

01161  
2  
2ej

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

LA INFLUENCIA DE LAS SOBRE-RESISTENCIAS EN LA  
RESPUESTA SISMICA INELASTICA  
DE DOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO  
DAÑADOS EN 1985.

ROBERTO DURAN HERNANDEZ

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)

CIUDAD UNIVERSITARIA

1991

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



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

1.	INTRODUCCION .....	1
1.1	ANTECEDENTES .....	1
1.2	OBJETIVOS Y ALCANCE .....	2
2.	DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO .....	4
2.1	INTRODUCCION .....	4
2.2	EDIFICIO STC .....	5
2.2.1	ESTADO ORIGINAL .....	5
2.2.2	DESCRIPCION DE DAÑOS .....	6
2.3	EDIFICIO MEDICO MILITARES .....	7
2.3.1	ESTADO ORIGINAL .....	7
2.3.2	DESCRIPCION DE DAÑOS .....	9
3.	EFFECTOS DE SOBRE-RESISTENCIA .....	11
3.1	INTRODUCCION .....	11
3.2	POSIBLES FUENTES DE SOBRE-RESISTENCIA .....	11
3.3	MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO .....	13
3.4	DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO .....	15
3.5	ESTUDIO DE SOBRE-RESISTENCIA EN ELEMENTOS TIPO VIGA .....	16
4.	ANALISIS SISMICOS Y COMPARACIONES DE RESPUESTAS .....	22
4.1	INTRODUCCION .....	22
4.2	ANALISIS ELASTICOS .....	23
4.2.1	EDIFICIO STC .....	23
4.2.1.1	PERIODOS DE VIBRACION .....	23
4.2.1.2	RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURA DE ENTREPISO .....	25
4.2.1.3	CORTANTES DE ENTREPISO .....	26
4.2.1.4	DESPLAZAMIENTOS .....	27
4.2.2	EDIFICIO MEDICO MILITARES .....	28
4.2.2.1	PERIODOS DE VIBRACION .....	28
4.2.2.2	RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURA DE ENTREPISO .....	20

4.2.2.3	CORTANTES DE ENTREPISO .....	31
4.2.2.4	DESPLAZAMIENTOS .....	32
4.3	ANALISIS INELASTICOS .....	33
4.3.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	34
4.3.1.1	EJE 3, EDIFICIO STC .....	34
4.3.1.2	EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES .....	37
4.3.2	RESPUESTAS INELASTICAS Y COMPARACIONES, EDIFICIO STC ...	38
4.3.2.1	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES .....	38
4.3.2.2	COEFICIENTES SISMICOS .....	41
4.3.2.2.a	ANALISIS DINAMICOS INELASTICOS PASO A PASO ....	41
4.3.2.2.b	ANALISIS ESTATICOS INELASTICOS .....	44
4.3.2.3	DEFORMACIONES INELASTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS .....	47
4.3.2.4	DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS .....	51
4.3.3	RESPUESTAS INELASTICAS Y COMPARACIONES, EDIFICIO MEDICO MILITARES .....	53
4.3.3.1	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES .....	53
4.3.3.2	COEFICIENTES SISMICOS .....	55
4.3.3.3	DEFORMACIONES INELASTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS .....	56
4.3.3.4	DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS .....	58
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	61
5.1	CONCLUSIONES .....	61
5.1.1	EDIFICIO STC .....	61
5.1.1.a	ANALISIS ELASTICOS .....	61
5.1.1.b	ANALISIS INELASTICOS PASO A PASO .....	63
5.1.2	EDIFICIO MEDICO MILITARES .....	68
5.1.2.a	ANALISIS ELASTICOS .....	68
5.1.2.b	ANALISIS INELASTICOS PASO A PASO .....	69
5.2	RECOMENDACIONES .....	70

## REFERENCIAS

FOTOS  
TABLAS  
FIGURAS

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 ANTECEDENTES

El mes de septiembre de 1985, la Cd. de México fue afectada por un movimiento sísmico que sobrepasó cualquier expectativa que se tenía hasta esa fecha. Debido a las propiedades dinámicas con que cuenta el subsuelo del Valle de México, en donde se tienen grandes depósitos de arcilla altamente compresibles, los trenes de onda que llegan a ella se amplifican, dando lugar a movimientos del suelo casi armónicos con periodos dominantes de 2 a 3.5 seg. Aunque el comportamiento de las estructuras desplantadas en esa zona se puede calificar como satisfactorio, en algunas de ellas existieron problemas, en su mayoría en edificios comprendidos entre los 5 a 15 niveles construidos a base de concreto reforzado con sistemas de piso de losa o vigas coladas monolíticamente y de losa plana aligerada.

Los modos de falla fueron diversos, pero los típicos o predominantes fueron por cortante y flexocompresión en columnas, cortante en vigas y losa plana aligerada, así como la falla total en las conexiones losa plana-columna por punzonamiento.

A pesar de estos daños, el comportamiento de las estructuras mostró que éstas cuentan con un cierto margen de sobre-resistencia que implícitamente se les ha proporcionado y que fue posiblemente la causa de que un gran número de edificios no haya colapsado, ya que aunque presentaban severos daños éstos permanecieron en pie.

Estudios realizados muestran que esta sobre-resistencia es proporcionada por diversos factores como es el efecto de confinamiento, entre otros, que

proporciona el acero transversal y que permite a los elementos desarrollar mayores cantidades de ductilidad y por lo tanto mayores deformaciones cuando la estructura se encuentra en rangos inelásticos con lo cual se disipa una mayor cantidad de energía que el sismo les induce.

De lo anterior se desprende la necesidad de estudiar con mayor detalle la influencia de estos efectos a fin de poder explicar satisfactoriamente dicho fenómeno y conocer las posibles ventajas que llega a proporcionar ante sismos importantes.

## 1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE.

A raíz de dichos sismos el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, ha llevado a cabo estudios del comportamiento sismorresistente de estructuras de concreto reforzado cuando éstas se encuentran sujetas a movimientos sísmicos, con el fin de dar respuesta al porqué de las fallas y/o la ausencia de otras ocurridas en los edificios durante las acciones generadas por los temblores.

En el presente trabajo, como parte integral de uno de los proyectos del Instituto de Ingeniería, se analizó cuantitativamente la respuesta inelástica de dos estructuras que sufrieron daños el 19 de septiembre de 1985, considerando la influencia de posibles fuentes de sobre-resistencia. Los resultados a los que se llegó se compararon con los obtenidos de análisis convencionales y con el levantamiento de daños posterior al sismo, y se hicieron ver las diferencias.

Debido a que el análisis inelástico por sí mismo implica una enorme complejidad numérica, el tratar de analizar una estructura tridimensional requeriría un esfuerzo considerablemente mayor, por lo tanto de las estructuras en estudio se seleccionaron los ejes representativos de la dirección más dañada; para esto se apoyó en las respuestas tridimensionales que de los análisis dinámicos modales espectrales resultaron ser los más solicitados.

Para la realización de lo anterior, fue necesario seguir una metodología de la cual a continuación se presentan los puntos que se considera son los más importantes:

- Recopilación de información de cada estructura y su verificación en campo.
- Levantamiento de daños en campo.
- Medición de periodos mediante vibración ambiental.
- Definición de criterios de análisis y diseño sísmico (modelación y análisis).
- Revisión de estados límites de falla y servicio.
- Comparación entre lo observado y lo calculado.
- Cálculo de nuevas resistencias tomando en cuenta las consideraciones de sobre-resistencia.
- Comparación de respuestas calculadas sin y con el empleo de las diferentes consideraciones de sobre-resistencia empleadas.

Por último, se presentan las conclusiones a las que se llegaron después de realizar los análisis y comparaciones correspondientes.

## 2. DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO

### 2.1 INTRODUCCION

A continuación se hace la descripción general de las estructuras seleccionadas para la elaboración del presente trabajo, tanto en su estado original como una breve descripción de las fallas observadas en las mismas.

Las dos estructuras seleccionadas forman parte de una serie de edificios que han sido objeto de estudio por parte del Instituto de Ingeniería en las cuales se cuidó que cumplieran con ciertos requisitos que a continuación se mencionan.

- Estructuras de concreto reforzado y que son representativas de un buen número de construcciones típicas de la Cd. de México.
- Estructuraciones relativamente poco complejas para un mejor modelado de las mismas.
- Se cuenta con la información necesaria y confiable de las características estructurales, como son planos estructurales, principalmente.
- Además se buscaron aquellos edificios en donde la respuesta presentada durante los sismos mencionados no hubiera estado influenciada por factores externos a éstos, como pudo haber sido el choque con edificios adyacentes, problemas estructurales existentes con anterioridad, problemas de cimentación, entre otros.

A las estructuras seleccionadas en esta investigación se les ha asignado un nombre para su identificación, al cual nos vamos a estar refiriendo en adelante.



## 2.2 EDIFICIO STC

### 2.2.1 ESTADO ORIGINAL

El edificio STC, destinado para albergar las oficinas del Centro Administrativo del Sistema de Transporte Colectivo, tenía las siguientes características (figs 2.1 y foto 1):

- Diez niveles más un sótano y dos niveles adicionales para cuartos de máquinas que ocupaban un área parcial sobre la azotea.
- Planta rectangular con cuatro claros de 9.00 m cada uno en la dirección longitudinal (E-W) y tres claros de 6.00 m cada uno en la dirección transversal (N-S).
- Su relación dimensión larga a dimensión corta de las plantas es de 2.
- El sistema sismorresistente empleado para resistir cargas era a base de marcos en la dirección longitudinal, mientras que en la otra dirección se contaba con los dos ejes cabeceros que presentaban un sistema de muro de cortante-marco y los restantes solo marcos.
- El sistema de piso era a base de losa y trabes coladas monolíticamente, con espesor de losa de 10 cm.
- La cimentación era semicompensada y contaba con un cajón de 3.00 m de profundidad; una retícula de contratrabes y 87 pilotes de fricción de 22m de profundidad.
- Todas las columnas eran rectangulares orientadas con su dimensión mayor paralela a la dirección longitudinal del edificio; sus dimensiones eran de 90 X 50cm en los ejes exteriores, mientras que las de los interiores empezaban de 90 X 50cm, disminuyendo 10cm cada dos niveles para quedar de 60 X 50cm a partir del entrepiso 6-7.

- Los armados en las columnas presentaban diseños conservadores para las especificaciones en que se basó su diseño, según revisiones hechas en la ref 12. Los porcentajes de acero longitudinal variaban del 1 al 4.5% de la sección transversal. El refuerzo transversal parecía dar el suficiente confinamiento, así como también la resistencia adecuada al cortante. Los estribos eran de 2 y 3 series del #3, #4 y #5.
- El acero longitudinal y transversal de las vigas (ver fig 2.2 donde se presenta el acero de las vigas de eje 3) parece adecuado. En este eje todas las vigas eran de 90 X 40cm, incluyendo el espesor de la losa.
- Según especificaciones de los planos, el concreto tenía una resistencia a la compresión de  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$  y el acero de refuerzo con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ; sólo en algunos elementos, sobre todo en vigas, se observó acero de alta resistencia.
- Su año de construcción fue entre 1970 y 1971, por lo que el reglamento en que se basó su diseño original fue el RDF en su versión de 1966. Además, la estructura durante su proyecto original se consideró como del grupo "A" en donde se consideraba un factor de seguridad adicional de 1.3, con respecto a las del grupo "B".

## 2.2.2 DESCRIPCION DE DAÑOS

La descripción de daños se puede resumir en lo siguiente:

La mayor parte de estos se concentró entre planta baja y el nivel 6 en la dirección longitudinal (E-W), que es donde el sistema estructural era a base de marcos únicamente (foto 1).

Fue clara la evidencia de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas de los marcos de dicha dirección. El daño generalizado en vigas consistió en el desprendimiento del concreto en el lecho inferior del paño

con la columna, con exposición del acero y en algunos casos el pandeo del mismo (fotos 2, 3 y 6 a 9).

En esta misma dirección (longitudinal) los daños en columnas consistieron en la aparición de grietas diagonales en los entrepisos 3-4 y 5-6. Se observaron indicios de articulaciones plásticas en las bases de las columnas localizadas en planta baja, así como en los extremos inferiores de las que se encuentran en las esquinas donde arrancan los muros de cortante (fotos 4 y 5).

También se observaron daños importantes en las trabes localizadas a medio nivel sobre la crujía C-D del eje 1 (zona de baños), y en algunos casos se llegó a su casi total desprendimiento de las columnas en donde se apoyaban.

Por lo que toca a la dirección transversal, dirección en donde se encuentran los muros de cortante, no se observaron daños.

Tampoco se observaron problemas debidos a hundimientos diferenciales, posibles desplomes, problemas de columna corta, efectos de torsión, planta baja flexible, apéndices, etc.

## 2.3 EDIFICIO MEDICO MILITARES

### 2.3.1 ESTADO ORIGINAL

Este segundo edificio, ocupado por comercios y fábricas de ropa, presentó las siguientes características (fig 2.3):

- Siete niveles más un sótano y dos niveles que se prolongaban por arriba del cubo de elevadores, que ocupaba un área parcial en la azotea, en forma de apéndice.
- La planta de este edificio era de forma irregular, con 6 claros en la

dirección longitudinal y 4 claros en la dirección transversal.

- La relación de dimensión larga a dimensión corta de la plantas era de aproximadamente 1.24.
- El sistema sismorresistente utilizado para la dirección longitudinal fue a base de marcos equivalentes únicamente; en la otra dirección de marcos equivalentes con la ayuda de diagonales de contraenteo, las cuales se encontraban ubicadas entre las crujeas C-D y E-F, rellenas de muros de mampostería.
- El sistema de piso era de losa plana aligerada con un espesor de 38 cm, con pequeñas zonas macizas alrededor de las columnas. El nivel 8 no se encontraba cubierto por la losa típica sino por un techo de láminas con armaduras de acero como soporte.
- El entrepiso N1(PB)-N2 (primer entrepiso por arriba de la calle) tenía doble altura de 5.50m, y el resto de altura constante de 2.75m.
- La cimentación era totalmente compensada con un cajón de 1.80m de profundidad, adicional al sótano; la losa de cimentación del tipo aligerada de 19cm de espesor, y la losa de sótano maciza de 11cm de espesor.
- Las columnas eran rectangulares orientadas con su dimensión mayor paralela a la dirección transversal del edificio. En éstas las reducciones en las dimensiones de las columnas interiores de abajo hacia arriba fueron de 10 cm en la dirección mayor y de 5 cm en la menor; las columnas exteriores de este mismo entrepiso presentaban reducciones similares. Después sobre el quinto entrepiso por arriba de planta baja se reducían las dimensiones de manera similar.
- En este edificio, los armados de las columnas no presentaban diseños conservadores según las especificaciones del reglamento en que se

basó su diseño y las revisiones hechas en la ref 12. El acero longitudinal se encontraba distribuido en las esquinas en forma de paquetes, y dos varillas adicionales del #4 en la parte intermedia; los porcentajes de acero variaban de 0.75 al 1.2%. Por lo que toca al refuerzo transversal, en las columnas tipo C-1 y C-2 (ver fig 2.4) consistía en E#3 @ 20 y 25 cm; en los extremos de éstas la separación no se reducía, por lo que el confinamiento que se les estaba proporcionando resultaba pobre.

- El refuerzo de la losa plana aligerada a nivel de las conexiones con las columnas (ver figs 2.5 y 2.6 en donde se muestra una conexión típica de losa plana-columna) contaba con armado especial: varillas del #4, en ambos lechos y dentro de la zona maciza de que se disponía.
- El refuerzo transversal en las nervaduras principales era de E#3 @ 10 y @ 15cm dentro de la zona maciza, y fuera de ella a @ 20cm; las otras nervaduras contaban con E#2 @ 25cm.
- Para la dirección transversal el ancho  $C_2 + 3h$  se encontraría dentro de la zona maciza mientras que en la otra dirección caía ligeramente fuera de esta.
- El concreto según especificaciones de los planos era de  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  para las columnas y de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  para el resto; el acero de refuerzo de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . Y las armaduras del último nivel de acero estructural tipo A-36 con  $f = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .
- La fecha de construcción fue entre 1968 y 1969 por lo que el reglamento en que se apoyó su diseño original fue el RDF en su versión de 1966.

### 2.3.2 DESCRIPCION DE DAÑOS

Los tipos de daños observados en esta estructura se pueden resumir como sigue (fotos 10 a 13):

Los máximos daños se localizaron en el entrepiso de doble altura para ambas direcciones. En la dirección transversal el mayor daño en columnas fue por cortante, con grietas diagonales en los extremos.

Los daños en el sistema de piso se concentraron entre los niveles 2 a 5; los daños de las columnas entre los entrepisos N1(PB)-N2 a N5-N6 y SOT-N1(PB) a N6-N7 para las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. Resultaron más acentuados en la dirección longitudinal, con grietas profundas por cortante y flexocompresión, y presentándose en algunas hasta el pandeo del acero longitudinal.

Las losas presentaron grietas por flexión y cortante dentro de la zona maciza, así como donde termina ésta. En la dirección longitudinal predominaron las grietas importantes por cortante. En el área de contacto losa plana-columna se detectó aplastamiento del concreto, originado posiblemente por las grandes rotaciones plásticas desarrolladas en las conexiones durante los efectos cíclicos causados por el sismo.

Los muros de los cubos de escaleras y elevadores presentaron severos daños, habiéndose destruido casi por completo; éstos eran de mampostería con resistencia muy pobre y sin refuerzo.

Las diagonales de contraventeo y los muros de relleno de los ejes exteriores se destruyeron totalmente. El armado de las diagonales mostraba grandes deficiencias de anclaje con la estructura principal, sobre todo las del eje 8.

También se detectó, a simple vista, cierto desplome hacia el lado poniente. No se encontraron problemas de columna corta, apéndices, etc.

### 3. EFECTOS DE SOBRE-RESISTENCIA.

#### 3.1 INTRODUCCION.

Por el nivel de daños observados en ambas estructuras, resultó evidente que el comportamiento de éstas fue inelástico; sin embargo, de los resultados obtenidos analíticamente en etapas anteriores del proyecto, se observó que de haber actuado las fuerzas con la magnitud obtenidas, las estructuras seguramente hubieran sufrido mayor daño.

Lo anterior hace pensar que las estructuras poseen cierto margen de sobre-resistencia que no se ha contemplado y que fue la posible causa de que además un buen número de edificios permanecieran de pie, durante los sismos de 1985.

Ante esto, fue necesario investigar las posibles fuentes de sobre-resistencia con que cuentan las estructuras y su influencia en el comportamiento cuando se encuentran sujetas a acciones sísmicas, con lo que se hace ver la diferencia entre el no tomar en cuenta tales efectos y su consideración.

En este capítulo, para fines de observar la-influencia de los efectos de sobre-resistencia, se presenta para un elemento estructural, uno por estructura, las resistencias obtenidas tomando en cuenta algunas consideraciones de posibles fuentes de sobre-resistencia, las cuales se aplicaron en los análisis del próximo capítulo.

#### 3.2 POSIBLES FUENTES DE SOBRE-RESISTENCIA.

A continuación se presentan las consideraciones tomadas como posibles

fuentes de sobre-resistencia, así como una breve explicación del porqué se seleccionó.

- ACERO DE LA LOSA (ADICIONAL AL DE LA VIGA). Aunado a la cuarta consideración que se presenta enseguida, se tomó en cuenta la participación del acero de la losa en la obtención de las resistencias a flexión del elemento; se consideró todo el acero de la losa que se localiza en un ancho que cae a mitades de claro, además de revisar el caso del ancho que marca el RDF. Esto debido a que a nivel de rigideces la losa participa en un ancho menor que a nivel de resistencias.

- EFFECTO DE ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION DEL ACERO. Ha sido costumbre en la obtención de resistencias de elementos (vigas, columnas), el empleo de curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo del tipo elasto-plástico perfecto, despreciando así la etapa de endurecimiento por deformación que se presenta en el acero y que puede ser de gran importancia.

- ESFUERZOS PROMEDIO EN ACERO Y CONCRETO. Una muy probable fuente de sobre-resistencia es que los valores en los esfuerzos de los materiales utilizados sean superiores al especificado para diseño, ya que estos últimos deben ser el mínimo aceptado y es un valor nominal. Por ejemplo en el caso del acero, estadísticamente se ha observado que el valor "real" de su esfuerzo de fluencia excede aproximadamente en un 20% al especificado; por tanto, para nuestro estudio se tomó el valor de 5000 kg/cm<sup>2</sup>. Por lo que respecta al concreto, para una resistencia de diseño de 240 kg/cm<sup>2</sup> (caso particular del edificio STC), la resistencia a la compresión, para una desviación estandar de 35 kg/cm<sup>2</sup>, fue de 287 kg/cm<sup>2</sup>, lo que representó un incremento del 19.6%.

- PARTICIPACION DE LA LOSA (PATINES) EN LA RESISTENCIA POSITIVA DE LA VIGA. De estudios realizados, se ha demostrado que la losa influye tanto a nivel rigidez como de resistencia en las estructuras debido a la integridad de estas con los elementos horizontales (vigas), ya que son coladas monolíticamente. Por otra parte, de los resultados analíticos obtenidos en



etapas anteriores del proyecto, se observó que las vigas sufrían graves daños, sobre todo ante la acción de momento positivo, y que, aunque cualitativamente la distribución de daño global resultaba similar, localmente existía cierta discrepancia en los resultados. De aquí que se hiciera participar a la losa en un ancho que resultó de 120 cm según las disposiciones marcadas por el RDF-87. Lo anterior sólo se hizo para las vigas del edificio STC, ya que las vigas del otro edificio al tener el sistema de piso a base de losa plana aligerada, las vigas equivalentes resultantes ya contemplan tales patines, para fines del cálculo de resistencias positivas.

- CONFINAMIENTO DEL NUCLEO DE CONCRETO. De igual manera, es común, en la obtención de resistencias de elementos, desprestigiar el confinamiento que el acero de refuerzo transversal proporciona a éstos. Este efecto hace que la capacidad de deformación que experimenta el miembro estructural llegue a ser bastante mayor con respecto a otro en una condición no confinado, además de aumentar la resistencia a compresión; lo anterior es función del efecto de confinamiento con que cuenta el elemento estructural por el acero de refuerzo transversal, dependiendo del porcentaje proporcionado.

Para cumplir con lo anterior, específicamente para el segundo y último punto en que es evidente que los modelos esfuerzo-deformación del concreto y acero tradicionales dejan mucho que desear, se optó por usar modelos que representaran lo mejor posible la realidad. Los modelos seleccionados se describen a continuación.

### 3.3 MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO

En este modelo se consideran principalmente 2 zonas (fig 3.1): la primera porción de la curva que se aplica al intervalo  $\epsilon_c < 0.002k$  y está definida por:

$$f_c = kf'_c \left[ \frac{2 \epsilon_c}{0.002k} - \left( \frac{\epsilon_c}{0.002k} \right)^2 \right]$$

en donde el parámetro k es el que toma en cuenta la sobre-resistencia en el concreto por el confinamiento y se define como:

$$k = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c}$$

La segunda región se aplica al intervalo abierto  $\epsilon_c \geq 0.002k$  y está definida por:

$$f_c = kf'_c \left[ 1 - z_m \left( \epsilon_c - 0.002k \right) \right] \geq 0.2kf'_c$$

donde  $z_m$  es el parámetro que introduce la disminución lineal gradual del esfuerzo del concreto por efecto del confinamiento y se define como:

$$z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{14.23f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002k}$$

donde

- $\rho_s$  - es la relación entre el volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto medido fuera del perímetro de los estribos.
- $f_{yh}$  - es el valor del esfuerzo de fluencia de los estribos en  $\text{kg/cm}^2$ .
- $f'_c$  - es el valor del esfuerzo a compresión del concreto en  $\text{kg/cm}^2$ .
- $h'$  - es el ancho del elemento estructural medido fuera del refuerzo transversal.
- $s_h$  - es el espaciamiento centro a centro de estribos.

Como se puede observar, la resistencia a la compresión del concreto es función del confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo transversal, por esta razón la sobre-resistencia puede ser mínima en

elementos con porcentajes de acero transversal pequeños pero resulta importante para porcentajes considerables.

