados para este nivel. En las figuras IV.5 y IV.6 se muestran las historias completas de desplazamientos en los niveles 1 y Azotea medidos y calculados respectivamente. En la figura IV.7 se comparan los desplazamientos calculados y medidos para la fase intensa (4 seg) en los niveles mencionados. Puede observarse una correlación aceptable en términos del periodo (del orden de 1.1 seg) sobre todo para el Nivel Azotea; en cuanto a los desplazamientos máximos, éstos difieren ligeramente dado que se tiene un desplazamiento máximo medido en el Nivel 1 de 2.6 cm contra el calculado de 2.2 cm y en el Nivel Azotea de 10 cm medido contra 13 cm del calculado. Este tipo de correlación confirma el hecho de que la estructura tuvo un comportamiento fundamentalmente elástico, lo que concuerda con la ausencia de daños a elementos estructurales y no estructurales.

Es importante señalar que los desplazamientos "medidos" se obtuvieron por medio de una doble integración de la aceleración registrada y que previamente fue corregida y filtrada. Durante este proceso se aplican ajustes para la obtención de la historia de velocidades y finalmente obtener la historia de desplazamientos "medida". Por este hecho, es posible pensar que si se ajustara la inclinación de la historia de desplazamientos medida a partir del tiempo  $t=2$  seg, se puede obtener una mucho mejor correlación con lo calculado.

Los desplazamientos máximos absolutos de todos los niveles se muestran en la figura IV.8; la forma de éstos es similar a la configuración del modo fundamental en esta dirección. En los niveles 5 y 6 se presentó el máximo desplazamiento de entrepiso igual a 0.0032 veces la altura, valor que puede considerarse tolerable para que no se presentaran daños en elementos no estructurales, lo que concuerda con el escaso daño observado.

### *Cortantes*

Los cortantes de entrepiso se calcularon por medio de un análisis espectral y de uno paso a paso considerando 21 modos de vibrar con el 5% del amortiguamiento crítico para todos. La aceleración espectral del suelo para la dirección en estudio (N-S), que se muestra en la figura IV.9, se obtuvo de la aceleración registrada en el Nivel Sótano (véase la figura IV.1); en la misma figura se incluye la aceleración espectral en el Nivel Azotea. De la relación entre la aceleración espectral del Nivel Azotea y el correspondiente al del Nivel Sótano (véase la figura IV.10) es posible identificar el periodo en el cual la estructura presentó una máxima respuesta, resultando un periodo de 1.28 seg que es ligeramente superior al periodo fundamental de la estructura (1.11 seg), lo que implica que respondió básicamente en su modo fundamental de vibrar.

En la figura IV.11 se muestran los cortantes máximos absolutos de entrepiso obtenidos por medio de los análisis paso a paso y espectral; en la misma figura se grafican los cortantes que se supone se usaron para el diseño de la estructura, los cuales corresponden a un coeficiente sísmico neto de 0.12. Como puede verse, los cortantes basales de los análisis paso a paso y espectral son muy parecidos, siendo superior el primero en un 2% (3,578 Ton contra 3,505 Ton). El cortante basal del análisis espectral es 0.282 veces el peso del edificio (12,443.6 Ton) valor muy cercano a la ordenada del espectro para un periodo de 1.1 seg (0.275) corroborando que la respuesta corresponde al modo fundamental de vibración. Por lo que se refiere a los cortantes de diseño, como era de esperarse, éstos son bastante inferiores a los obtenidos por medio de los análisis dinámicos -el cortante basal del análisis paso a paso es 2.4 veces superior al de diseño (1,493.23 Ton)-.

### *Distribución de Fuerzas en los Elementos*

En apariencia, el comportamiento del edificio fue esencialmente elástico; este hecho debe verificarse por medio de la distribución de las fuerzas actuantes en los elementos y comparar con sus respectivas fuerzas resistentes. De esta manera, por medio de un análisis elástico, es posible localizar los elementos que pudieron haber llegado a desarrollar su resistencia de fluencia y por tanto, presentar un comportamiento no lineal.

En las figuras 12a, 12b, 13a y 13b se muestran los momentos máximos actuantes en vigas y columnas para el marco longitudinal exterior tipo, obtenidos con los análisis espectral y paso a paso, respectivamente. Puede observarse que los momentos máximos de vigas y columnas de los análisis paso a paso son mayores para los niveles superiores a los correspondientes del análisis espectral y ocurre lo contrario para los niveles inferiores. En la figura IV.15 se presentan los momentos resistentes obtenidos con valores nominales para el comportamiento del concreto y del acero de refuerzo; esto es, se consideran valores nominales de resistencia del concreto de  $280 \text{ kg/cm}^2$  y de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, junto con comportamiento real para ambos materiales. En la figura IV.14 se muestran los modelos del comportamiento de los materiales que se asumieron para obtener los momentos máximos resistentes nominales. Como puede observarse, el efecto del confinamiento no mejoró considerablemente el valor máximo de resistencia del concreto confinado debido a que cuenta con poco acero transversal, compuesto por varillas del No. 2.5 a cada 20 cm con un valor de fluencia nominal de  $2,500 \text{ kg/cm}^2$  común en el diseño de esa época.

En la figura IV.16 se muestra la relación de momentos actuantes máximos del análisis paso a paso, contra momentos resistentes. Los valores positivos corresponden a fluencia positiva (compresión en la parte superior y tensión en la inferior) y los valores negativos a fluencia negativa (tensión en la parte superior y compresión en la inferior). Es interesante notar que los momentos máximos actuantes son bastante superiores a los momentos resistentes, siendo el máximo 4.57 veces el resistente en fluencia positiva y de 2.20 veces el resistente en fluencia negativa. Del análisis de esta gráfica se concluye que el armado de las vigas para resistir curvatura positiva fue escaso, del orden del 30% del armado para curvatura negativa que resulta ser inferior al 50% con el que actualmente se arma una sección.

De acuerdo con la gráfica IV.16, prácticamente todas las vigas de los niveles 2 al 7 presentan fluencia en curvatura positiva y negativa; el Nivel 1, donde se encuentran localizadas las traveses de gran peralte, no presenta fluencia de ningún tipo y en el Nivel Azotea sólo en las vigas extremas se presenta fluencia en curvatura negativa, exclusivamente. Estos resultados motivaron la investigación del comportamiento inelástico de la estructura cuyos resultados se presentan a continuación.

## **ANALISIS INELASTICO**

### *Introducción*

Como los momentos actuantes fueron mayores a los resistentes en varios de los elementos constitutivos del marco longitudinal exterior, es necesario investigar el comportamiento inelástico del mismo y determinar las demandas de ductilidad global y local que se presentaron para su posterior correlación con lo observado. Este análisis no lineal se realizó empleando el programa DRAIN-2D.

Debido a que la capacidad de disipación de energía de la estructura depende del comportamiento inelástico de sus elementos, se prestó especial atención al estudio de la relación Momento-Curvatura de todas las secciones críticas.

#### *Modelo Matemático de la Estructura*

Para el estudio del comportamiento inelástico del Hotel se empleó el programa DRAIN-2D (Dynamic Response Analysis of Inelastic Plane Structures). Este programa se compone de un cuerpo principal y de una serie de subrutinas para cada tipo de elemento (columna, trabe, muro y armadura). La estructura es idealizada por medio de un ensamble plano de los elementos y utiliza el método de la rigidez directa para el análisis. Se asume que la masa de la estructura se encuentra concentrada en los nudos. La excitación sísmica se define por medio de la historia de aceleraciones del suelo, que puede ser horizontal, vertical o en ambas direcciones. La respuesta dinámica se determina por medio de la integración paso a paso con una aceleración constante promedio, en cada intervalo de tiempo. En cada paso supone un comportamiento lineal y emplea la rigidez tangencial de la estructura. Para mayor información consultar la referencia núm. 7.

Para investigar el comportamiento no lineal de la estructura se estudia un marco longitudinal exterior. Este marco puede considerarse representativo de los dos tipos de marco en esta dirección debido a que ambos marcos tienen aproximadamente igual rigidez lateral a pesar de que el marco central cuenta con una columna adicional a cada 4 metros, situación que es contrarrestada por tener sus columnas ligadas por una trabe de dimensiones mucho menores que la del correspondiente al marco exterior (30x50 contra 40x70). Se ligaron los desplazamientos en dirección  $x$  de todos los nudos de un mismo nivel. En el Nivel 1 se consideraron nudos adicionales para



estudiar su comportamiento en la transición de las trabes de gran peralte, dado que presenta un cambio brusco de sección de 100x200 a 100x60 cm. Las vigas de este marco constituyeron los elementos tipo 2 y todas las columnas los elementos tipo 5. En estos últimos elementos se incluyó el efecto P- $\Delta$ . Las columnas se empotraron a Nivel de Planta Baja como en el modelo tridimensional elástico. El modelo se sometió exclusivamente a la aceleración horizontal del suelo registrada en dirección  $x$  en el Nivel Sótano (véase la figura IV.1). Se empleó una matriz de amortiguamiento viscoso proporcional a la matriz de masas y a la matriz de rigidez tangente de la estructura.

#### *Comportamiento Inelástico de las Secciones Críticas*

La resistencia y capacidad de disipación de energía de una estructura depende del comportamiento de sus elementos. Para el caso del marco en estudio, puede representarse por medio de la relación Momento-Curvatura de las secciones críticas de los elementos, en el que no se considera el efecto de los muros de tabique por estar desligados de la estructura. Por esta razón, el primer paso será obtener dicha relación para todas las secciones críticas de la estructura; y por tanto, los factores más importantes que influirán en la respuesta de los elementos de concreto reforzado serán: agrietamiento, fluencia, endurecimiento por deformación y pandeo del acero de refuerzo, entre otros.

Para este estudio se desarrolló un programa de computadora que tomó en cuenta el concreto confinado y no confinado de una misma sección, mientras que para el acero de refuerzo se consideró fluencia, endurecimiento por deformación y ruptura a la deformación última; es decir, se emplearon relaciones esfuerzo-deformación para el concreto y el acero de refuerzo lo más cercano a lo observado experimentalmente.

El modelo del acero de refuerzo está representado por líneas rectas en la zona elástica y la de fluencia hasta la deformación por endurecimiento, donde se cambia por una parábola hasta la ruptura. Para el concreto confinado se empleó la curva modificada de Kent y Park que está representada por una parábola de segundo grado en su rama ascendente y para la parte descendente por una línea recta con pendiente función del acero de refuerzo transversal. También se considera que el esfuerzo máximo del concreto confinado se incrementa en  $Kf_c$  debido a que el confinamiento incrementa ductilidad y resistencia. No se consideró la contribución del concreto para tomar esfuerzos de tensión (véase la gráfica IV.14). Es importante señalar que en esta fase del estudio los momentos resistentes se obtuvieron considerando exclusivamente la trabe con valores nominales de  $f_c$  y de  $f_y$  especificados por proyecto ( $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ) y se eliminaron los factores de reducción para obtener los valores "reales" de la relación Momento-Curvatura ya que se emplearán como datos del comportamiento de los elementos viga en el programa DRAIN-2D.

En la estructura se identificaron veinticuatro secciones críticas diferentes, para los que se investigó su comportamiento inherente inelástico. En las figuras IV.17 y IV.18 se muestra la relación Momento-Curvatura para la sección crítica indicada sujeta a momento positivo y negativo, respectivamente.

Para las secciones críticas de las columnas (elementos tipo 5) se obtuvo su correspondiente diagrama de interacción Carga Axial-Momento Flexionante tomando en cuenta las propiedades reales de los materiales que se analizaron en los párrafos anteriores. Los diagramas de las columnas de sección L requirieron especial atención, ya que fue necesario obtener el diagrama de interacción referido a su centroide plástico. En la figura IV.19 se grafica esta relación para la sección L (mostrada en la figura III.7), con respecto al punto medio de la sección y con respecto al centroide

plástico; la línea punteada muestra esta misma relación simplificada que emplea el programa DRAIN-2D, y como puede observarse, para relaciones carga-momento mayores que el correspondiente al punto balanceado, esta relación es conservadora. Se analizaron un total de 8 secciones L y 14 rectangulares y, como para el caso de las vigas, estos resultados no se incluyen en el trabajo.

## RESPUESTA INELASTICA DE LA ESTRUCTURA

### *Desplazamientos, Cortantes y Demandas de Ductilidad*

La respuesta de la estructura completa depende de su masa, rigidez, amortiguamiento, resistencia global, ductilidad y de un factor muy importante como es el de las características propias de la aceleración del terreno. En esta sección se estudiará la respuesta de la estructura en términos de los desplazamientos y demandas de ductilidad tanto a nivel local como de entrepiso.

Las historias de desplazamientos para los niveles 1 y Azotea obtenidas con el programa DRAIN-2D se muestran en la figura IV.20. Como puede apreciarse, los desplazamientos del Nivel Azotea muestran un corrimiento (offset) con respecto al eje horizontal. En la figura IV.21 se comparan los desplazamientos medidos y calculados para la fase intensa del sismo (4 seg). Durante los primeros 2.5 seg, en ambos niveles se presenta una correlación aceptable en términos del periodo (del orden de 1 seg) y de los desplazamientos; esta situación se observa más claramente en el primer ciclo del Nivel Azotea, posteriormente ocurre un cambio de periodo (se alarga) y de los desplazamientos (disminuyen) calculados, junto con un corrimiento del eje horizontal en el caso del Nivel Azotea, por el comportamiento marcadamente inelástico de la estructura que reporta este programa.

El cortante máximo calculado en la base de la estructura en estudio fue de 630 Ton que corresponde a 0.24 veces el peso total de la estructura (2613 Ton).

Para evaluar la demanda de ductilidad y la energía disipada por nivel, se graficó la fuerza cortante contra desplazamiento relativo para cada nivel; estas gráficas se muestran en las figuras IV.22 a IV.25. De la observación de estas figuras se concluye, que los primeros tres niveles tuvieron un comportamiento lineal. Los niveles Sexto, Séptimo y Azotea muestran un comportamiento inelástico con demandas de ductilidad lateral de 3.25, 4.3 y 3, respectivamente. Por lo tanto, este sismo en particular concentró rotaciones plásticas y también demandas de ductilidad en los niveles superiores.

En la figura IV.26 se muestran todas las articulaciones plásticas que se formaron tanto en flexión positiva (representadas por un triángulo) como en curvatura negativa (medio círculo), junto con sus respectivos valores de demandas de ductilidad a rotación. Para la obtención de las demandas de ductilidad se consideró una longitud plástica igual al peralte de la viga con base en la aplicación de las ecuaciones empíricas de Baker, Mattock y Sawyer que en promedio señalan un peralte efectivo de 0.83. Puede apreciarse también que estas articulaciones plásticas se concentran en los niveles 5 al 7 con demandas de ductilidad promedio en flexión positiva de 2.4, 4.38 y 3.4; y de 2.4, 3.5 y 2.7 en flexión negativa, respectivamente. La máxima demanda de ductilidad a rotación de un elemento ocurre en el Nivel 5 con una demanda de 6.40 en flexión positiva.

El Nivel 1 no presenta ningún tipo de articulaciones y los niveles 2 y 3 cuentan principalmente con articulaciones positivas, con demandas de ductilidad pequeñas que van desde 1.10 a 1.5. En general, las rotaciones fueron mayores en curvatura

positiva por el escaso armado en el lecho inferior de las secciones críticas, mencionado anteriormente (del orden del 30% del armado del lecho superior).

En la figura IV.27 se muestran los tiempos en los cuales se formaron las articulaciones, pudiéndose observar que todas las articulaciones se formaron en un lapso muy breve de tiempo (entre  $t=2.05$  seg y  $t=2.81$  seg). Por su parte, la figura IV.28 muestra la secuencia de formación de articulaciones que inicia en el Nivel 3 hacia los niveles superiores. Se puede ver también que para un mismo tiempo se forman simultáneamente varias articulaciones, situación no deseable debido a que puede presentarse algún tipo de inestabilidad numérica, a pesar de dividir el intervalo de tiempo usual de 0.02 entre 4. Esta situación se explica por el hecho de que este sismo en particular induce aceleraciones muy elevadas en un lapso muy breve de tiempo, lo cual hace inevitable la formación de varias articulaciones simultáneamente a menos de que se considere un intervalo de tiempo excesivamente pequeño que implique considerable aumento de tiempo de máquina.

#### *Comparación con el Comportamiento Observado*

A partir de la comparación de la historia de desplazamientos medidos y calculados, es claro que existe una discrepancia entre el comportamiento analítico y el observado (medido). Si a esta situación se adiciona el hecho de que la estructura no presentó un comportamiento inelástico importante (en contraposición con la respuesta del análisis no lineal efectuado) por la ausencia de grietas visibles en sus elementos constitutivos y de daños no estructurales y estructurales (véase el reporte de Meli y Avila), podemos concluir, por las características particulares de este sismo, que en un análisis inelástico tradicional no puede esperarse una correlación aceptable entre el comportamiento analítico y el observado, basándose exclusivamente en la contribución de sus

elementos viga y columna, con base en resistencias nominales y sin tomar en cuenta la contribución de elementos adicionales, que pudieran incrementar notablemente la resistencia de la estructura.

Esta situación evidencia que la resistencia de la estructura cuando es sometida a una aceleración de pocos ciclos y de muy corta duración es mayor a la que se calculó con los procedimientos usuales. En el siguiente capítulo se investigan las posibles fuentes de sobrerresistencia de este edificio para tratar de explicar las diferencias encontradas en el análisis no lineal.

TABLA IV.1.

PESOS, MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA ROTACIONAL  
 PARA CADA NIVEL DEL MODELO TRIDIMENSIONAL

Nivel	Peso (T)	Masas (T-s <sup>2</sup> /m)	Momento de Inercia* (T-s <sup>2</sup> -m)
Azotea	1653.13	168.515	77761.81
7	1342.22	136.822	63136.97
6	1347.17	137.326	63369.54
5	1354.74	138.098	63725.78
4	1363.74	139.015	64148.94
3	1372.74	139.933	64572.55
2	1380.14	140.687	64920.49
1	2629.67	268.060	123697.18

\* Calculado alrededor del centro de masa de cada nivel.

TABLA IV.2.

MODELO TRIDIMENSIONAL

Modo Núm.	Periodo (seg.)
1	1.11000047254500000
2	1.04231657943500000
3	0.93346208273200000
4	0.38233461344000000
5	0.35524244294200000
6	0.31905656530200000
7	0.23586954597900000
8	0.20568492881800000
9	0.18445758568100000
10	0.15790302908500000
11	0.13121892182800000
12	0.11653799924200000
13	0.10652317197100000
14	0.08541472440026436
15	0.07533701710313705
16	0.07505110735938448
17	0.05905796379973718
18	0.05726396558550962

TABLA IV. 3

FACTORES DE PARTICIPACION PARA CADA  
GRADO DE LIBERTAD

Modo número	Principal grado de libertad	Factor de Partic. N-S (x)	Factor de Partic. E-W (y)	Factor de Participación (rot)
1	x	31.21893	0	0
2	y	0	31.28772	2.389862
3	rot	0	0.10435	-673.33000
4	x	-13.96580	0	0
5	y	0	-13.68690	-1.864860
6	rot	0	-0.05217	294.242300
7	x	-9.00558	0	0
8	y	0	-8.68680	-2.47849
9	rot	0	-0.12747	184.97040
10	x	3.85055	0	0



Tabla IV.4. Modos Tridimensionales de Vibración del Modelo Elástico.

Nivel	Dirección*	MODOS DE VIBRACION									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
AZOTEA	I	4.286E-02	0.	0.	3.971E-02	0.	0.	-3.376E-02	0.	0.	-2.879E-02
	Y	0.	4.370E-02	1.532E-04	0.	4.239E-02	2.824E-04	0.	-3.491E-02	-6.010E-04	0.
	ROT	0.	6.999E-06	-2.033E-03	0.	9.557E-06	-1.984E-03	0.	-2.638E-05	1.629E-03	0.
7	I	3.988E-02	0.	0.	1.954E-02	0.	0.	4.254E-03	0.	0.	2.893E-02
	Y	0.	3.986E-02	1.407E-04	0.	1.760E-02	8.874E-05	0.	1.201E-02	3.387E-04	0.
	ROT	0.	6.324E-06	-1.852E-03	0.	4.716E-06	-8.965E-04	0.	4.231E-06	-5.755E-04	0.
6	I	3.607E-02	0.	0.	-1.286E-03	0.	0.	2.967E-02	0.	0.	3.735E-02
	Y	0.	3.559E-02	1.257E-04	0.	-4.239E-03	-7.150E-05	0.	3.501E-02	6.325E-04	0.
	ROT	0.	5.634E-06	-1.654E-03	0.	3.674E-07	1.982E-04	0.	2.164E-05	-1.617E-03	0.
5	I	3.100E-02	0.	0.	-2.065E-02	0.	0.	3.432E-02	0.	0.	1.796E-03
	Y	0.	3.029E-02	1.062E-04	0.	-2.273E-02	-1.908E-04	0.	3.231E-02	4.716E-04	0.
	ROT	0.	4.817E-06	-1.410E-03	0.	-3.654E-06	1.043E-03	0.	2.511E-05	-1.495E-03	0.
4	I	2.490E-02	0.	0.	-3.348E-02	0.	0.	1.731E-02	0.	0.	-3.397E-02
	Y	0.	2.436E-02	3.370E-05	0.	-3.356E-02	-2.375E-04	0.	1.048E-02	-5.235E-05	0.
	ROT	0.	3.929E-06	-1.136E-03	0.	-6.610E-06	1.542E-03	0.	1.544E-05	-0.072E-04	0.
3	I	1.815E-02	0.	0.	-3.694E-02	0.	0.	-9.532E-03	0.	0.	-3.184E-02
	Y	0.	1.804E-02	5.893E-05	0.	-3.566E-02	-2.083E-04	0.	-1.564E-02	-4.938E-04	0.
	ROT	0.	3.014E-06	-8.438E-04	0.	-8.291E-06	1.656E-03	0.	-1.227E-06	6.889E-04	0.
2	I	1.142E-02	0.	0.	-3.154E-02	0.	0.	-3.021E-02	0.	0.	2.449E-03
	Y	0.	1.194E-02	3.387E-05	0.	-3.039E-02	-1.187E-04	0.	-3.167E-02	-5.911E-04	0.
	ROT	0.	2.181E-06	-5.619E-04	0.	-8.934E-06	1.419E-03	0.	-1.717E-05	1.450E-03	0.
1	I	6.333E-03	0.	0.	-2.254E-02	0.	0.	-3.557E-02	0.	0.	3.059E-02
	Y	0.	6.748E-03	1.910E-05	0.	-2.084E-02	1.168E-05	0.	-3.182E-02	-2.784E-04	0.
	ROT	0.	1.568E-06	-3.218E-04	0.	-9.352E-06	9.930E-04	0.	-2.799E-05	1.506E-03	0.

\* I corresponde a la dirección Norte-Sur (Longitudinal)

Y corresponde a la dirección Este-Oeste (Transversal)

ROT corresponde a la rotación alrededor del centro de masa (Positivo: sentido contrario a las manecillas del reloj).

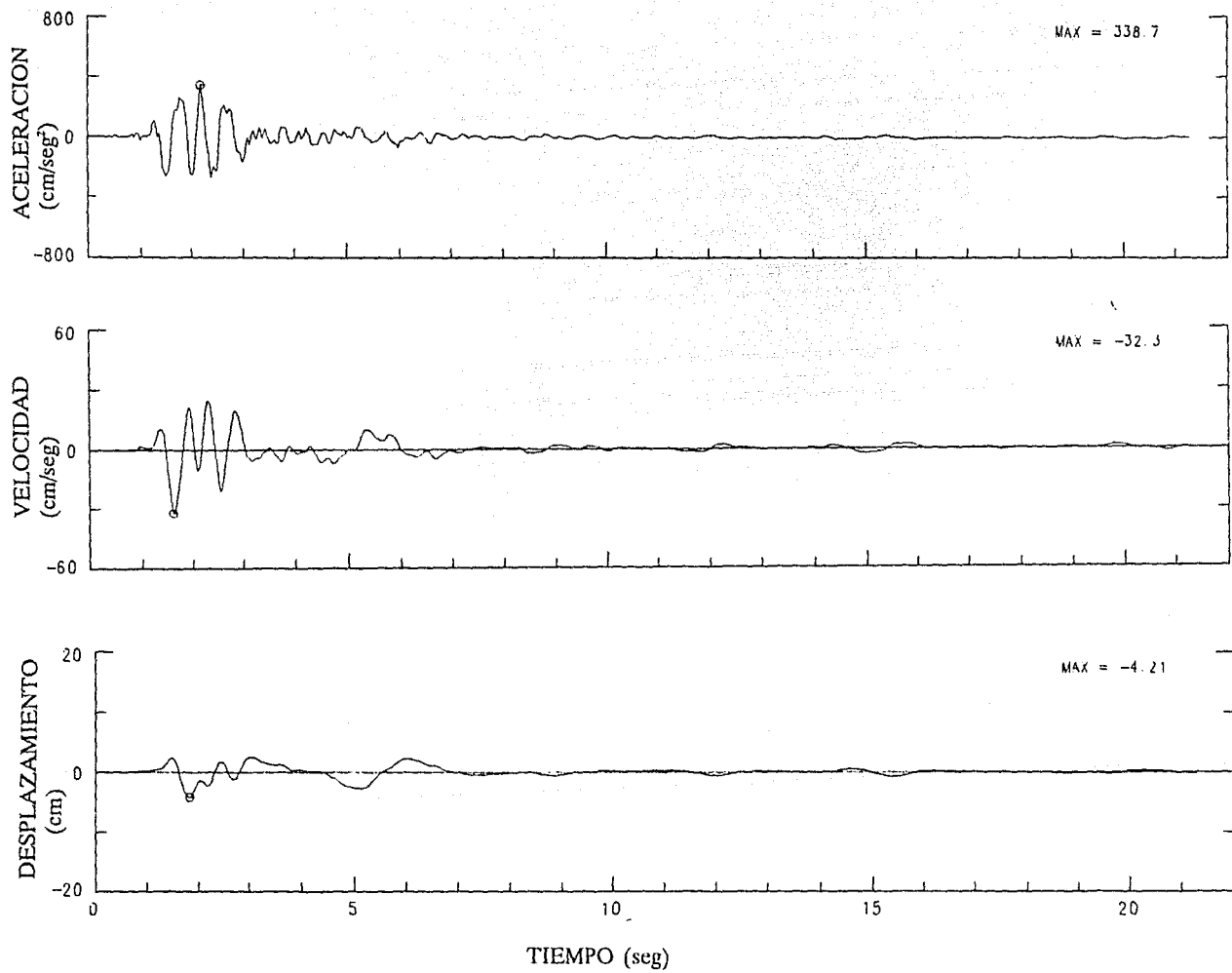


Figura IV.1. Aceleración, Velocidad y Desplazamientos Corregidos para el Nivel Sótano.

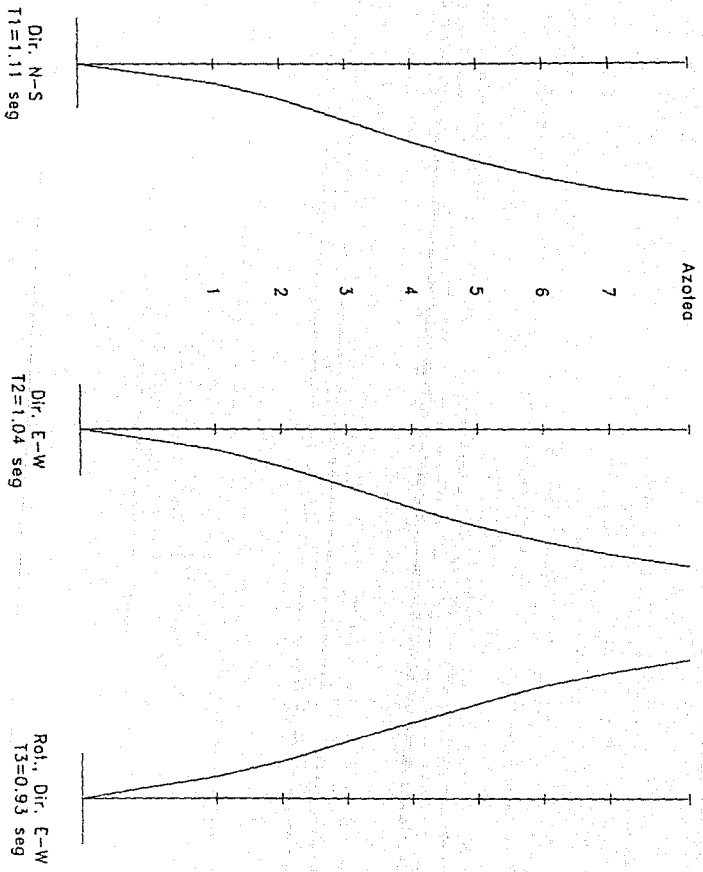


Figura IV.2. Modos de Vibrar de la Estructura Tridimensional

Modo  
Numero

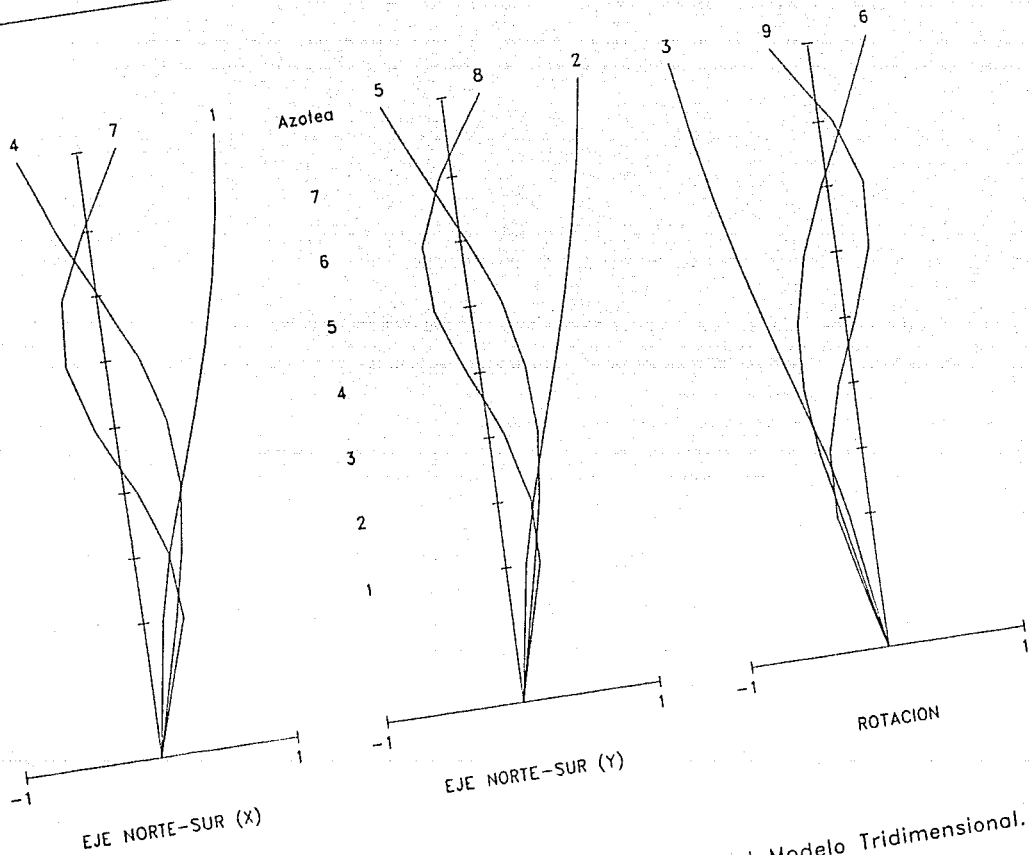


Figura IV.3. Componentes Normalizados de los Modos del Modelo Tridimensional.

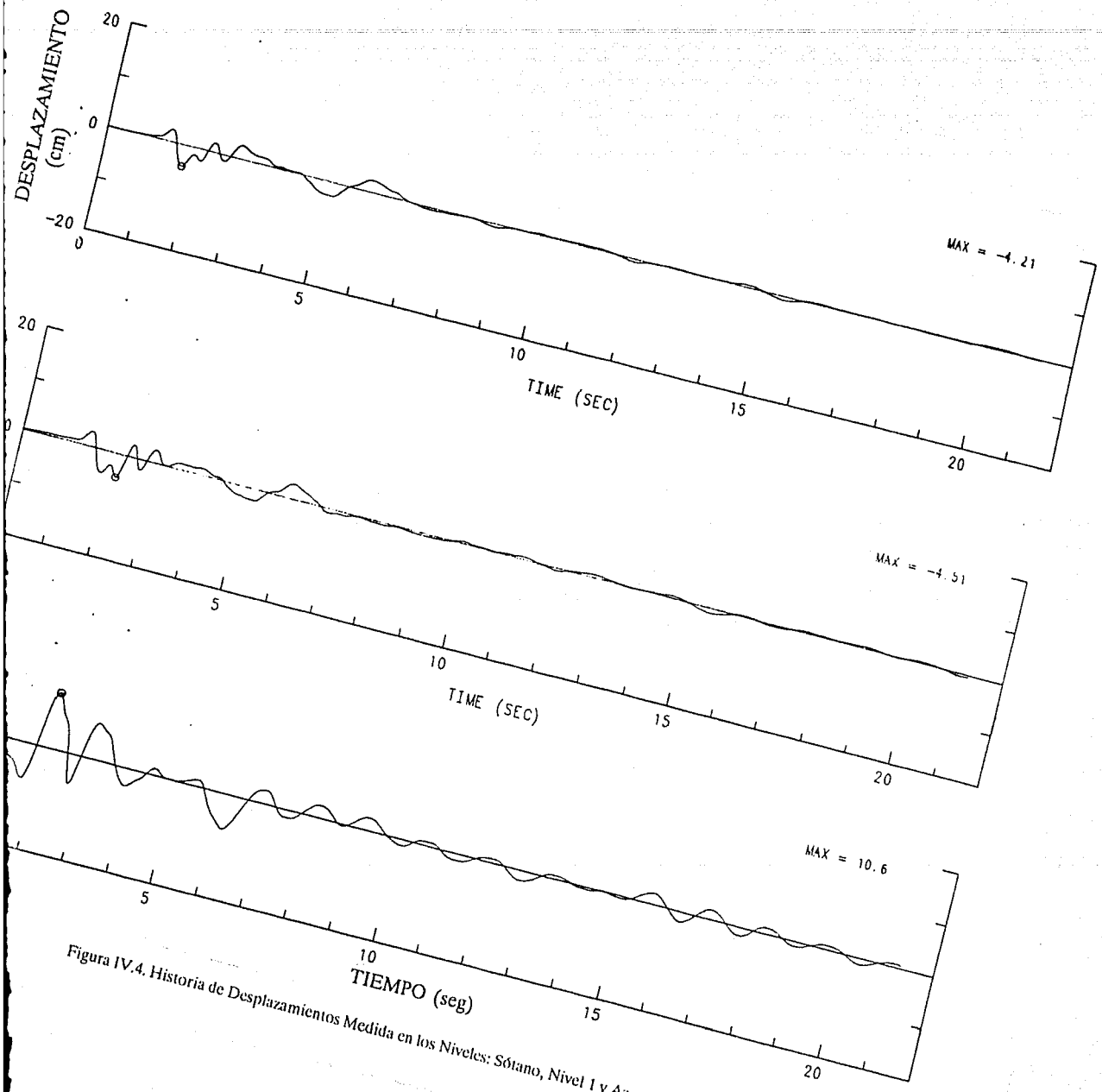


Figura IV.4. Historia de Desplazamientos Medida en los Niveles: Sótano, Nivel I y Azotea.

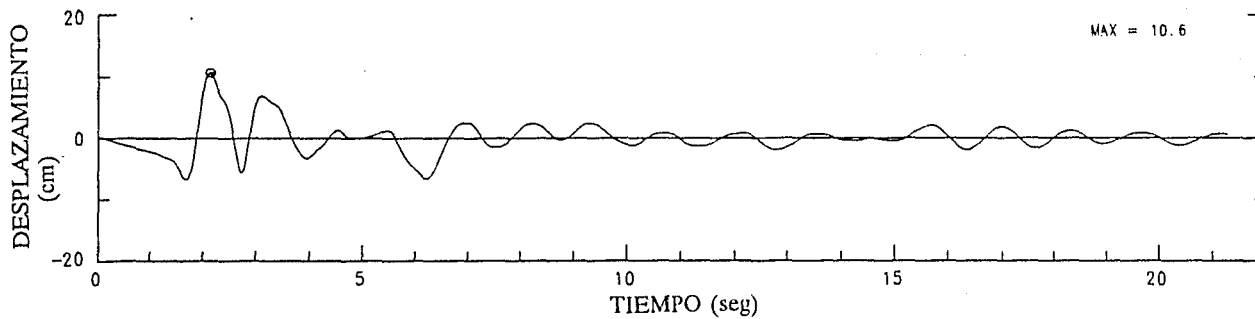
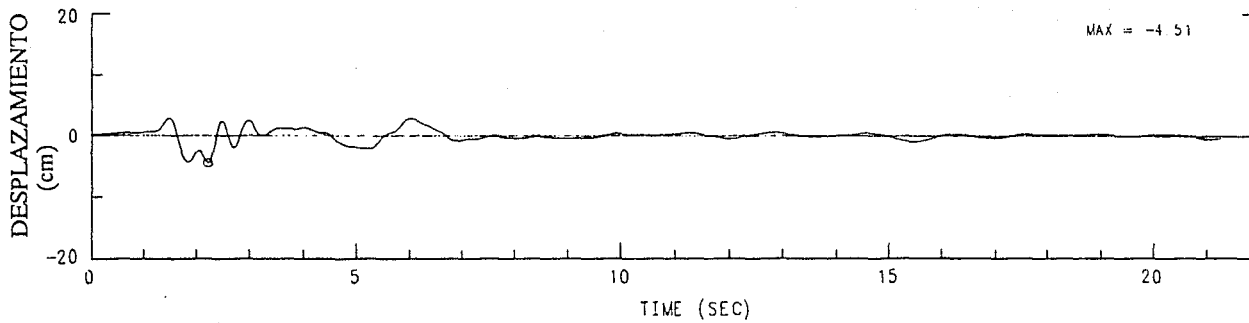
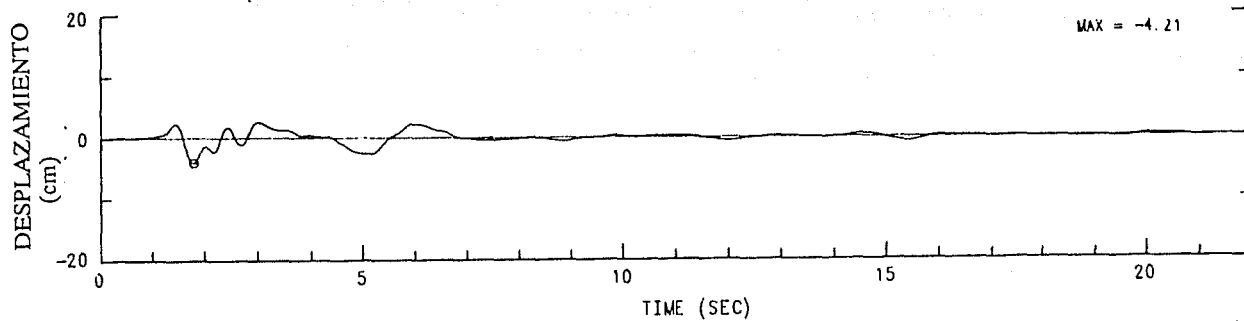


Figura IV.4. Historia de Desplazamientos Medida en los Niveles: Sótano, Nivel 1 y Azotea.

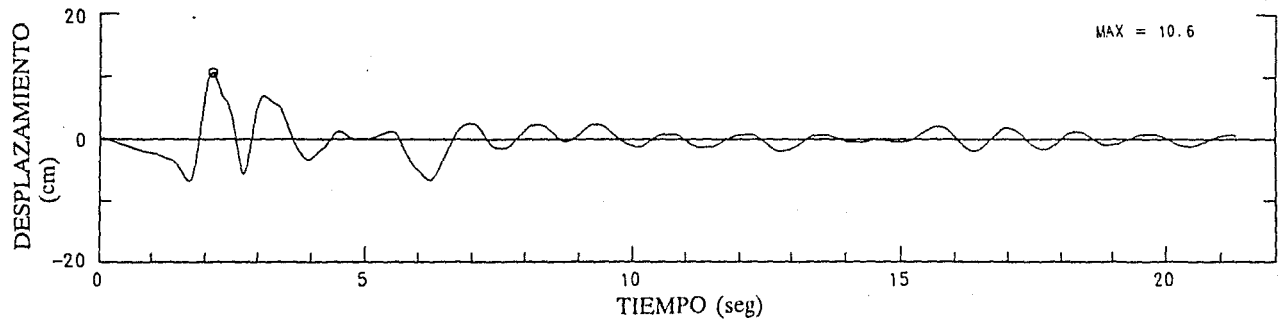
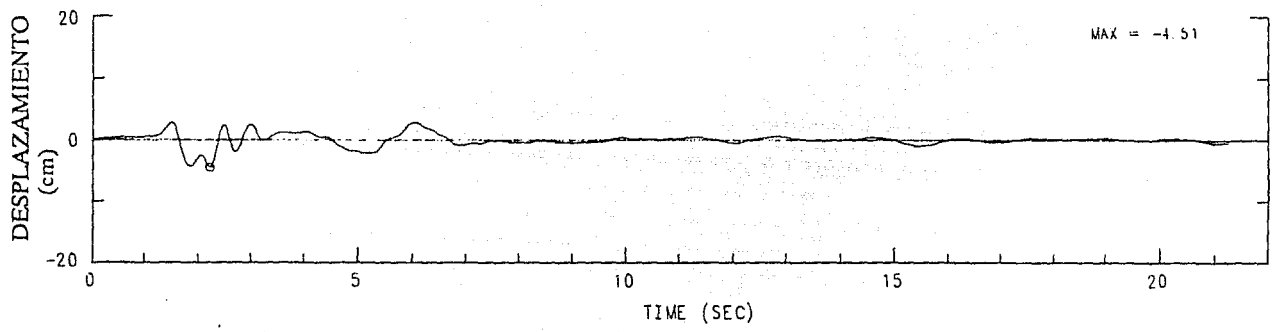
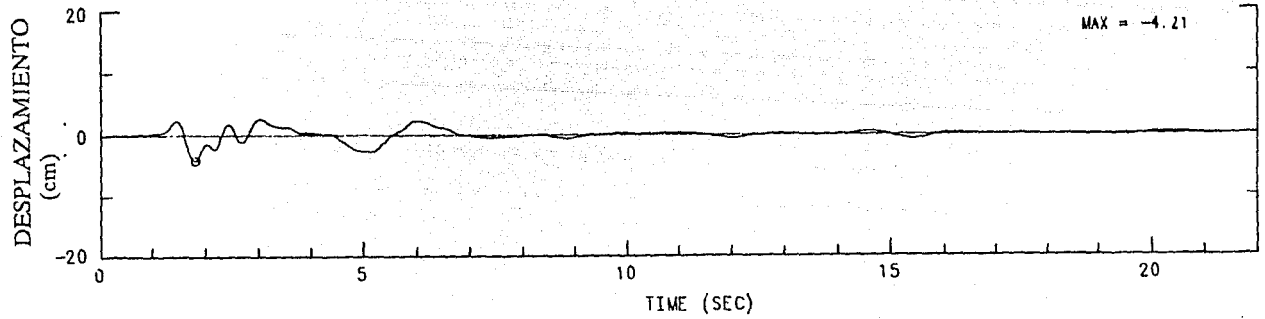


Figura IV.4. Historia de Desplazamientos Medida en los Niveles: Sótano, Nivel 1 y Azotea.