### 3.4 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO.

El modelo seleccionado es el que se muestra en la fig 3.2. En éste se pueden apreciar claramente tres regiones distintas, las cuales se definen:

- Primera. Intervalo A-B que representa la zona elástica del comportamiento; es aplicable para deformaciones  $\epsilon_s < \epsilon_y$ , y se define por:

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

- Segunda. Intervalo B-C que representa la zona de fluencia y se aplica para deformaciones comprendidas en el intervalo  $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ ; queda definida por:

$$f_s = f_y$$

- Tercera. Intervalo C-D que representa la zona de endurecimiento por deformación, aplicable al intervalo de deformaciones  $\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$  y se define como:

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$$

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

donde

$f_s$  - esfuerzo en el acero

$f_{su}$  - esfuerzo último del acero

$f_y$  - esfuerzo de fluencia del acero

$\epsilon_s$  - deformación unitaria del acero

$\epsilon_y$  - deformación unitaria de fluencia en el acero

$\epsilon_{sh}$  - deformación que marca el inicio de la zona de endurecimiento por deformación en el acero

$\epsilon_{su}$  - deformación máxima a considerar en el acero

Debido a que los valores correspondientes a los parámetros anteriores se definieron según las propiedades mecánicas del tipo de acero, para la obtención de las resistencias de los elementos, se seleccionó el modelo y valores propuestos por la Asociación Mexicana del Acero (AMA). A continuación se presentan los valores propuestos por dicho organismo, así como los que se emplearon para fines de los efectos de las sobre-resistencias:

<u>AMA</u>	<u>ESFUERZOS PROMEDIO</u>
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$5000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{su} = 6300 \text{ kg/cm}^2$	$7500 \text{ kg/cm}^2$
$\epsilon_y = 0.002$	0.0024
$\epsilon_{sh} = 0.010$	0.010
$\epsilon_{su} = 0.080$	0.080

### 3.5 ESTUDIO DE SOBRE-RESISTENCIA EN ELEMENTOS TIPO VIGA.

Con el objeto de observar las diferencias existentes entre las resistencias calculadas en la forma usual y el utilizar las consideraciones anteriores de sobre-resistencia, se presentan los distintos resultados de resistencias a flexión de un elemento viga tipo, para cada una de las dos estructuras estudiadas; en las tablas 3.1 a) y 3.1 b) se muestran los valores obtenidos.

En la fig 3.3 a) y b), se muestran las secciones transversales de las vigas seleccionadas para este fin, indicando el detalle de armado tanto transversal como longitudinal, de los ejes 3 (edificio STC) y D (edificio Médico Militares), respectivamente.

La primera tabla 3.1 a) corresponde al edificio STC, en donde se tienen los resultados de 12 casos diferentes que se explicarán a continuación.

Para hacer la comparación y poder apreciar las diferencias entre los valores, se tomó el caso 1 como base, debido a que es el caso en que no se hizo ninguna consideración de sobre-resistencia; esto es, el caso 1 es el que resulta de un diseño convencional y es por ello que todas las comparaciones que se realizaron están referidas a éste.

Primeramente, para poder apreciar el efecto que se produce al confinar el núcleo de concreto, se tomaron los dos primeros casos y un modelo del acero elastoplástico perfecto (EPP). De estos fue evidente que tal consideración no produjo prácticamente ningún cambio en la resistencia, ya que en el mejor de los casos el incremento de ésta resultó de tan sólo 0.76% para la resistencia negativa. Lo anterior lo podemos atribuir a que el confinamiento en general, casos prácticos, no resulta un factor importante en cuanto a resistencias se refiere y entonces la ayuda proporcionada por los estribos es muy pobre. Para esta viga, el parámetro  $k$ , que toma en cuenta la sobre-resistencia, fue 1.0658; es decir, la resistencia a la compresión del concreto aumentó en un 6.6%, pasando de 240 a 256  $\text{kg/cm}^2$ . Esto se puede observar mejor en la fig 3.4, que corresponde a la gráfica esfuerzo-deformación del concreto con y sin confinar, para este tipo de concreto.

Ahora, si tomamos en cuenta el modelo que considera la zona de endurecimiento por deformación, que desde este momento le llamaremos simplemente EPD, caso 3, se tuvo un aumento considerable en la resistencia positiva de 30% y de 4.4% para la negativa. Esta diferencia en los porcentajes fue debido a lo siguiente: cuando se calculó la resistencia

positiva, el área de acero que se encontraba trabajando en la zona de tensión era menor que la que se tenía en compresión, lo que hizo que las deformaciones a que estaba sometido seguramente provocaron que este acero entrara en la zona de EPD de la curva, teniéndose grandes esfuerzos que transformados a fuerzas, resultaron ser mayores en este caso. Lo anterior no ocurrió al calcular la resistencia negativa, ya que era tal la cantidad de acero trabajando a tensión que las deformaciones a que se vió sometido muy probablemente cayeron en la zona elástica de la curva en que se tienen niveles de esfuerzo bajos, o cuando mucho en la zona de fluencia.

Para el caso 4, en que se consideró confinamiento y mismo modelo de acero que el caso 3, EPD, se tuvieron valores de resistencias muy similares a las obtenidas en el caso anterior; esto es, que el confinamiento, como ya se observó, no fue lo suficientemente eficiente para incrementar la resistencia. Las diferencias en porcentajes al comparar el caso 4 contra el caso 1, fueron de 31% y 6.7% para la resistencia positiva y negativa, respectivamente.

En los casos anteriores sólo se hizo ver la contribución del confinamiento y del efecto que provoca el incluir la gráfica del acero completa. Si ahora hacemos participar el acero de la losa en la obtención de las resistencias con y sin confinamiento, así como los dos tipos de gráficas del acero, EPP y EPD, se tuvo lo siguiente:

El primer caso fue el 5, sin ayuda del confinamiento y gráfica del acero EPP. En éste se pudo apreciar que el incremento en el valor de la resistencia positiva no es significativo ya que sólo aumentó en 0.24%. De este resultado se observó que la participación del acero a compresión no fue importante, al menos en este elemento. Respecto al valor de la resistencia negativa, su incremento fue del 21%. Si ahora se toma en cuenta el confinamiento, caso 6, la variación resultó casi idéntica que en el caso 5.

En los casos 7 y 8 se consideró la gráfica del acero EPD, el concreto sin confinar y confinado, respectivamente. En el primero, caso 7, fue claro

apreciar el incremento que se tuvo al incluir la etapa de endurecimiento por deformación del acero, pues el aumento en resistencia resultó del orden de 33% para la resistencia positiva y de 19% para la resistencia negativa. Por lo que respecta al caso 8, en el cual se consideró confinada a la sección, los valores de las resistencias fueron prácticamente los mismos que para el caso 7, ya que como se observó anteriormente la ayuda del confinamiento no resulta tan significativa en este tipo de elementos estructurales.

Para observar la participación de los patines de la losa y su efecto en las resistencias de las secciones, se tienen los casos 9 y 10. En ambos casos se consideró el efecto del confinamiento y sólo se hizo variar el modelo del acero. En el caso 9, se usó un modelo EPP y en el caso 10 el modelo EPD. De los resultados del caso 9 se apreció que la ayuda a momento positivo proporcionado por los patines de la losa no fue importante cuando se usó un modelo de acero como el contemplado aquí; sin embargo, a la hora de emplear la gráfica del acero completa, caso 10, el incremento que se tuvo fue muy bueno, llegándose a tener un aumento hasta de 47% en la resistencia positiva. Lo anterior se debió a que en el caso 10 el nivel de deformación unitaria del acero de tensión se encontró en una zona tal que el esfuerzo resulta mucho mayor que el  $f_y$  supuesto.

Por último se tienen los caso 11 y 12. En estos se tomaron en cuenta la participación de los esfuerzos promedio del concreto y acero; para el edificio STC con un concreto de  $287 \text{ kg/cm}^2$  y de  $257 \text{ kg/cm}^2$  para Médico Militares; para el acero como ya se dijo fue de  $5000 \text{ kg/cm}^2$  en ambas estructuras. Al igual que en los caso 9 y 10, sólo se hizo variar el modelo del acero dejando constante el efecto del confinamiento. En el caso 11 se tuvo un incremento de 21% para la resistencia positiva y de 43% para la negativa; cuando se tomó en cuenta la gráfica completa del acero, caso 12, se tuvo un incremento de 57% en la resistencia positiva, manteniéndose casi constante el aumento para la negativa. Obsérvese que en este último se tuvieron los máximos incrementos en la resistencia, tanto positiva como negativa, como era de esperarse.

Para el elemento tipo viga del edificio Médico Militares, ocurrieron situaciones similares que las observadas en el edificio anterior. En la tabla 3.1 b) se tienen los valores de las resistencias calculadas haciendo varias consideraciones. En este edificio el elemento en estudio fue una viga equivalente, debido al sistema de piso con que contaba el inmueble; en este miembro estructural ya se considera implícitamente la participación de la losa (patines) y el acero de la misma. Por lo tanto, aquí sólo se analizó el efecto que produce el considerar el confinamiento, la gráfica esfuerzo-deformación del acero completa, así como también los esfuerzos promedio para el acero y concreto, con respecto a los esfuerzos nominales.

El efecto de confinamiento por si solo no produjo prácticamente ningún cambio, lo que comprueba lo anteriormente observado; para el caso 2 el parámetro  $k$  fue 1.095, es decir, el esfuerzo a compresión del concreto varió de 210 a 230  $\text{kg/cm}^2$ . Si además de confinar consideramos la gráfica del acero completa, caso 4, se tuvo que los aumentos en resistencia fueron significativos, hasta del 46% para la positiva y de 26% en la negativa. El caso 3, que es igual al 4 pero sin considerar el confinamiento, resultó con resistencias muy parecidas a las del caso 4, debido al pobre confinamiento proporcionado.

Por último, al tomar en cuenta los esfuerzos promedios y gráfica del acero EPP, caso 5, se observó una mejoría en las resistencias llegándose a tener incrementos de 19 y 21% para la resistencia positiva y negativa, respectivamente. Sin embargo, estos quedaron muy por debajo de los obtenidos en el caso 6, que además de la consideración del confinamiento se tenía una gráfica del acero EPD; los incrementos fueron de 74% para la positiva y de 51% para la negativa.

En resumen, se observó que el confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo transversal no produce prácticamente ningún aumento en la resistencia de la sección. Pero, una sección confinada es capaz de soportar deformaciones mucho mayores que una sin confinar; en la fig 3.5 se presentan las gráficas momento-curvatura correspondientes a la viga del



edificio STC, donde es fácil apreciar este efecto comparando las gráficas de los casos 1 y 2; 3 y 4; 5 y 6; 7 y 8. Nótese que esta capacidad de deformación es sin importar el modelo esfuerzo-deformación del acero que se tome, o si se considera o no la participación de la losa; esto es, el confinamiento no ayuda en la resistencia de las secciones pero es importante para que la sección soporte grandes deformaciones con lo que se tiene una mayor capacidad para disipar energía que el sismo induce.

Por lo que respecta a la consideración de tomar en cuenta o no la zona de endurecimiento por deformación del acero, se observó que resultó ser de las más importantes y que producen mejores resultados a nivel de resistencias; los incrementos en éstas, respecto a las resistencias calculadas nominalmente, fueron grandes. Sin embargo, se aprecia que la capacidad de rotación resultó ser un poco menor (ver fig 3.5); para ello, conviene comparar las gráficas de los casos 1 y 3; 2 y 4; 5 y 7; 6 y 8.

Es importante hacer notar que este tipo de comparaciones también se realizó en elementos sujetos a flexocompresión (columnas), y que las diferencias obtenidas presentaron un patrón similar al encontrado en vigas; debido a lo anterior no se presentan los valores obtenidos. Para observar las diferencias entre los valores de resistencias de estos elementos, al tomar en cuenta los esfuerzos nominales y los promedio con las gráficas del acero EPP y EPD, así como el efecto del confinamiento, se prepararon las gráficas de la fig 3.6 que corresponden a los diagramas de interacción de una columna tipo del edificio STC. En ésta es fácil apreciar las diferencias entre las diferentes consideraciones.

La consideración de los esfuerzos promedio y la gráfica esfuerzo-deformación del acero completa produjo valores muy por arriba de los obtenidos en la forma convencional.

#### 4. ANALISIS SISMICOS Y COMPARACIONES DE RESPUESTAS

##### 4.1 INTRODUCCION

Como ya se mencionó anteriormente, las estructuras han sido motivo de estudio por parte del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México con el objeto de observar el comportamiento de éstas y poder así responder al porqué de las fallas ocurridas en algunos edificios y/o la ausencia de daños en otros.

Para cumplir con tales objetivos, se llevaron a cabo los siguientes tipos de análisis:

1.- Análisis Dinámicos Modales Espectrales Tridimensionales con diferentes condiciones de apoyo, a saber: empotramiento en P.B., empotramiento a nivel de cimentación y tomando en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura. Estos últimos bajo las consideraciones especificadas por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento para las Construcciones del Departamento del Distrito Federal en su versión de 1987. Las ordenadas espectrales fueron para terreno tipo III (compresible).

2.- Análisis Dinámicos Inelásticos Paso a Paso con las mismas condiciones de apoyo; el registro de aceleraciones utilizado fue el de la estación SCT, componente E-W, del 19 de septiembre de 1985.

Para llevar a cabo el estudio completo del efecto de sobre-resistencia que produce el tomar en cuenta las consideraciones descritas en el capítulo anterior, se apoyó en los análisis dinámicos inelásticos paso a paso.

Además de las consideraciones marcadas, en los análisis inelásticos se hizo intervenir no sólo el comportamiento histerético elastoplástico bilineal (EPB), sino también el conocido como modelo de Takeda, que permitió introducir los efectos de la degradación de rigidez a nivel de los miembros tipo viga, según transcurre la historia del movimiento sísmico.

## 4.2. ANALISIS ELASTICOS

Para la ejecución de estos análisis se utilizó el programa de cómputo SUPER-ETABS; de los resultados obtenidos, fue posible conocer tanto los elementos estructurales críticos como los marcos más solicitados, así como también las propiedades dinámicas elásticas.

Como acciones para los análisis se utilizaron los espectros de diseño propuestos por el Reglamento para las Construcciones del Departamento del Distrito Federal en sus versiones: 1966 (RDF-66), las Normas de Emergencia de 1985 (NEDF-85), y el de 1987 (RDF-87). Para ambas estructuras se realizó además un análisis modal con el espectro de respuesta obtenido del acelerograma registrado en la estación SCT el 19 de septiembre de 1985, en su componente E-W, para 5 por ciento de amortiguamiento crítico y comportamiento elástico ( $\mu=1$ ).

En los casos en que se revisó la seguridad ante los estados límite de servicio, los desplazamientos horizontales máximos totales ya son el resultado de haber multiplicado los valores del análisis por el factor de comportamiento sísmico Q utilizado en cada caso.

### 4.2.1 EDIFICIO STC

#### 4.2.1.1 PERIODOS DE VIBRACION

La tabla 4.1 muestra los valores de los periodos de vibración obtenidos

analíticamente para las tres condiciones de apoyo descritas. También se muestran los valores de los periodos medidos en la estructura mediante la técnica de ruido y vibración ambiental después del sismo, por lo que estos contemplan la pérdida de rigidez lateral por el daño ocurrido en la estructura durante el movimiento sísmico.

En la tabla 4.1 a) se tienen los valores que corresponden a la dirección longitudinal. Los valores correspondientes a las condiciones de empotramiento en P.B. y a nivel de losa de cimentación fueron prácticamente los mismos, 1.67 y 1.69 seg, respectivamente; esto es, los dos modelos en que se consideró la base fija resultan en respuestas prácticamente iguales. Al incluir la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura el valor del periodo fundamental fue 1.84 seg, lo que representa un incremento en poco más del 10%, con respecto a la condición de base empotrada.

Por lo que corresponde al periodo medido, este mostró gran flexibilidad, 2.1 seg, pues el aumento entre éste y los anteriores resultó excesivo. Estas diferencias se pueden atribuir al daño sufrido en esta dirección por la pérdida de la rigidez lateral, lo cual coincidió con la dirección de máximos daños; cabe recordar que en esta dirección el trabajo era mediante marcos únicamente.

Para la dirección transversal (ver la tabla 4.1 b)) se puede apreciar nuevamente que la variación en los periodos para las dos primeras condiciones de apoyo fue prácticamente nula, 1.00 para empotramiento en P.B. y 1.01 seg para empotramiento a nivel de losa de cimentación. Sin embargo, la diferencia de periodos entre la condición de empotramiento y la condición en que se tomó en cuenta los efectos de la interacción fue significativa; se tuvo un aumento de 30%, aproximadamente. Al comparar este último y el medido se ve que resultó prácticamente el mismo. Cabe recordar que en esta dirección no hubo daños y que la rigidez lateral se proporcionaba esencialmente mediante los cuatro muros de cortante de los ejes cabeceros; la participación de los tres marcos transversales interiores era mínima.

En las mismas tablas se muestran los resultados de los periodos obtenidos según la fórmula simple que propone el RDF-87, para fines comparativos.

#### 4.2.1.2 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURA DE ENTREPISO,

$$\Delta_{r1} / h_1$$

Las figs 4.1 a), b) muestran las relaciones  $\Delta_{r1} / h_1$  obtenidas para las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente; se presentan los resultados para los tipos de condiciones de apoyo de empotramiento en P.B. y el efecto de interacción suelo-estructura según el RDF-87, considerando el reglamento en el cual se basó su proyecto original (RDF-66), y las NEDF-85. También se muestran las calculadas, pero utilizando como excitación el espectro de respuesta elástica para el registro de SCT-EW.

En las mismas gráficas se tienen marcados los límites máximos de deformación permitidos por los diferentes códigos, para fines comparativos. Estos son 0.002 para el RDF-66, 0.008 y 0.016 para las NEDF-85 y 0.006 y 0.012 para el RDF-87. El edificio STC contaba con elementos no-estructurales desligados a los miembros estructurales.

Las relaciones  $\Delta_{r1} / h_1$  de la dirección longitudinal para el RDF-66 (ver fig 4.1 a)) se excedieron ligeramente del límite marcado, de 0.002; esto es, para fines prácticos podríamos decir que el proyecto original cumplía con la mínima seguridad que ante el estado límite de desplazamientos laterales exigía dicho código. Los valores máximos coincidieron con los niveles de máximo daño (niveles P.B. a N-6). Al tomar como referencia los límites permisibles especificados por las NEDF-85, se observó que para 0.008 la estructura resultó del lado inseguro, prácticamente en todos los niveles; esto es, se aprecia nuevamente la alta flexibilidad de la estructura para esta dirección. Sin embargo, al comparar los resultados con el segundo límite permisible, 0.016, éste resultó mucho mayor que las calculadas.

Por último, para esta dirección, se tienen los límites propuestos por el RDF-87. El primero de 0.006, que considera que los elementos no-estructurales ligados no deben sufrir daño al deformarse la estructura, fue nuevamente escaso en la mayoría de los niveles; al comparar con el límite de 0.012, para la condición en que los elementos no-estructurales están desligados, sólo lo excedieron las deformaciones de los entrepisos inferiores.

Las deformaciones que se generaron al utilizar el espectro de respuesta elástico del registro SCT-EW resultaron excesivamente grandes. Es claro, también, que la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura no fueron importantes en esta dirección, como se observa en las gráficas; las deformaciones resultantes cuando se incluyó dichos efectos fueron, para fines prácticos, las mismas que para la condición de empotramiento en P.B. o empotramiento en cimentación.

Para la dirección transversal, (fig 4.1 b)), se observó que los límites permisibles se encuentran muy por arriba de las relaciones  $\Delta_{r1} / h_1$  obtenidas, para ambos códigos y condiciones de apoyo; esto es, en esta dirección se contaba con gran rigidez lateral, la cual casi en su totalidad se debió a la importante participación de los cuatro muros de concreto reforzado de los ejes cabeceros que en gran medida no permitieron daño en esta dirección.

#### 4.2.1.3 CORTANTES DE ENTREPISO

Los resultados de esta parte se obtuvieron considerando un factor de reducción por ductilidad de 2. En la fig 4.2 se muestra la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso obtenidas, al utilizar los reglamentos y condiciones de apoyo ya mencionadas.

En la fig 4.2 a), se presentan la fuerzas cortantes de entrepiso correspondientes al eje 3, (dirección longitudinal); se observó que las

fuerzas cortantes resultaron, para fines prácticos, las mismas para ambas condiciones de apoyo y el mismo código, debido nuevamente a que el efecto de interacción no resultó importante en la dirección longitudinal.

En estas gráficas se aprecia que los cortantes obtenidos con el espectro de respuesta inelástica ( $\mu=2$ ) del registro SCT-EW no fueron muy superiores a los obtenidos para las NEDF-85; el máximo incremento resultó del 18%.

En la fig 4.2 b), se tiene la distribución de las fuerzas cortantes correspondientes al eje E, dirección transversal. En ésta se observa que los cortantes generados con el modelo en que se incluyó la interacción fueron superiores a los obtenidos considerando empotramiento en P.B., sobre todo en los primeros entresijos, donde la diferencia máxima fue de aproximadamente del 33%. Estos valores corroboran la influencia del fenómeno de interacción en esta dirección, que como ya se había visto para la dirección transversal resultó importante.

#### 4.2.1.4 DESPLAZAMIENTOS.

La fig 4.3 muestra los desplazamientos horizontales máximos totales obtenidos de los análisis dinámicos modales bajo las mismas condiciones de apoyo y reglamentos. En la fig 4.3 a), se tienen los obtenidos para el eje 3. En esta se aprecia que los desplazamientos resultantes al incluir los efectos de la interacción suelo-estructura excedieron ligeramente a los obtenidos considerando la otra condición de apoyo, para ambos reglamentos. Los desplazamientos con el espectro de respuesta elástico del registro SCT-EW e interacción suelo-estructura incluida, resultaron mucho mayores que para los espectros de diseño; esto es, hay congruencia entre las diferencias de ordenadas espectrales del acelerograma SCT-EW y las de diseño. Los desplazamientos calculados a raíz de aplicar ambos códigos, resultaron ser bastante diferentes, como era de esperarse; las diferencias se deben principalmente, entre otros factores, a la forma del espectro, amplitud de la ordenada máxima, y que en el código RDF-66 implícitamente

las ordenadas estaban ya reducidas por un factor "equivalente" de ductilidad. En esta misma gráfica se presentan los desplazamientos obtenidos de un análisis dinámico elástico paso a paso con el acelerograma SCT-EW, con el fin de observar la diferencia que existe entre éstos y los generados de un análisis dinámico modal, utilizando el espectro de respuesta elástico del mismo registro. Como se puede observar, ambos desplazamientos fueron, en general, similares, existiendo pequeñas diferencias de aproximadamente 13 por ciento.

En la fig 4.3 b) se muestran los desplazamientos que resultaron para el eje E; entre otras diferencias se ve la importancia del efecto de interacción suelo-estructura, ya que se tuvieron incrementos de poco más del 80% a nivel de azotea, con respecto a la condición de empotramiento en la base.

Resumiendo, de los resultados anteriores, podemos decir que la falta de consideración de la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura puede resultar en diseños del lado de la inseguridad; se observó también que tal efecto puede llegar a cobrar importancia, tanto a nivel de rigidez como de resistencia lateral.

## 4.2.2 EDIFICIO MEDICO MILITARES

### 4.2.2.1 PERIODOS DE VIBRACION

En la tabla 4.2 se muestran los valores de los periodos obtenidos para diferentes tipos de apoyo: empotramiento a nivel de losa de cimentación y tomando en cuenta la influencia de los efectos de interacción suelo-estructura. También se presentan los valores de los periodos medidos después del sismo mediante vibración ambiental; éstos últimos consideran el daño sufrido en la estructura, a raíz del sismo.

La tabla 4.2 a) muestra los valores correspondientes a la dirección longitudinal, que es la dirección en que presentaron los mayores valores,



coincidiendo con la dirección de máximos daños. De estos valores se observó la alta flexibilidad con que contaba la estructura desde su diseño original; por ejemplo, si empleamos el criterio de 0.1 veces el número de niveles, éste resultó ser del doble, es decir, de 0.2 veces el número de pisos, ya que el periodo fundamental fue de 1.42 seg. El periodo obtenido para la condición en que se tomó en cuenta el efecto de la interacción, fue del orden de 7 por ciento mayor, llegando a 1.52 seg, lo que implica que este efecto no resultó importante en esta dirección. Por lo que respecta al periodo medido, fue excesivamente mayor que los anteriores, 2.10 seg, lo cual es congruente, debido que éste contempla la pérdida de rigidez lateral ante el daño sufrido en el edificio a raíz de los efectos del sismo.