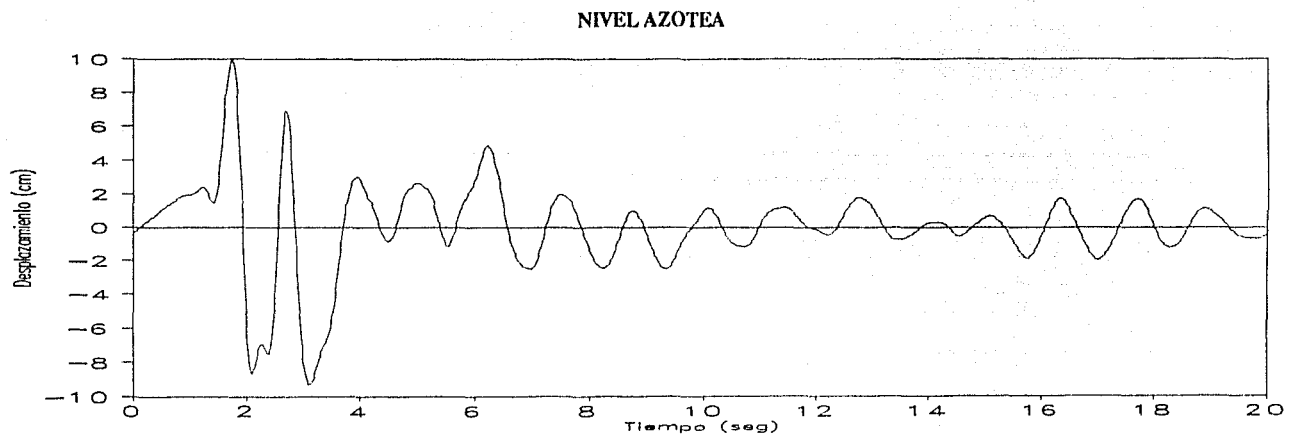
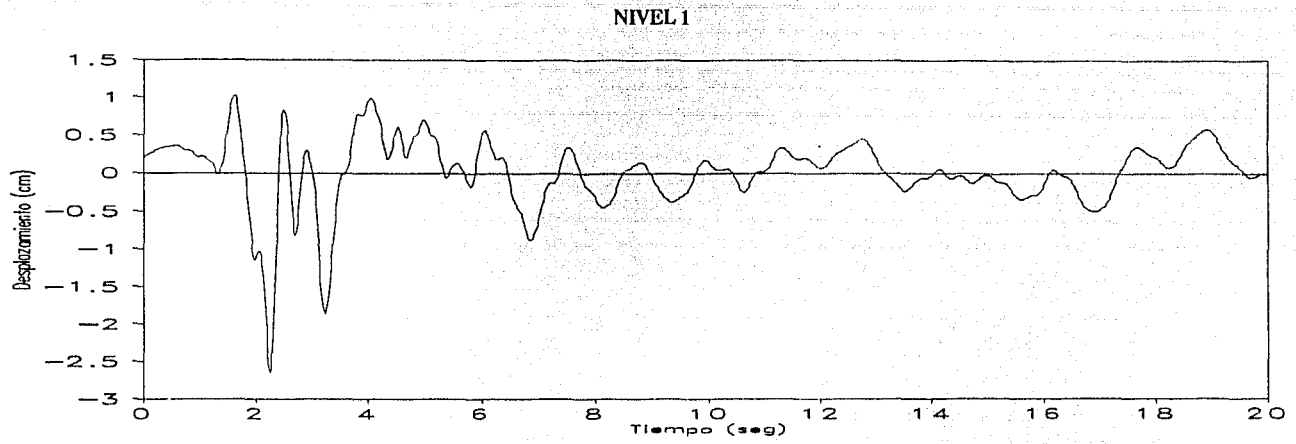


Figura IV.5. Historia Completa de Desplazamientos Medidos en el Nivel 1 y Azotea.



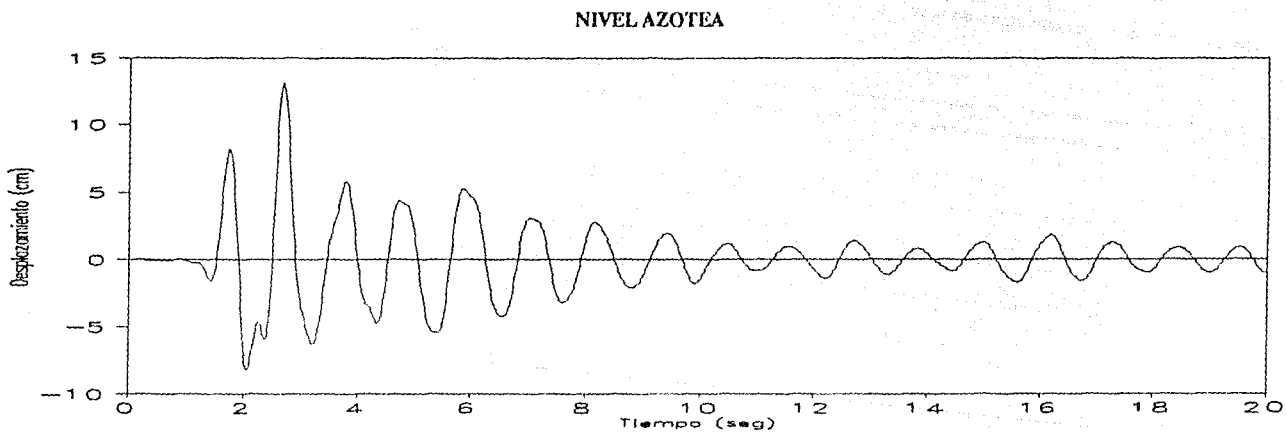
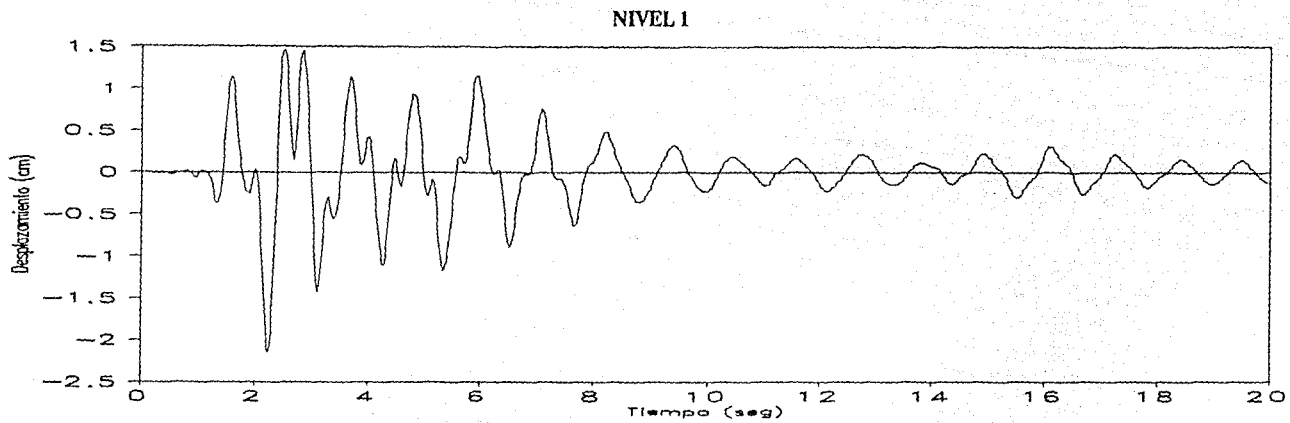
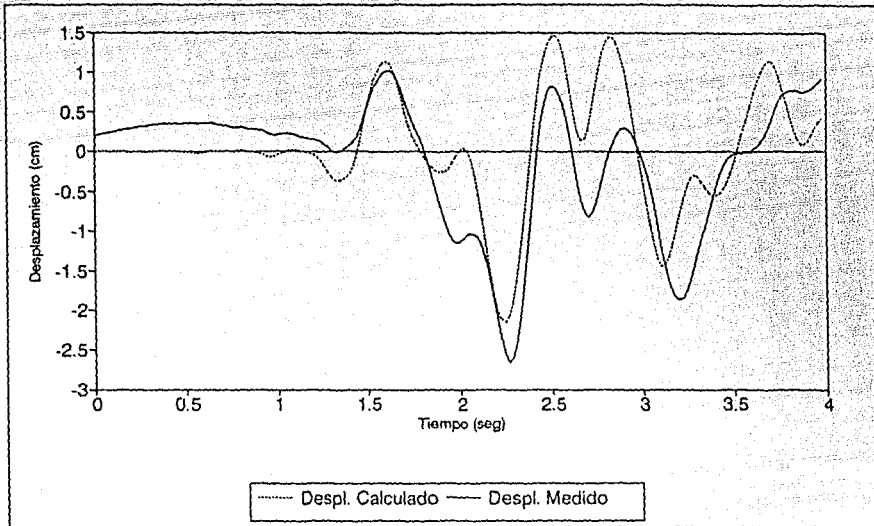


Figura IV.6. Historia Completa de Desplazamientos Calculados con SUPERETABS, para los Niveles 1 y Azotea.

### NIVEL 1



### NIVEL AZOTEA

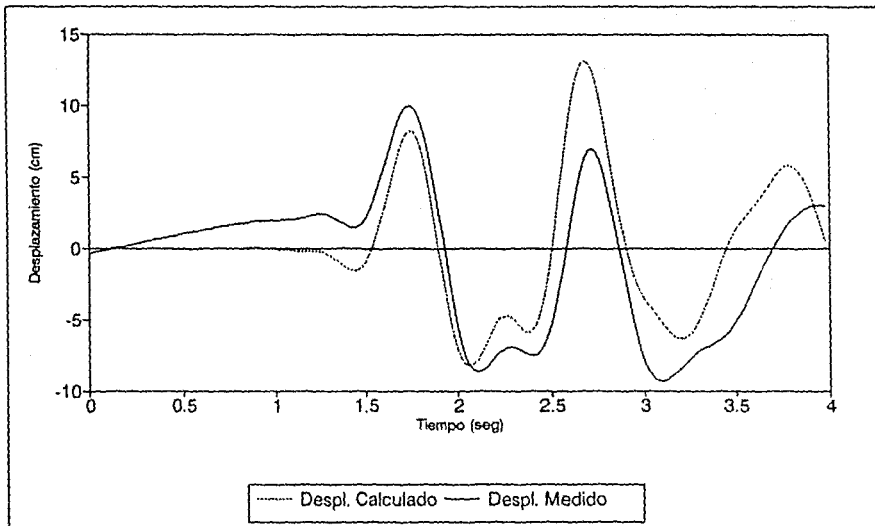


Figura IV.7. Desplazamientos Medidos y Calculados con SUPERETABS, para la Fase Intensa del Sismo (4 seg) en los Niveles 1 y Azotea.

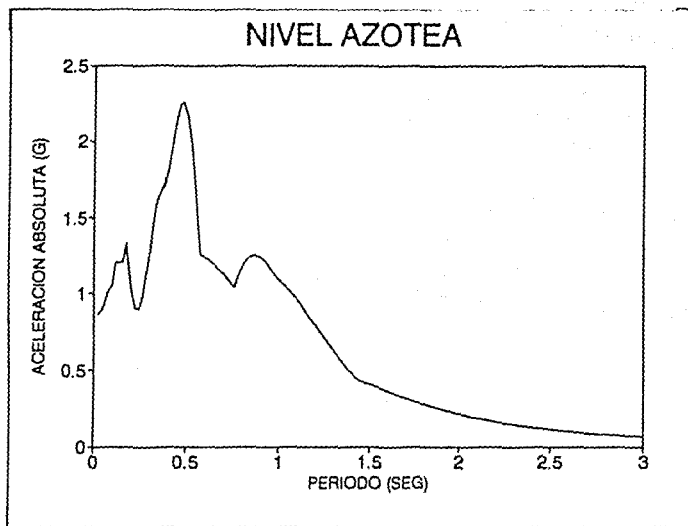
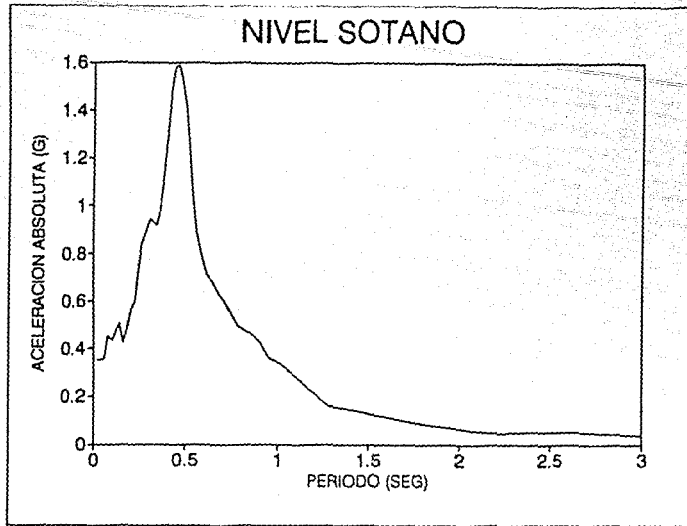


Figura IV.9. Espectros de Aceleración de los Niveles Sótano y Azotea.

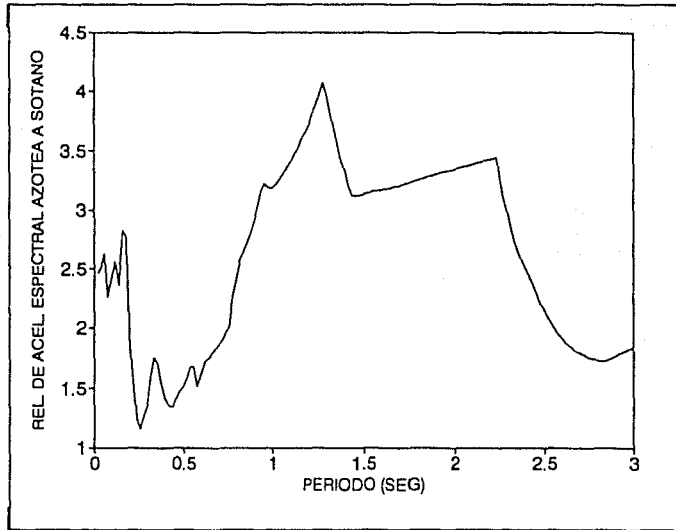


Figura IV.10. Relación de Aceleración Espectral de Nivel Azotea al Correspondiente del Nivel Sótano.

57.21	0.22	42.88	2.83	44.04	2.43	45.45	5.9824	44.21	3.14	41.48	1.92	45.28	3.78	44.11	2.72	45.88	11.92
-11.91	-45.84	-3.0	-44.43	-3.43	-44.98	-2.01	-41.51	-3.14	-44.22	-8.04	-45.58	-2.15	-43.74	-2.92	-43.12	-8.17	-57.19
78.25	43.73	82.46	35.73	62.79	35.37	85.18	36.94	83.17	36.15	60.21	33.97	84.20	38.78	83.32	36.09	64.04	43.79
-43.78	-64.00	-36.46	-83.72	-36.31	-83.77	-34.07	-80.28	-36.16	-83.18	-36.97	-85.21	-35.05	-82.45	-36.04	-82.78	-43.71	-78.28
89.07	54.28	73.11	48.37	73.35	45.83	75.84	49.44	73.94	48.87	70.52	44.32	74.85	47.42	73.84	46.54	75.04	55.29
-53.28	-74.98	-46.96	-74.3	-48.88	-74.33	-44.47	-70.84	-48.87	-73.96	-48.42	-75.84	-43.87	-73.07	-46.85	-73.37	-54.28	-89.08
91.85	57.11	78.43	49.84	78.5	49.11	78.86	52.41	77.41	50.37	73.42	47.2	78.14	50.72	77.08	48.74	78.37	58.49
-58.45	-78.30	-90.24	-77.56	-50.04	-77.48	-47.43	-73.82	-50.37	-77.42	-52.32	-78.57	-48.97	-78.35	-49.88	-78.83	-57.12	-81.88
93.49	58.51	79.84	52.94	79.58	52.22	81.64	55.48	81.03	53.85	78.07	49.98	81.41	53.92	80.14	52.94	81.42	80.81
-80.73	-81.31	-53.54	-80.84	-53.17	-80.87	-50.29	-78.37	-81.84	-81.05	-55.28	-81.47	-52.18	-79.47	-52.99	-79.95	-58.58	-83.57
96.12	81.85	81.81	54.72	81.38	54.03	83.01	56.5	82.78	56.09	77.80	51.32	83.37	58.3	82.38	54.35	84.12	84.11
-84.1	-84.15	-58.33	-82.74	-54.89	-82.18	-51.73	-78.19	-56.1	-82.79	-58.24	-82.77	-54.41	-81.98	-55.19	-81.77	-81.58	-98.12
87.81	57.94	82.95	56.05	82.86	55.40	85.47	80.08	85.88	57.26	77.85	52.87	84.47	55.32	81.18	55.12	81.85	58.48
-58.2	-81.10	-58.4	-83.87	-58.53	-84.84	-53.37	-78.37	-57.27	-85.97	-58.71	-84.92	-54.19	-80.53	-54.21	-82.49	-58.83	-87.89
202.82	92.29	48.25	8.48	218.19	114.98	117.02	222.38	48.83	331.11	5.18	108.49	53.77	42.75	80.7	28.44	112.58	188.19
-158.85	-118.05	-20.14	-51.92	-173.01	-110.88	-118.83	-9.38	-331.71	-42.73	-222.33	-201.01	-24.25	-77.98	-44.35	-80.22	-84.82	-138.11
							-14.84	523.72		94.93	504.58						
							-508.75	97.23		-519.98	8.89						

Figura IV.12a. Resultados del Análisis Tridimensional Espectral en el Marco Longitudinal Exterior: Momentos Máximos Actuantes en Vigas (T-m).

17.97		34.85		34.17		32.96		33.48		34.28		34.82		33.3		37.41		48.62
-48.83		-37.28		-33.30		-34.78		-34.22		-33.42		-33.11		-34.19		-34.66		-17.69
	22.19		26.52		26.06		25.06		25.35		26.22		26.45		25.36		26.60	42.04
	-42.04		-26.68		-25.37		-26.56		-26.18		-25.32		-25.17		-26.07		-26.39	-22.15
64.62		48.33		48.26		47.15		47.31		48.58		48.51		47.71		50.79		73.06
-73.1		-50.86		-47.71		-48.63		-46.56		-47.27		-47.28		-46.26		-48.22		-64.65
	47.31		43.53		43.27		42.23		42.38		43.58		43.58		42.71		45.84	57.7
	-57.73		-43.73		-42.72		-43.7		-43.56		-42.35		-42.35		-43.26		-43.41	-47.29
88.06		51.87		51.23		50.0		50.36		51.51		51.46		50.65		53.69		80.49
-80.47		-53.78		-50.84		-51.98		-51.52		-50.30		-50.18		-51.26		-51.51		-86.064
	88.91		50.55		50.07		48.96		48.18		50.4		50.36		49.48		53.69	101.53
	-101.54		-52.56		-49.30		-50.47		-50.4		-49.13		-49.10		-50.1		-50.41	-88.9
97.24		52.87		52.23		50.86		51.36		52.48		52.33		51.7		54.89		100.91
-106.86		-54.62		-51.65		-52.43		-52.54		-51.26		-51.04		-52.32		-52.49		-97.26
	127.01		51.64		51.29		49.96		50.52		51.4		51.49		50.79		53.52	139.85
	-139.66		-53.47		-50.66		-51.56		-51.43		-50.45		-50.12		-51.41		-51.46	-127.69
134.37		56.63		56.53		55.0		55.99		56.88		56.53		55.9		58.75		147.1
-147.04		-58.66		-55.03		-56.62		-56.06		-55.46		-55.19		-56.55		-56.72		-134.4
	149.9		56.25		55.67		54.66		54.35		56.73		55.74		54.66		58.16	182.18
	-162.18		-57.69		-55.2		-55.66		-56.77		-54.25		-54.63		-55.26		-56.19	-149.95
128.06		56.62		55.61		53.66		54.66		55.57		55.63		55.52		58.07		140.62
-140.79		-56.03		-54.99		-55.51		-55.66		-54.69		-54.24		-56.11		-56.36		-128.01
	209.99		55.91		55.27		51.87		55.05		52.21		55.26		57.5		56.41	216.59
	-216.43		-57.17		-54.26		-54.87		-52.36		-53.77		-52.43		-56.18		-55.00	-210.46
150.1		45.05		46.66		45.56		45.49		48.41		48.37		44.19		46.35		158.19
-159.25		-46.35		-46.05		-47.27		-48.53		-45.24		-45.02		-45.02		-44.65		-149.81
	139.32		91.13		94.66		101.14		88.5		100.5		94.75		80.54		95.72	156.22
	-170.83		-92.81		-95.72		-98.14		-106.37		-86.38		-96.62		-81.37		-92.91	-199.47
81.78		40.27		66.93		74.93		190.17		242.28		87.11		33.65		42.69		90.97
-61.39		-40.62		-66.36		-70.32		-241.17		-190.24		-72.45		-34.05		-41.58		-81.62
192.23		42.39		66.65		74.6		204.32		241.24		68.96		36.41		43.66		197.38
-197.8		-42.72		-69.87		-71.29		-240.43		-204.34		-72.81		-36.52		-43.17		-191.65

Figura IV.12b. Resultados del Análisis Tridimensional Espectral en el Marco Longitudinal Exterior: Momentos Máximos Actuales en Columnas (T-m).

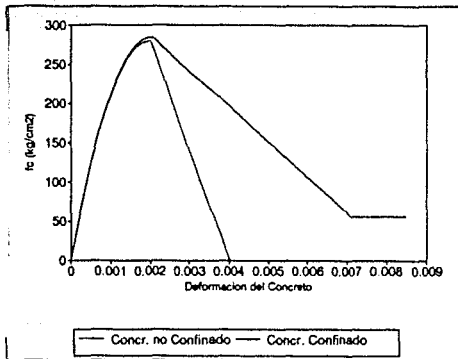
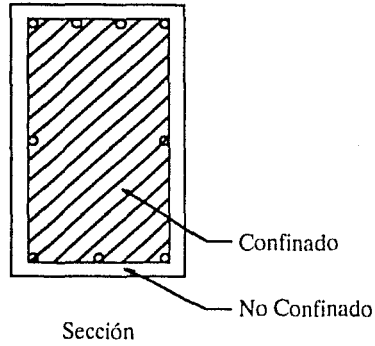
58.78 -14.48	11.30 -47.71	45.73 -5.95	5.42 -47.22	46.52 -5.91	4.96 -47.49	47.93 -4.48	8.43 -43.98	46.92 -5.84	5.84 -48.92	43.64 8.42	4.32 -47.98	47.89 -4.78	8.34 -48.32	46.83 -8.03	5.52 -45.92	47.8 -11.3	14.52 -58.8
60.04 -55.57	54.08 -74.38	72.71 -46.71	48.0 -74.0	72.84 -46.38	45.43 -73.82	75.2 -44.11	48.06 -70.31	73.36 -46.35	49.34 -73.37	70.17 -48.64	43.94 -75.18	74.34 -45.19	48.86 -72.58	73.54 -48.28	40.28 -72.96	74.42 -54.09	55.80 -80.07
111.06 -78.17	74.74 -95.47	92.18 -65.03	65.54 -93.48	92.45 -83.97	65.02 -93.42	94.82 -63.84	86.81 -90.82	92.96 -65.91	65.90 -92.99	89.98 -68.58	83.48 -94.90	93.95 -84.77	86.52 -92.18	93.0 -85.8	85.8 -82.43	99.53 -74.75	78.2 -112
120.13 -86.74	82.62 -103.81	99.79 -73.8	73.12 -101.08	100.07 -73.81	72.7 -101.04	102.48 -71.24	78.24 -97.45	100.59 -73.58	73.55 -100.81	97.318 -78.21	71.09 -102.48	101.59 -72.42	74.18 -96.82	100.8 -73.4	73.18 -100.04	103.86 -82.82	86.77 -120.16
114.23 -81.48	78.43 -100.23	97.25 -70.95	70.43 -98.32	97.26 -70.84	89.85 -96.3	96.78 -88.41	73.62 -84.53	97.9 -70.72	70.71 -87.91	94.30 -73.56	88.25 -96.75	96.85 -89.58	71.36 -96.93	97.8 -70.86	70.49 -87.50	100.30 -78.47	81.51 -114.28
95.57 -83.55	81.86 -84.18	82.25 -55.97	55.29 -82.31	82.15 -55.99	54.84 -82.99	84.56 -53.28	56.07 -79.75	82.5 -55.81	55.81 -82.51	79.8 -56.04	53.00 -84.54	83.85 -54.70	58.48 -82.11	82.98 -53.77	55.84 -82.56	84.17 -84.6	83.58 -95.57
73.44 -42.03	44.48 -87.84	86.28 -42.72	42.33 -86.98	89.09 -42.93	41.77 -71.0	71.63 -39.73	48.45 -84.75	72.15 -43.53	43.52 -72.23	64.25 -48.12	39.08 -71.33	70.93 -40.83	42.13 -87.14	87.72 -40.75	41.54 -86.9	88.11 -45.09	42.27 -73.79
184.77 -149.8	82.49 -106.27	44.85 -18.74	5.93 -48.37	206.18 -182.0	106.97 -102.89	111.02 -110.83	-18.62 -504.97	40.11 -324.96	324.55 -30.18	12.08 -229.22	159.42 -190.94	50.3 -20.78	37.17 -72.38	74.43 -38.08	23.84 -55.62	103.51 -75.75	139.88 -131.93
							526.07 82.89	229.11 -18.12		-80.33 -524.39	502.85 10.83						

Figura IV.13a. Resultados del Análisis Tridimensional Paso a Paso en el Marco Longitudinal Exterior:  
Momentos Máximos Actuantes en Vigas (T-m).

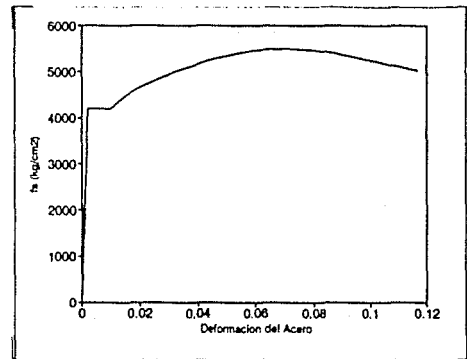
24.02		36.72		36.26		36.88		37.48		36.25		38.56		37.40		41.25		56.3
-86.3		-41.13		-37.36		-38.87		-38.25		-37.41		-37.04		-38.3		-38.54		-24.06
	36.38		27.7		27.36		26.19		26.6		27.44		27.6		28.66		28.94	56.24
	-56.23		-29.63		-26.87		-27.06		-27.43		-26.54		-26.32		-27.36		-27.55	-38.34
92.42		81.16		80.62		59.86		59.85		81.11		81.03		80.27		83.6		100.9
-100.9		-83.48		-80.26		-81.14		-81.12		-58.6		-58.6		-80.86		-81.02		-92.4
	40.33		51.40		50.84		49.7		49.83		51.11		51.06		50.3		53.7	50.72
	-80.75		-83.61		-50.3		-51.18		-51.11		-49.9		-48.84		-50.88		-51.3	-40.32
75.36		71.21		70.10		68.95		69.23		70.38		70.4		69.51		73.41		89.8
-89.79		-73.3		-69.51		-70.50		-70.39		-69.17		-69.1		-70.14		-71.06		-75.39
	77.49		87.0		85.84		84.73		84.95		86.18		86.13		85.25		88.14	80.01
	-90.12		-88.03		-85.27		-86.23		-86.17		-84.9		-84.8		-85.67		-86.88	-77.47
90.81		70.72		69.51		68.34		68.62		69.6		69.81		68.93		72.77		103.48
-103.48		-72.67		-68.92		-68.01		-69.80		-68.56		-68.497		-69.55		-70.57		-90.83
	114.48		72.23		71.19		69.97		70.42		71.32		71.49		70.86		74.13	126.23
	-126.25		-74.05		-70.59		-71.80		-71.33		-70.37		-70.12		-71.28		-72.07	-114.47
127.56		81.84		81.18		59.83		60.15		81.51		81.43		80.51		83.81		140.31
-140.25		-83.89		-80.55		-81.55		-81.52		-80.08		-80.08		-81.18		-81.78		-127.62
	183.1		72.17		71.45		70.54		70.01		72.43		71.62		70.82		74.05	175.33
	-175.38		-73.82		-70.98		-71.75		-72.43		-69.95		-70.71		-71.22		-72.88	-183.10
130.72		45.02		44.38		42.70		43.68		44.38		44.43		44.3		48.48		143.50
-143.42		-46.44		-43.78		-44.34		-44.47		-43.5		-43.04		-44.82		-44.79		-130.89
	281.94		57.07		56.68		54.52		57.94		54.32		57.6		57.42		58.0	260.41
	-290.38		-58.33		-55.87		-57.52		-54.37		-57.89		-54.73		-58.11		-56.68	-282.27
225.41		40.17		41.89		40.56		40.46		43.41		41.45		38.40		41.5		234.58
-234.57		-41.47		-41.06		-42.28		-43.52		-40.24		-40.11		-40.23		-39.79		-224.06
	207.36		76.35		79.36		85.54		72.86		83.88		79.32		86.90		80.65	237.8
	-238.87		-78.02		-80.24		-82.54		-83.74		-72.75		-83.19		-87.74		-77.84	-206.72
109.87		41.0		87.88		75.5		191.48		243.53		87.82		35.08		43.23		119.86
-119.50		-41.55		-89.10		-70.89		-242.43		-191.48		-73.18		-35.30		-42.13		-110.33
211.88		42.94		86.5		75.13		205.84		242.54		86.62		39.29		44.32		217.14
-217.52		-43.27		-70.52		-71.81		-241.75		-205.84		-73.45		-39.41		-43.63		-211.81

Figura IV.13b. Resultados del Análisis Tridimensional Paso a Paso en el Marco Longitudinal Exterior:  
Momentos Máximos Actuales en Columnas (T-m).





Concreto



Acero de Refuerzo

Figura IV.14. Sección Discretizada de Trabe y Modelos del Comportamiento de los Materiales que se Asumen en los Análisis Considerando Valores "Nominales".

17.00 -52.28	17.00 -52.28	17.00 -48.81	17.00 -48.81	17.33 -68.42	17.33 -68.42	17.00 -48.81	17.00 -48.81	17.00 -52.28	17.00 -52.28
17.1 -59.45	17.1 -52.85	17.1 -51.72	17.1 -51.72	17.1 -42.3	17.1 -42.3	17.1 -51.72	17.1 -51.72	17.1 -52.85	17.1 -59.45
17.1 -59.45	17.1 -52.85	17.1 -51.72	17.1 -51.72	17.1 -42.3	17.1 -42.3	17.1 -51.72	17.1 -51.72	17.1 -52.85	17.1 -59.45
31.59 -76.15	31.8 -64.73	24.4 -64.59	24.4 -64.59	24.4 -52.9	24.4 -52.9	24.4 -64.59	24.4 -64.59	31.8 -64.73	31.59 -76.15
31.59 -76.15	31.8 -64.73	24.4 -64.59	24.4 -64.59	24.4 -52.9	24.4 -52.9	24.4 -64.59	24.4 -64.59	31.8 -64.73	31.59 -76.15
40.83 -73.23	28.29 -64.45	28.29 -63.05	28.29 -64.45	28.29 -56.53	28.29 -56.53	28.29 -64.45	28.29 -64.45	28.29 -64.45	40.83 -73.23
40.83 -73.23	28.29 -64.45	28.33 -63.05	28.29 -64.45	28.29 -56.53	28.59 -56.53	28.29 -64.45	28.29 -64.45	28.29 -64.45	40.83 -73.23
150.80 -248.00	114.21 -182.08	407.99 -623.8	503.85 -578.21	1059.42 -1069.71	1059.42 -1069.71	1059.42 -1069.71	710.02 -351.14	114.2 -182.08	150.8 -248.0

Figura IV.15. Momentos Resistentes sin Considerar Sobrerresistencia (T-m).

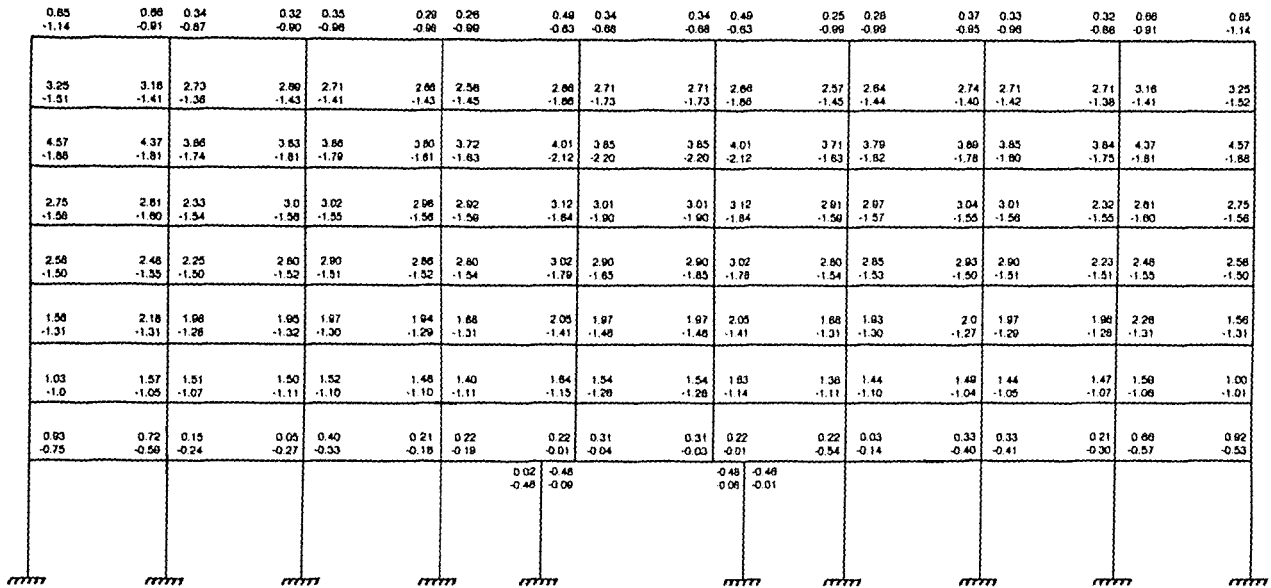


Figura IV.16. Relación de Momentos Actuantes Máximos del Análisis Lineal Tridimensional Paso a Paso con los Momentos Resistentes.

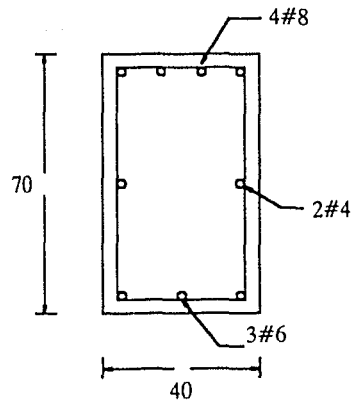
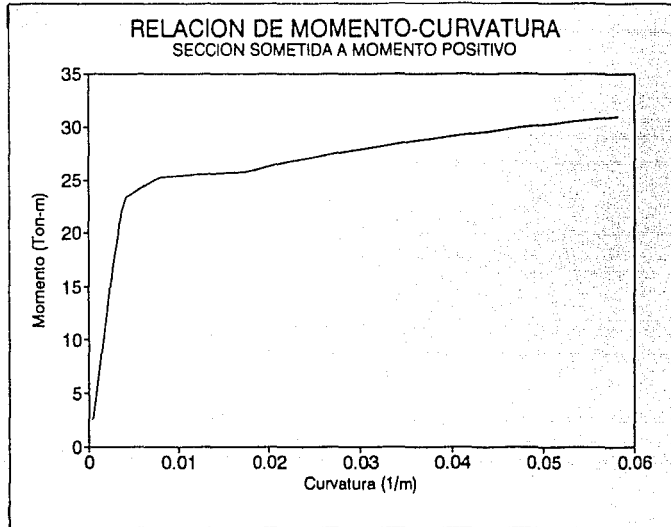


Figura IV.17. Relación Momento-Curvatura para la Viga Mostrada Sujeta a Momento Positivo.

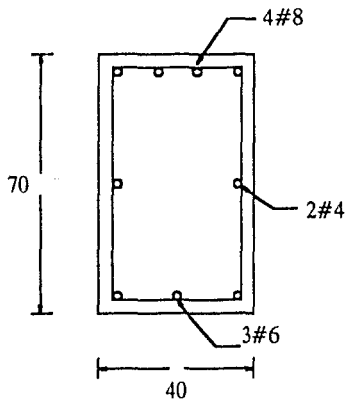
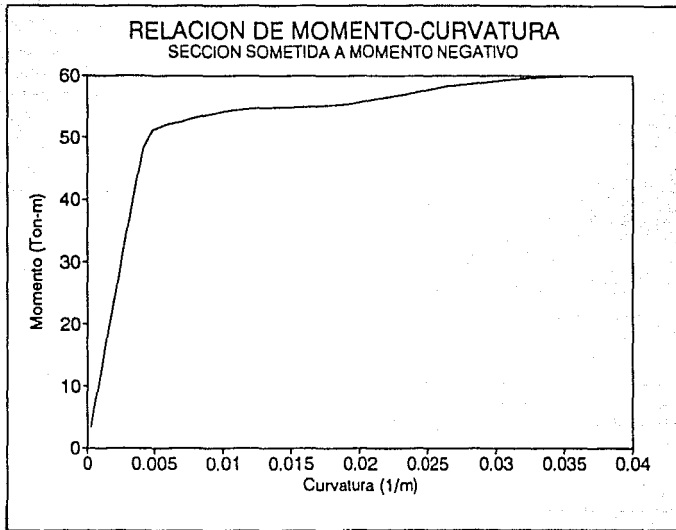


Figura IV.18. Relación Momento-Curvatura para la Viga Mostrada Sujeta a Momento Negativo.

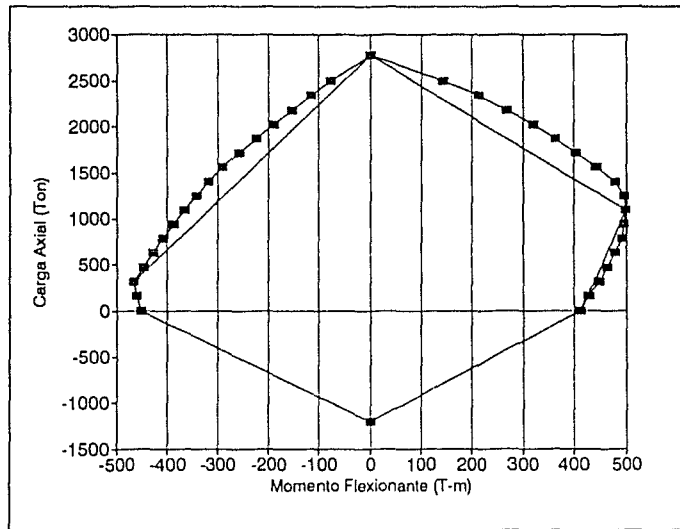
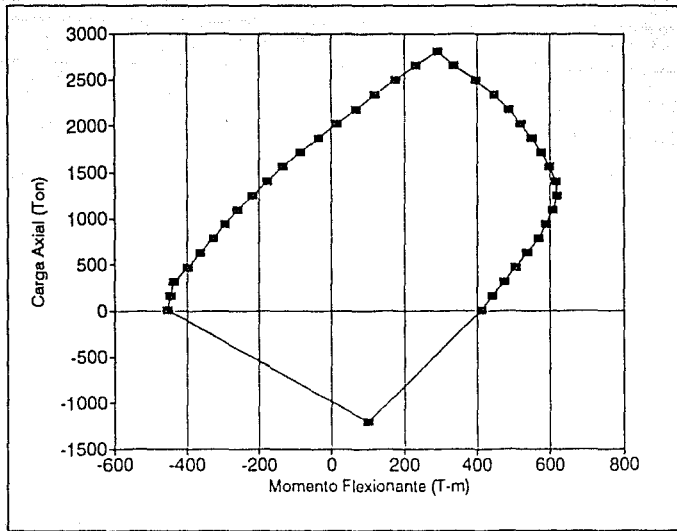


Figura IV.19. Relación Carga Axial - Momento Flexionante, con Respecto al Punto Medio y al Centroide Plástico de la Sección L, que se Muestra en la Figura III.7.

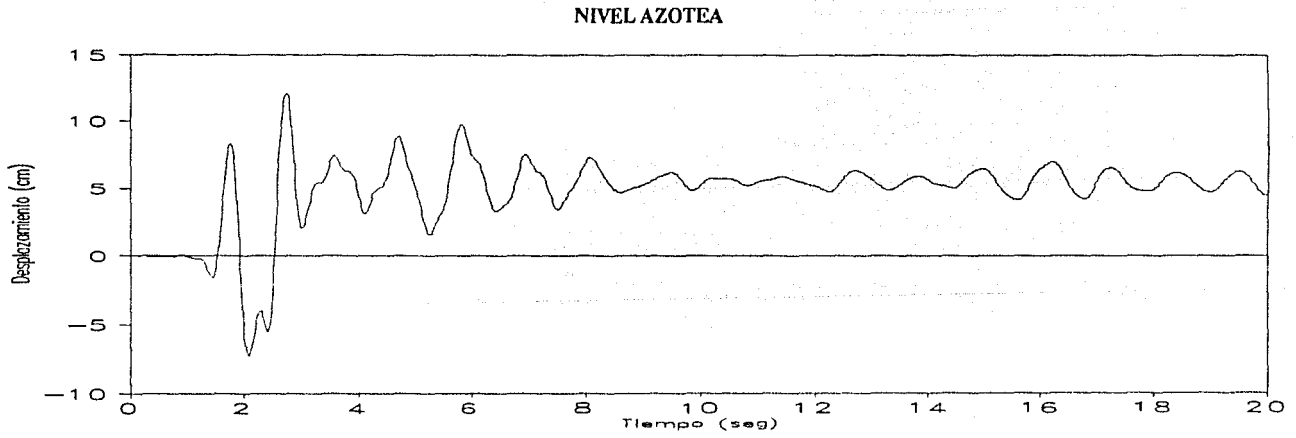
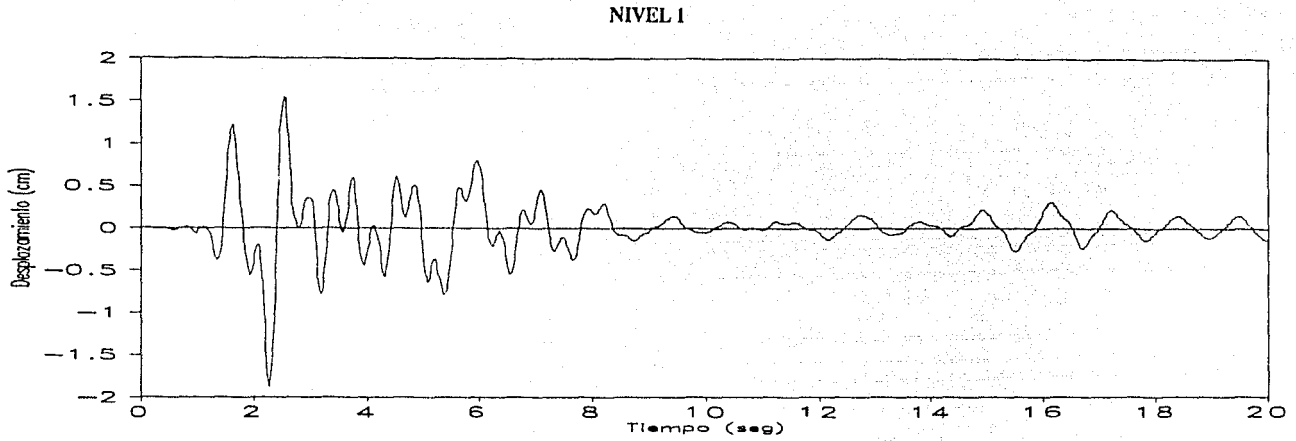
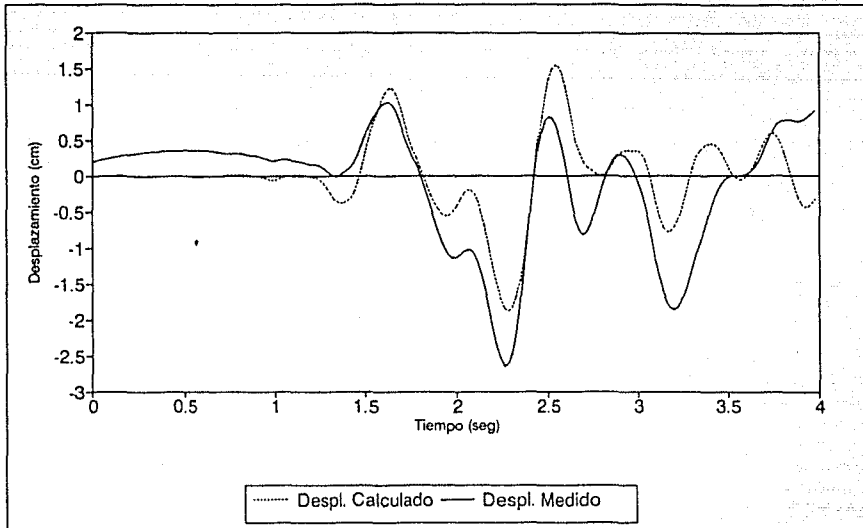


Figura IV.20. Historia Completa de Desplazamientos Calculados con DRAIN sin Considerar Sobrerresistencia, para los Niveles 1 y Azotea

### NIVEL 1



### NIVEL AZOTEA

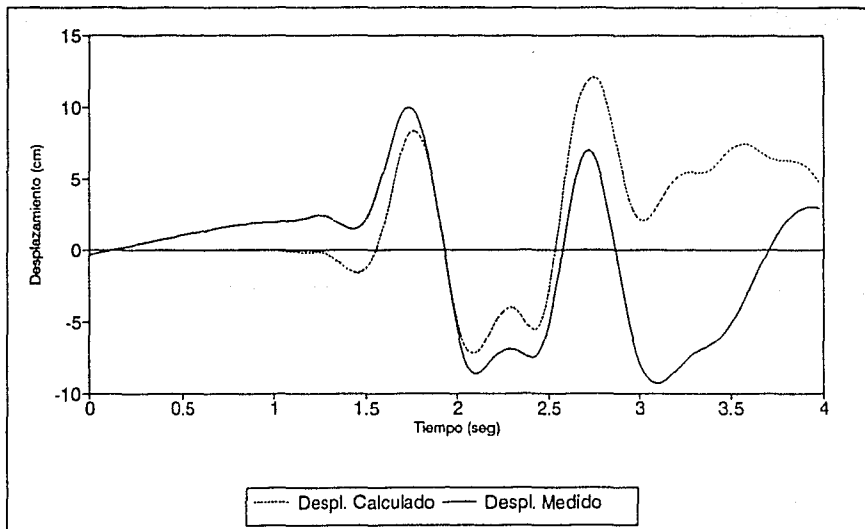


Figura IV.21. Desplazamientos Medidos y Calculados con DRAIN sin Considerar Sobrerresistencia para la Fase Intensa del Sismo (4 seg) en los Niveles 1 y Azotea.