Los periodos analíticos y medidos obtenidos para la dirección transversal, tabla 4.2 b), fueron más pequeños, con respecto a la dirección longitudinal. En esta dirección se tenían los marcos equivalentes exteriores contraventeados por diagonales de concreto, así como también interiormente una mayor densidad de muros de mampostería. Los valores resultaron de 0.93 seg para la condición de empotramiento en losa de cimentación y de 1.07 seg cuando se tomó en cuenta el giro de la base según el RDF-87. Nótese que para esta dirección tampoco fue importante el fenómeno de interacción ya que el incremento en los valores de los periodos no resultó significativo, al comparar la condición de base fija y con posibilidad de girar y trasladarse horizontalmente para simular la interacción suelo-estructura.

En la misma tabla se presentan los periodos fundamentales para cada dirección obtenidos con la regla simple que propone el código, para fines comparativos. Estos predicen bastante bien los valores analíticos.

#### 4.2.2.2 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURA DE ENTREPISO,

$$\Delta_{r1} / h_1$$

En la fig 4.4 a) se presentan las gráficas de las relaciones  $\Delta_{r1} / h_1$ , para los ejes B y F de la dirección longitudinal (dirección de máximos daños),

considerando el RDF-66, que es el código en el cual se basó el diseño original. En ésta se observa que el límite permisible de 0.002 se excedió ligeramente en el entrepiso de doble altura que resultó ser el de máximos daños; esto es, para fines prácticos podría decirse que la estructura en la dirección longitudinal cumplía escasamente con el nivel mínimo de seguridad en lo que al estado límite de servicio (desplazamientos horizontales) se refiere.

Para la dirección transversal las deformaciones se encontraron por abajo de este límite, fig 4.4 b). Nótese que la dirección que era la más flexible, ante el RDF-66 (código del proyecto original), resultó ser la dirección más dañada.

Al tomar el límite inferior permisible marcado por las NEDF-85 que fue de 0.008 para este tipo de estructuración, fig 4.5 a), es fácil ver que se encontraba muy por debajo de las calculadas, prácticamente en todos los niveles de la dirección longitudinal. Para la otra dirección sólo se excedió en los entrepisos inferiores, ver fig 4.5 b). Por lo que toca al segundo límite (0.016), para fines comparativos, se tuvo que las deformaciones sólo fueron mayores en el entrepiso más flexible, N1(PB)-N2, en ambas direcciones.

Los resultados obtenidos utilizando el RDF-87 se muestran en las figs 4.6 a 4.8; en estos cálculos se tomó en cuenta la condición de empotramiento a nivel de losa de cimentación y la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura. El tipo de acciones utilizadas en estos análisis fueron el espectro de diseño propuesto por este código, así como el espectro de respuesta obtenido a partir del acelerograma registrado en la estación SCT el 19 de septiembre de 1985, para un porcentaje de amortiguamiento viscoso del crítico del 5%, componente E-W.

En las gráficas que corresponden a la dirección longitudinal, figs 4.6 y 4.7, es evidente que el primer límite marcado por este código, de 0.006, fue escaso en la mayoría de los niveles para las dos condiciones de apoyo;

si se compara con el segundo límite de 0.012, se tiene nuevamente que el único entrepiso que no cumplió con la deformación máxima permitida fue precisamente el entrepiso de doble altura. Por lo que toca a la dirección transversal, fig 4.8, el límite inferior de 0.006 solo se sobrepasó ligeramente en algunos entrepisos inferiores. Cabe aclarar que en este edificio, el nivel comparable de deformación angular permisible correspondió al 0.006, debido al tipo de estructuración existente.

La alta flexibilidad con que contaba el entrepiso de planta baja de doble altura influyó para que se presentaran las mayores relaciones  $\Delta_{r1} / h_1$ , y se tuvieran en dicho entrepiso los mayores daños a raíz del sismo de 1985. Otro aspecto importante, es la congruencia observada de que los entrepisos con mayores deformaciones correspondieron con los entrepisos de máximos daños, en términos generales.

#### 4.2.2.3 CORTANTES DE ENTREPISO

Igual que para el edificio STC, en el edificio Médico Militares se utilizó un factor de comportamiento sísmico de  $Q=2$ . Las figuras 4.9 y 4.10 muestran cómo se distribuyeron los efectos sísmicos (fuerzas cortantes de entrepiso) a nivel de eje y de entrepiso total, cuando se utilizó el RDF-66 y las NEDF-85.

En la gráfica 4.9 a) se presentan las fuerzas cortantes de entrepiso de los ejes B y F, ante el RDF-66. Nótese el gran cambio de rigidez que existía en el entrepiso SOT-N1(PB) del eje F, debido al muro de contención existente de concreto reforzado; los ejes 2 y 8 tenían también muros de contención en dicho entrepiso, manifestándose su alta rigidez. Para las NEDF-85, fig 4.9 b), el patrón de variación fue similar pero con fuerzas de magnitud mayor, como era de esperarse.

Por lo que respecta a la dirección transversal, figs 4.10 a) y b), la variación de los cortantes de entrepiso resultó similar en ambos ejes. El

eje 8 fue el que absorbió mayor cantidad del total inducido por el movimiento sísmico; en el eje 8 se contaba con las diagonales de contraventeo.

Se presentan también en la fig 4.11 las fuerzas cortantes de entrepiso, obtenidas de los análisis tridimensionales, tomando en cuenta las condiciones de apoyo fijo (empotramiento en losa de cimentación) y el efecto de la interacción suelo-estructura; para ello se utilizó el espectro de diseño reducido por  $Q=2$  propuesto por el RDF-87, así como el de respuesta inelástico ( $\mu=2$ ) del registro SCT-EW, para fines comparativos. Estas fuerzas cortantes fueron a nivel de entrepiso total de la estructura para cuando el sismo actuaba en la dirección longitudinal. Obsérvese que para ambas condiciones de apoyo se tuvo una distribución similar tanto en forma como en amplitud, lo que verificó que el problema de interacción en esta estructura no resultó importante; nótese también que con ambos espectros la respuesta fue muy parecida. Si acaso se observó que para la condición de empotramiento en cimentación, la respuesta fue mayor utilizando el espectro de diseño del RDF-87; para la condición de interacción, la respuesta se invirtió. Esto se debió a la variación del periodo fundamental de la estructura, ya que para la condición de apoyo fijo, las ordenadas que le corresponden para el espectro de respuesta de SCT-EW fueron menores que las correspondientes a la condición de diseño. Al tomarse en cuenta la interacción, ocurrió lo contrario; esto es, para el espectro de diseño las ordenadas resultaron menores con respecto a las del espectro de respuesta, ya que este periodo se encontraba sobre la parte ascendente del mismo.

#### 4.2.2.4 DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos horizontales máximos totales se presentan en la fig 4.12. Se observa la alta flexibilidad con que contaba el entrepiso de planta baja de doble altura, efecto que ya se había visto en las relaciones de desplazamientos relativos entre altura de entrepiso. Nótese que los

desplazamientos de los análisis en que se incluyeron los efectos de la interacción suelo-estructura no resultaron muy diferentes con respecto a los valores en que la base está fija, debido a que este efecto no fue significativo, como ya se había observado.

La fig 4.13 presenta la configuración deformada elástica en planta de la estructura, para el sismo en dirección "X", con el espectro de diseño del RDF-87 y con el espectro de respuesta elástica ( $\mu=1$ ) del registro SCT-EW. No se observaron problemas de torsión; esto es, el movimiento predominante fue el de traslación, sobre todo en la dirección longitudinal, la que resultó más dañada.

#### 4.3 ANALISIS INELASTICOS

A raíz del comportamiento observado en ambas estructuras (Edificio STC y Edificio Médico Militares), fue claro que durante el sismo debieron excursionar de forma importante en el rango inelástico. Ante este tipo de respuesta, y con fines de estimar analíticamente dicho comportamiento, se procedió a realizar análisis dinámicos inelásticos paso a paso de un marco de cada edificio que fuera representativo del daño global y local observado; los marcos analizados en esta parte pertenecían a la dirección de máximos daños. Para apoyar esta selección, se utilizó también parte de los resultados obtenidos de los análisis dinámicos modales hechos anteriormente.

Con este tipo de análisis inelásticos se trata de predecir el comportamiento "real" de las estructuras; esto es, no inferirlo de los resultados de los análisis dinámicos modales elásticos ya realizados. Los ejes seleccionados fueron: el eje 3 del edificio STC y el eje D del edificio Médico Militares. Estos se modelaron de tal manera que la masa asignada a cada uno fuera la necesaria para que sus respuestas tanto a nivel de periodos como de desplazamientos modales espectrales resultaran similares a las obtenidas en el edificio de conjunto y en el mismo eje,

respectivamente, pero a partir del comportamiento tridimensional de la estructura.

Los análisis se llevaron a cabo con el programa de cómputo DRAIN-2D y la excitación fue el acelerograma registrado en la estación SCT el 19 de septiembre de 1985 en su componente E-W, considerando un amortiguamiento viscoso del 5 por ciento del crítico.

Para ambas estructuras se realizó una serie de análisis, tomando en cuenta las diferentes consideraciones de sobre-resistencia descritas en el capítulo anterior, y de acuerdo a diferentes leyes de histéresis supuestas.

#### 4.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

##### 4.3.1.1 EJE 3, EDIFICIO STC

La siguiente tabla muestra los diferentes casos analizados inelásticamente paso a paso, a saber:

## CASO

## CONSIDERACIONES

- | CASO | CONSIDERACIONES   |
|------|---|
| 1    | Sin confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V3%; C1.5%.                           |
| 2    | Sin confinamiento; modelo de Takeda; vigas rectangulares; V3%; C1.5%.                     |
| 3    | Con confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; pendientes variables.                 |
| 4    | Con confinamiento; modelo de Takeda; vigas rectangulares; V3%; C1.5%.                     |
| 5    | Con confinamiento; modelo de Takeda; vigas rectangulares; V10%; C1.5%.                    |
| 6    | Con confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V10%; C1.5%.                          |
| 7    | Con confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V0%; C0%.                             |
| 8    | Con confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V3%; C1.5%.                           |
| 9    | Sin confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V0%; C0%.                             |
| 10   | Sin confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V3%; C1.5%; 0.5Iv.                    |
| 11   | Con confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V3%; C1.5%; 0.5Iv.                    |
| 12   | Con confinamiento; modelo EPB; vigas "T"; V0%; C0%.                                       |
| 13   | Con confinamiento; modelo de Takeda; vigas "T"; V3%; C1.5%.                               |
| 14   | Con confinamiento; modelo EPB; vigas "T"; V3%; C1.5%.                                     |
| 15   | Sin confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V0%; C0%; empotramiento en P.B.       |
| 16   | Con confinamiento; modelo EPB; vigas "T"; V3%; C1.5%; 0.5Iv.                              |
| 17   | Con confinamiento; modelo EPB; vigas "T"; V3%; C1.5%; 0.75Ic; 0.5Iv.                      |
| 18   | Con confinamiento; modelo de Takeda; vigas "T"; V3%; C1.5%; 0.5Iv.                        |
| 19   | Con confinamiento; modelo de Takeda; vigas "T"; V3%; C1.5%; 0.75Ic; 0.5Iv.                |
| 20   | Con confinamiento; modelo EPB; vigas rectangulares; V3%; C1.5%; esfuerzos promedio.       |
| 21   | Con confinamiento; modelo de Takeda; vigas rectangulares; V3%; C1.5%; esfuerzos promedio. |

donde:

EPB - Modelo de histéresis Elasto-Plástico Bilineal.

V3% - Pendiente de 3% que se proporcionó al programa para tomar en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación, en vigas.

C1.5% - Pendiente de 1.5% que se proporcionó al programa para tomar en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación, en columnas.

0.5Iv - Se consideró el 50% del momento de inercia en vigas, por efecto de agrietamiento.

0.75Ic - Se consideró el 75% del momento de inercia de columnas, por efecto de agrietamiento.

Para el caso número 3, los porcentajes de las segundas pendientes se obtuvieron de los diagramas momento-curvatura generados a partir de los armados disponibles para los dos tipos de elementos, viga y columna.

Cabe aclarar que sólo el caso 15 consideró la condición de apoyo fijo; esto es, en todos los otros casos se tomó la condición de interacción suelo-estructura. Para los casos en donde se menciona "vigas T", se refiere a que se tomó la participación de los patines de la losa en la resistencia positiva de las vigas, conservando el valor de la rigidez de la misma en los análisis como si se tratara de una viga rectangular. También, en aquellos casos en que se menciona el concepto "confinamiento", se refiere a que se tomó en cuenta tanto el efecto del acero de refuerzo transversal de los elementos como la gráfica completa esfuerzo-deformación del acero, es decir, la que contempla la zona de endurecimiento por deformación, en la resistencia de los miembros.

Para presentación de este trabajo sólo se seleccionaron un total de 8 casos, a saber: 1, 2, 4, 8, 13, 14, 20 y 21. Los restantes, aunque se realizaron, después de analizar sus resultados se consideraron no importantes por lo cual no se presentan.



#### 4.3.1.2 EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES

Para el eje D del edificio Médico Militares, se realizaron 8 casos diferentes de análisis paso a paso y se seleccionaron sólo 6 de ellos. Las diferentes consideraciones tomadas en cuenta fueron:

CASO	CONSIDERACIONES
1	Sin confinamiento; modelo EPB; V3%; C1.5%; empotramiento en cimentación.
2	Sin confinamiento; modelo EPB; V3%; C1.5%.
3	Con confinamiento; modelo EPB; V3%; C1.5%; empotramiento en cimentación.
4	Con confinamiento; modelo EPB; V3%; C1.5%.
5	Sin confinamiento; modelo de Takeda V3%; C1.5%.
6	Con confinamiento; modelo de Takeda V3%; C1.5%.
7	Con confinamiento; modelo EPB; V3%; C1.5%; esfuerzos promedio.
8	Con confinamiento; modelo de Takeda; V3%; C1.5%; esfuerzos promedio.

donde:

EPB - Modelo de histéresis Elasto-Plástico Bilineal.

V3% - Pendiente de 3% que se proporcionó al programa para tomar en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación en vigas.

C1.5% - Pendiente de 1.5% que se proporcionó al programa para tomar en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación en columnas.

Para esta estructura todos los elementos vigas fueron de sección "T" debido a que el sistema de piso era a base de losa plana aligerada; esto es, se trabajó con columnas, y vigas equivalentes.

En todos los análisis realizados se incluyó el efecto de la interacción suelo-estructura, excepto en los casos 1 y 3 en que el tipo de apoyo fue empotramiento a nivel de la losa de cimentación.

Para esta estructura, los casos seleccionados fueron: 2, 4, 5, 6, 7 y 8; esto es, sólo los que consideraron la influencia de la interacción.

Cabe aclarar que el número asignado a cada uno de los diferentes casos de análisis realizados en ambas estructuras, no tiene relación alguna con el número de los diferentes tipos de casos de resistencia vistas en el capítulo anterior. Sin embargo, la presentación de los resultados están hechos de tal forma que podamos apreciar la falta o consideración de los diferentes tipos de sobre-resistencia tomados en cuenta en el trabajo.

Para la presentación de los resultados, una vez visto los conceptos tomados en cada caso y en cada estructura, se empleó una simbología que nos permitió identificar las diferentes consideraciones empleadas, a saber:

s/c - sin confinamiento	c/c - con confinamiento
EPB - elasto-plástico bilineal	T - con Takeda
e/n - esfuerzos nominales	e/p - esfuerzos promedio
v/r - vigas rectangulares	v/t - vigas T

Debido a que las segundas pendientes empleadas para vigas y columnas en ambas estructuras de los casos seleccionados fueron las mismas, ésta consideración se omitió en la simbología anterior.

#### 4.3.2 RESPUESTAS INELASTICAS Y COMPARACIONES. EDIFICIO STC

##### 4.3.2.1 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

La fig. 4.14 presenta las envolventes de los desplazamientos de los ocho casos seleccionados para este eje, después de realizar los análisis paso a paso. Nótese que para los desplazamientos positivos existió una mayor asimetría que en los negativos, en donde los desplazamientos de los ocho casos resultaron muy semejantes y no se alcanzó a apreciar la diferencia entre las distintas consideraciones tomadas. Para los positivos, el efecto

que se identificó claramente fue la utilización del modelo histerético de Takeda, ya que los desplazamientos de los cuatro casos en donde se utilizó este modelo, resultaron ser los más flexibles (ver casos 2, 4, 13 y 21).

La misma gráfica muestra los desplazamientos que se obtuvieron del análisis elástico paso a paso (esto es, con resistencias muy grandes), para fines comparativos; obsérvese que la respuesta inelástica disminuyó enormemente, respecto de la elástica. A raíz de incluir la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura, nótese el "corrimiento" que existió a nivel de cimentación.

En la fig 4.15 se muestran las historias de desplazamientos elásticos e inelásticos (caso 1: sin sobre-resistencias, elasto-plástico bilineal, vigas rectangulares) a nivel de azotea, tomando en cuenta los efectos del giro y traslación de la cimentación. Se aprecia claramente como al principio del movimiento sísmico, el comportamiento de la estructura fue elástico, y en el tiempo de 10 seg aproximadamente se presentó la primera articulación plástica; posteriormente el sistema excursionó de manera importante en el campo inelástico. Los desplazamientos inelásticos llegaron a reducirse hasta poco más de un 50% en la etapa de máximas aceleraciones; se tuvo también un ligero "corrimiento" de la ocurrencia de los valores máximos respecto a los máximos registrados en el análisis elástico. Lo anterior se atribuye a las deformaciones inelásticas que se desarrollaron en forma gradual en los diferentes miembros estructurales, y además al cambio en el periodo de la estructura según se fue articulando, con respecto a las características elásticas que presentaba la estructura bajo niveles pequeños de las fuerzas laterales; esto es, para este rango de periodo de la estructura la respuesta inelástica resultó menor por la ductilidad desarrollada. Es entre otras razones el porqué el reglamento permite reducir la ordenada espectral del sistema elástico en Q veces, para estructuras en un rango intermedio de periodos.

La fig 4.16 presenta la comparación de las historias de desplazamientos elásticos para las condiciones de apoyo de empotramiento en P.B. y la de

interacción. Es claro ver que los desplazamientos con interacción resultaron muy superiores respecto a los de apoyo fijo, sobre todo durante y después de la etapa intensa de aceleraciones.

En las figs 4.17 a 4.21, se muestran las historias de desplazamientos del nivel azotea de la estructura, para la condición de interacción suelo-estructura, bajo ambos modelos histeréticos (EPB y Takeda) de comportamiento y diferentes consideraciones de sobre-resistencia.

En estas gráficas, se trató de hacer ver que a nivel de las historias de desplazamientos las diferentes consideraciones hechas para incluir los efectos de las sobre-resistencias, así como también la influencia del comportamiento histerético, no dan resultados del todo diferentes; esto es, a nivel de la respuesta global medida con los desplazamientos laterales los resultados fueron muy similares y por tanto no se pudo obtener conclusiones importantes. Si acaso valdría la pena hacer ver las siguientes consideraciones:

- a) Los desplazamientos de los casos con sobre-resistencias fueron ligeramente mayores, con respecto al caso 1 con resistencias nominales, independientemente de la ley de histéresis utilizada (ver figs 4.17 a) y b)).
- b) Los desplazamientos positivos de los casos con degradación de rigidez (modelo de Takeda) resultaron mayores que los correspondientes a los casos con comportamiento EPB, sin importar si las resistencias eran nominales o estaban afectadas por los factores considerados para incluir las sobre-resistencias, pero con esfuerzos nominales (ver figs 4.18 a) y b)).
- c) Los desplazamientos de los casos con sobre-resistencias y además esfuerzos promedio fueron escasamente superiores a los desplazamientos de los casos con resistencias nominales, sin importar mucho el tipo de comportamiento histerético supuesto (ver figs 4.19 a) y b)).
- d) La amplitud de los desplazamientos positivos para los casos con

sobre-resistencias y esfuerzos promedio mostraron valores ligeramente mayores que los asociados a los casos con sobre-resistencias también, pero esfuerzos nominales del concreto y del acero de refuerzo, sin importar el tipo de ley de histéresis utilizada (ver figs 4.20 a) y b)).

e) Los desplazamientos de los casos en que las vigas se consideraron como "T" resultaron escasamente por arriba de los valores correspondientes a los casos con vigas tipo rectangular, sin importar el tipo de comportamiento histerético supuesto (ver figs 4.21 a) y b)).

#### 4.3.2.2 COEFICIENTES SISMICOS

##### 4.3.2.2.a ANALISIS DINAMICOS INELASTICOS PASO A PASO

Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico,  $c$ , que sirve de base para la construcción de los espectros de diseño o puede usarse directamente como la relación de la fuerza cortante horizontal,  $V$ , que actúa en la base de la construcción y del peso total de la misma,  $W$ .

El coeficiente sísmico varía según el riesgo sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

En esta parte del trabajo se presentan las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos obtenidos para cada sistema contemplado; el coeficiente sísmico en el tiempo  $t_1$  es el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes de todas las columnas de planta baja registradas en el tiempo  $t_1$ , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho entrespacio.

La fig 4.22 presenta la historia del coeficiente sísmico para la condición de apoyo flexible y comportamiento elástico e inelástico, del caso 1. Es evidente cómo el coeficiente sísmico para el comportamiento inelástico se

redujo considerablemente, pues mientras el máximo de éste fue de aproximadamente 0.15, para el sistema elástico resultó de 0.75. Este tipo de resultados muestran la necesidad e importancia de aprovechar el comportamiento inelástico, ya que de no ser así y al tratar de diseñar una estructura para que no excursione en el rango inelástico, por ejemplo en el caso de este edificio para un coeficiente de 0.75, sería totalmente anti-económico.

En la fig 4.23 se hacen ver las diferencias entre los coeficientes sísmicos generados para las condiciones de apoyo fijo (empotramiento en P.B.) y el de base flexible (efectos de interacción suelo-estructura) ambos elásticos. Vemos lo importante que puede resultar el no considerar, durante el análisis y diseño sísmico, los efectos de la rotación y traslación de la base, ya que el nivel de fuerzas sísmicas para ambos tipos de apoyo (rígido y flexible) puede resultar con diferencias considerables.

La fig 4.24 a) muestra las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos desarrollados para los casos 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 8 (c/c, EPB, v/r, e/n); se compara el efecto que produce el confinamiento del concreto de los elementos. Aunque a nivel local el confinamiento que proporciona el acero de refuerzo transversal al elemento no es grande, como se vió en el capítulo anterior, a nivel global esta diferencia sí se hace notar; se apreció un incremento de aproximadamente 30 por ciento en los coeficientes sísmicos. La participación de todos los elementos repercute en una mayor resistencia, haciendo que el cortante basal inducido por el sismo fuera mayor.

Si además de confinar, se utiliza el modelo histerético de Takeda, la fig 4.24 b) presenta los resultados para los casos 2 (s/c, T, v/r, e/n) y 4 (c/c, T, v/r, e/n). Las diferencias observadas con respecto a la comparación anterior, resultaron similares; sin embargo, la respuesta fue bastante diferente por la degradación de rigidez que se presenta.

La fig 4.25 a), muestra los resultados sin y con Takeda, al comparar los

casos 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 2 (s/c, T, v/r, e/n); prácticamente no hubo grandes diferencias entre ambos modelos histeréticos empleados. La respuesta con el modelo EPB (elasto-plástico perfecto bilineal) fue uniforme; al introducir el de Takeda existieron cambios bruscos, así como una disminución importante del coeficiente sísmico después de la etapa de máximas aceleraciones por la pérdida de rigidez que se presentó. Sin embargo, las amplitudes del máximo coeficiente sísmico de ambos modelos fueron muy parecidas. Los casos 1 y 2 no incluyeron los efectos de las sobre-resistencias.

La fig 4.25 b) presenta la comparación entre los casos 4 (c/c, T, v/r, e/n) y 8 (c/c, EPB, v/r, e/n); el efecto del modelo de Takeda con respecto al modelo EPB, ambos con sobre-resistencias, no resultó importante a nivel de las amplitudes máximas de los coeficientes sísmicos.