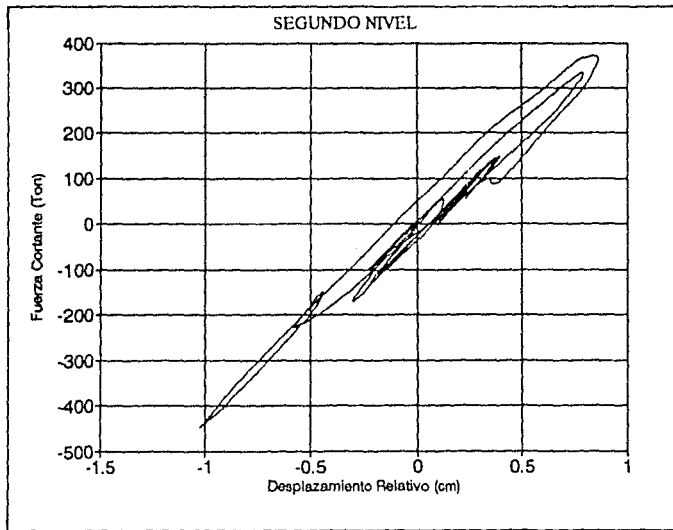
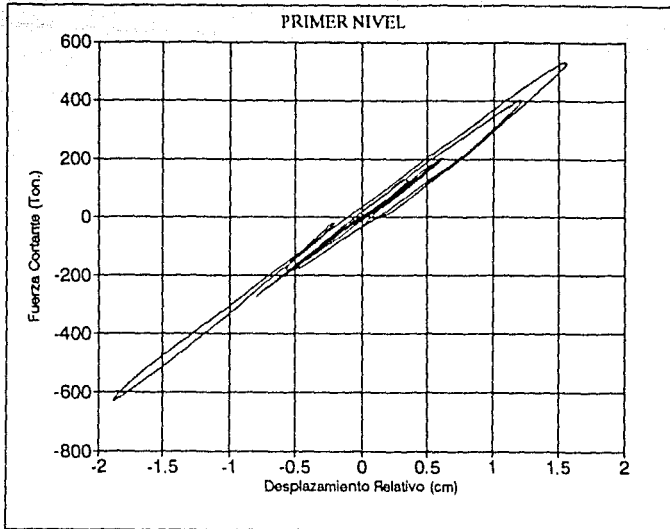


Figura IV.22. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Primer y Segundo Nivel sin Considerar Sobrerresistencia.

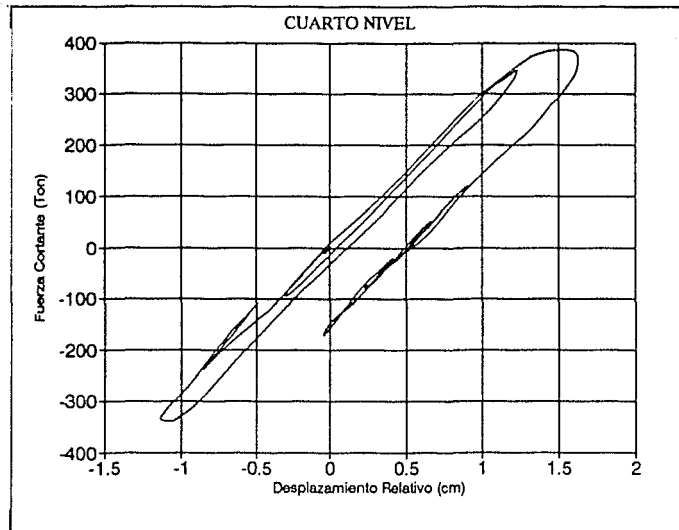
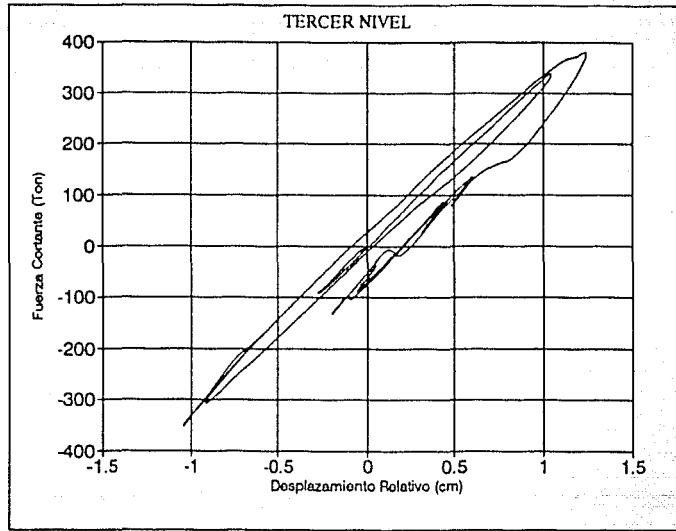


Figura IV.23. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Tercer y Cuarto Nivel sin Considerar Sobrerresistencia.

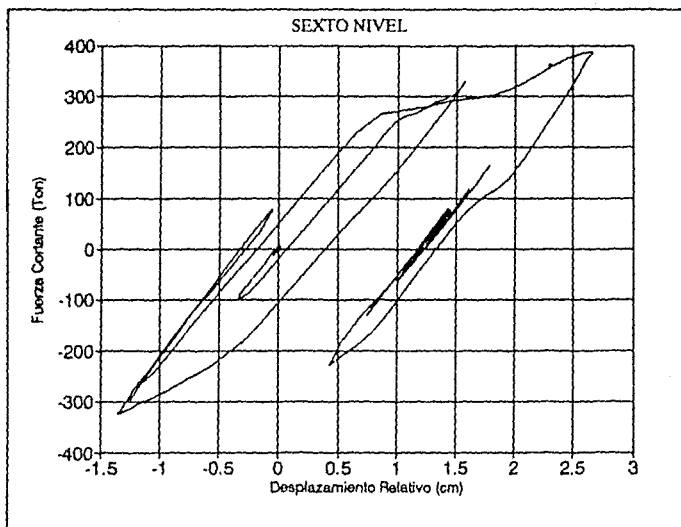
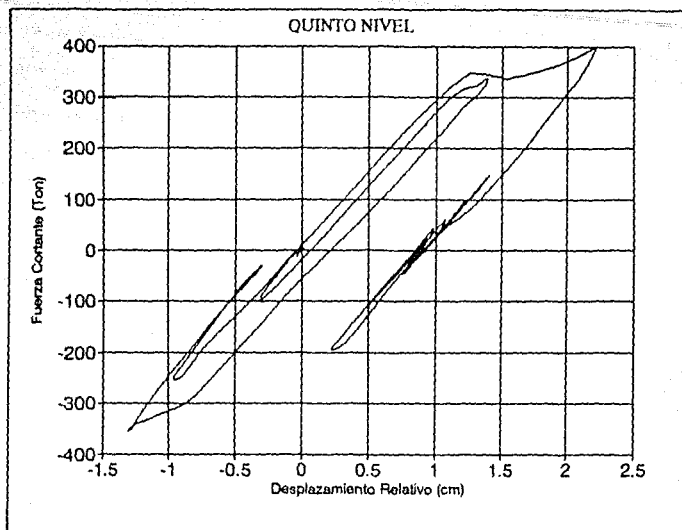


Figura IV.24. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Quinto y Sexto Nivel sin Considerar Sobrerresistencia.

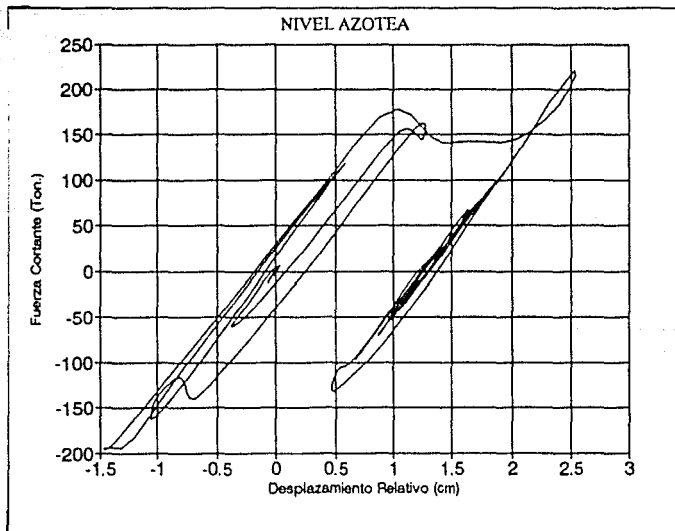
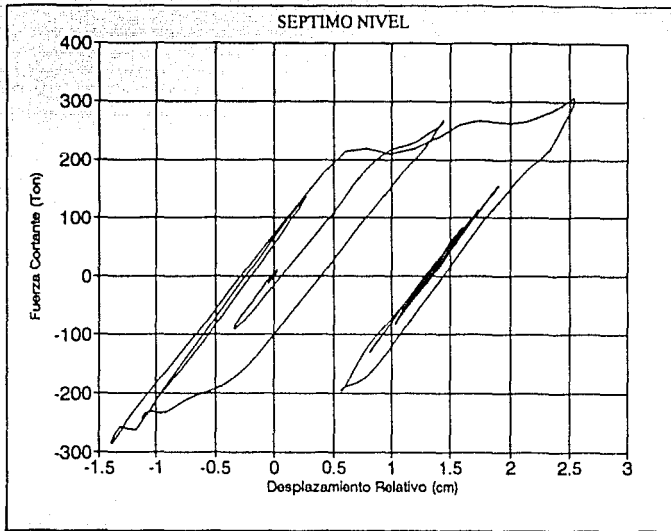


Figura IV.25. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Séptimo Nivel y Azotea sin Considerar Sobrerresistencia.

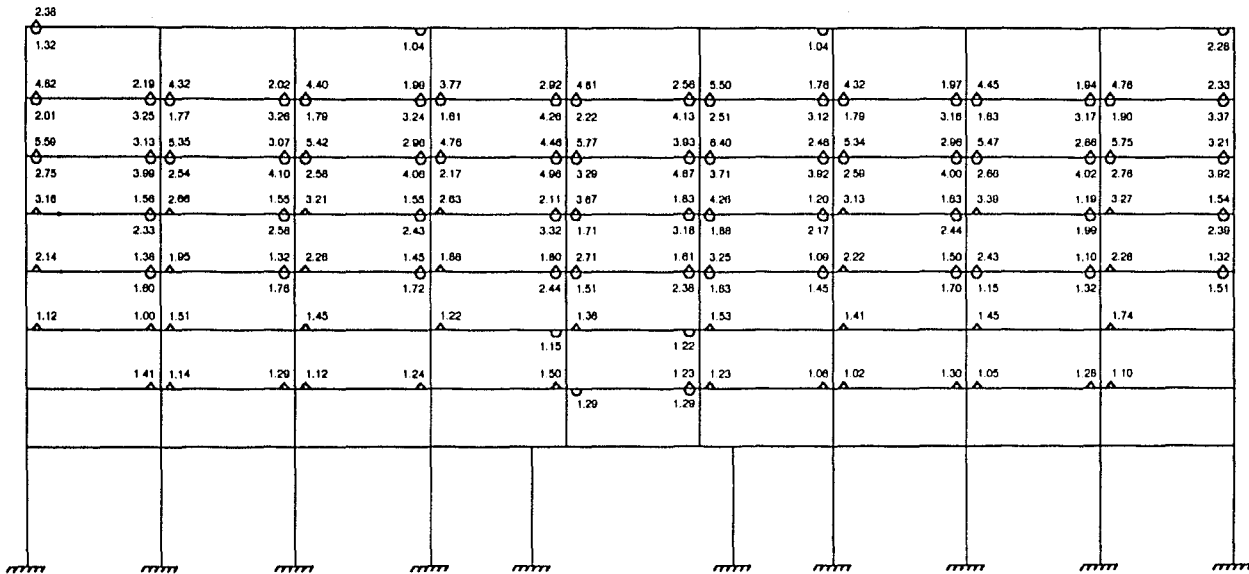


Figura IV.26. Resultados del Análisis no Lineal: Demandas de Ductilidad en Vigas sin Considerar Sobrerresistencia.



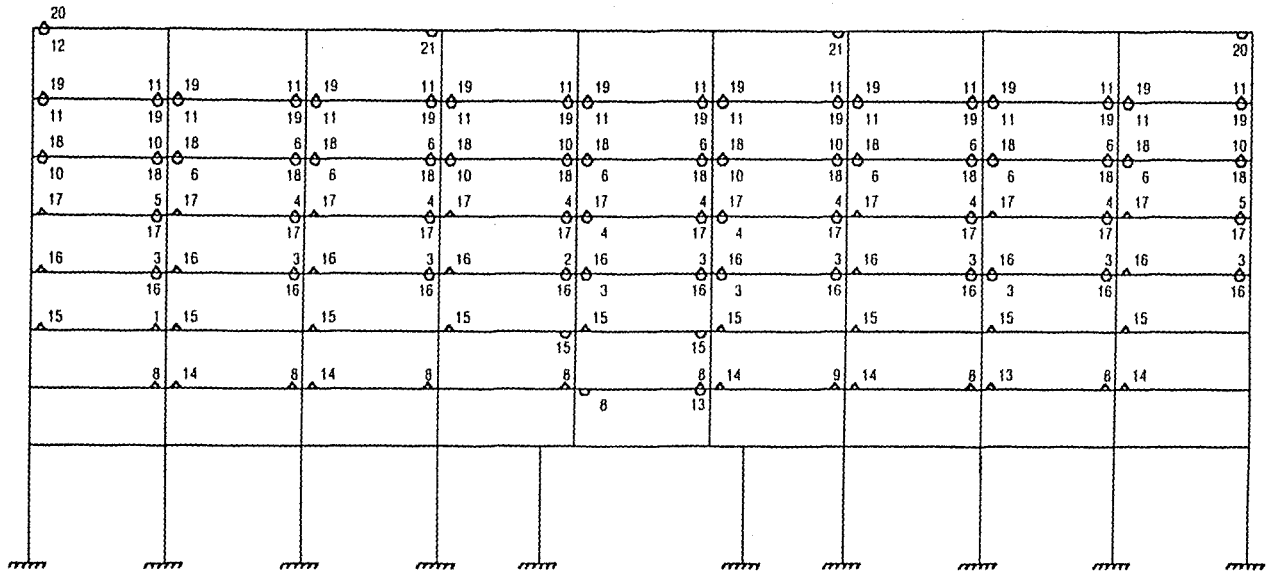


Figura IV.28. Resultados del Análisis no Lineal: Secuencia de Formación de Articulaciones Plásticas sin Considerar Sobrerresistencia.

## V. ESTUDIO DE LA SOBRRRESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA

### INTRODUCCION

Es evidente que la estructura tuvo un comportamiento esencialmente lineal, por la ausencia de daños en elementos estructurales y no estructurales, y por su correlación notable en términos de desplazamientos medidos y calculados con un análisis elástico, en los niveles 1 y Azotea. Sin embargo, los momentos actuantes del análisis elástico resultaron ser muy superiores a los momentos resistentes, lo cual implica un comportamiento inelástico. Los resultados del análisis no lineal reflejaron que la estructura debería haber tenido un comportamiento inelástico con grandes demandas de ductilidad lateral y de giro, descritos en el capítulo anterior, que no se correlacionan con lo que aconteció en la realidad. Para tratar de explicar esta situación, en este capítulo se investigan las posibles fuentes de sobrerresistencia de la estructura tanto a nivel local (de elementos) como a nivel del comportamiento global de la estructura ante una sollicitación sísmica. Especial atención se presta a la contribución de la losa en el comportamiento local y global de la estructura.

#### *Sobrerresistencia en las Secciones Críticas*

Un primer elemento de sobrerresistencia puede obtenerse por medio del empleo de valores "reales" de la resistencia a compresión del concreto y de fluencia del acero de



refuerzo. En el caso del concreto, para cumplir con la resistencia a compresión mínima especificada por proyecto de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , la resistencia a compresión promedio requerida, considerando una desviación estándar de  $35 \text{ kg/cm}^2$ , es de  $330 \text{ kg/cm}^2$ , lo que implica un incremento del 18%. En cuanto al acero de refuerzo, estadísticamente en México, se ha encontrado que el esfuerzo de fluencia real es 20% mayor al nominal en promedio; en la República de San Salvador parece ser que acontece la misma situación y la asumen tácitamente al señalar en los planos el valor de fluencia del acero de refuerzo entre 4 200 y 5 000  $\text{kg/cm}^2$ . Se tomó este último valor como el más probable, lo que representa un incremento del 19%. No se consideró ninguna variación en el comportamiento del acero de refuerzo ocasionada por una velocidad de deformación unitaria elevada que ocurre ante una sollicitación sísmica.

Es importante tomar en cuenta el comportamiento de los elementos de concreto confinado, cuando se someten a una velocidad de deformación elevada como la que se tiene durante la respuesta de la estructura a sismos. Sobre este aspecto se cuenta con un estudio realizado por Scott, Park y Priestley (Referencia 11) con 25 especímenes de concreto reforzado a escala cercana a 1:1, con armado compuesto por 8 o 12 barras de acero longitudinal y con diferentes arreglos de estribos sujetos a carga, concéntrica o excéntrica, probados bajo condiciones que simularan los efectos sísmicos. En estas condiciones, la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado y sometida a una velocidad de deformación unitaria de 0.017/seg (comparable al efecto de una sollicitación sísmica) se caracteriza por un incremento del orden del 25% del valor correspondiente a la resistencia máxima obtenida para concreto confinado, sujeto a una velocidad de deformación baja; por otra parte, la recta descendente desde el punto de máxima resistencia hasta una deformación de 0.02 posee una pendiente más pronunciada que la correspondiente a una velocidad de deformación baja. Con base en el comportamiento observado de la relación esfuerzo-deformación

de las pruebas realizadas, adaptaron la relación modificada de Kent y Park para tomar en cuenta los efectos de una relación elevada de deformación, por medio del empleo de un factor de multiplicación de 1.25 al esfuerzo máximo, a la deformación para el esfuerzo máximo, y a la pendiente de descenso.

El efecto de una velocidad de deformación en el comportamiento global de una estructura disminuye si ésta posee periodo largo con el que responde a una sollicitación sísmica o si el periodo de aceleración del terreno es largo, como en el caso de la zona III de la Cd. de México.

En la figura V.1 se muestran las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto y acero de refuerzo tomando en cuenta los factores adicionales que se mencionaron en el párrafo anterior; en ellas puede observarse un incremento notable de la resistencia máxima a compresión del concreto al pasar de 280 a 412.6 kg/cm<sup>2</sup> (incremento del 47.3%) por considerarse el valor de resistencia promedio (330 kg/cm<sup>2</sup>) y el efecto de una velocidad de deformación elevada.

El incremento de la resistencia de un elemento de concreto reforzado, cuando se consideran las relaciones esfuerzo-deformación "reales" (véase la figura V.1), con respecto a la resistencia obtenida con relaciones esfuerzo-deformación "nominales" (véase la figura IV.14), puede visualizarse en las figuras V.2 y V.3 donde se muestra la relación Momento-Curvatura para la sección indicada sujeta a momento positivo y negativo respectivamente. El incremento del momento resistente a momento positivo es de 22.5 a 26.9 Ton-m reflejando un incremento del 20% (véanse las curvas 1 y 2 de la figura V.2); con respecto al momento resistente negativo, éste se incrementa de 49 a 61 Ton-m que representa un incremento del 24.5% (véanse las curvas 1 y 2 de la figura V.3).

Otro factor que contribuye de manera determinante en el incremento de la resistencia de los elementos de concreto, en las secciones críticas, particularmente a momento negativo, es la contribución de la losa, que al colarse monolíticamente con la viga, ambos elementos actuarán integralmente. Cuando la viga está sometida a flexión positiva (compresión en la parte superior y tensión en la parte inferior) una sección de la losa estará sometida a compresión, equilibrando la fuerza de tensión del acero inferior de la viga. Es claro que al tenerse vigas con separación grande, los esfuerzos de compresión en la losa no serán uniformes, siendo más esforzada la sección de la losa que forma parte de la viga.

Para el diseño, los reglamentos proporcionan un ancho efectivo conservador pero uniformemente esforzado para flexión positiva; en el caso del ACI 318-83 (Referencia 1), para vigas con losa de un solo lado, como es el caso del marco exterior que se estudia, el ancho efectivo del patín no debe exceder de  $1/2$  de la longitud del claro de la viga, 6 veces el peralte de la losa o  $1/2$  de la distancia libre a la siguiente viga; que para nuestro caso, representa un ancho de losa de 67 cm. Para determinar la influencia del ancho de losa en la resistencia de los elementos, se tomaron 2 anchos de losa, uno de 90 cm (valor cercano a lo que el ACI estipula) y otro de 300 cm que corresponde a  $1/2$  de la distancia libre a la siguiente viga. Las relaciones Momento-Curvatura para el caso de secciones L sujeta a flexión positiva, con los 2 anchos efectivos de losa indicados, se muestran en las curvas 3 y 4 de la figura V.2.

El incremento total de resistencia mostrado en la curva 4 con respecto a la curva 1 de la figura V.2 es de 31.4%, del cual 20% corresponde al empleo de los valores "reales" de resistencia del concreto y de fluencia del acero junto con un comportamiento dinámico en la relación esfuerzo-deformación del concreto; el 11.4% restante, corresponde a un ancho efectivo de losa de 300 cm. Por tanto, se concluye que los

cambios en los anchos efectivos de losa tienen escasa influencia cuando la sección se encuentra sometida a momento positivo.

El cálculo de la relación Momento-Curvatura, considerando los efectos de sobrerresistencia, para momento positivo de todas las secciones críticas del marco exterior, se realizó tomando en cuenta las consideraciones señaladas para la obtención de la curva 3 de la figura V.2.

Para el caso de la sección L sujeta a momento negativo, una parte del refuerzo longitudinal del patín (losa) estará sometido a esfuerzos de tensión junto con el refuerzo principal del alma (viga). El ancho efectivo de losa, de acuerdo con los estudios de Malik y Bertero (Referencia 9), Joglekar, Jirsa y Klingner (Referencia 6) y Sharooz y Moehle (Referencia 12) puede ser, cuando mucho, la mitad del claro a la siguiente viga para una sección sometida a momento negativo.

Para los anchos efectivos de 90 y 300 cm, mencionados anteriormente, la contribución de la losa produjo cambios importantes en la resistencia última de las secciones críticas, como puede apreciarse claramente en la figura V.3, donde se grafica la relación Momento-Curvatura para la sección en estudio sujeta a momento negativo. El momento resistente, cuando se tiene la contribución de un ancho efectivo de 90 cm es de 65.9 Ton, valor 9% más grande del correspondiente al momento resistente de la curva 2. Considerando un ancho efectivo de 300 cm (valor máximo a flexión negativa) el momento resistente se incrementa a 88.9 T-m, lo que implica un incremento de 35% con respecto al momento resistente de la curva 3.

En resumen, el incremento máximo de resistencia para la sección en estudio sometida a flexión negativa (curva 4 de la figura V.3) es de 81% del correspondiente

a la viga sola con valores "nominales" de resistencia para el concreto y el acero (curva 1 de la figura V.3).

El incremento cercano al 100% de resistencia, a flexión de las vigas, por efecto de la contribución de la losa, produce fuerzas cortantes muy superiores (del orden del 50%), de los anticipados, durante la etapa de diseño, lo que las hace susceptibles a fallas por cortante. También se observa una considerable disminución de ductilidad debido al incremento en el área de acero a tensión. Finalmente, debido al notable incremento de los momentos negativos, se produce un cambio en el diagrama de momentos al modificarse los puntos de inflexión. Por este cambio, las longitudes de anclaje de las barras que se cortaron, y que aparentemente se encontraban en un estado de esfuerzos de compresión, pueden estar sometidas a un estado de esfuerzos de tensión. Esta situación evidencia la necesidad de un refuerzo continuo para resistir sollicitaciones sísmicas.

Las relaciones Momento-Curvatura se calcularon tomando en cuenta las consideraciones para la obtención de la curva 3 de la figura V.3, considerando los efectos de sobrerresistencia para momento negativo de las secciones críticas del marco en estudio.

En la figura V.4 se muestran los momentos resistentes positivos y negativos de las secciones críticas del marco exterior considerando sobrerresistencia.

Para las secciones críticas de las columnas (elementos tipo 5) se calculó nuevamente su correspondiente diagrama de interacción Carga Axial-Momento Flexionante tomando en cuenta los valores "reales" de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, junto con la relación esfuerzo-deformación del concreto que considerara

el efecto de una velocidad de deformación alta, comparable al efecto sísmico. En la figura V.5 se muestran los diagramas P-M con y sin consideración de sobrerresistencia.

### *Comportamiento Estructural*

Para determinar la resistencia lateral de la estructura y sus fuentes de sobrerresistencia se realizaron análisis estáticos no lineales. Estos análisis se realizaron con el DRAIN-2D empleando una técnica especial ya que este programa no realiza análisis estáticos no lineales.

Como la capacidad resistente a fuerza lateral de una estructura depende del tipo de distribución de carga lateral a que está sometida y en el caso específico del sismo, esta distribución varía continuamente, se investiga la sobrerresistencia de la estructura cuando se aplican cargas laterales con distribución triangular y rectangular (uniforme). La distribución triangular, empleada comúnmente para la obtención de cargas laterales por el método estático, determina el límite inferior y, por otro lado, la distribución uniforme proporciona el límite superior de la capacidad resistente de la estructura como puede verse en las figuras V.6 y V.7.

Para determinar la influencia de la losa en el comportamiento global y en la sobrerresistencia de la estructura se realizaron análisis no lineales con y sin la contribución de la losa.

En las figuras V.6 y V.7 se muestra el comportamiento global de la estructura ante la distribución de cargas laterales que se indican, mediante la relación del

cortante en la base contra desplazamiento del Nivel Azotea. Con el término sobrerresistencia se involucran: 1) valores "reales" de resistencia de los materiales, 2) el efecto de una velocidad de deformación elevada (similar a una sollicitación sísmica) en la relación esfuerzo-deformación del concreto y 3) la contribución de la losa en el cálculo de los momentos resistentes de las secciones críticas que se estudiaron. De la observación de estas gráficas se concluye que una distribución de carga triangular es más desfavorable. Al presentarse una distribución uniforme de carga lateral, la resistencia de la estructura se incrementa en 26% del correspondiente a la resistencia con carga lateral triangular cuando no se considera sobrerresistencia (véase la figura V.6) y de 24% cuando se considera sobrerresistencia (véase la figura V.7).

En la tabla V.1 se presentan los resultados de éstos análisis, en donde  $V_y$  (en Ton) corresponde al cortante basal cuando la estructura empieza a tener comportamiento inelástico,  $V_u$  (en Ton) es el cortante basal cuando se forma el mecanismo de falla,  $C_y$  y  $C_u$  corresponden al coeficiente sísmico (cortante en la base entre el peso total de la estructura) de fluencia y de colapso respectivamente. La columna  $V_u/V_y$  muestra la sobrerresistencia que se tiene debido a la redistribución de momentos y puede observarse que es mayor cuando se tiene una distribución de carga lateral uniforme, llegando incluso a duplicarse para el caso en que se considera sobrerresistencia (1.91). Finalmente, la columna  $C_u/0.12$  muestra la sobrerresistencia de la estructura sobre las cargas sísmicas dadas por el Reglamento, llegándose a tener una sobrerresistencia 3.29 veces más de lo que prescribía el reglamento de esa época.

Del análisis de esta tabla se concluye que la consideración de sobrerresistencia de la estructura incrementa sensiblemente la capacidad resistente de la estructura a carga lateral (del orden del 30% en el cortante de fluencia y del 40% en el cortante último). También se puede observar en las gráficas V.6 y V.7 que la capacidad de

deformación de la estructura cuando se considera sobrerresistencia se incrementa, siendo mayor el correspondiente a una distribución triangular.

Es importante señalar que la capacidad resistente de un marco central es mayor al correspondiente a un marco exterior, debido a que los anchos efectivo de losa son mayores en el marco central que en los del exterior, lo que tiende a disminuir la respuesta y aumentar su capacidad resistente.

En la parte final de este capítulo se estudia el comportamiento inelástico de la estructura ante el sismo de octubre de 1986, registrado a Nivel del Sótano, tomando en cuenta la sobrerresistencia de la estructura; estos resultados se comparan con los obtenidos de la respuesta inelástica sin consideración de sobrerresistencia presentados en el Capítulo 4 y con la respuesta observada. Además, se proponen explicaciones tentativas de las incongruencias surgidas entre la respuesta analítica y la observada.

En la figura V.8 se muestra la historia de desplazamientos de los niveles 1 y Azotea y, como puede apreciarse, el corrimiento (offset) que presenta el Nivel Azotea es menor al obtenido en el análisis inelástico sin consideración de sobrerresistencia (véase la figura IV.20), al mismo tiempo se observa que los desplazamientos máximos aumentan. En la figura V.9 se correlacionan las historias de desplazamientos calculadas (considerando sobrerresistencia) y medidas para la fase intensa del sismo (4 seg). A pesar de las incertidumbres que necesariamente involucran la corrección de la aceleración y los ajustes necesarios que se realizan a la historia de velocidades, para obtener finalmente, la historia de desplazamiento "medida", puede observarse una mejor correlación en términos del periodo y de los desplazamientos máximos de la que se obtuvo sin la consideración de sobrerresistencia en ambos niveles (véase la figura IV.21). Con base en esta situación, es posible pensar que si se ajustara la



inclinación de la historia de desplazamientos “medida” del Nivel Azotea a partir del tiempo  $t=2$  seg, se tendría una mejor correlación, lo que implica que el modelo en el que se considera sobrerresistencia se correlaciona en forma más aceptable a la respuesta global de la estructura registrada en el Nivel Azotea. Como puede apreciarse, la historia de desplazamientos medida y calculada tiene un periodo de alrededor de 1.1 seg que corresponde con el primer modo de vibrar de la estructura (1.11 seg).

El cortante máximo en la base de la estructura es de 692.36 Ton que corresponde al 26.5% del peso total de la estructura (2,613 Ton). Este cortante máximo es superior en 10% al cortante máximo que se obtiene sin considerar sobrerresistencia (630.19 Ton), lo que implica que al tomar en cuenta la sobrerresistencia de la estructura se incrementan las fuerzas. Esta situación se ejemplifica más claramente en la figura V.10 donde se grafica la distribución máxima de fuerza cortante para ambos análisis. Con base en esta distribución, se obtuvo la distribución de fuerzas inducidas por el sismo en todos los niveles, para el tiempo en que se presenta el máximo cortante en la base (2.27 seg) para ambos análisis (con y sin sobrerresistencia). Puede observarse nuevamente, que las fuerzas son mayores cuando se considera sobrerresistencia. Por otra parte, esta gráfica nos permite visualizar la distribución de fuerzas que se presentó y, como puede apreciarse, esta distribución es más cercana a la rectangular (uniforme), aunque aparentemente en el Nivel 1 se tenga una fuerza del orden del doble, pero también en este nivel se cuenta con una masa del orden del doble del correspondiente a los demás niveles. Esta distribución de fuerzas cercana a la rectangular, en los instantes de máxima aceleración, proporciona una sobrerresistencia del orden del 25%, como puede verse en las figuras V.6 y V.7, en las que se realizaron análisis estáticos no lineales de la estructura con una distribución de carga uniforme.

Para evaluar la demanda de ductilidad y la energía disipada, se graficaron nuevamente, fuerza cortante contra desplazamiento de entrepiso (véanse las figuras V.12 a V.15). Si se comparan estas gráficas con las que se obtuvieron del análisis no lineal, sin consideración de sobrerresistencia (véanse las figuras IV.22 a IV.25) se puede encontrar que la fuerza cortante se incrementa en todos los entrepisos y la demanda de ductilidad lateral de entrepiso disminuye sensiblemente al pasar de 3.25, 4.3 y 3 en los niveles Sexto, Séptimo y Azotea a 2.1, 1.9 y 1.3 respectivamente. Es notoria la disminución de demanda de ductilidad en el Séptimo Nivel al pasar de 4.3 a 1.9. En los primeros niveles ambos análisis no lineales reportan un comportamiento esencialmente lineal. En el Cuarto Nivel la demanda de ductilidad no decrece como sucede en los pisos superiores sino que aumenta ligeramente, al pasar de 1.2 a 1.5 y finalmente, en el quinto Nivel ambos análisis reportan una demanda de ductilidad de 1.7.

En la figura V.16 se muestra la distribución de articulaciones plásticas que se formaron tanto en flexión positiva (triángulo) como en flexión negativa (medio círculo) junto con sus respectivos valores de demandas de ductilidad a rotación. Por tanto, estas articulaciones se formaron exclusivamente en las vigas de la estructura y, básicamente, se concentraron en los niveles 4 al 7. Prácticamente los niveles 1 y Azotea no presentan formación de articulaciones. En los niveles 2 al 4 se presentan pocas articulaciones, fundamentalmente, a flexión positiva. Si se compara ésta distribución de articulaciones con el correspondiente al del análisis no lineal sin consideración de sobrerresistencia (véase la figura IV.26) se encuentra una notable disminución de articulaciones en flexión negativa al pasar de 69 a 29, debido al incremento del orden del 30 al 40% en la resistencia de los elementos a flexión negativa, por el aumento sustancial de resistencia cuando se considera un ancho efectivo de losa de 90 cm y valores "reales" de resistencia de los materiales estudiados.

Con respecto a las articulaciones por flexión positiva, éstas disminuyen ligeramente al pasar de 98 a 92. Esta situación era previsible porque en el análisis tridimensional elástico, los momentos actuantes triplicaban a los resistentes en flexión positiva por el escaso armado con que cuentan las secciones críticas (del orden de 30% del acero superior) y por el hecho de que la contribución de la losa prácticamente no modificó la resistencia, presentándose sólo un aumento promedio de 20% de la resistencia escasa que ya poseía, por considerarse valores “reales” de resistencia de los materiales junto con una velocidad de deformación elevada para el caso de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

En cuanto a los valores de demandas de ductilidad a rotación, éstas disminuyen sensiblemente debido a que disminuye a 48 el número total de articulaciones, permitiendo una redistribución de momentos en las secciones, que, con este análisis, permanecen en su rango elástico, lo que contribuyó a disminuir la demanda de ductilidad de las articulaciones plásticas. Las demandas de ductilidad promedio de los niveles 5 al 7 disminuyen de 2.4, 4.38 y 3.4 a 2.11, 2.67 y 1.96 en flexión positiva y de 2.4, 3.5 y 2.7 a 1.58, 2.7 y 1.7 en flexión negativa. La máxima demanda de ductilidad a rotación de un elemento disminuye de 6.4 a 4.01.

En la figura V.17 se muestran los tiempos de formación de articulaciones en un lapso muy breve (entre  $t=2.07$  seg y  $t=2.775$  seg). En la figura V.18 se indica la secuencia de formación de las articulaciones que inicia en el Nivel 4 hacia el Nivel 6, posteriormente, baja a los niveles 2 y 3 para finalmente concentrarse en los niveles superiores.

### *Comparación con el Comportamiento Observado*

En general, las demandas de ductilidad lateral y a rotación disminuyen sensiblemente en comparación con el análisis no lineal sin consideración de sobrerresistencia, presentándose una demanda de ductilidad promedio (global) de 1.4 y demandas de ductilidad a rotación promedio en los niveles que van de 1.09 a 2.67 (véase la figura V.16), indicando que la estructura sigue presentando un comportamiento inelástico importante en los instantes de máxima aceleración del terreno. La correlación de la historia de desplazamientos medida y calculada corrobora esta situación.

Analizando detenidamente las historias de desplazamientos medidos y calculados, de los análisis elástico y no lineal, con consideración de sobrerresistencia (véanse las figuras IV.7 y V.9), puede concluirse que el comportamiento calculado con el análisis elástico se aproxima más claramente al comportamiento observado de la estructura. Es interesante notar que, para el pico máximo, que se presenta alrededor de  $t=2.7$  seg, el desplazamiento máximo calculado es más grande que el medido (13 contra 10 cm). En la comparación con los resultados del análisis no lineal se observa una correlación excelente hasta el tiempo  $t=2.2$  seg y a partir de este punto, la estructura inicia un comportamiento inelástico, presentando incluso un corrimiento (offset) cuyas demandas de ductilidad ya se analizaron en la sección anterior. Este hecho puede explicarse en los siguientes términos:

1. Se tomó un ancho efectivo de losa para el cálculo de los momentos resistentes en flexión negativa, menor del que realmente interactuó con la viga en los momentos de máxima sollicitación.

Como se indicó anteriormente, el cálculo de los momentos resistentes a flexión negativa se realizó considerando un ancho efectivo de losa de 90 cm,

lo que reflejó un incremento del orden de 35 al 40%. No se escogió un ancho efectivo más grande debido al comportamiento elástico que reflejaba la estructura, pero este ancho podría ser mucho más grande en los instantes de máxima sollicitación, pudiéndose tener un incremento de más del 40% en la resistencia en flexión negativa, de las secciones críticas para el caso en que se tuviera la contribución de 300 cm de losa, analizado anteriormente en la figura V.3. Esta situación reduciría aún más el número de articulaciones plásticas en flexión negativa, dado que con un ancho efectivo de 90 cm éstas se reducen de 69 a 29. Como puede apreciarse, no es posible hablar de un ancho efectivo de losa único, debido a que la resistencia del elemento es función de la deformación a que esté sujeta y aumentará su resistencia conforme aumente la deformación.

También es necesario tomar en cuenta que no se consideró un marco central, para el cual la contribución de un ancho de losa efectivo es mucho mayor, lo cual, en general, se refleja en una disminución de la respuesta y en un aumento de su capacidad resistente.

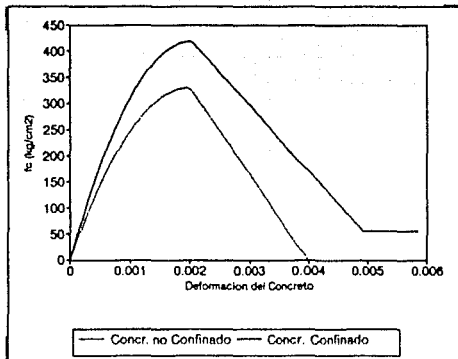
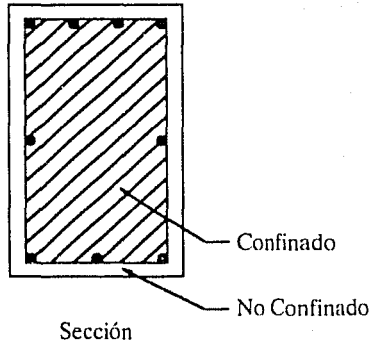
2. Por la contribución de los muros divisorios en los instantes de máxima deformación, que se refleja en una reducción del desplazamiento máximo y de las fuerzas actuantes en los elementos viga y columna, permitiendo que estos elementos permanezcan en su rango elástico. Esta situación se observa claramente en la historia de desplazamientos medida de la figura IV.7 para el tiempo  $t=2.7$  seg, en donde se tiene un desplazamiento medido de 10 cm comparado con el calculado de 13 cm del análisis elástico, en el que no se considera la contribución de los muros divisorios. Por su parte, la respuesta del modelo inelástico con consideración de sobrerresistencia (véase la figura

V.9), presenta un comportamiento inelástico con demandas de ductilidad a rotación y lateral para disipar los efectos del sismo, al alcanzar varios elementos su resistencia de fluencia, ya que, en los momentos de máxima sollicitación (que para este sismo se puede hablar de 3 puntos), no se consideran elementos adicionales de resistencia, como pueden ser los muros divisorios, que contribuyen a disminuir la sollicitación en los marcos dúctiles.

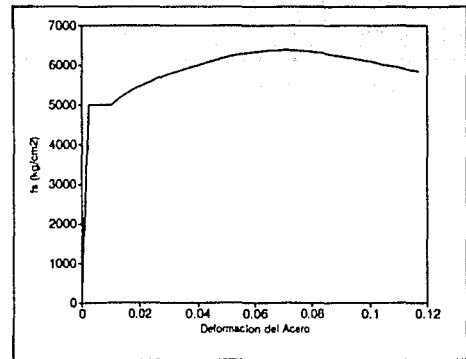
3. Finalmente, el comportamiento inelástico del modelo analítico con consideración de sobrerresistencia, no observado en el comportamiento medido de la estructura, podría explicarse también, por el hecho de que la formación de las articulaciones plásticas genera momentos no balanceados en los nudos, que en la realidad causarían que uno o más elementos regresaran a su estado elástico, lo cual se traduciría en rotaciones más pequeñas y en un incremento de la rigidez de la estructura. Sin embargo, la estrategia de solución del DRAIN-2D no reacciona instantáneamente a estas condiciones, lo que induce a presentar un comportamiento inelástico pronunciado. Este efecto pudiera ser importante dado que el sismo tiene muy corta duración con 2 ó 3 picos importantes, aunque el hecho de que no se presentara fluencia de todos los elementos que confluyen a un nudo disminuye sensiblemente su efecto.

Condición	Tipo de Carga	$V_y$ [Ton]	$C_y$	$V_u$ [Ton]	$C_u$	$V_u / V_y$	$C_u / 0.12$
Sin sobrerresistencia	Triangular	390.20	0.1493	597.00	0.2285	1.53	1.90
Sin sobrerresistencia	Uniforme	430.10	0.1646	752.68	0.2880	1.75	2.40
Con sobrerresistencia	Triangular	509.73	0.1951	832.86	0.3187	1.63	2.65
Con sobrerresistencia	Uniforme	540.70	0.2069	1030.20	0.3942	1.91	3.29

Tabla V.1. Resistencias Calculadas *con* y *sin* Consideración de Sobrerresistencia.



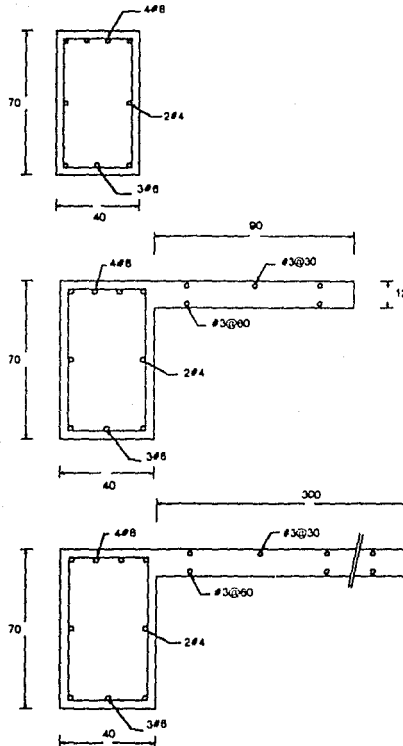
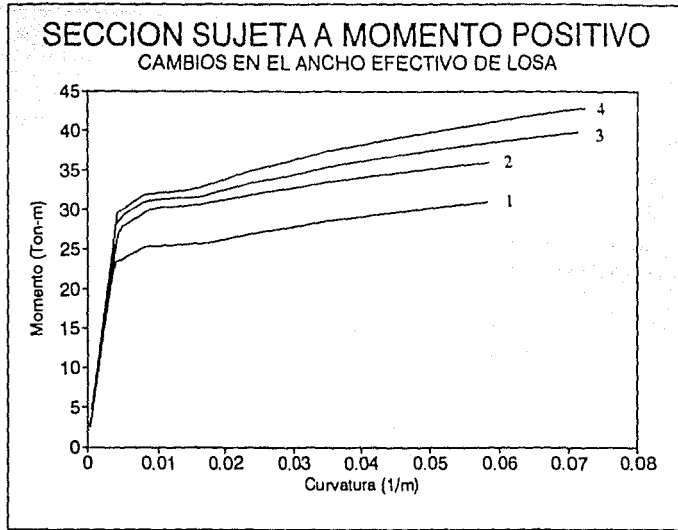
Concreto



Acero de Refuerzo

Figura V.1. Sección Discretizada de Trabe y Modelos del Comportamiento de los Materiales que se Asumen en los Análisis Considerando Valores "Reales" y el Efecto de una Velocidad de Deformación Comparable al Efecto Sísmico.