En la fig 4.26 a) se comparan los casos 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 20 (c/c, EPB, v/r, e/p), ambos sin Takeda; esto es, caso 1 con consideraciones convencionales en el cálculo de resistencias nominales, y el caso 20 con los efectos de las sobre-resistencias, esfuerzos promedio y del confinamiento. Nótese que hubo diferencias importantes en los valores máximos alcanzados, pues como ya se había observado, las consideraciones hechas en el caso 20 causaron cambios notables en la resistencia de los elementos; se llegó a tener un incremento de aproximadamente 50% en el valor del coeficiente sísmico desarrollado, con respecto al sistema con resistencias nominales.

Si ahora se introduce el efecto de la degradación de rigidez en ambos, la fig 4.26 b) compara los casos 2 (s/c, T, v/r, e/n) y 21 (c/c, T, v/r, e/p). Se observó que los valores máximos permanecen semejantes; si acaso, la distribución en el tiempo fue diferente, debido a los cambios de rigidez implícitos al utilizar el comportamiento histerético del modelo de Takeda.

Para observar la diferencia que existe entre utilizar los esfuerzos nominales y los promedio en las resistencias de los elementos, incluyendo

en ambos casos los efectos de las sobre-resistencias y del confinamiento, se presentan las gráficas de las figs 4.27 a) y b). En la primera, se comparan los casos 8 (c/c, EPB, v/r, e/n) y 20 (c/c, EPB, v/r, e/p), ambos sin Takeda; las diferencias no resultaron muy fuertes, con un máximo incremento de poco más del 20%. La fig 4.27 b) compara los casos 4 (c/c, T, v/r, e/n) y 21 (c/c, T, v/r, e/p), con Takeda; se tuvo prácticamente los mismos resultados que en la comparación anterior.

En todos los casos anteriores el cálculo de las resistencias de las vigas consideró que dichos miembros eran de sección transversal rectangular, con la participación del acero de la losa, y del refuerzo longitudinal del elemento. Las gráficas de las figs 4.28 a) y b), muestran los resultados de los análisis en que se incluyó además la participación del concreto de los patines de la losa, como ayuda de la resistencia a momento flexionante positivo de la viga, con los esfuerzos nominales que le corresponden. En la fig 4.28 a), casos 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 14 (c/c, EPB, v/t, e/n), sin Takeda, se observa que el incremento en el valor del coeficiente sísmico fue alrededor del 30 por ciento y casi constante. Al tomar en cuenta el modelo de Takeda (fig 4.28 b)), casos 2 (s/c, T, v/r, e/n) y 13 (c/c, T, v/t, e/n), el incremento resultó similar, pero la variación del coeficiente sísmico fue muy diferente, como ya se había observado en resultados anteriores a raíz de la influencia de los efectos de la degradación de la rigidez que ocurre en las vigas, según ocurre el sismo.

#### 4.3.2.2.b ANALISIS ESTATICOS INELASTICOS

En el trabajo se realizaron también análisis estáticos no lineales con el programa de cómputo ULARC, el cual nos permitió analizar una estructura plana bajo una distribución de cargas laterales que va incrementándolas monotónicamente, hasta llevar a la estructura a su condición de colapso, para un determinado mecanismo de falla; fue posible obtener para cada instante en que se presenta una articulación plástica, resultados del tipo desplazamientos nodales, fuerzas en los miembros, reacciones, posición de



la articulación plástica, y el factor de carga de cada ciclo necesario para provocar dicha articulación. De estos resultados se analizaron gráficas como la mostrada en la figura 4.29; en el eje de las abscisas se tiene el desplazamiento máximo de azotea dividido entre la altura total de la estructura en porcentaje, y para el eje de las ordenadas se tiene el coeficiente sísmico que se llega a desarrollar, también en porcentaje. En esta figura, además de las gráficas que corresponden al eje 3 (dirección longitudinal), también se presentan los resultados obtenidos para el eje A-E (dirección transversal), para fines comparativos. Cabe aclarar que la distribución de cargas sísmicas para ambos ejes, fue el resultado de un análisis dinámico modal espectral, previamente realizado.

Se realizaron tres análisis por cada eje, y sólo para el edificio STC. Las resistencias utilizadas en los análisis fueron las mismas que se obtuvieron en los casos 1, 14 y 20. En esta figura las gráficas 1 a 3 corresponden al eje A-E y las tres restantes al eje 3.

Este tipo de análisis permite estimar la resistencia y rigidez lateral de estructuras tipo edificios, así como de observar el comportamiento del sistema desde su etapa elástica, la aparición de la primera fluencia, y así hasta llegar al mecanismo de falla.

Obsérvese como aumentó la resistencia lateral (como función del coeficiente sísmico), según se incrementó a nivel local de miembros estructurales la resistencia; este tipo de resultados vienen a corroborar los valores obtenidos de los análisis inelásticos paso a paso. De los análisis inelásticos con el DRAIN-2D, para el eje 3 el coeficiente sísmico máximo resultó de 0.15 para el caso 1 (original); para el caso 13 (c/c, T, v/t, e/n), de 0.22; y para el caso 20 (c/c, EPB, v/r, e/p), se tuvo un máximo de 0.25. Con el análisis estático inelástico se obtuvieron, para los mismos casos, los valores de 0.14, 0.19 y 0.225, respectivamente, pero sin considerar el efecto bilineal; esto es, para el ULARC se supuso comportamiento elasto-plástico perfecto.

Las diferencias de valores obtenidos con ambos tipos de análisis, se debió a la forma como se modeló la estructura, además de las hipótesis empleadas en los dos programas; en el programa ULARC, el criterio que se emplea para modelar el efecto del comportamiento inelástico en los elementos tipo columna es muy burdo y difiere bastante de la forma como se modela en el DRAIN-2D, él cual sí considera la reducción de la resistencia ante la presencia de cargas axiales en dichos elementos estructurales verticales. Sin embargo, los resultados con el análisis estático inelástico dan una idea muy buena, como se ve en los valores obtenidos.

Por lo que respecta a los resultados de la dirección transversal (dirección que no tuvo daños, y en la que se contaba con los muros de concreto sobre los ejes A y E), las consideraciones de sobre-resistencia empleadas se manifestaron claramente; de 0.22 para el caso original, se incrementó a 0.29 para el caso en que se consideró el confinamiento y la participación del patín de la losa para momento positivo y esfuerzos nominales y, llegó a 0.33 para el último caso en que se consideró confinamiento, vigas rectangulares y esfuerzos promedio.

Las gráficas generadas para el eje 3 presentan un comportamiento dúctil satisfactorio y un aumento gradual de la capacidad lateral después de la aparición de la primera fluencia. Para el sistema estructural de la dirección transversal la resistencia de la estructura fue mayor, el comportamiento resultó menos dúctil, y presentó un cambio brusco del mismo, debido a la presencia de los muros de cortante.

El tipo de estructuración en una y otra dirección resultó determinante; esto es, fue muy importante: la forma en que cada sistema estructural alcanzó su resistencia máxima, su rigidez lateral disponible, y su capacidad de deformación.

#### 4.3.2.3 DEFORMACIONES INELASTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS

Para observar el comportamiento inelástico a nivel de miembros estructurales, como resultado de los daños presentados y de las respuestas obtenidas, de los análisis dinámicos modales se seleccionó el extremo izquierdo de la viga del primer nivel y crujía A-B, así como el extremo inferior de la primera columna del entrespacio P.B.-1 (ver fig 4.30).

Para analizar y comparar el comportamiento inelástico desarrollado por estos elementos, se consideraron tres de los diferentes casos realizados, a saber: 1, 13 y 21; estos fueron los casos más representativos para comparar con el nivel de daños observado físicamente, y entre ellos mismos.

En la fig 4.31 se grafica la historia de momentos-carga axial (M-N) del caso 1, así como el diagrama de interacción de la resistencia disponible, para la columna ante este tipo de efectos. Se observa que el número de combinaciones momento-carga axial que alcanzó y ligeramente sobrepasó la resistencia fue considerable; esto es, el principal problema en este miembro estructural fue el de flexocompresión. Nótese que el incremento de la carga axial por sismo resultó en poco más de 300 ton.

La fig 4.32 muestra la historia M-N generada para el caso 13, que consideró la influencia del confinamiento, modelo de Takeda, vigas "T" y esfuerzos nominales. Se observa también una fuerte concentración de combinaciones M-N en el límite de la resistencia del elemento, pero en menor cantidad que para el caso anterior.

Para el caso 21 (fig 4.33), en que se consideró la participación del confinamiento, modelo de Takeda, vigas rectangulares y esfuerzos promedio, se tuvo también resultados muy parecidos a los del caso 1 y 13; esto es, una gran concentración de momentos-carga axial en el límite del diagrama de interacción.

Cabe hacer notar que en ninguno de los casos la fuerza axial resultó de

tensión, manteniéndose en un rango de 150 a 500 toneladas, excepto para el caso 21 en donde la carga axial mínima fue de menos de 100 toneladas. Cuando la combinación M-N cayó dentro o ligeramente afuera de los límites del diagrama de resistencias, la columna estaba excursionando en el rango inelástico. Las veces que la combinación M-N está escasamente por afuera del nivel de la resistencia disponible, el programa de cómputo presenta un artificio de cálculo en que obliga a que no se pierda el equilibrio para cuando inicia el siguiente incremento de tiempo  $\Delta t_1$ .

Para este mismo elemento estructural se grafica las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes (ver figs 4.34 y 4.35). En la fig 4.34 se comparan los cortantes de los casos 1 y 13, así como sus respectivas resistencias. Se observa que para el caso 1 nunca se llegó a rebasar la resistencia disponible, lo que no ocurrió con el caso 13, pues en este la resistencia resultó ser menor en varios ciclos, lo que indica que la columna debió presentar problemas ante la acción de este elemento mecánico, sin embargo, en la realidad no fue así.

La fig 4.35 muestra la comparación entre el caso 1 y el 21; la resistencia disponible para el caso 21 siempre fue superior que la fuerza cortante actuante, lo cual concuerda con el tipo de daño observado en esta columna; esto es, no hubo grietas inclinadas que indicaran falta de resistencia al cortante.

A nivel local de la viga del primer nivel se grafican las historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo mostrado en la fig 4.30, tomando los casos 1, 2, 4, 8, 13, 14, 20 y 21; se trata de observar las principales diferencias que existieron al tomar en cuenta las consideraciones de sobre-resistencia planteadas en este trabajo.

La fig 4.36 a) muestra las historias de demandas locales de ductilidad para la viga 4 del caso 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 8 (c/c, EPB, v/r, e/n); se aprecia que el comportamiento de ambos modelos fue prácticamente el mismo, excursionando en el rango inelástico el mismo número de veces, solo que a

mayor resistencia (caso 8), se tuvo menor demanda de ductilidad. Se observa también que las demandas positivas fueron mayores que las negativas, para ambos casos.

Al utilizar el modelo de Takeda, en las respuestas inelásticas globales a nivel de desplazamientos y coeficientes sísmicos, no se detectaron cambios significativos, lo que no sucedió así a nivel de demandas locales de ductilidad. En la fig 4.36 b), casos 2 (s/c, T, v/r, e/n) y 4 (c/c, EPB, v/r, e/n), se observa el efecto del confinamiento pero aplicando el modelo de Takeda. Las demandas presentaron un valor mayor, sobretodo para flexión positiva, que los resultados obtenidos en la figura anterior. Nótese que los valores de los caso 2 y 4 prácticamente no fueron muy diferentes entre sí, sobretodo los valores máximos positivos.

Para observar el efecto que causa el modelo de Takeda, en la fig 4.37 a) se compararon los casos 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 2 (s/c, T, v/r, e/n). En esta gráfica se comprobó lo explicado anteriormente; esto es, al utilizar el comportamiento histerético según el modelo de Takeda, se tuvieron mayores deformaciones inelásticas a nivel local, y entonces las demandas de ductilidad resultan mayores que las producidas con el modelo EPB.

En la fig 4.37 b), casos 4 (c/c, T, v/r, e/n) y 8 (c/c, EPB, v/r, e/n), se compara nuevamente las demandas determinadas utilizando los dos modelos histeréticos, sólo que además se introdujo el efecto del confinamiento. Nuevamente se observó que el modelo de Takeda conduce en general a mayores resultados, sobretodo para flexión positiva.

Al comparar los casos extremos, fig 4.38 a), casos 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 20 (c/c, EPB, v/r, e/p), se observaron diferencias significativas; esto es, el caso 1 sobrestima por mucho el comportamiento inelástico desarrollado por la viga, tanto en forma como en amplitud.

Si además se introduce la influencia del modelo de Takeda (fig 4.38 b)), casos 2 (s/c, T, v/r, e/n) y 21 (c/c, T, v/r, e/p), se notó nuevamente que

a mayor resistencia, se presentan menores demandas locales de ductilidad. Lo anterior lo podemos atribuir al daño que se va generando en el elemento durante la historia del sismo, lo que resultó en que las demandas de ductilidad fueran cada vez menores.

Para observar la influencia de los efectos de los esfuerzos nominales y los esfuerzos promedio del concreto y del acero de refuerzo a nivel de demandas de ductilidad, se prepararon las gráficas de las figs 4.39 a) y b). En la primera, casos 8 (c/c, EPB, v/r, e/n) y 20 (c/c, EPB, v/r, e/p), sin Takeda, se aprecia que para el caso en que se tuvo mayor resistencia, en general las demandas fueron menores, aunque en la etapa intensa del sismo éstas resultaron casi iguales. Para la segunda figura, casos 4 (c/c, T, v/r, e/n) y 21 (c/c, T, v/r, e/p), con Takeda, las diferencias entre ambos casos fueron mayores, y además con valores por arriba de los resultados de la figura anterior.

En las figs 4.40 a) y b) se muestra el efecto que se tuvo al introducir los patines de la losa en la resistencia positiva de las vigas, además del confinamiento del elemento. En la fig 4.40 a) se presenta las historias de demandas de ductilidad para los casos 1 (s/c, EPB, v/r, e/n) y 14 (c/c, EPB, v/t, e/n); se detectan grandes diferencias entre ambos casos, sobretodo para las positivas. En la fig 4.40 b) se comparan los casos 2 (s/c, T, v/r, e/) y 14 (c/c, T, v/t, e/n). Se observa nuevamente la ayuda que proporcionó el patin para flexión positiva.

Por lo que toca a las historias de fuerza cortante actuante en el extremo indicado, los casos que se eligieron fueron los mismos que se utilizaron para el elemento columna (esto es, caso 1, 13 y 21).

La fig 4.41 presenta los cortantes de los casos 1 y 13, así como sus respectivas resistencias. Obsérvese como la resistencia al cortante disponible de la viga fue siempre superior a la fuerza cortante actuante que se presentó durante el movimiento sísmico; independientemente del caso considerado. Nótese también que la fuerza cortante inducida cuando se tomó

el caso 13 fue superior al del caso original (caso 1), lo cual es congruente. Debido al efecto que produce el modelo de Takeda, en particular después de la etapa más intensa del sismo, los cortantes presentaron una reducción importante, con respecto a la gráfica del caso 1.

En la fig 4.42 se tienen las historias para los casos 1 y 21. Nuevamente se observa que el elemento nunca llegó a tener problemas por cortante.

Esto es, podemos decir que el modo de falla predominante de la viga fue seguramente el de flexión ya que, como se ha observado en las dos gráficas anteriores, la resistencia disponible al cortante de la viga siempre se mantuvo por arriba de las fuerzas inducidas por el temblor. Este modo de falla concuerda con el daño observado posteriormente a la fecha del 19 de septiembre de 1985.

#### 4.3.2.4 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS

Con el fin de observar la distribución global del comportamiento inelástico desarrollado por la estructura ante la excitación a que fue sometida, se presenta la fig 4.43; se muestra la distribución de los daños observados, así como la distribución global de las rótulas plásticas, resultado de los análisis dinámicos inelásticos. Sólo se presentan los resultados para los casos 13 y 21 por ser los que resultaron con mayor similitud a lo observado en campo, y el caso 1 por ser el caso que se apoyan los criterios convencionales para el cálculo de resistencias.

El comportamiento inelástico se generalizó en los extremos de las vigas, empezando en el primer nivel y propagándose hasta los niveles intermedios; los extremos inferiores de las columnas de planta baja también presentaron fluencia. Sin embargo, a pesar de que la distribución global de daños de los casos 13 y 21 resultó muy parecida al observado en campo, el que más se acerca a la realidad fue el caso 13 (ver fig 4.43 c)). El caso 21, fig 4.43 d), tiene cierta similitud, pero a nivel de columnas presentó menores

daños. Por lo que toca al caso 1, fig 4.43 b), tuvo un daño más severo, con respecto a la distribución de articulaciones plásticas que se observaron en campo, fig 4.43 a), y además muy diferente; esto es, en el caso 1 se sobrestima por mucho el comportamiento inelástico observado.

Para estos tres casos se grafica también las envolventes de demandas máximas de ductilidad local " $\mu_L$ " por nivel, para vigas y columnas, fig 4.44 a) y b). Para el cálculo de éstas se utilizó una longitud plástica efectiva  $l_p = 0.5d$ , donde  $d$  es igual al peralte efectivo.

En la fig 4.44 a), se muestran las demandas máximas de ductilidad local de vigas; se observa como las ductilidades máximas desarrolladas se concentraron en las vigas del primer nivel, y que para flexión positiva fueron mayores que para flexión negativa. También se aprecia que el caso 13 fue en el que se presentaron las menores demandas positivas; las  $\mu_L$  negativas del primer nivel de este caso resultaron ligeramente superiores a las  $\mu_L$  de los otros casos.

Las demandas máximas calculadas para columnas se muestran en la fig 4.44 b); se concentran prácticamente en la base del entrepiso de P.B., y los máximos valores fueron muy parecidos.

En la gráfica para vigas se observó que el caso 13 era el que mejor comportamiento presentaba, sin embargo, para columnas resultó contrario; para este caso las columnas son las más esforzadas. Esto lo podemos atribuir a lo siguiente: el caso 13 es el que considera la participación del patin de la losa en la resistencia positiva de las vigas, por lo que a las columnas se les asigna la misma resistencia; por lo tanto, al tener mayor resistencia las vigas, las columnas necesariamente se encuentran más esforzadas, ante el mismo tipo de excitación.



### 4.3.3 RESPUESTA INELASTICA Y COMPARACIONES, EDIFICIO MEDICO MILITARES

#### 4.3.3.1 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

La fig 4.45 presenta las envolventes de desplazamientos en elevación para el eje D, resultado de los diferentes tipos de análisis inelásticos llevados a cabo. En ésta se aprecia como los desplazamientos positivos fueron en general superiores a los negativos. Se observa también la pequeña traslación que existe a nivel cimentación por efectos de la interacción suelo-estructura, aunque como ya se había anotado, éstos no resultaron importantes.

En la misma gráfica se tienen los desplazamientos generados por el análisis elástico paso a paso (caso 2-elas), que resultaron ser menores que los desplazamientos de todos los análisis inelásticos.

La fig 4.46 muestra las historias de desplazamientos elásticos e inelásticos a nivel de azotea (nivel 8) del caso 2, tomando en cuenta la influencia de la interacción suelo-estructura; el caso 2 considera el cálculo de resistencias según criterios convencionales. Nótese que la respuesta inelástica fue mayor, contrario a lo que observamos en el eje 3 del edificio STC, donde los desplazamientos considerando el comportamiento inelástico resultaron inferiores a los de la respuesta elástica.

En edificios con periodos relativamente grandes el reglamento permite reducir las ordenadas espectrales debido a la gran eficiencia de la ductilidad que se espera desarrolle este tipo de estructuras durante el movimiento sísmico; sin embargo, para estructuras con periodos cortos, esta eficiencia es cada vez menor, debido a que para estos casos la ductilidad por desarrollar es menos importante que la resistencia con que debe contar la estructura para así poder asegurar un buen comportamiento sísmico.

La fig 4.47 hace ver las diferencias que existen entre los desplazamientos generados bajo la condición de empotramiento en cimentación y el efecto de

la interacción suelo-estructura. Se observa que las diferencias existentes entre ambas condiciones de apoyo resultaron mínimas; esto es, el giro en la base no tuvo importancia en esta estructura, lo cual concuerda con lo anotado anteriormente.

Para observar la influencia de las consideraciones de sobre-resistencia en este eje, a nivel de desplazamientos, se presentan las figs 4.48 a 4.51. En la fig 4.48, casos 2 (s/c, EPB, e/n) y 4 (c/c, EPB, e/n), se compara el efecto del confinamiento de los elementos. Se observa que esta consideración no produjo, en general, cambio alguno ya que ambas respuestas fueron muy parecidas, debido a que el acero de refuerzo transversal no proporcionó un confinamiento eficiente.

Para apreciar la influencia de los efectos del modelo de Takeda, se muestra la fig 4.49 para los casos 2 (s/c, EPB, e/n) y 5 (s/c, T, e/n); la consideración de este modelo produjo mayor respuesta, teniéndose amplitudes de desplazamiento ligeramente mayores, que para fines prácticos no son importantes.

Para analizar la influencia de los esfuerzos promedio, la fig 4.50 presenta la comparación entre los casos 2 (s/c, EPB, e/n) y 7 (c/c, EPB, e/p); para el caso 7 se consideró el confinamiento. Nótese que para el caso 7 los desplazamientos generados fueron menores, y con una disminución de hasta 40 por ciento, aproximadamente, para los positivos.

Para comparar en la respuesta la influencia de los efectos de los esfuerzos promedio contra esfuerzos nominales, se presenta la fig 4.51 para los casos 6 (c/c, T, e/n) y 8 (c/c, T, e/p), ambos confinados y con el modelo histerético de Takeda. La consideración de los esfuerzos promedio por si solos no influyó en gran forma; esto es, las diferencias resultaron poco importantes.

Un punto que es interesante hacer resaltar, después de haber analizado las figuras anteriores, es que para esta estructura los desplazamientos que se

generan tomando en cuenta las diferentes consideraciones de sobre-resistencia, fueron siempre menores para aquellos casos en donde se tuvo una resistencia mayor, caso contrario a lo que se observó para el eje 3 de la otra estructura. Las propiedades dinámicas de cada estructura, y las características mismas del acelerograma SCT-EW, son dos factores importantes que contribuyeron a que lo anterior llegara a ocurrir.

#### 4.3.3.2 COEFICIENTES SISMICOS

Con el objeto de observar el comportamiento del cortante basal que el sismo induce a la estructura, se presentan las gráficas de las figs 4.52 a 4.57, donde se grafica las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos como resultado de la suma de cortantes en el tiempo  $t_1$  de cada columna del entrepiso P.B., y dividido entre el peso por arriba de dicho nivel.

La fig 4.52 corresponde al caso original (resistencias nominales), caso 2, con la condición de apoyo flexible, para comportamiento elástico e inelástico. Nótese que el valor del coeficiente sísmico elástico llegó a tener amplitudes de hasta casi tres veces el inelástico y que para comportamiento inelástico el cortante basal inducido fue prácticamente constante en la mayoría del tiempo que duró el movimiento, con una amplitud de aproximadamente 0.10.

Para esta estructura la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura no tuvo importancia (ver fig 4.53), lo cual ya se había observado. La gráfica presenta las historias del coeficiente sísmico para las condiciones de apoyo fijo (empotramiento en cimentación) y apoyo flexible, con comportamiento inelástico; nótese que las fuerzas basales inducidas resultaron, en términos generales, iguales.

La fig 4.54 muestra los coeficientes para los casos 2 (s/c, EPB, e/n) y 4 (c/c, EPB, e/n), sin Takeda, en donde se intenta mostrar el efecto producido únicamente por el confinamiento de los elementos. Nuevamente se

observa que a pesar de que a nivel de resistencias locales este efecto no resultó importante, cuando se combinó el trabajo de todos los elementos, si se llegan a presentar diferencias apreciables como lo muestra la figura.

El modelo de Takeda tampoco produce cambios notorios a nivel de coeficientes, como ya se había observado. Esto lo podemos comprobar en la fig 4.55, casos 2 (s/c, EPB, e/n) y 5 (s/c, T, e/n), para los cuales la única diferencia fue el modelo hiperelástico empleado. Se observa que ambas respuestas fueron muy semejantes en la mayor parte de la historia del movimiento, aunque al final de la excitación, los cortantes basales inducidos por el modelo de Takeda resultaron menores; lo anterior se debió a los efectos de la degradación de rigidez que durante el tiempo de la acción sísmica fue sufriendo la estructura.

Los efectos que se producen al calcular las resistencias considerando los esfuerzos promedio del concreto y del acero de refuerzo en los análisis, los podemos apreciar en las figs 4.56 y 4.57. En la primera se comparan los casos 2 (s/c, EPB, e/b) y 7 (c/c, EPB, e/p). Es evidente ver que el caso con mayor resistencia, caso 7, fue el que admitió mayores cortantes basales ante la acción del sismo. De 0.10 se tuvo un incremento de hasta 0.15, aproximadamente.

Al confinar y emplear el modelo de Takeda en ambos casos, pero con diferentes esfuerzos de los materiales, la fig 4.57 muestra la comparación entre los caso 6 (c/c, T, e/n) y 8 (c/c, T, e/p); nótese que las diferencias fueron pequeñas, lo que indica que la consideración de los esfuerzos promedio, por si solos, no son de gran ayuda, al menos para esta estructura.

#### 4.3.3.3 DEFORMACIONES INELASTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS

Al igual que en el eje de la estructura anterior (edificio STC), se seleccionó un elemento viga y otro columna, los cuales resultaron ser los

más solicitados; se trató de observar en ambos el comportamiento inelástico desarrollado durante la excitación. La fig 4.58 muestra un alzado del eje D, donde se señala los elementos y extremos de interés, ambos pertenecientes al entrepiso de doble altura N1(PB)-N2.

Para la columna No. 4 se presentan las historias de momentos-carga axial, (figs 4.59 a 4.61), y las de fuerzas cortantes (figs 4.62 y 4.63), de los caso 2, 6 y 8. También se muestra el nivel de resistencia disponible para cada tipo de acción, para fines comparativos.

En las gráficas correspondientes a las historias de momento-carga axial (M-N) se observó una alta concentración de combinaciones M-N en los límites de la resistencia del elemento. Según estos resultados el problema que predominó en la columna fue el de flexocompresión. Se aprecia que la columna llegó a estar bajo pequeñas fuerzas axiales de tensión; la fuerza normal actuante varió dentro de un rango de -50 a 300 toneladas.

Las historias de fuerza cortante, figs 4.62 y 4.63, muestran que la resistencia disponible del elemento para todos los casos, siempre fue superior a la fuerza cortante actuante; esto es, con los resultados de M-N y de las fuerzas cortantes, se comprueba que el modo de falla que rigió fue el de flexocompresión, desde el punto de vista analítico.

En los resultados de cortantes se aprecia que la fuerza cortante actuante fue en términos generales mayor para los casos en que se tiene una mayor resistencia.

Las historias de demandas locales de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga mostrada en la fig 4.58 se muestran en las figs 4.64 y 4.65; en la fig 4.64 se comparan los casos 2 (s/c, EPB, e/n) y 5 (s/c, T, e/n), ambos sin confinar y con esfuerzos nominales, pero con diferente modelo histerético. Nótese que las máximas demandas fueron negativas y que para el caso del modelo de Takeda las demandas obtenidas siempre resultaron superiores a las obtenidas con el modelo EPB.

Es importante, también, hacer notar el gran número de ciclos en que el elemento excursionó en el rango inelástico, y que al final de la excitación el elemento mostró una deformación permanente considerable. Las amplitudes máximas de  $\mu_L$  desarrolladas fueron extraordinariamente grandes.

La fig 4.65 presenta las historias para los casos 6 (c/c, T, e/n) y 8 (c/c, T, e/p), ambos confinados y con el modelo de Takeda, pero con diferente valor de los esfuerzos del concreto y acero. La gráfica del caso 8 muestra una disminución importante en el valor de las máximas demandas; esto es, a mayores resistencias las demandas disminuyeron.

Las historias de fuerza cortante en la viga, se muestran en las figs 4.66 y 4.67. También se presentan los niveles de resistencia que presentaba el elemento al cortante, para fines comparativos. Nótese que la resistencia disponible fue mayor que la actuante en todos los casos. Cabe aclarar que en el daño observado en campo predominaron las fallas por cortante, por lo que ante la ausencia de este modo de falla en los análisis, todo parece indicar que el modelo utilizado en este trabajo posiblemente no fue del todo adecuado para predecir lo observado físicamente.

#### 4.3.3.4 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS

De igual forma que para la estructura anterior, se presenta la distribución global de rótulas plásticas que resultaron de los diferentes tipos de análisis realizados en esta estructura, así como también la distribución esquemática de los daños observados en campo.

Cabe aclarar que en esta estructura no se llevó a cabo un levantamiento exhaustivo de daños, debido a que en ciertas partes de la estructura se encontraban sin acceso, por lo tanto el daño presentado, rigurosamente, no es el real; es decir, el levantamiento de daños fue incompleto.

Las figs 4.68 a) a g) muestran la distribución de daños obtenidos para los seis casos diferentes. En estas se puede observar que el daño fue bastante severo tanto en columnas como en vigas, así como en los muros de tabique. En las vigas el daño se presentó no solo en los extremos sino en varios puntos en donde se modeló el cambio de rigidez por la existencia de capiteles; esto es, se llegó a detectar que en zonas intermedias, dentro del claro, llegan a presentarse rótulas plásticas, debido a los cambios de rigidez y resistencia que se tenía en las vigas equivalentes.

La mayoría de los muros de la cruja 6-7 llegaron a colapsarse debido a que su resistencia era muy pobre; en cambio los muros de la cruja 4-5 permanecieron sin daño.

Ante esto y observando el daño "real" (fig 4.68 a)) nos damos cuenta que el modelo empleado sobrestima la respuesta inelástica de la estructura. Esto lo podemos atribuir a las siguientes causas: por lo que se refiere a los muros de mampostería de la cruja 4-5, lugar en donde se tenía un cubo de luz y escaleras, el efecto tridimensional del conjunto seguramente debió de ser importante y en nuestro modelo analítico tal efecto no fue del todo satisfactorio; también y atendiendo a que el modo de falla predominante en nuestra estructura fue el de cortante, el modelo resultó aún más inseguro debido a que en el programa de cómputo empleado no se puede modelar los modos de falla por cortante, siendo una de sus limitaciones.

Debido a lo anterior, fue fácil apreciar la diferencia existente entre lo "real" y lo obtenido analíticamente en todos los casos estudiados, por lo que se llegó a la conclusión de que dicho programa no es del todo satisfactorio en estructuras con modos de falla de este tipo.

Otro aspecto importante de observar es que, para todos los casos analizados, el mecanismo de colapso tiende a ser del tipo "columna"; la zona más débil se localizó en el entrepiso de doble altura, N1(PB)-N2, que resultó ser el entrepiso con mayores demandas.

En la fig 4.69 a) y b) se tienen graficadas las demandas máximas de ductilidad local para vigas y columnas respectivamente. Para el cálculo de éstas se utilizó una longitud plástica efectiva de un peralte, es decir,  $l_p=d$ . Se seleccionó la longitud plástica de un peralte debido a que las secciones eran muy pequeñas.

En la gráfica que corresponde a vigas, fig 4.69 a), se observa que los efectos resultaron más críticos para la flexión negativa; en los casos 7 y 8 se tuvieron las menores demandas en todo la altura. Se observa también que el efecto del confinamiento de los elementos redujo el valor de las demandas, (casos 2 y 4), y que al utilizar el modelo histerético de Takeda, se produjeron mayores daños aumentando así las demandas de ductilidad en los miembros, casos 7 y 8 ó 4 y 6.

Las  $\mu_L$  de las columnas se muestran en la fig 4.69 b). Las demandas en vigas del caso 2 son las que presentaron mayores valores; para columnas resultó al contrario. Para los casos en que no se tomó en cuenta el confinamiento, casos 2 y 5, las máximas demandas se concentraron en la base de las columnas del entrepiso de doble altura. Cuando se confinaron los elementos, las demandas máximas fueron en el extremo superior del mismo entrepiso.

El comportamiento inelástico observado analíticamente, con los criterios propuestos por el DRAIN-2D, dista de ser similar al comportamiento de daños que presentó la estructura durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Sin embargo, cabe aclarar que estos análisis pueden ser mejorados para predecir de forma más satisfactoria los daños detectados; esto es, habría que tener cuidado en modelar adecuadamente los modos de falla del tipo cortante con este tipo de programa de computadora.



## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

El principal objetivo de este trabajo consistió en calcular el comportamiento inelástico de dos estructuras sin y con las consideraciones de sobre-resistencia disponibles, y compararlo con el comportamiento observado a raíz de los daños después de los sismos de 1985.

La comparación entre el comportamiento observado y el calculado es en forma cualitativa debido a que ninguna de las dos estructuras estudiadas se encontraba instrumentada durante el sismo. En términos generales se observó buena congruencia para una de las dos estructuras entre el comportamiento predicho analíticamente y el nivel de daños presentado a raíz del temblor; para la segunda estructura las predicciones no son del todo satisfactorias, lo que en parte se debe al modo de falla que gobernó durante el sismo.

#### 5.1.1 EDIFICIO STC

##### 5.1.1.a ANALISIS ELASTICOS

Los valores de los periodos analíticos obtenidos para esta estructura, mostraron que la dirección longitudinal fue la más flexible, coincidiendo con la dirección de máximos daños.

El periodo fundamental de vibración para la condición de empotramiento en P.B. resultó de 1.67 seg y de 1.69 seg para la condición de empotramiento a nivel de cimentación. Al incluir la flexibilidad de la base, el periodo determinado fue de 1.84 seg, lo que indica que no resultó importante la influencia del giro y traslación horizontal de la cimentación.

Para la dirección transversal los efectos de la interacción suelo-estructura sí resultaron importantes, con un incremento respecto a la condición de empotramiento en P.B. de aproximadamente 30%.

Por lo que toca a la revisión de la seguridad ante el estado límite de servicio (desplazamientos laterales), se verificó que las relaciones de desplazamientos relativos entre la altura de entrepiso resultaron ser un excelente indicador del nivel de flexibilidad que puede existir en una dirección y entrepiso; esto es, con base al conocimiento de este tipo de respuesta y comparado con un límite permisible adecuado, se puede llegar a tener estructuras menos flexibles y menos débiles en una cierta dirección.

En este edificio se observó que las deformaciones obtenidas en la dirección longitudinal, excedieron ligeramente el límite permisible especificado por el código en que se apoyó su diseño original; sin embargo, para fines prácticos, se puede decir que la estructura cumplía con los requisitos mínimos en cuanto a desplazamientos horizontales, según el RDF-66.

La dirección y entrepisos de máximos daños coincidieron con la dirección y entrepisos de máximas relaciones  $\Delta_{r1}/h_1$  obtenidas de los análisis.

Las estructuras resultaron muy flexibles porque los códigos anteriores eran menos estrictos que los actuales.

Al incluir los efectos de la interacción suelo-estructura, se pudo observar lo siguiente:

- Aumento en el valor de los periodos de vibración, particularmente para la dirección transversal.
- Debido al cambio de los periodos, se observó un incremento en el valor de los desplazamientos laterales. Los elementos mecánicos, para fines prácticos, resultaron muy similares.

### 5.1.1.b ANALISIS INELASTICOS PASO A PASO

Este tipo de análisis se realizó con el fin de estimar analíticamente el grado de daño o de comportamiento inelástico, así como también, observar la influencia de las diferentes consideraciones de sobre-resistencia hechas en el cálculo de la respuesta sísmica de la estructura. Las conclusiones a las que se llegó fueron las siguientes:

Para el eje 3 (dirección longitudinal) de esta estructura, los resultados de los casos que más congruentes resultaron respecto al comportamiento real observado en campo, fueron: el 13 y 21. En el caso 13, las consideraciones de sobre-resistencia empleadas fueron: a) confinamiento de los elementos estructurales, en que se incluye la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo; b) participación de los patines de la losa en el cálculo de la resistencia positiva de la viga; c) esfuerzos nominales del concreto y acero de refuerzo; d) un modelo histerético que contempla la pérdida de rigidez de los elementos tipo viga (Takeda); e) participación del acero de la losa en la resistencia a flexión de las vigas. Para el caso 21, las consideraciones hechas fueron: a) confinamiento de los elementos, en que se incluye la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo; b) vigas de sección rectangular para fines de resistencia; c) esfuerzos promedio del concreto y acero de refuerzo; d) modelo de Takeda; e) participación del acero de la losa en la resistencia a flexión de las vigas.

Los principales efectos que se apreciaron al incluir las sobre-resistencias anteriores, fueron:

#### A NIVEL LOCAL:

##### A) RESISTENCIAS

1) El efecto de confinamiento que produce el acero de refuerzo transversal en el cálculo de resistencias de los miembros, mostró poco incremento

debido al bajo porcentaje de refuerzo transversal proporcionado; cabe recordar, que los reglamentos anteriores no eran muy exigentes en sus disposiciones al respecto, en comparación a las especificaciones actuales del RDF-87. Sin embargo, la presencia del confinamiento provoca que la capacidad de rotación que experimenta el elemento sea mucho mayor que para uno no confinado, como se pudo observar en las gráficas momento-curvatura mostradas.

ii) La etapa de endurecimiento por deformación del acero, resultó de gran ayuda en la resistencia de las secciones ya que los incrementos en resistencia resultaron considerables; esto es, el modelo esfuerzo-deformación elasto-plástico perfecto (EPP), resulta demasiado conservador.

Para tomar en cuenta la participación del confinamiento del núcleo de concreto y la zona de endurecimiento por deformación del acero en la resistencia de los elementos, fue necesario el empleo de leyes constitutivas esfuerzo-deformación de los materiales que contemplaran con mayor exactitud la realidad, ya que con los modelos tradicionales no hubiera sido posible realizar esto.

iii) La participación del acero de la losa en la resistencia del elemento tuvo una influencia significativa en los resultados; se llegó a tener aumentos considerables en las resistencias de hasta 35 por ciento.

iv) La participación de los patines en la resistencia positiva de las vigas hizo que se tuvieran incrementos de hasta un 45 por ciento en el momento resistente positivo. Cabe recordar que el armado de acero positivo disponible estaba por abajo del 50 por ciento del negativo, por lo que la ayuda de los patines fue significativa.

v) Al emplear los valores de los esfuerzos promedio para el concreto y el acero de refuerzo, se tuvieron, en el peor de los casos, incrementos de las resistencias de hasta 45 por ciento.

Así, podemos observar que las resistencias de los elementos obtenidas en la forma convencional, resultan estar bastante por abajo de sus valores reales promedio.

Debe recalcar, que para el cálculo de las resistencias de todos los elementos fue de especial importancia el uso de los modelos esfuerzo-deformación de los materiales presentados: para el concreto el modelo de Kent y Park modificado, y para el acero el modelo que propone la Asociación Mexicana del Acero (AMA); éstos de alguna manera contemplan con mejor aproximación el comportamiento de los mismos.

#### B) RESPUESTAS SISMICAS INELASTICAS. DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD, $\mu_L$

En el cálculo de las demandas locales de ductilidad, se observó que éstas disminuyeron notablemente cuando los miembros de la estructura eran más resistentes, a pesar de que la resistencia extra proporcionada no resultara en gran cantidad, como es el caso del efecto del confinamiento del núcleo de concreto.

Cuando se hizo participar los patines de la losa, las ductilidades desarrolladas presentaron una disminución considerable, sobre todo en las positivas, como era de esperarse. Al tomar en cuenta esta consideración se debe tener especial cuidado, ya que mientras en las vigas se tiene un "alivio" del comportamiento inelástico, las columnas pueden encontrarse más esforzadas debido a que solo se aumenta la resistencia de los elementos horizontales y la resistencia de las columnas permanece sin modificar.

Al hacer los análisis inelásticos, la consideración de los esfuerzos promedio fue la que proporcionó los mejores resultados; las demandas locales de ductilidad se redujeron de forma importante tanto en amplitud como en el número de ciclos en que se excursionó en el rango inelástico.

En cambio, al introducir el modelo de Takeda, las demandas  $\mu_L$  resultaron

ser mayores; en todos los casos en que se utilizó dicho modelo histerético, el comportamiento inelástico resultó superior con respecto a aquellos en donde se utilizó el modelo elasto-plástico bilineal sin degradación de rigidez, lo cual se puede atribuir a la constante pérdida de rigidez que van sufriendo los elementos.

Por tanto, después de realizar los análisis inelásticos paso a paso incluyendo las anteriores consideraciones de sobre-resistencia, se llegó a la conclusión que, como ya se dijo, los modelos que más se acercaron al comportamiento real observado fueron los casos 13 y 21. El caso 1, en donde no se hizo ninguna consideración de sobre-resistencia, presentó un daño muy severo, con respecto a la distribución real de articulaciones plásticas que se apreciaron en campo, y además muy diferente; esto es, este caso sobrestima por mucho el comportamiento inelástico observado. Para el caso 1 las resistencias se calcularon según los criterios convencionales de diseño.

#### RESPUESTAS INELASTICAS A NIVEL GLOBAL

##### A) DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Cuando se consideraron los efectos de sobre-resistencia en los análisis dinámicos paso a paso realizados, lo observado fue:

i) El efecto de confinamiento en el comportamiento de las estructuras tuvo muy poca importancia a nivel de historias de desplazamientos, ya que estos resultaron ser muy parecidos.

ii) Los desplazamientos de los casos con sobre-resistencias resultaron ligeramente mayores con respecto a los valores del caso 1 de resistencias nominales, independientemente de la ley de histéresis utilizada.

iii) Los desplazamientos positivos para el caso en que se incluyó la

degradación de rigidez tendieron a ser mayores, sin importar si las resistencias eran nominales o se encontraban afectadas por los factores considerados para incluir las sobre-resistencias, pero con esfuerzos nominales.

iv) Los desplazamientos de los sistemas con sobre-resistencias y además esfuerzos promedio resultaron ligeramente superiores a los desplazamientos de los casos con resistencias nominales, sin importar el tipo de comportamiento histerético utilizado.

v) Los desplazamientos de los modelos en que las vigas se consideraron como "T" resultaron ligeramente por arriba, con respecto a los resultados de los casos con vigas tipo rectangular, sin importar el tipo de comportamiento histerético supuesto.

#### B) COEFICIENTES SISMICOS

i) El confinamiento del núcleo de concreto y la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo sí contribuyeron a que la fuerza cortante basal inducida por el sismo resultara mayor.

ii) Cuando se tomó la participación de los patines de la losa en la resistencia positiva de la viga, los coeficientes sísmicos generados resultaron mayores, debido al aumento de resistencia en los miembros estructurales.

iii) Los coeficientes sísmicos calculados cuando se introdujo el modelo histerético de Takeda, resultaron ser muy semejantes a los obtenidos con el modelo EPB; si acaso al final del movimiento sísmico la respuesta con Takeda resultó menor. Esto se explica de la siguiente forma: al tomar en cuenta el modelo de Takeda, la estructura se vuelve más flexible por la constante pérdida de rigidez lateral que va sufriendo y el nivel de fuerzas que le corresponden fue menor a medida que la estructura se iba articulando y flexibilizando.

En general, los coeficientes sísmicos obtenidos, resultaron mayores en todos los casos en que se utilizaron las diferentes consideraciones de sobre-resistencia.

#### 5.1.2 EDIFICIO MEDICO MILITARES.

##### 5.1.2.a ANALISIS ELASTICOS.

En esta estructura, al igual que la anterior, la dirección longitudinal fue la que presentó los mayores periodos de vibración, la que coincidió con la dirección de máximos daños. Estos valores muestran la alta flexibilidad con que contaba la estructura desde su diseño original, ya que el periodo fundamental fue de 1.42 seg. Para esta dirección, el efecto de interacción suelo-estructura no resultó importante, debido a que el incremento en el valor del periodo fundamental fue únicamente de 7 por ciento.

Por lo que respecta a la dirección transversal, los periodos analíticos resultaron más pequeños. Cabe recordar que en esta dirección se tenían los marcos equivalentes exteriores contraventeados por diagonales de concreto reforzado, así como también interiormente una mayor densidad de muros de mampostería. En esta dirección tampoco resultó importante el efecto de la interacción suelo-estructura.

Para la dirección longitudinal (dirección de máximos daños), las relaciones de desplazamientos relativos entre la altura de entrepiso excedieron ligeramente del límite permisible marcado por el código en que se apoyó el diseño original; el entrepiso más flexible resultó ser el de planta baja, que contaba con doble altura.

Nuevamente, los valores máximos de las relaciones  $\Delta_{r1}/h_1$  coincidieron con la dirección y entrepisos de máximos daños; de acuerdo a estos resultados, es necesario reiterar la importancia que tiene este tipo de revisiones.



Algunos aspectos a los que se les puede atribuir la alta flexibilidad de la estructura, son los siguientes:

- Doble altura del primer entrepiso.
- Cambios bruscos en las dimensiones de las columnas.
- Densidad de muros de mampostería escasa o nula en al menos una dirección.
- Uso de sistema de piso a base de losa plana aligerada en esta estructura relativamente alta y con grandes claros.

#### 5.1.2.b ANALISIS INELASTICOS PASO A PASO.

##### A) DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Los valores de los desplazamientos en los modelos en que se tomaron en cuenta las diferentes consideraciones de sobre-resistencia, fueron siempre menores para los casos en donde se tenía una resistencia mayor. Ante esto se puede decir que las propiedades dinámicas de la estructura y las características mismas del acelerograma SCT-EW, son dos factores importantes que contribuyeron a que lo anterior llegara a ocurrir.

##### B) COEFICIENTES SISMICOS

Por lo que se refiere a las historias de coeficientes sísmicos, al incluir los efectos de sobre-resistencia, se observaron patrones de comportamiento similares a los obtenidos en la otra estructura; esto es, a mayor resistencia se tiene un aumento en el valor del coeficiente sísmico.

##### C) DUCTILIDADES LOCALES

A nivel de demandas locales de ductilidad, lo observado fue similar a lo ocurrido en el eje 3 del edificio STC; es decir, a mayor resistencia, las

rotaciones plásticas disminuyen. Así también, se confirmó la diferencia que existe entre los dos modelos histeréticos empleados (EPB y Takeda), ya que el modelo de Takeda siempre presentó mayores demandas de ductilidad desarrolladas.

La comparación del patrón de daños predicho analíticamente con el observado en campo, resultó bastante diferente. No fue posible determinar cuál de los casos analizados mostró un comportamiento más satisfactorio; según se observó en los resultados de los análisis correspondientes, los modelos empleados sobrestiman por mucho el comportamiento inelástico de la estructura.

Lo anterior se atribuye al modo de falla que gobernó en la estructura y que en gran parte fue por cortante, lo cual no es posible modelar adecuadamente en el programa de cómputo empleado para los análisis realizados.

## 5.2 RECOMENDACIONES.

Es por todos conocido en el diseño estructural, la imperante necesidad de tener muy presente la relación existente entre los factores costo de la estructura y la seguridad que ésta debe proporcionar, tratando hasta donde sea posible reducir el primero sin perder de vista el segundo, ya que éste debe ser considerado en primer lugar.

Por esta razón la mejor comprensión del comportamiento sismorresistente de las estructuras es de vital importancia y, que en el presente trabajo fue lo que se buscó; esto es, con los resultados obtenidos se pretende ampliar el conocimiento del análisis y diseño sísmico de las estructuras, esperando que esta aportación sea útil para futuras investigaciones.

Al diseñar ante eventos sísmicos debe tenerse mucho cuidado en proporcionar adecuadamente las cuantías de acero, tanto a nivel de vigas como de columnas; el acero de refuerzo positivo en vigas debe colocarse en

cantidades tales que al menos garanticen una resistencia minima positiva del 50 por ciento de la resistencia negativa. El diseño del acero transversal para confinamiento también debe utilizarse en cantidades generosas.

En este trabajo se logró observar que las estructuras poseen una capacidad de resistencia lateral superior con respecto a la proporcionada en el diseño. Si aprovechamos mejor estas reservas de resistencia que las estructuras llegan a disponer, se podrá reducir el nivel de fuerzas de diseño, con lo cual el costo final de la estructura será menor. Para aprovechar hasta donde sea posible lo anterior, sin abuso, la mejor forma de lograrlo será teniendo también el suficiente cuidado en el detalle y ejecución de los armados, así como una buena supervisión durante la construcción de la estructura.