1 Viga sola con valores nominales del comportamiento del concreto y del acero de refuerzo.

2 Viga sola con valores "reales" del comportamiento del concreto y del acero de refuerzo.

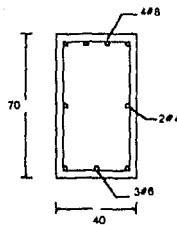
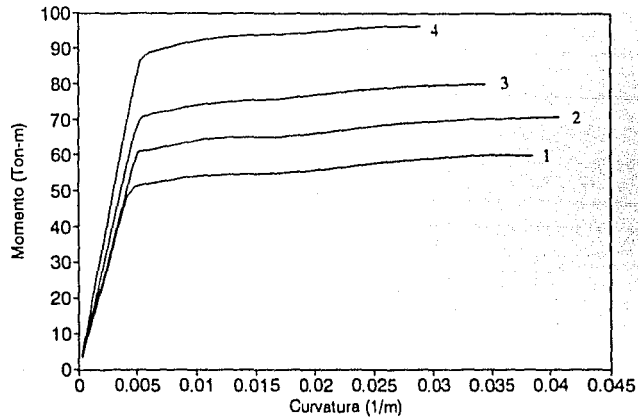
3 Viga con un ancho efectivo de losa de 90 cm con valores "reales" para el comportamiento de los materiales.

4 Viga con un ancho efectivo de losa de 300 cm con valores "reales" para el comportamiento de los materiales.

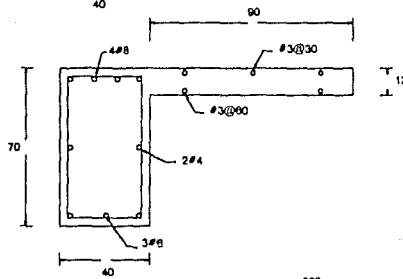
Figura V.2. Relaciones de Momento Curvatura para la Viga Mostrada Sometida a Momento Positivo, Considerando Propiedades Nominales y Reales de los Materiales y la Contribución de 2 Anchos Efectivos de Losa.

# SECCION SUJETA A MOMENTO NEGATIVO

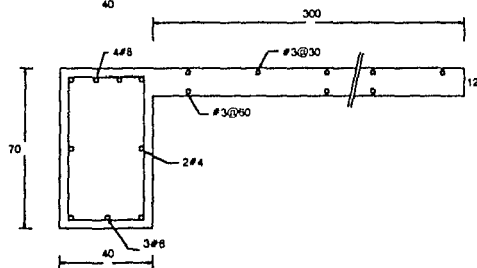
CAMBIOS EN LOS ANCHOS EFECTIVOS DE LOSA



- 1 Viga sola con valores nominales del comportamiento del concreto y del acero de refuerzo.
- 2 Viga sola con valores "reales" del comportamiento del concreto y del acero de refuerzo.



- 3 Viga con un ancho efectivo de losa de 90 cm con valores "reales" para el comportamiento de los materiales.



- 4 Viga con un ancho efectivo de losa de 300 cm con valores "reales" para el comportamiento de los materiales.

Figura V.3. Relaciones de Momento Curvatura para la Viga Mostrada Sometida a Momento Negativo, Considerando Propiedades Nominales y Reales de los Materiales y la Contribución de 2 Anchos Efectivos de Losa.

20.548 -86.872	20.548 -86.872	20.54 -83.56	20.54 -83.56	20.58 -82.5	20.58 -82.5	20.54 -83.56	20.54 -83.56	20.55 -86.872	20.548 -86.87	
20.83 -73.77	20.84 -70.06	20.84 -86.94	20.84 -86.94	20.83 -58.13	20.83 -58.13	20.84 -86.94	20.84 -86.94	20.84 -70.06	20.83 -73.77	
20.83 -73.77	20.84 -70.06	20.84 -86.94	20.84 -86.94	20.83 -58.13	20.83 -58.13	20.84 -86.94	20.84 -86.94	20.84 -70.06	20.83 -73.77	
37.48 -87.84	37.44 -84.56	29.38 -83.96	29.38 -83.96	29.34 -70.56	29.34 -70.56	29.38 -83.96	29.38 -83.96	37.44 -84.56	37.48 -87.84	
37.48 -87.84	37.44 -84.56	29.38 -83.96	29.38 -83.96	29.34 -70.56	29.34 -70.56	29.38 -83.96	29.38 -83.96	37.44 -84.56	37.48 -87.84	
48.75 -82.5	33.88 -87.37	33.86 -77.84	33.86 -87.37	33.83 -74.10	33.83 -74.10	33.86 -87.37	33.86 -77.84	33.86 -87.37	48.75 -82.5	
48.75 -82.5	33.88 -87.37	33.86 -77.84	33.86 -87.37	33.83 -74.10	33.83 -74.10	33.86 -87.37	33.86 -77.84	33.86 -87.37	48.75 -82.5	
174.43 -304.82	131.26 -227.71	486.58 -754.86	500.81 -688.32	1255.82 -1352.44	1255.82 -1352.44	1255.82 -1352.44	814.78 -431.24	131.26 -228.84	131.26 -229.84	174.43 -304.82

Figura V.4. Momentos Resistentes Considerando Sobrerresistencia (T-m).

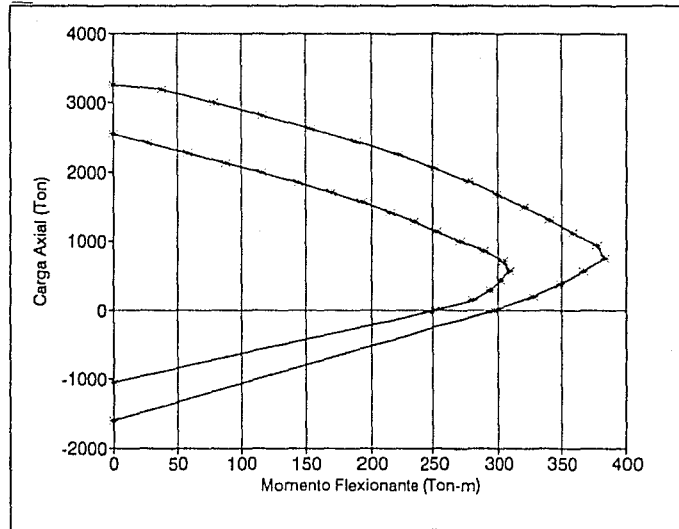


Figura V.5. Diagrama de Interacción P-M con y sin Consideración de Sobrerresistencia para la Sección Mostrada en la Figura III.8.

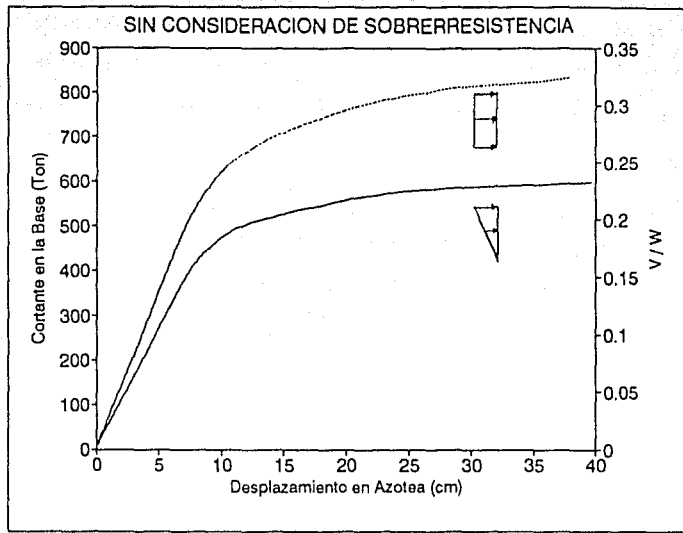


Figura V.6. Cortante en la Base Contra Desplazamiento de Azotea sin Considerar Sobrerresistencia, Sujeta a una Carga Monotónica.

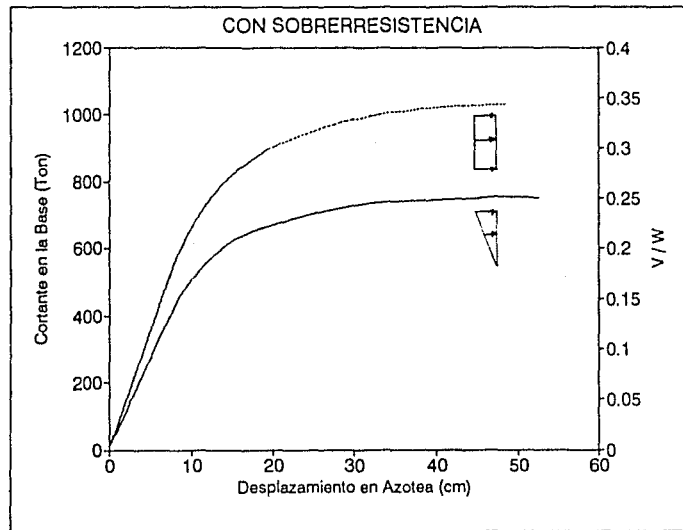


Figura V.7. Cortante en la Base Contra Desplazamiento de Azotea Considerando Sobrerresistencia, Sujeta a una Carga Monotónica.

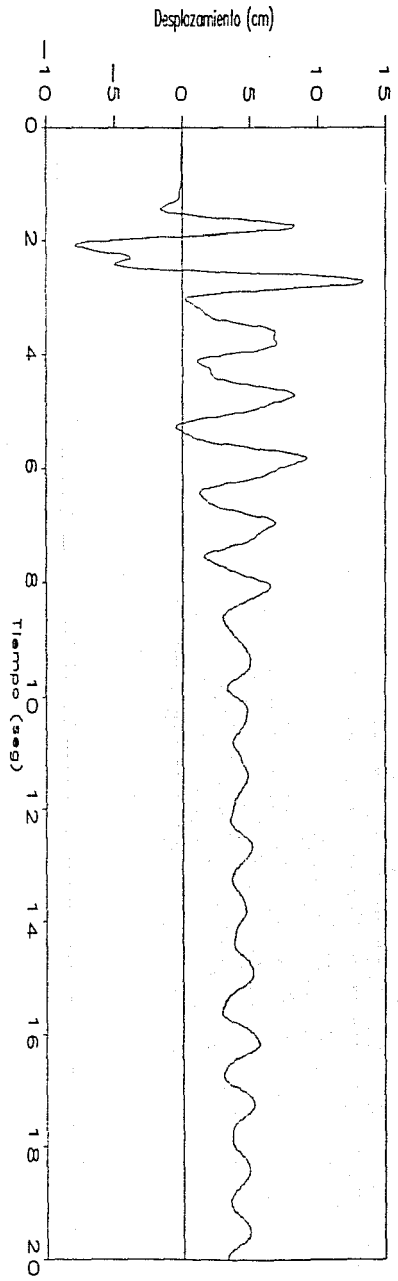
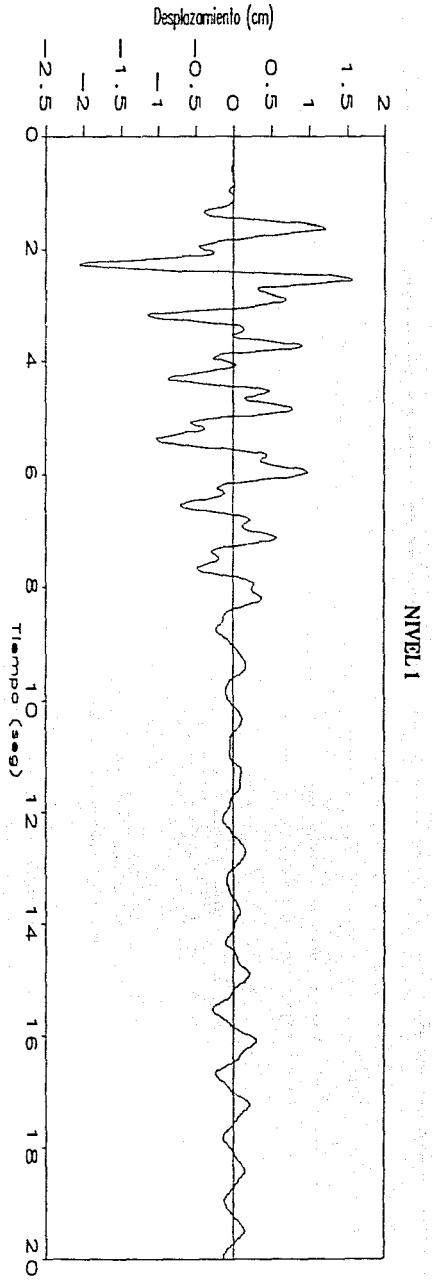
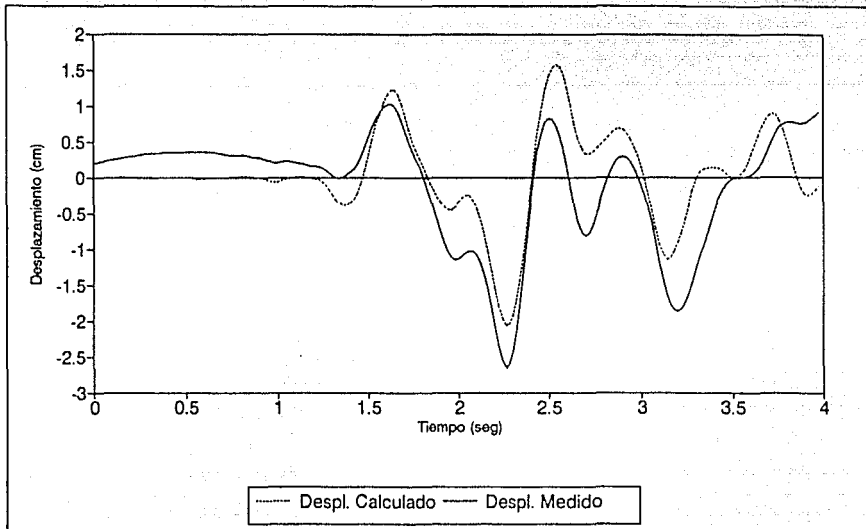


Figura V.8. Historia Completa de Desplazamientos Calculados con DRAIN Considerando Sobrerresistencia para los Niveles 1 y Azotea.

### NIVEL 1



### NIVEL AZOTEA

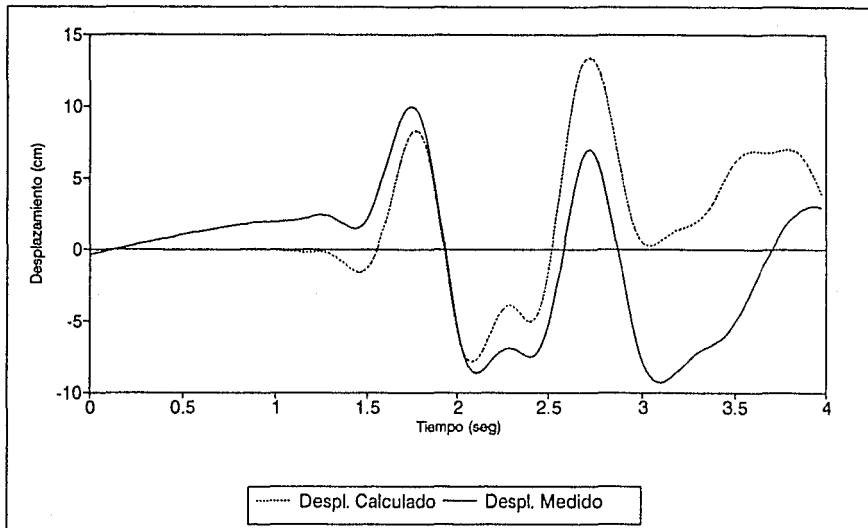


Figura V.9. Desplazamientos Medidos y Calculados con DRAIN Considerando Sobrerresistencia para la Fase Intensa del Sismo (4 seg) en los Niveles 1 y Azotea.

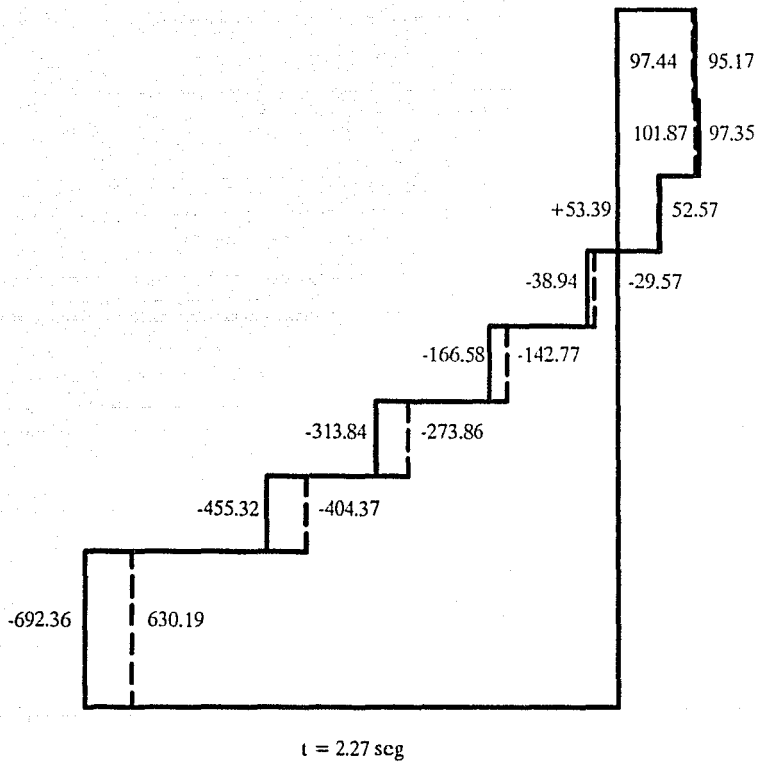
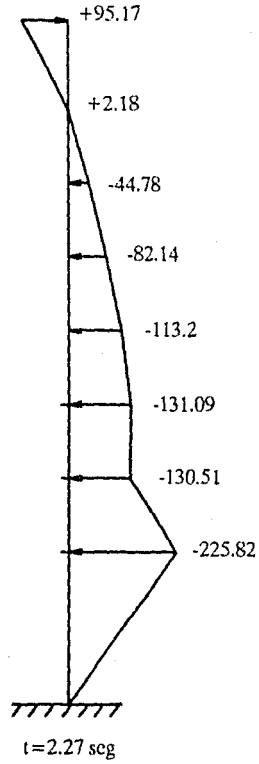


Figura V.10. Distribución Máxima de Cortante, con y sin Sobrerresistencia



Sin Sobrerresistencia



Con sobrerresistencia

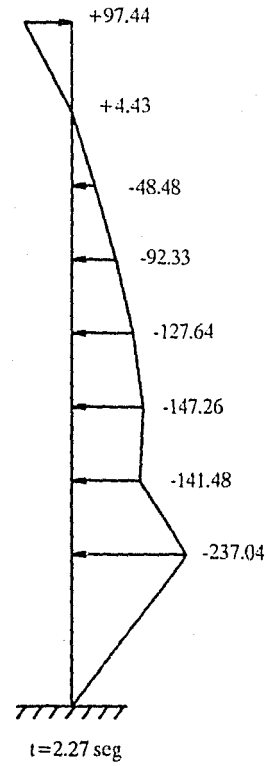


Figura V.11. Distribución de Fuerzas en los Niveles, Producida por el Sismo para el Tiempo en que se Presenta el Máximo Cortante en la Base (2.27 seg).

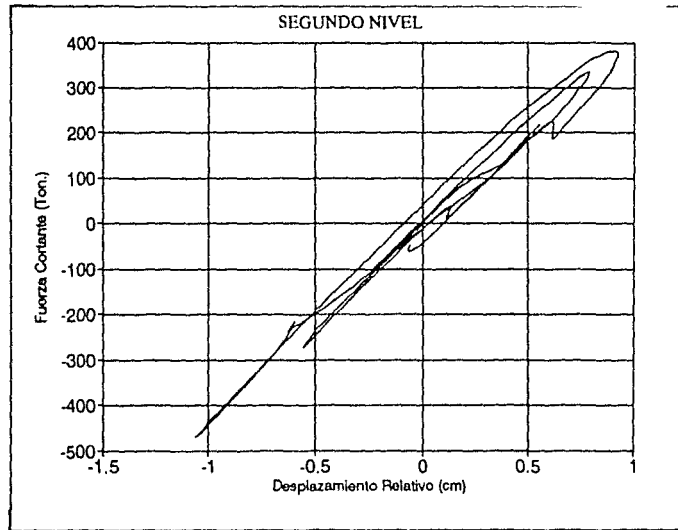
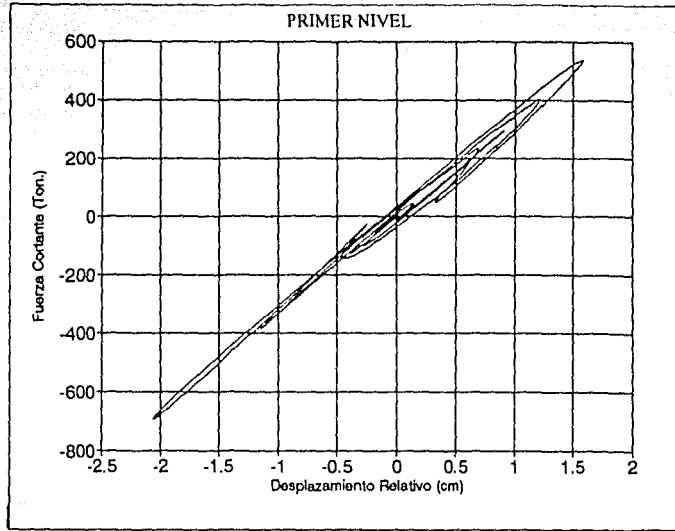


Figura V.12. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Primer y Segundo Nivel Considerando Sobrerresistencia.