## REFERENCIAS

1. "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (RDF-66)", México, D.F. (1966).
2. "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (RDF-87)", México, D.F. (jul-1987).
3. "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO POR SISMO", RDF-87, (nov-1987).
4. "NORMAS DE EMERGENCIA AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", Instituto de Ingeniería, UNAM (ene-1986).
5. F. Maison, F. Neuss, "SUPER-ETABS", Versión ampliada del programa "ETABS", Universidad de California, Berkeley (1985).
6. A. Kanaan y G. H. Powell, "DRAIN-2D. USER'S GUIDE", Universidad de California, Berkeley (1975).
7. A. Sudhakar, G. Powell y G. Wheaton, "ULARC. SMALL DISPLACEMENTS ELASTO-PLASTIC ANALYSIS OF PLANE FRAMES", Universidad de California. Berkeley (1972).
8. R. Park & T. Paulay, "ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO", Ed. Limusa, México, D.F. (1975).
9. C. Montoya, "RESISTENCIA Y DUCTILIDAD EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1989).
10. T. Sánchez, "RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE TRES EDIFICIOS DAÑADOS EN LOS SISMOS DE 1985", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1989).
11. R. Durán, "EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE TRES EDIFICIOS DAÑADOS A RAIZ DE LOS SISMOS DE 1985", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1988).
12. Avila, J.A. y R. Mell, "ANALISIS DE LA RESPUESTA DE EDIFICIOS TIPICOS

ANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985", Instituto de Ingenieria, UNAM, Informe para CONACYT (jul-1987).

13. R. Meli, J.A. Avila, "ANALISIS DE LA RESPUESTA DE ALGUNOS EDIFICIOS DAÑADOS POR EL SISMO DE 1985 EN LA CIUDAD DE MEXICO", Revista INGENIERIA SISMICA, No. 36, Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, (ago-1989).
14. E. Miranda and V.V. Bertero, "THE MEXICO EARTHQUAKE OF SEPTEMBER 19, 1985. PERFORMANCE OF LOW-RISE BUILDINGS IN MEXICO CITY", EARTHQUAKE SPECTRA, Vol. 5, No. 1 (feb-1989).
15. B.D. Scott, R. Park, and M.J.N. Priestley, "STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF CONCRETE CONFINED BY OVERLAPPING HOOPS AT LOW AND HIGH STRAIN RATES", ACI JOURNAL (jan-feb-1982).
16. J.B. Mander, M.J.N. Priestley, and R. Park, "THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8 (aug-1988).
17. C.W. French and A. Boroojerdi, "CONTRIBUTION OF R/C FLOOR SLABS IN RESISTING LATERAL LOADS", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 1 (jan-1989).
18. J.B. Mander, M.J.N. Priestley, and R. Park, "OBSERVED STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF CONFINED CONCRETE", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8 (aug-1988).
19. R. Park, M.J.N. Priestley, and W.D. Gill, "DUCTILITY OF SQUARE-CONFINED CONCRETE COLUMNS", ASCE, Vol. 108, No. ST4 (apr-1982).

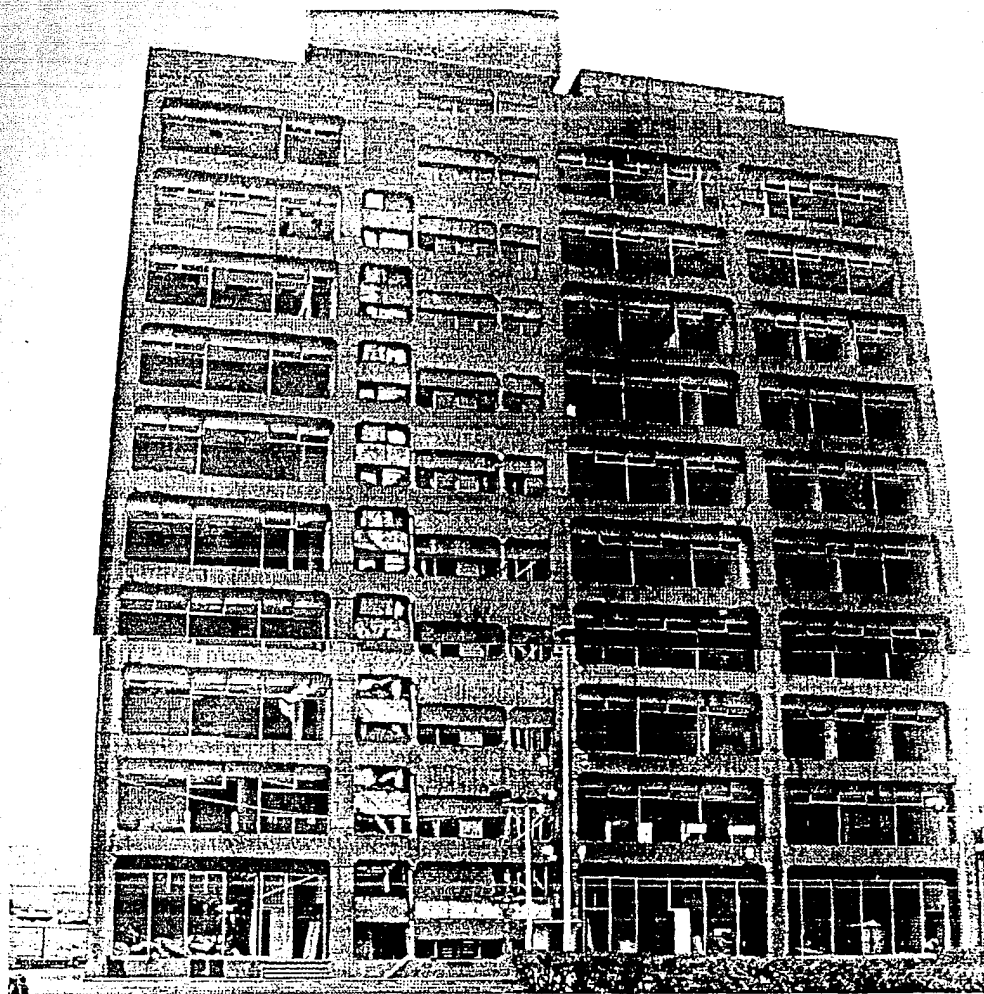


FOTO 1



FOTO 1

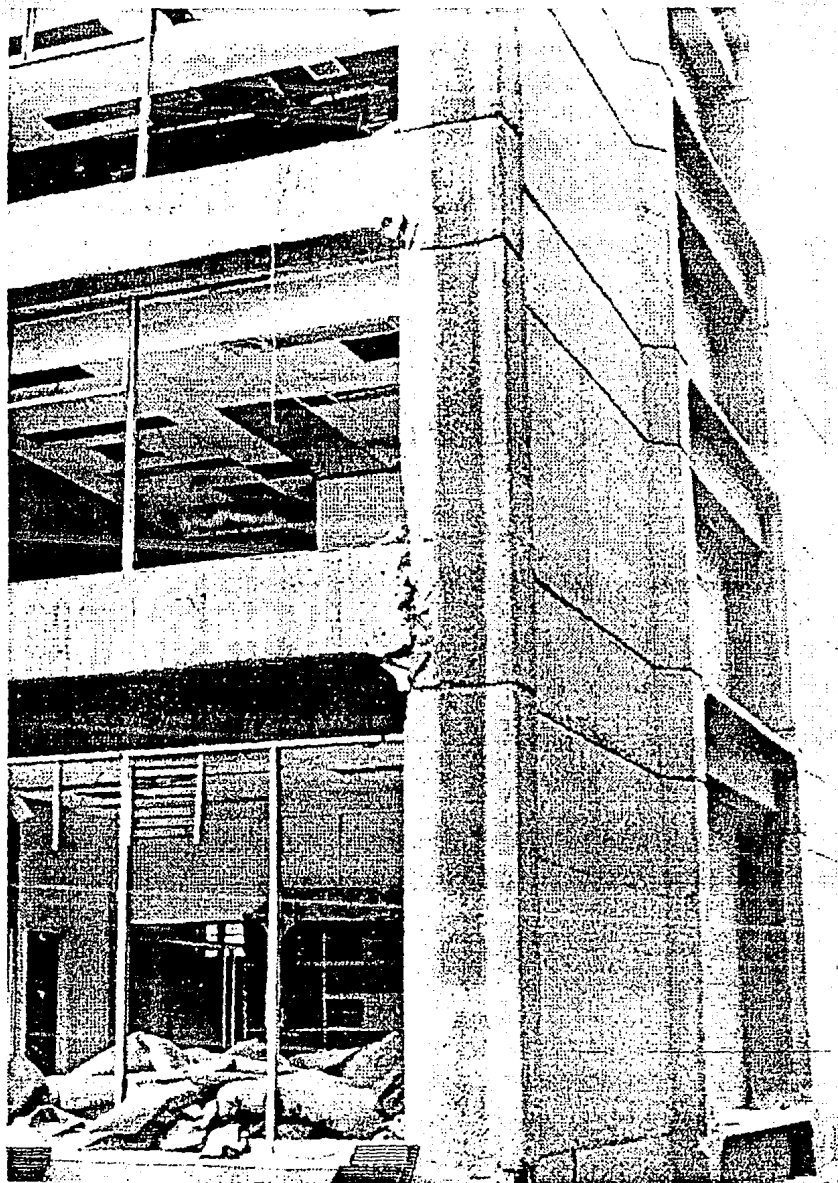


FOTO 2



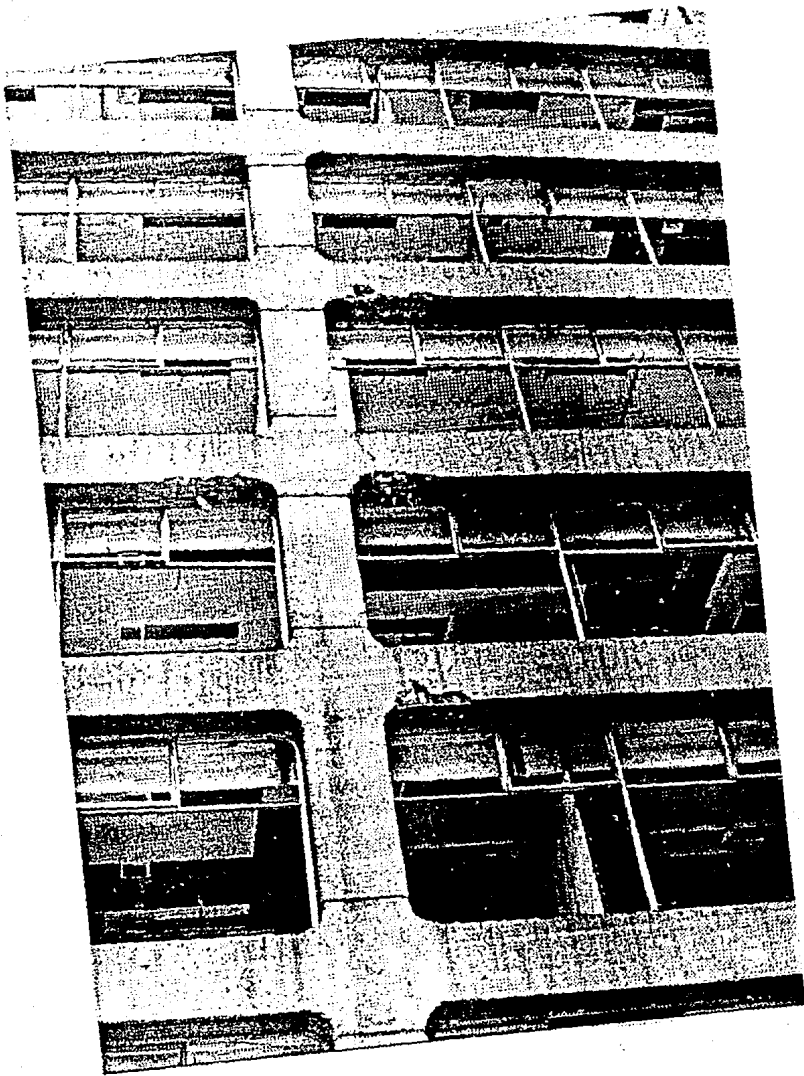


FOTO 3

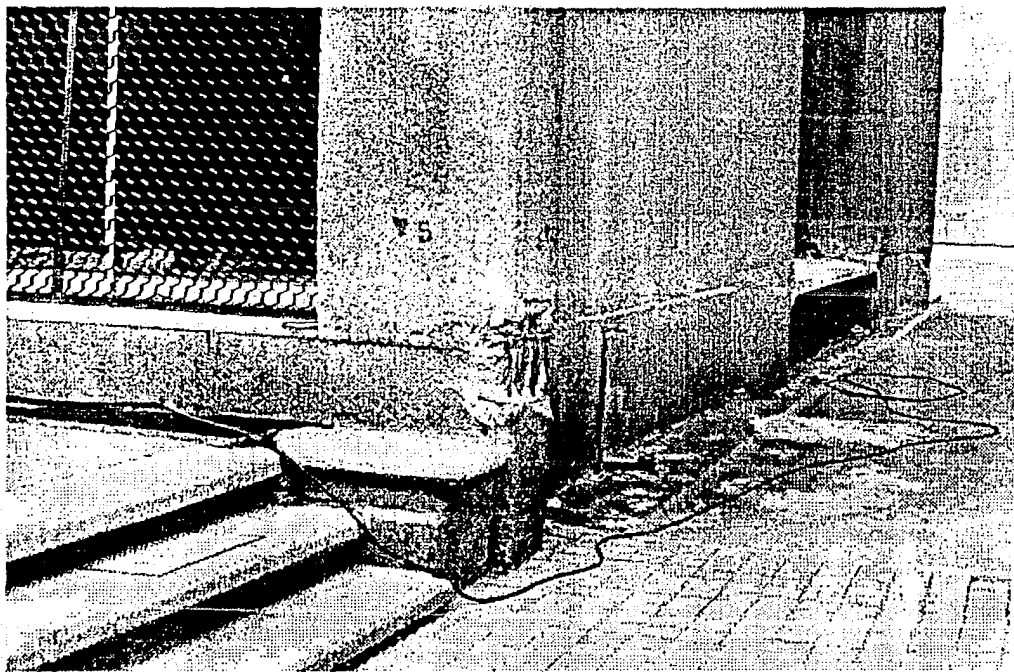


FOTO 4



FOTO 5



FOTO 6

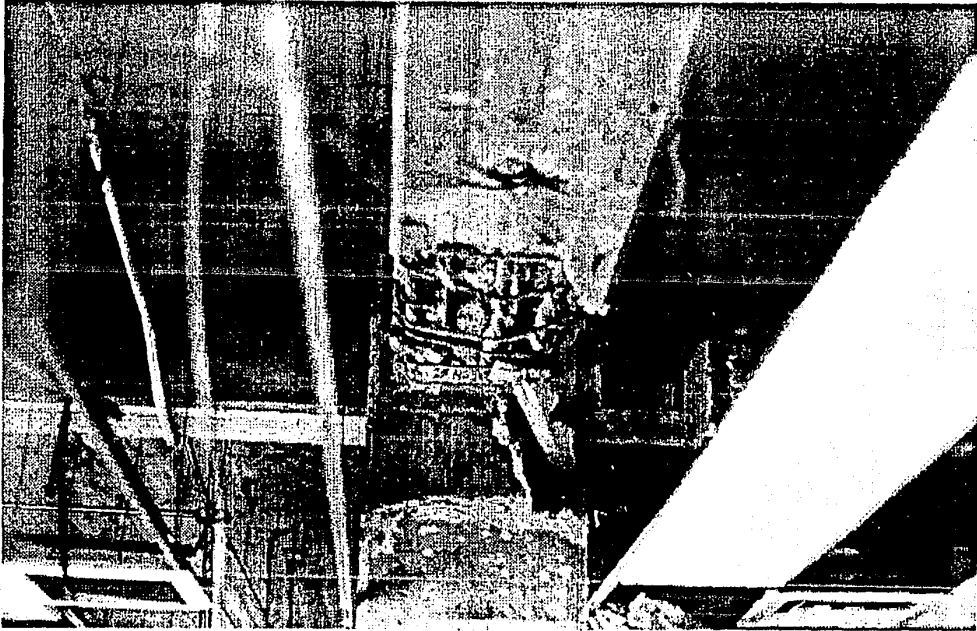


FOTO 7



FOTO 8

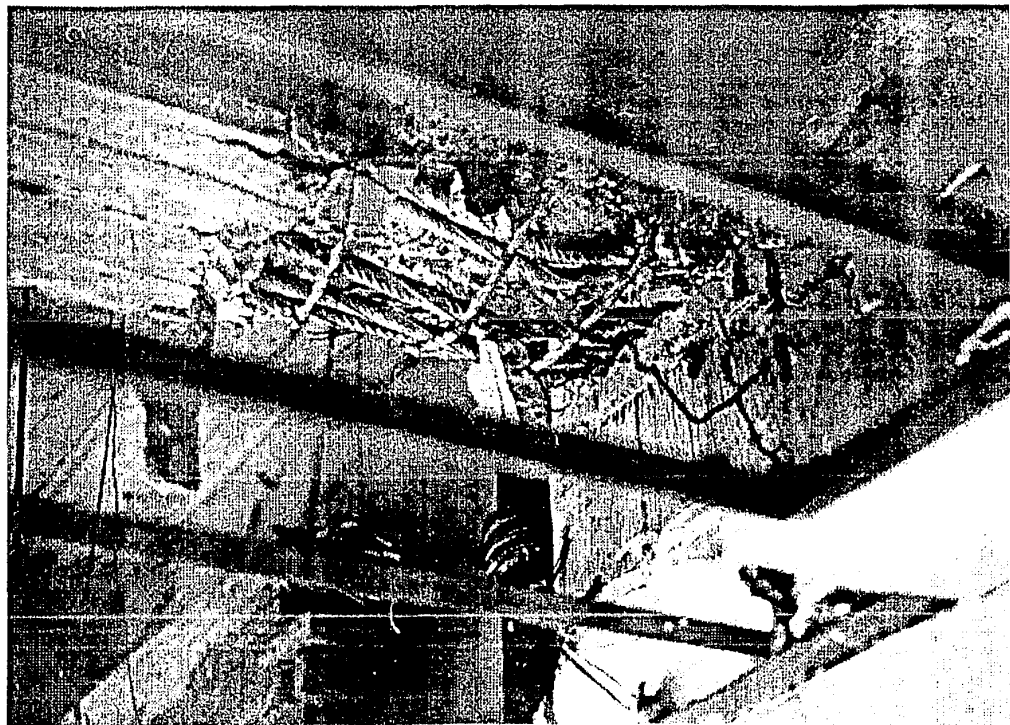


FOTO 9

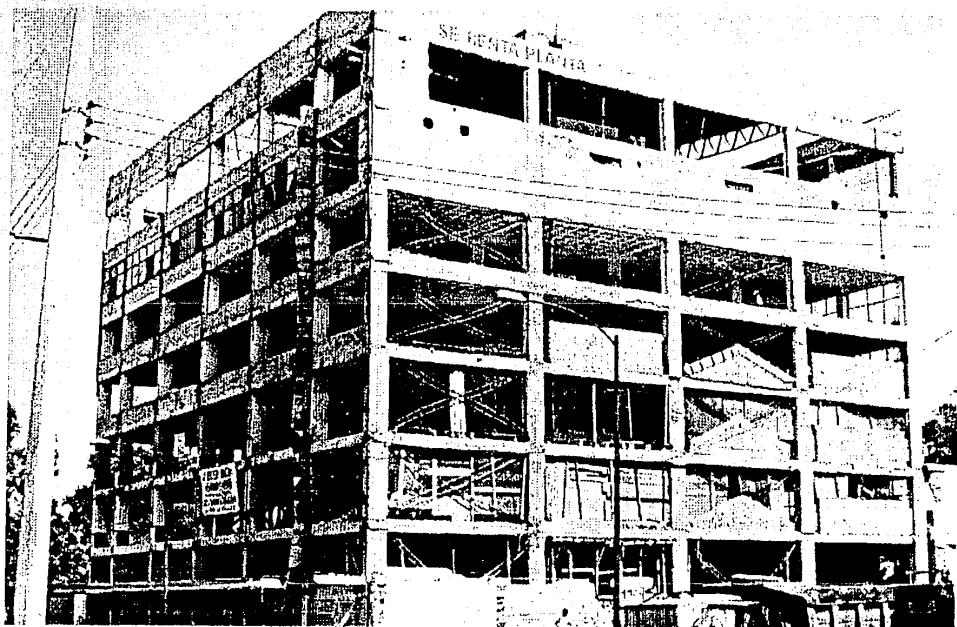


FOTO 10



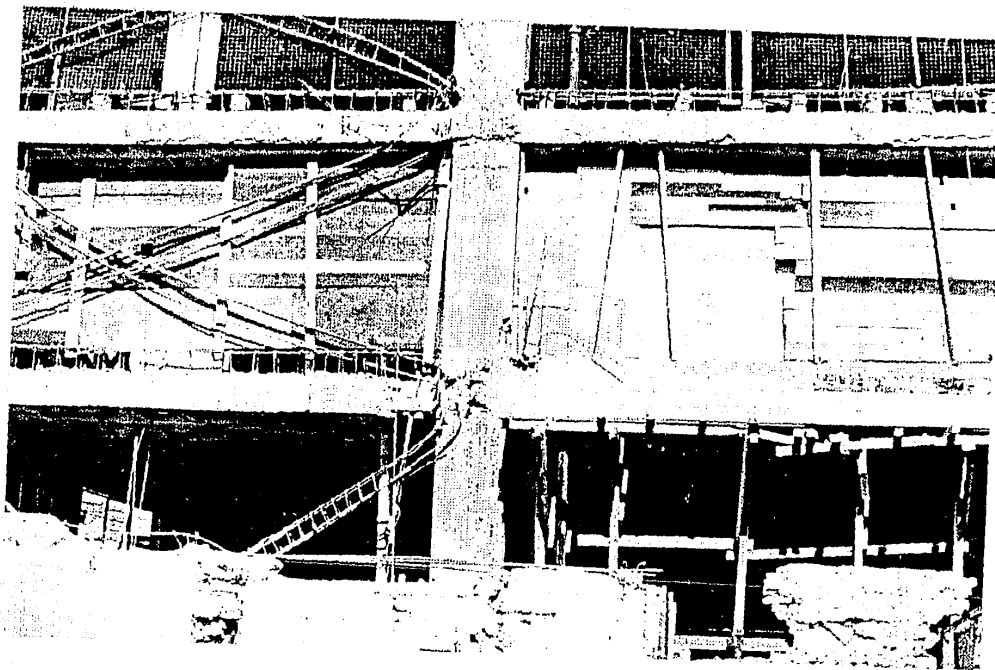


FOTO 11

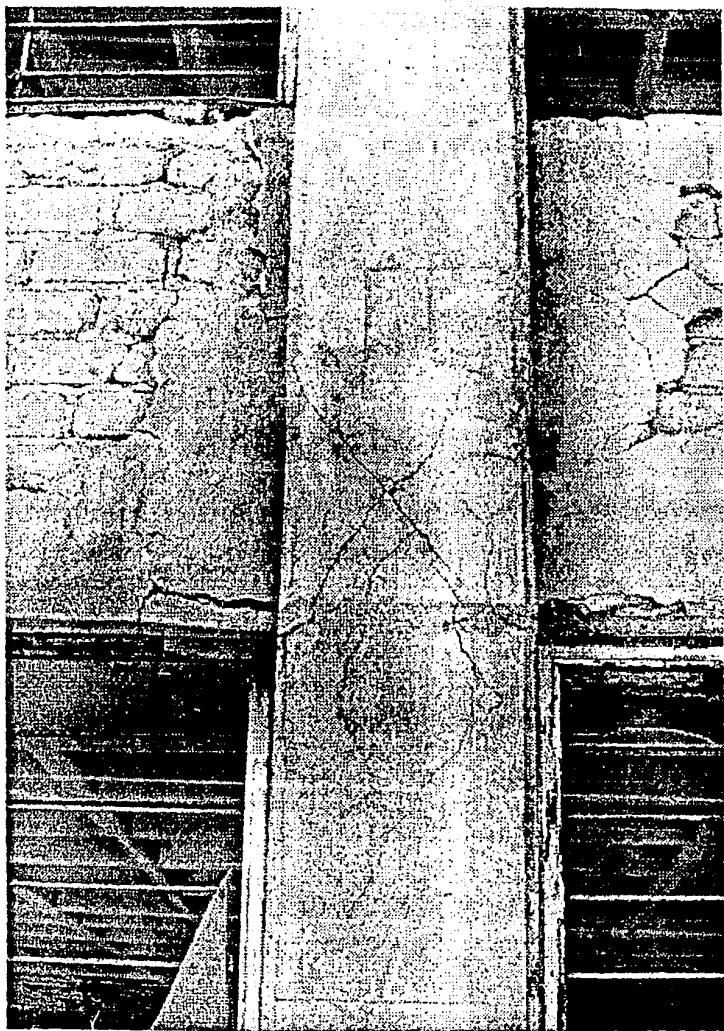


FOTO 12

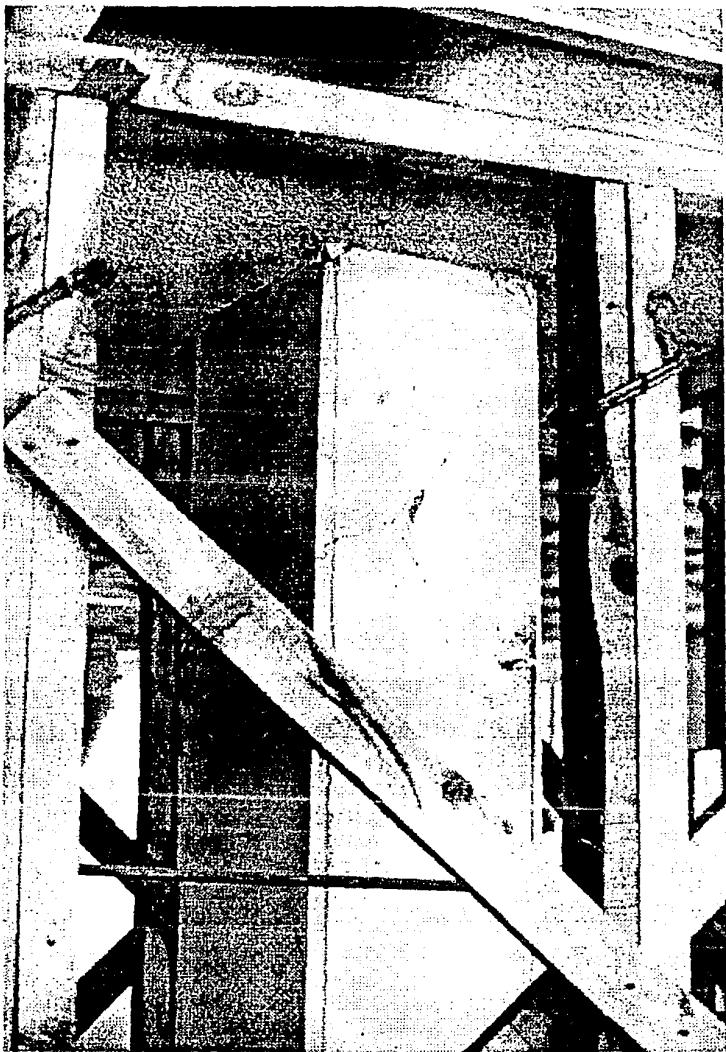


FOTO 13

	1	2	3	4
Mn <sup>(+)</sup> (Ton-m)	83.95	84.09	109.32	109.98
Mn <sup>(-)</sup> (Ton-m)	146.40	147.51	152.83	156.18