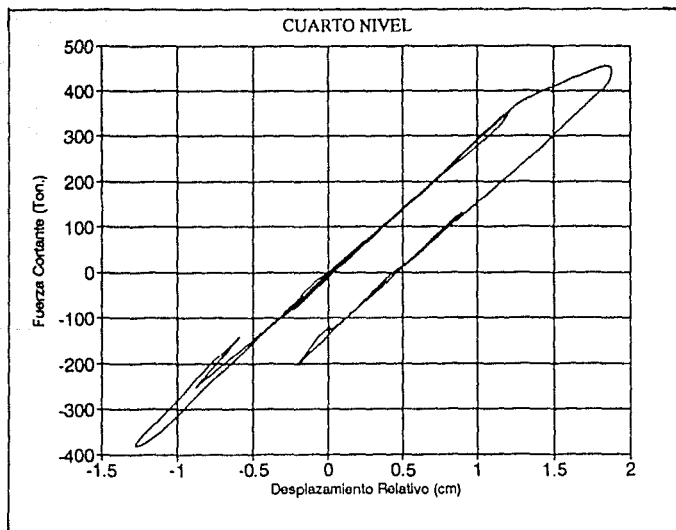
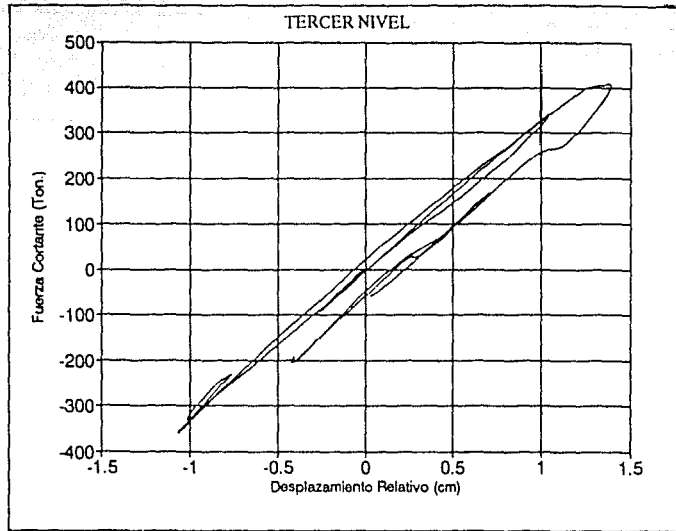


Figura V.13. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Tercero y Cuarto Nivel Considerando Sobrerresistencia.

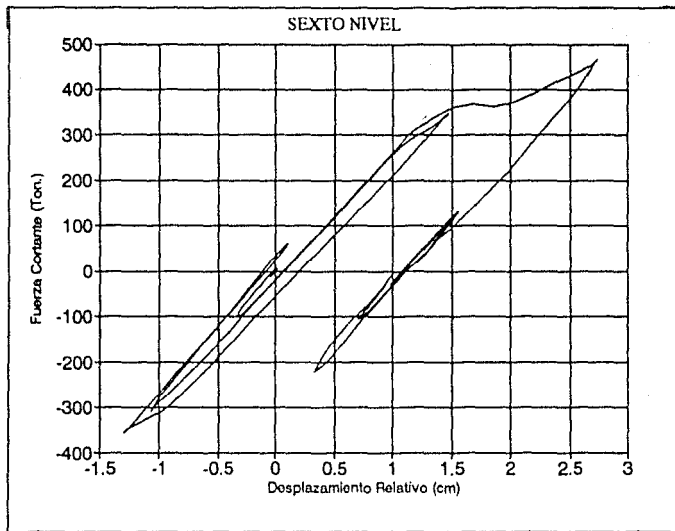
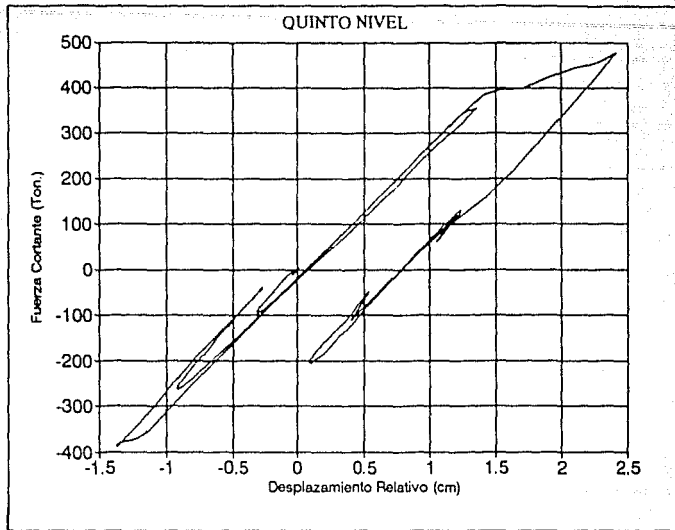


Figura V.14. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Quinto y Sexto Nivel Considerando Sobrerresistencia.

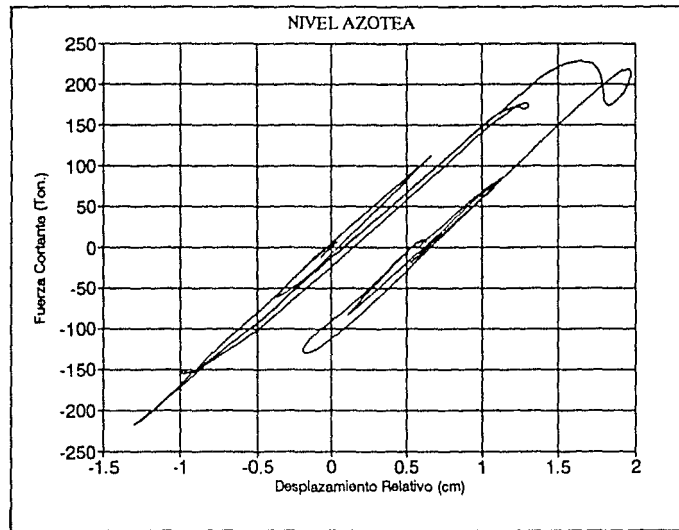
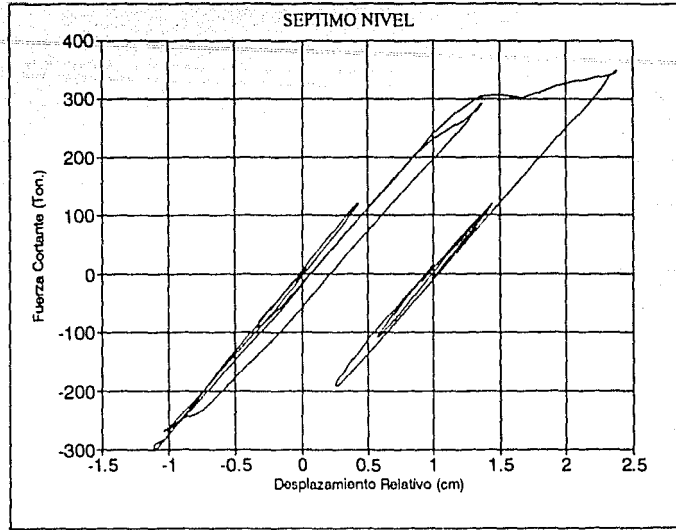


Figura V.15. Fuerza Cortante (Ton) contra Desplazamiento de Entrepiso (cm) en el Séptimo Nivel y Azotea Considerando Sobrerresistencia.

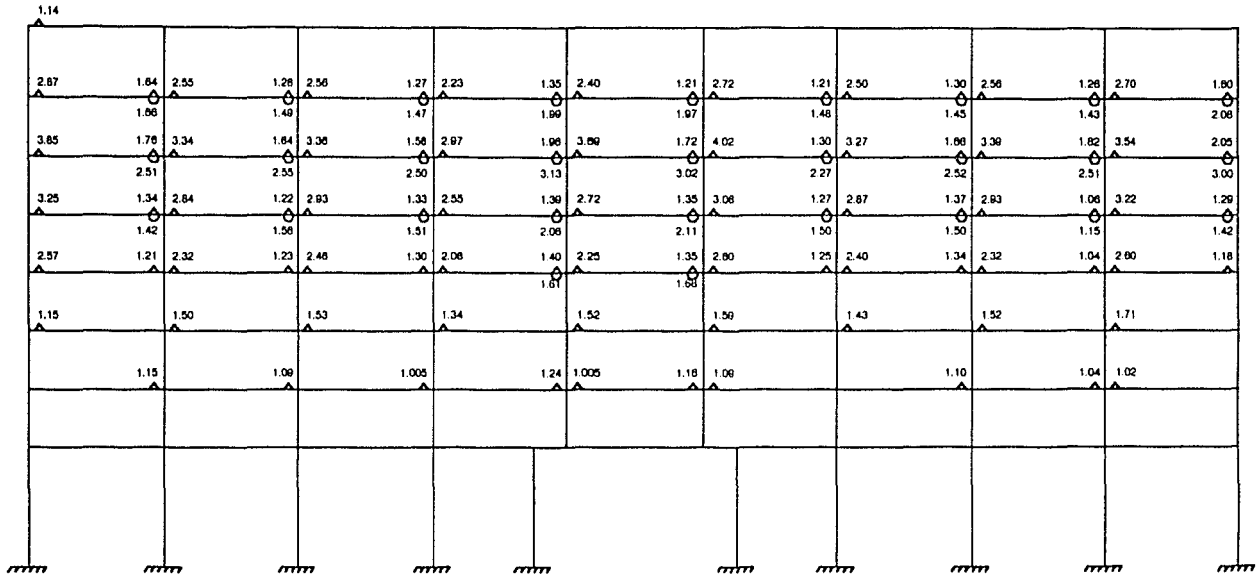


Figura V.16. Resultados del Análisis no Lineal: Demandas de Ductilidad en Vigas Considerando Sobrerresistencia.

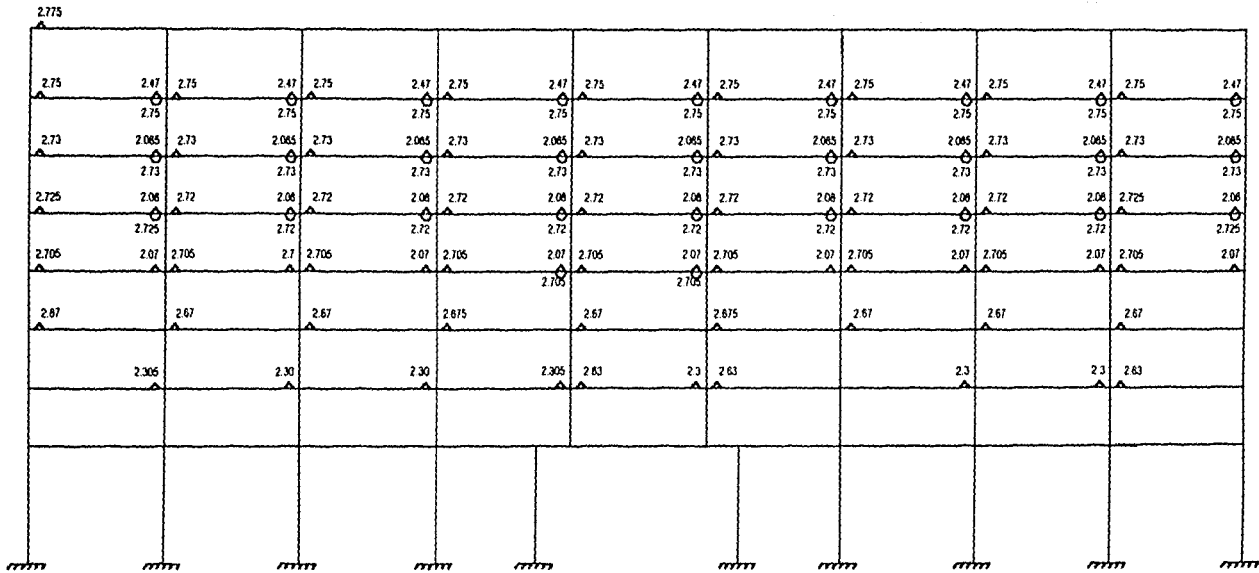


Figura V.17. Resultados del Análisis no Lineal: Tiempo de Formación de Articulaciones Plásticas Considerando Sobrerresistencia.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

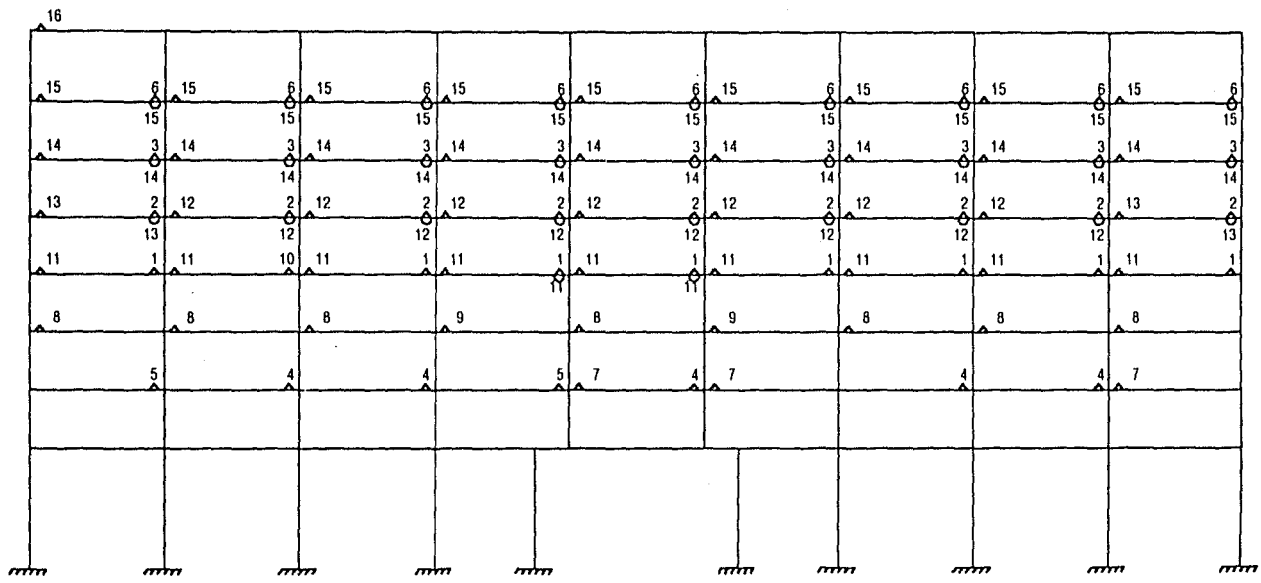


Figura V.18. Resultados del Análisis no Lineal: Secuencia de Formación de Articulaciones Plásticas Considerando Sobrerresistencia.



## VI. CONCLUSIONES

Con la finalidad de estudiar el comportamiento analítico y compararlo con el observado, se realizaron análisis lineales e inelásticos del Hotel Camino Real San Salvador, edificio de ocho niveles de concreto reforzado, aprovechando que esta estructura contó con acelerógrafos en los niveles Sótano, Nivel 1 y Azotea. El epicentro se localizó a escasos 4.5 Km de la estructura, registrándose una aceleración máxima en el Nivel Azotea muy elevada, de 0.909 g; el acceso a los planos estructurales permitió eliminar incertidumbres en cuanto a su geometría y armado de los elementos, para su modelación matemática.

Los análisis efectuados conllevan las siguientes conclusiones:

- El sismo ocurrido en la ciudad de San Salvador el 10 de octubre de 1986, presentó las siguientes características: duración muy pequeña de su fase intensa (un poco más de 2 segundos) y 3 a 4 ciclos importantes; contó además, con un espectro amplio de frecuencias y, por tanto, la estructura respondió en su modo fundamental de vibrar.
- Para poder establecer un modelo matemático que pueda ser representativo de lo ocurrido en la realidad, es necesario tomar en cuenta los valores más

probables de resistencia de los materiales y el comportamiento que reflejan experimentalmente, tanto en acero de refuerzo como el concreto, considerando, asimismo, el efecto de una velocidad de deformación elevada (comparable al efecto sísmico) en la relación esfuerzo-deformación del concreto. Es necesario agregar a estos factores, el efecto determinante de la contribución de la losa, tanto en el incremento de los momentos resistentes de las secciones críticas como en el comportamiento global de la estructura. Queda claro que no puede definirse con exactitud un ancho efectivo único de losa, dado que éste depende del nivel de deformación a que esté sometida la estructura.

La contribución de la losa incrementó en más de un 80% el momento de fluencia negativa de las secciones críticas considerando un ancho efectivo de losa de 300 cm de la estructura. Otro aspecto que se puede mencionar por este drástico incremento de resistencia, es el aumento del cortante en las vigas (del orden del 40%), lo que las hace susceptibles a fallas por cortante de no considerarse la contribución de la losa en el diseño del acero transversal. En el caso de flexión positiva, el efecto es marginal, dado que incrementa en 10% el momento resistente para el mismo ancho.

Con respecto al comportamiento global de la estructura, se encuentra que la consideración del efecto de la losa, incrementa sensiblemente la resistencia de la estructura a cargas laterales (del orden del 40%).

Es importante señalar que por la contribución de la losa en el cálculo de los momentos resistentes de las secciones críticas de las vigas, es necesario tomar en cuenta que los marcos centrales poseen diferentes momentos de fluencia del correspondiente a los marcos exteriores, debido al diferente

ancho efectivo de losa de estos marcos, a pesar de que tengan iguales propiedades geométricas, situación que modifica sustancialmente la redistribución de momentos en el comportamiento global de la estructura.

- Una distribución de carga lateral uniforme (rectangular) produce una sobrerresistencia adicional de la estructura, para resistir cargas laterales (aproximadamente 25% sobre una distribución de carga triangular, prescrita generalmente por los reglamentos), con y sin la contribución del efecto de un ancho efectivo de losa.

Durante el sismo, la distribución de cargas laterales varía continuamente, y en los instantes de máxima sollicitación, pudo observarse, una distribución más cercana a la uniforme, que a la triangular, lo cual se refleja en una sobrerresistencia de la estructura.

En relación con el comportamiento inelástico del modelo analítico, considerando sobrerresistencia, no observado en el comportamiento registrado de la estructura, puede explicarse por las siguientes razones:

- a) Se tomó un ancho efectivo de losa menor al que realmente interactuó con la viga.
- b) No se consideró el efecto de los muros divisorios de tabique en los instantes de máxima sollicitación.
- c) La estrategia de solución del programa DRAIN-2D no reacciona instantáneamente a los cambios que en la realidad ocurren en los nudos, donde se

forman articulaciones plásticas, en los que, por la presencia de momentos no balanceados, algunos elementos regresan a su estado elástico.

Finalmente, por los estudios realizados, se puede afirmar que este Hotel tuvo un comportamiento esencialmente elástico y por tanto, el modelo analítico que mejor correlación presentó con lo observado es el correspondiente al análisis elástico. El modelo inelástico, considerando todos los efectos de sobrerresistencia, cuenta con un comportamiento inelástico importante, que no se observó en la realidad, a pesar de ser mucho menor al comportamiento inelástico sin consideración de sobrerresistencia. Esta situación puede explicarse de la siguiente manera: 1) por el hecho de haber tomado un ancho efectivo de losa menor al que realmente interactuó con la viga; 2) no se consideró el efecto de un ancho efectivo mucho mayor con que cuenta un marco central, lo que reduce en forma significativa la respuesta y aumenta la resistencia lateral de la estructura; 3) no se consideró el efecto de los muros divisorios de tabique; y 4) la estrategia de solución del DRAIN-2D no reacciona instantáneamente a los cambios de estado de los elementos, por la presencia de momentos no balanceados. De todos estos factores, el último tiene una contribución limitada en el origen de las diferencias observadas debido a la ausencia de fluencia en todos los elementos que llegan a un nudo. La contribución de los muros de tabique en los *instantes* de máxima sollicitación, parece explicar en parte, la ausencia de un comportamiento inelástico significativo, ya que reduce desplazamientos y sollicitaciones de los elementos viga-columna.

El efecto de la disminución de desplazamientos y momentos máximos actuantes se observa al comparar las historias de desplazamientos calculados (con SUPER-ETABS) y medidos (véase la figura IV.7) para el tiempo  $t=2.7$  seg, en donde se tiene un desplazamiento máximo calculado de 13 cm contra el medido de 10 cm. Para este

mismo tiempo, en los modelos no lineal con y sin consideración de sobrerresistencia (véase la figura V.9), se observa un fuerte comportamiento inelástico. Es claro que la aportación de todos los factores mencionados contribuyen a explicar las diferencias encontradas entre el comportamiento analítico y el observado.

## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)*, ACI Committee Núm. 318, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1983.
2. BERTERO, V.V. AKTAN, A.E., CHARNEY, F.A. y SAUSE, R. *US-Japan Cooperative Earthquake Research Program: Earthquake Simulation Test and Associated Studies of a 1/5th Scale Model of a 7-Story RC Test Structure*, Reporte Núm. UCB/EERC-84/05, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, Calif., junio de 1984.
3. CALIFORNIA DEPARTMENT OF CONSERVATION DIVISION OF MINES AND GEOLOGY OFFICE OF STRONG MOTION STUDIES. *Processed Strong Motion Data from the San Salvador Earthquake of October 10, 1986*, Reporte 86-07, 1986.
4. CHARNEY, F.A. y BERTERO, V.V. *An Evaluation of the Design and Analytical Seismic Response of a Seven-Story Reinforced Concrete Frame-Wall Structure*. Reporte Núm. UCB/EERC-82/08, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Universidad de California, Berkeley, Calif., 1982.
5. DECANINI, Luis D.; GAVARINI, Carlo; PEDREGAL, José M. *Notas y Observaciones sobre el Terremoto de San Salvador del 10 de octubre de 1986*.
6. JOGLEKAR, M., MURRAY, P., JIRSA, J. y KLINGNER, R. *Full Scale Test of Beam-Column Joints*, Earthquake Effects of Reinforced Concrete Structures, US-Japan Research, Publicación SP-84, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1985, pp. 271-304.

7. KANAAN, A.E. y POWELL G.H. *DRAIN-2D A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures*, Reporte EERC-72/22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, Calif., abril de 1973.
8. MAISON, B.F. y HEUSS, C.F. *SUPER-ETABS, an Enhanced Version of the ETABS Program*, Reporte de National Science Foundation, J.G. Boukamp Inc., Berkeley, California, enero de 1983.
9. MALIK, L.E. y BERTERO, V.V. *Contribution of a Floor System to the Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Buildings*, Reporte Núm. EERC 76-30, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, diciembre de 1976.
10. MELI, Roberto y AVILA, J.A. *Sismo de San Salvador. Octubre 1986*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Revista *IMCYC*, Núm. 193. Volumen 25, junio de 1987, pp. 31-49.
11. SCOTT, B.D., PARK, R. y PRIESTLEY, M.J.N. *Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates*, *ACI Journal*, enero-febrero de 1982, pp. 13-27.
12. SHAHROOZ, Bahram M. y MOEHLE, Jack P. *Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames*, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, Núm. 5, mayo de 1990.
13. SHAHROOZ, Bahram M. y MOEHLE, Jack P. *Experimental Study of Seismic Response of R.C. Setback Buildings*. Reporte Núm. UCB/EERC-87/16, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Universidad de California, Berkeley, Calif., octubre 1987.
14. SHAHROOZ, Bahram M. y MOEHLE, Jack P. *Seismic Response and Design of Setback Buildings*. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, Núm. 5, mayo de 1990.
15. YOSHIMURA, M. y KUROSE, Y. *Inelastic Behavior of the Buildings*, Earthquake Effects of Reinforced Concrete Structures, US-Japan Research, Publicación SP-84, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1985, pp. 163-201.