	5	6	7	8
Mn <sup>(+)</sup> (Ton-m)	84.15	84.26	111.94	112.17
Mn <sup>(-)</sup> (Ton-m)	177.09	178.75	174.09	178.96

	9	10	11	12
Mn <sup>(+)</sup> (Ton-m)	89.83	123.20	101.68	132.12
Mn <sup>(-)</sup> (Ton-m)	177.09	178.96	209.51	213.15

CASO	CONSIDERACIONES
1	VIGA RECTANGULAR; SIN ACERO DE LOSA; S/C; EPP; E/N
2	VIGA RECTANGULAR; SIN ACERO DE LOSA; C/C; EPP; E/N
3	VIGA RECTANGULAR; SIN ACERO DE LOSA; S/C; EPD; E/N
4	VIGA RECTANGULAR; SIN ACERO DE LOSA; C/C; EPD; E/N
5	VIGA RECTANGULAR; CON ACERO DE LOSA; S/C; EPP; E/N
6	VIGA RECTANGULAR; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPP; E/N
7	VIGA RECTANGULAR; CON ACERO DE LOSA; S/C; EPD; E/N
8	VIGA RECTANGULAR; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPD; E/N
9	VIGA "T"; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPP; E/N
10	VIGA "T"; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPD; E/N
11	VIGA RECTANGULAR; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPP; E/P
12	VIGA RECTANGULAR; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPD; E/P

S/C - SIN CONFINAMIENTO

C/C - CON CONFINAMIENTO

EPP - ELASTO-PLASTICO PERFECTO

EPD - ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION

E/N - ESFUERZOS NOMINALES

E/P - ESFUERZOS PROMEDIO

TABLA 3.1 a) RESISTENCIAS A FLEXION DE VIGA TIPO CON DIFERENTES CONSIDERACIONES. EJE 3, EDIFICIO STC.

	1	2	3	4	5	6
Mn <sup>(+)</sup> (Ton-m)	50.31	50.43	72.95	73.61	60.05	87.77
Mn <sup>(-)</sup> (Ton-m)	31.34	31.88	38.62	39.50	37.98	47.43

CASO	CONSIDERACIONES
1	VIGA EQUIVALENTE; S/C; EPP; E/N
2	VIGA EQUIVALENTE; C/C; EPP; E/N
3	VIGA EQUIVALENTE; S/C; EPD; E/N
4	VIGA EQUIVALENTE; S/C; EPD; E/N
5	VIGA EQUIVALENTE; C/C; EPP; E/P
6	VIGA EQUIVALENTE; C/C; EPD; E/P

S/C - SIN CONFINAMIENTO

EPP - ELASTO-PLASTICO PERFECTO

E/N - ESFUERZOS NOMINALES

C/C - CON CONFINAMIENTO

EPD - ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION

E/P - ESFUERZOS PROMEDIO

TABLA 3.1 b) RESISTENCIAS A FLEXION DE VIGA TIPO CON DIFERENTES CONSIDERACIONES. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

CONDICION DE APOYO			
MODO	EMPOTRAMIENTO EN P. B.	EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION	INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (RDF-87)
1	1.67	1.69	1.84
2	0.55	0.56	0.63
3	0.33	0.33	0.42

NOTA: 1)  $T_1$  medido = 2.1 seg.

$$2) T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.91 \text{ seg (apéndice RDF-87)}$$

a) DIRECCION LONGITUDINAL.

CONDICION DE APOYO			
MODO	EMPOTRAMIENTO EN P. B.	EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION	INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (RDF-87)
1	1.00	1.01	1.31
2	0.27	0.27	0.51
3	0.21	0.21	0.26

NOTA: 1)  $T_1$  medido = 1.3 seg.

$$2) T_1 = (T_1^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.70 \text{ seg (apéndice RDF-87)}$$

b) DIRECCION TRANSVERSAL.

TABLA 4.1. PERIODOS DE VIBRACION, EDIFICIO STC.

CONDICION DE APOYO			
MODO	EMPOTRAMIENTO EN SOTANO	EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION	INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (RDF-87)
1	1.44	1.42	1.52
2	0.45	0.45	0.47
3	0.29	0.31	0.33

NOTAS: 1)  $T_1$  medido = 2.1 seg.

2)  $T_1$  eje D  $\left\{ \begin{array}{l} \text{cimentación} = 1.42 \text{ seg} \\ \text{interacción} = 1.52 \text{ "} \end{array} \right.$

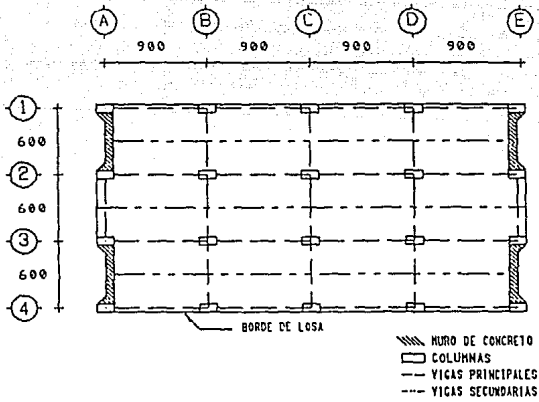
a) DIRECCION LONGITUDINAL.

CONDICION DE APOYO			
MODO	EMPOTRAMIENTO EN P. B.	EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION	INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (RDF-87)
1	0.98	0.93	1.07
2	0.48	0.46	0.47
3	0.30	0.28	0.33

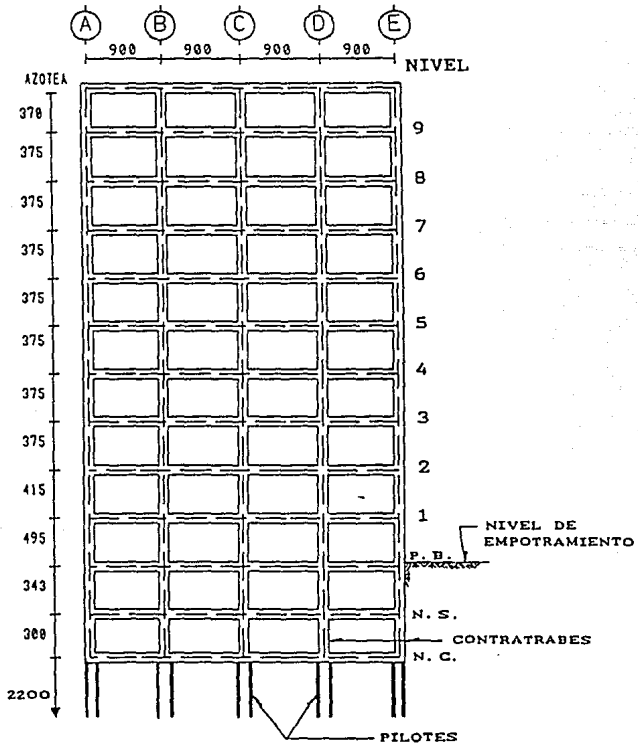
NOTA: 1)  $T_1$  medido = 1.3 seg.

b) DIRECCION TRANSVERSAL.

TABLA 4.2. PERIODOS DE VIBRACION, EDIFICIO MEDICO MILITARES.



a) PLANTA



b) CORTE, EJE 3

FIG 2.1 PLANTA Y CORTE, EDIFICIO STC.



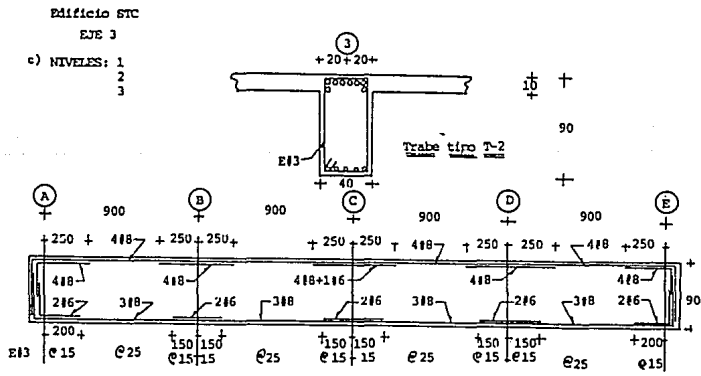
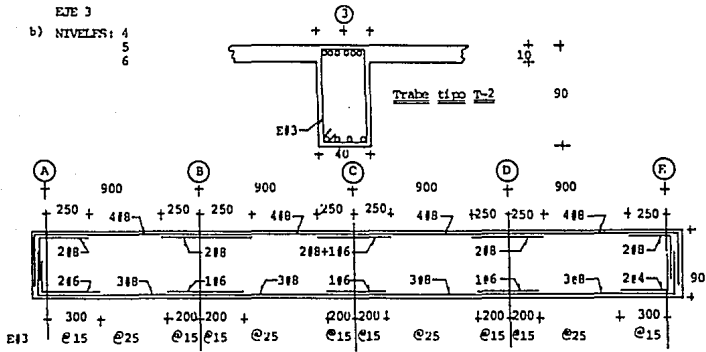
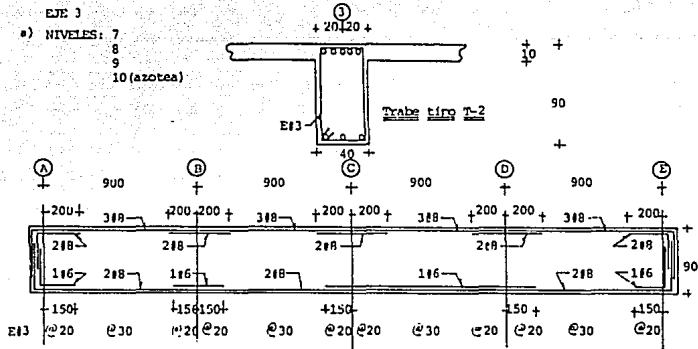
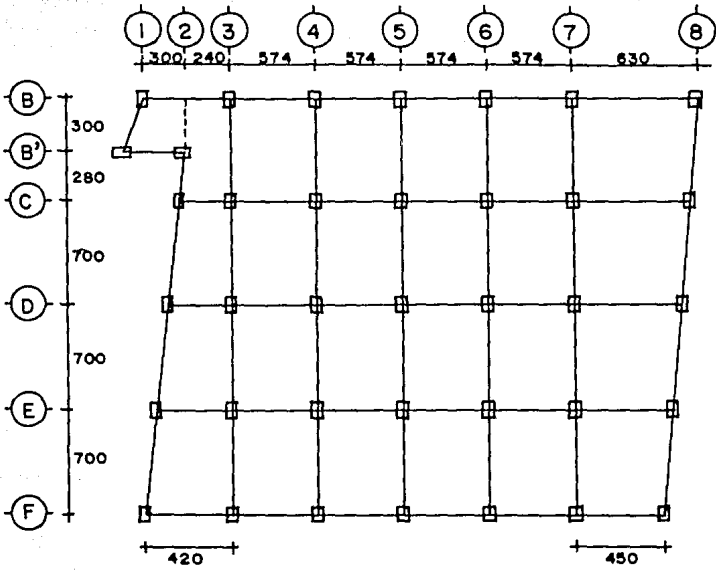
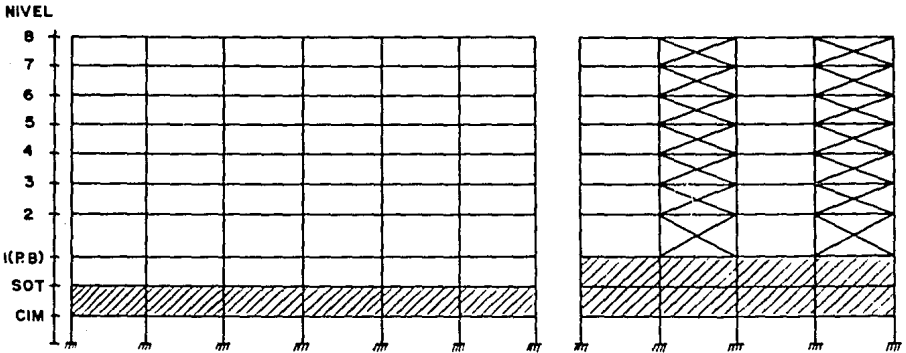


FIG 2.2 ARMADO DE VIGAS. EJE 3, EDIFICIO STC.



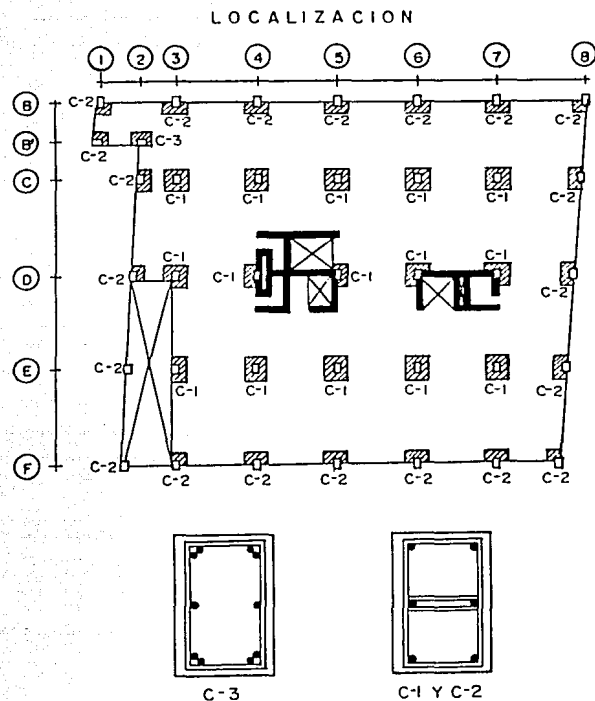
a) PLANTA TIPO



b) ELEVACION

FIG 2.3 PLANTA Y CORTES. EDIFICIO MEDICO MILITARES.

ENTREPISO	C-1	C-2	C-3
8	30 X 50 4#3 + 4#5 E#2 @ 20	30 X 50 4#3 + 4#5 E#2 @ 20	
7	35 X 50 4#6 + 4#5 E#2 @ 20	35 X 50 8#5 E#2 @ 25	20 X 50 4#5 E#2 @ 25
6	35 X 60 8#6 E#3 @ 25	35 X 60 4#6 + 4#5 E#2 @ 20	20 X 35 4#5 E#2 @ 20
5	40 X 65 4#8 + 4#6 E#3 @ 20	40 X 65 8#6 E#3 @ 25	20 X 45 4#6 E#2 @ 20
4	40 X 65 4#8 + 4#6 E#3 @ 20	40 X 65 8#6 E#3 @ 25	20 X 45 4#6 E#2 @ 20
3	40 X 65 4#8 + 4#6 E#3 @ 20	40 X 65 8#6 E#3 @ 25	20 X 45 4#6 E#2 @ 20
2	45 X 75 8#8 E#3 @ 20	45 X 75 4#8 + 4#6 E#3 @ 25	20 X 50 4#6 E#2 @ 20
1	45 X 75 8#8 E#3 @ 20	45 X 75 4#8 + 4#6 E#3 @ 25	20 X 50 4#6 E#2 @ 20



ARMADO TIPO

- ESTRIBOS SIN REDUCIR EN LOS EXTREMOS

FIG 2.4 ARMADO Y LOCALIZACION DEL TIPO DE COLUMNAS. EDIFICIO MEDICO MILITARES.





# CONCRETO

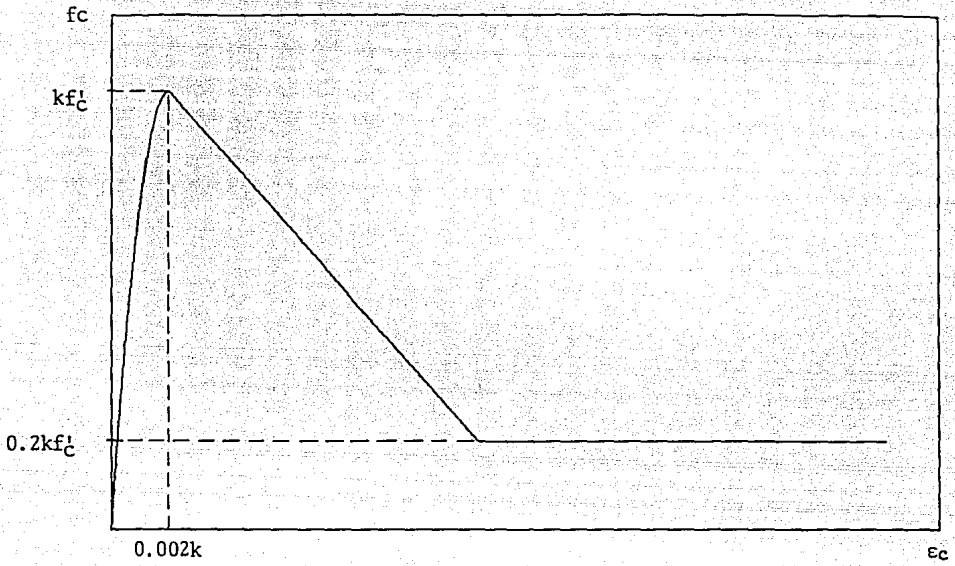


FIG 3.1 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO. MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO.

# ACERO

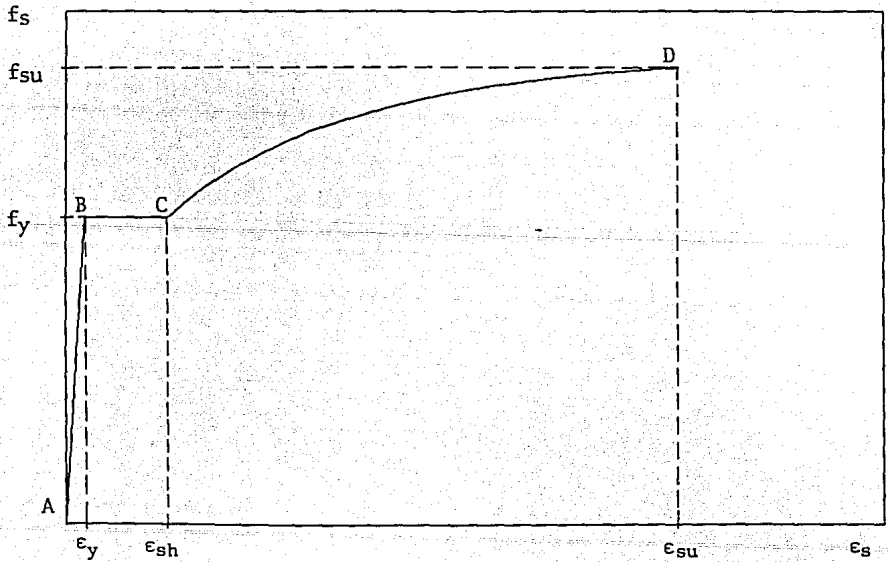
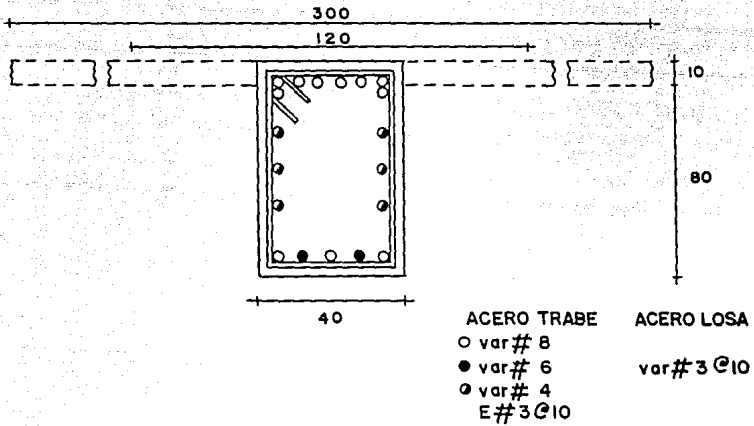
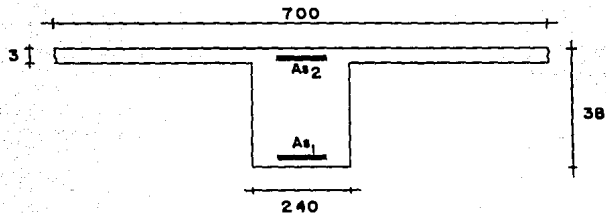


FIG 3.2 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO.



a) TRABE TIPO. EJE 3, EDIFICIO STC.



— ACERO DE REFUERZO TOTAL, LOCALIZADO EN EL ANCHO EQUIVALENTE.

$$As_1 = 36.58 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 19.95 \text{ cm}^2$$

E # 3 @ 10

b) TRABE EQUIVALENTE. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

FIG 3.3 SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS.

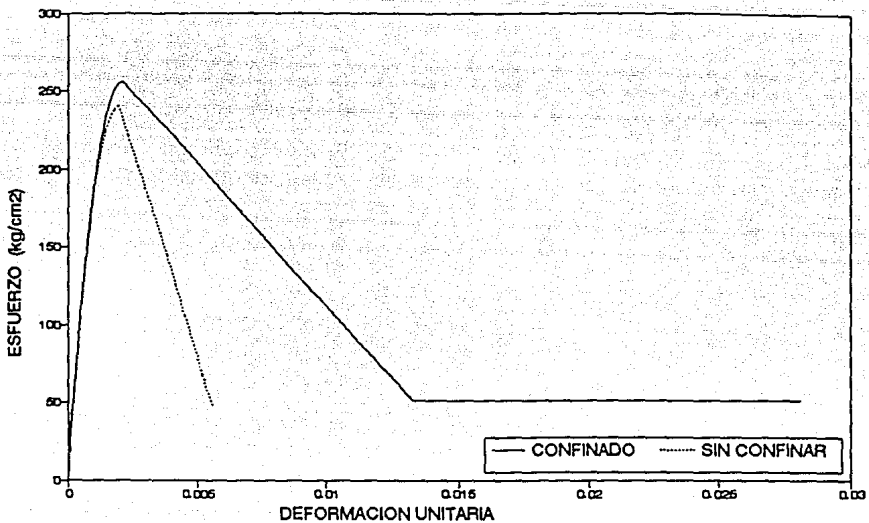


FIG 3.4 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO CON Y SIN CONFINAMIENTO.

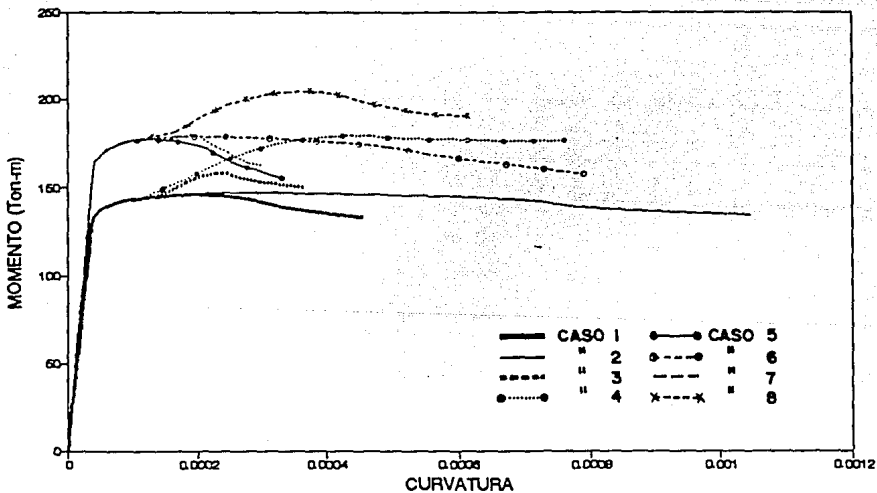


FIG 3.5 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE VIGA TIPO. EJE 3, EDIFICIO STC.



# DIAGRAMAS DE INTERACCION

ESF NOMINALES VS ESF PROMEDIOS

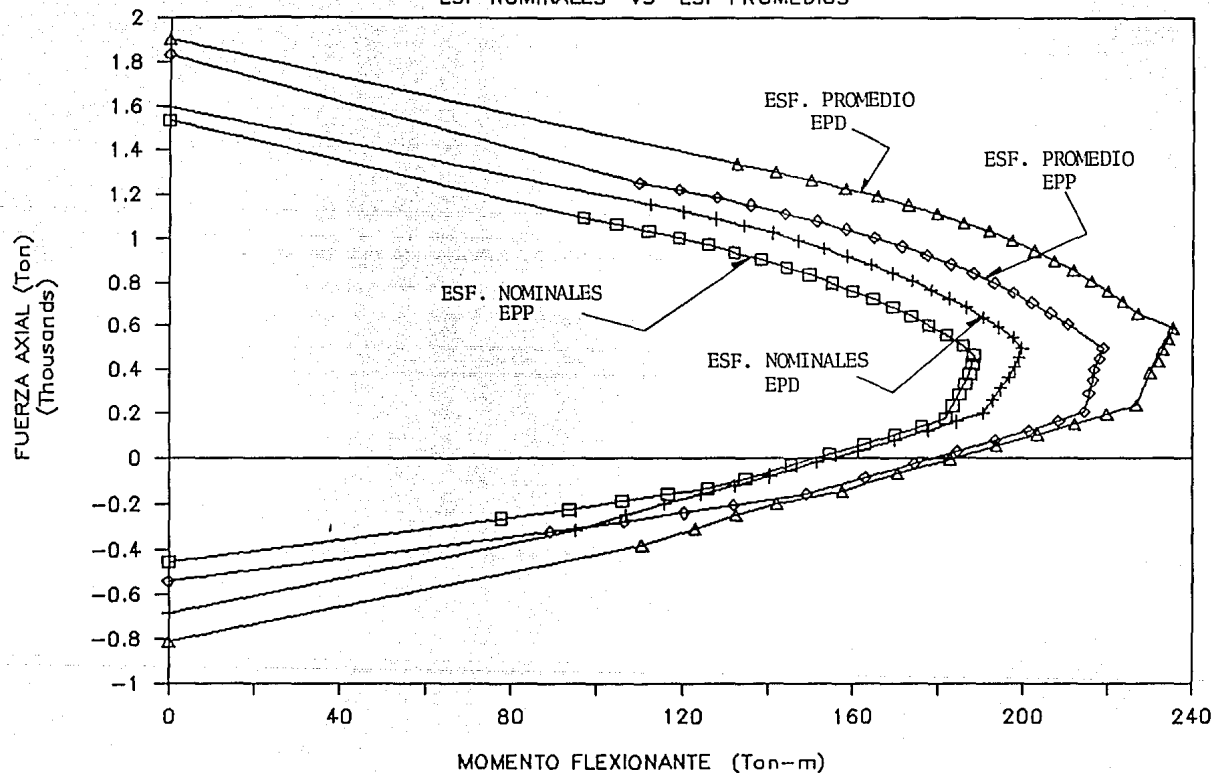


FIG 3.6 DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNA, CONSIDERANDO ESFUERZOS NOMINALES Y PROMEDIO DE LOS MATERIALES, CURVAS DEL ACERO EPP Y EPD.

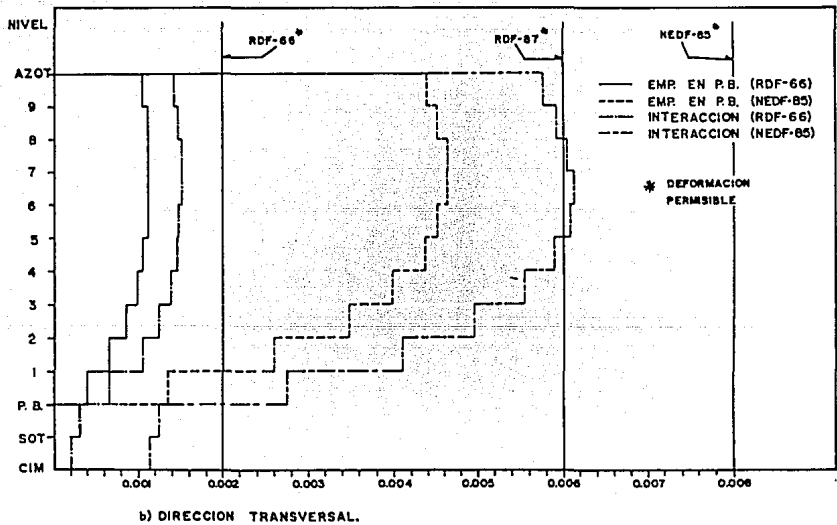
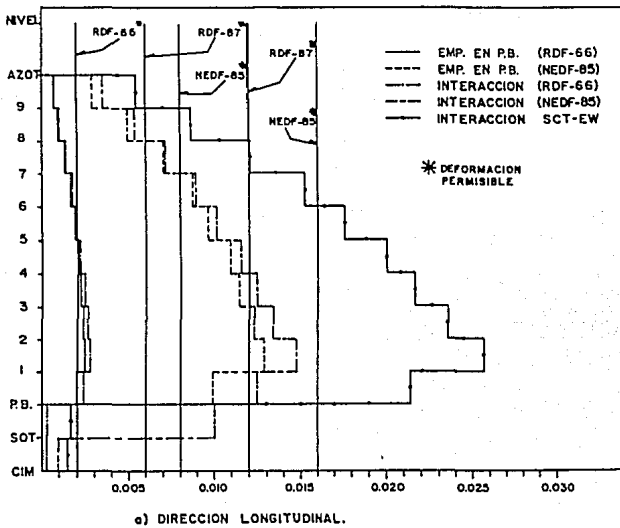
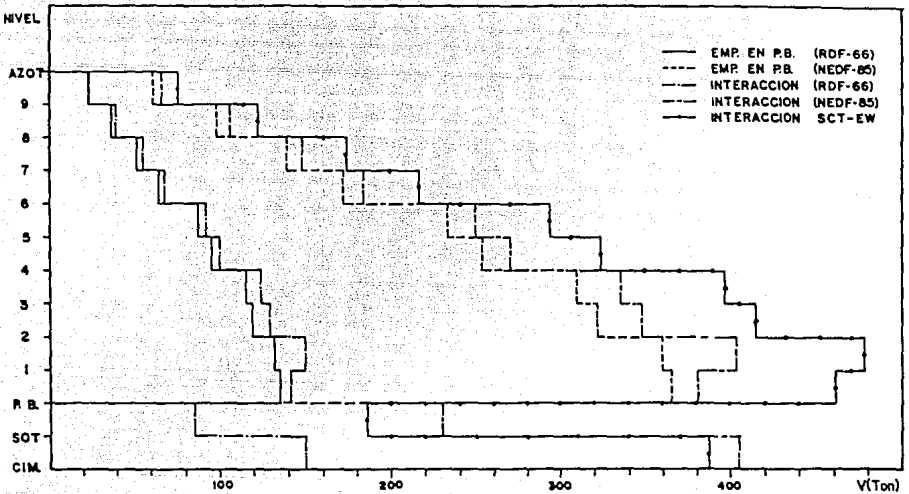
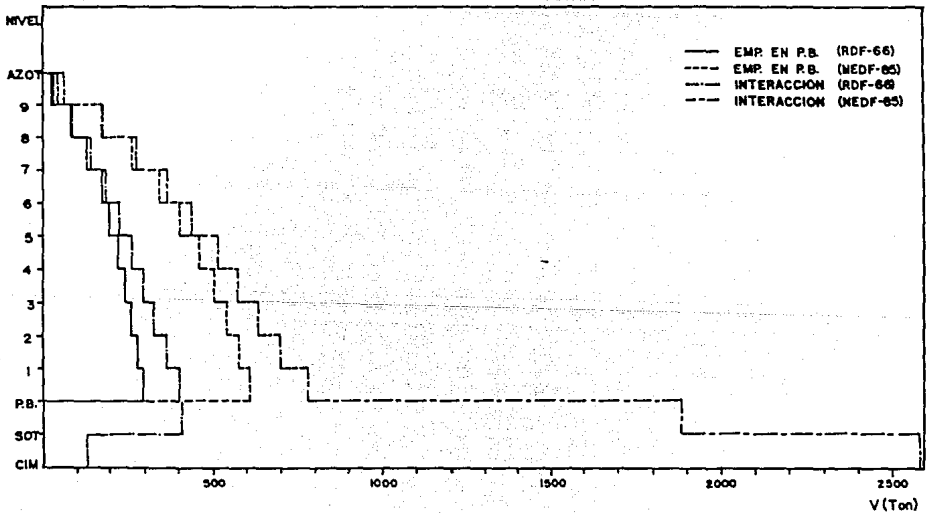


FIG 4.1 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURAS DE ENTREPISO. a) EJE 3 (LONGITUDINAL), b) EJE E (TRANSVERSAL). EDIFICIO STC.

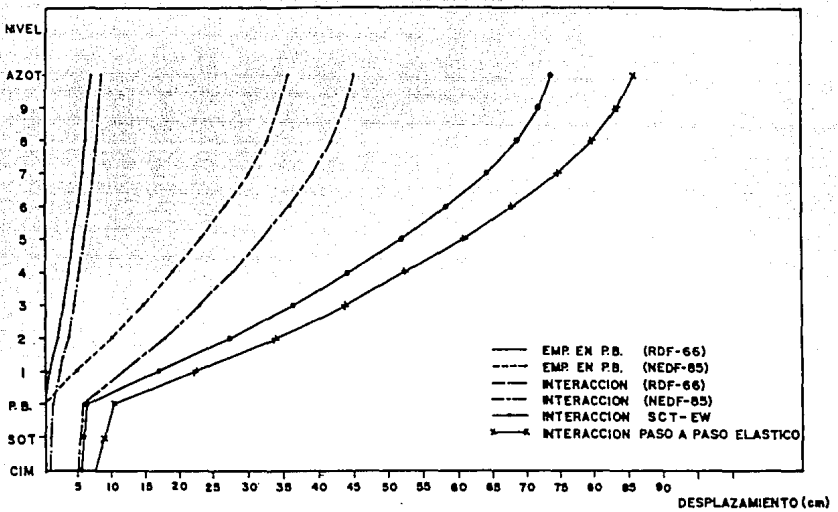


a) DIRECCION LONGITUDINAL.

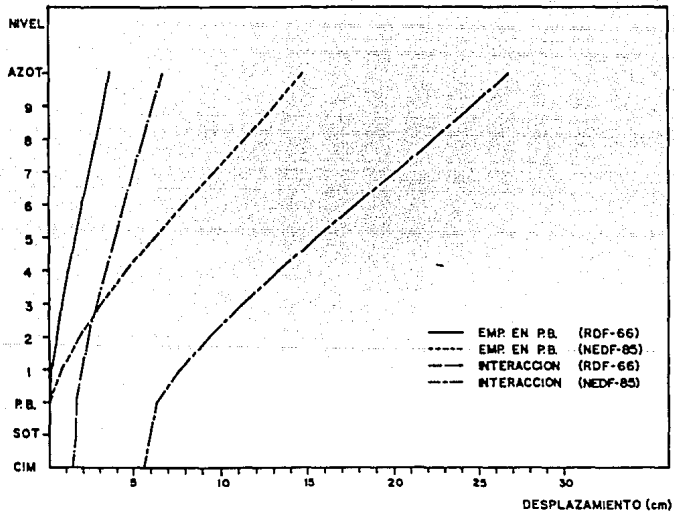


b) DIRECCION TRANSVERSAL.

FIG 4.2 CORTANTES DE ENTREPISO. a) EJE 3 (LONGITUDINAL), b) EJE E (TRANSVERSAL). EDIFICIO STC.

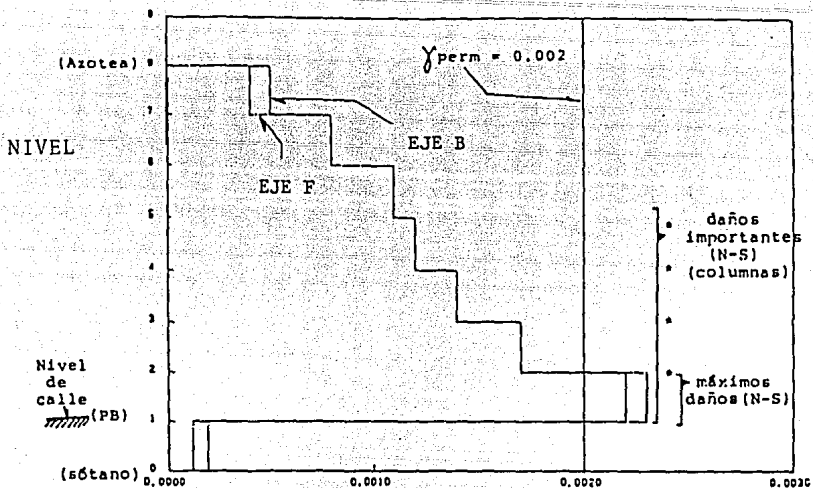


a) DIRECCION LONGITUDINAL.

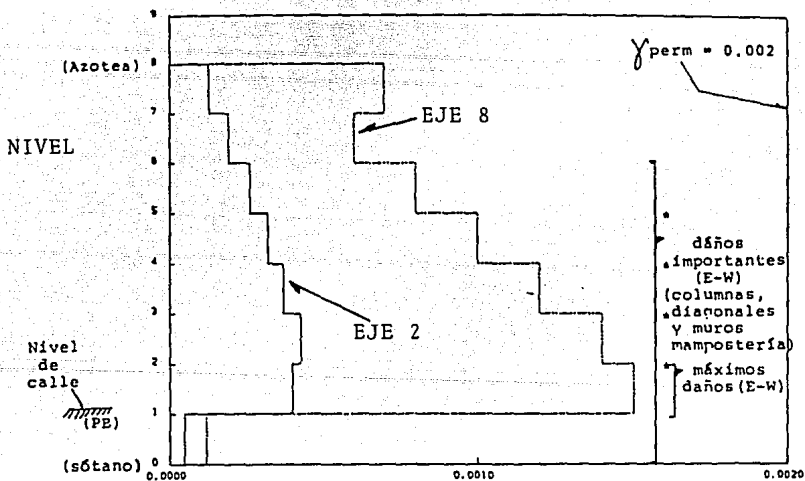


b) DIRECCION TRANSVERSAL.

FIG 4.3 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES. a) EJE 3 (LONGITUDINAL),  
b) EJE E (TRANSVERSAL). EDIFICIO STC.

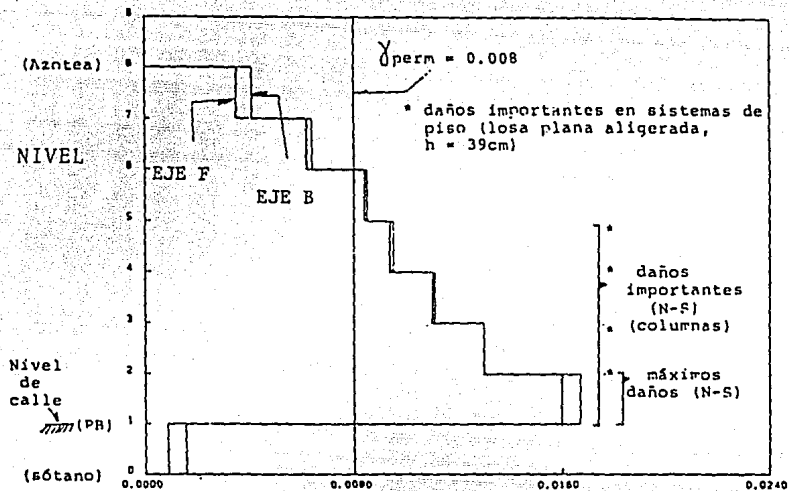


a) EJES B Y F. RDF-66.

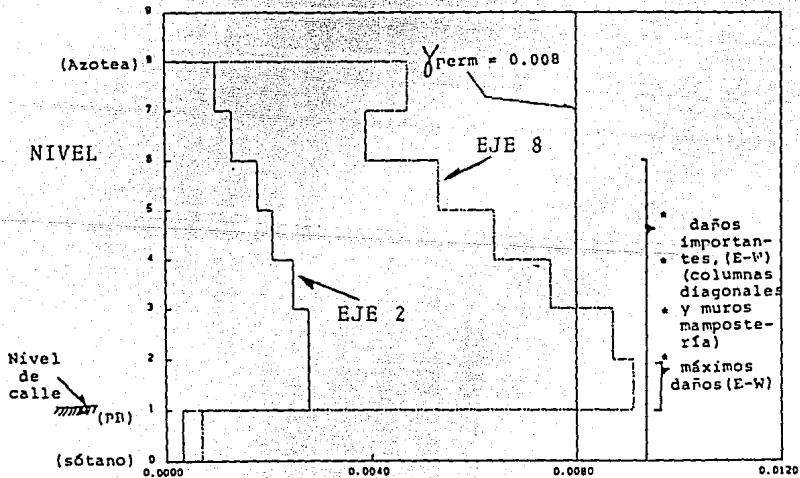


b) EJES 2 Y 8. RDF-66

FIG 4.4 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURAS DE ENTREPISO. EDIFICIO MEDICO MILITARES.



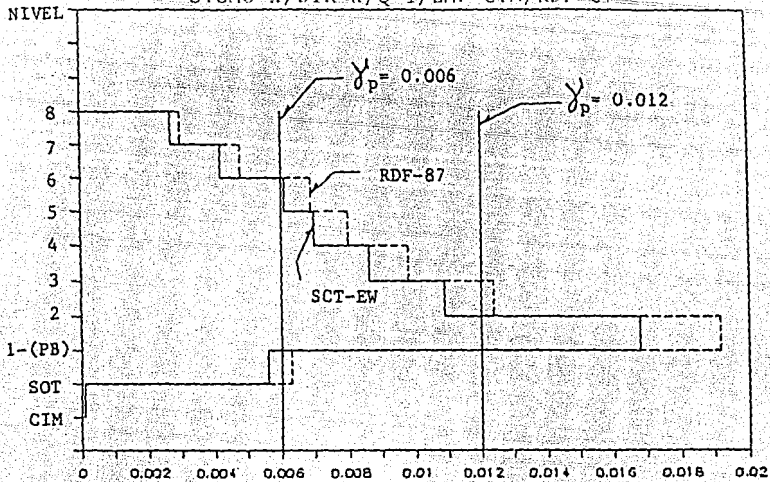
b) EJES B Y F. NEDF-85



a) EJES 2 Y 8. NEDF-85.

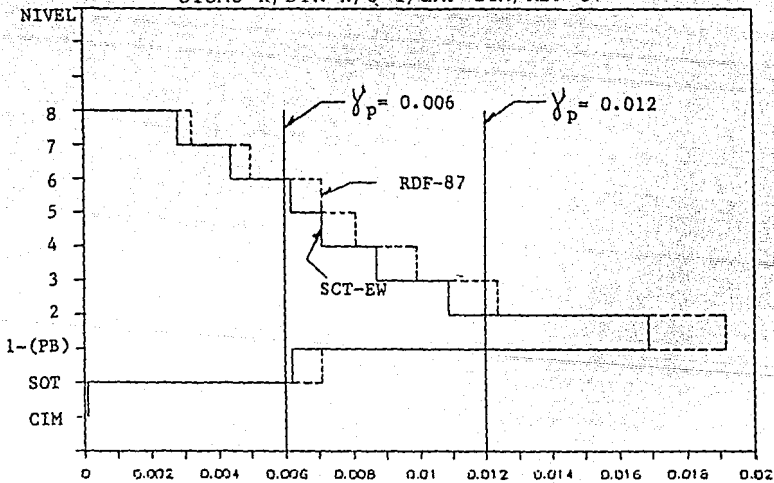
FIG 4.5 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURAS DE ENTREPISO. EDIFICIO MEDICO MILITARES.

SISMO X/DIR X/Q=1/EMP CIM/RDF-87



a) ESQUINA 2-F.

SISMO X/DIR X/Q=1/EMP CIM/RDF-87



b) ESQUINA 8-B.

FIG 4.6 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURAS DE ENTREPISO. ESQUINAS 2-F Y 8-B. EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION. RDF-87 Y SCT-EW. EDIFICIO MEDICO MILITARES.

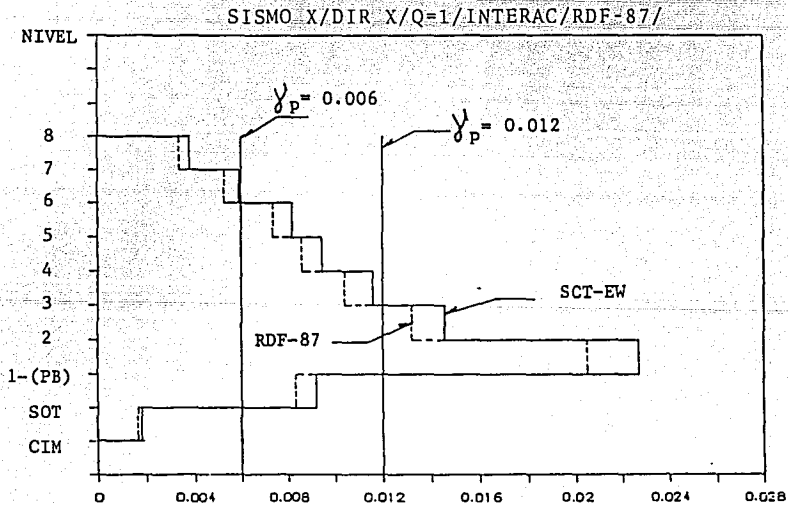
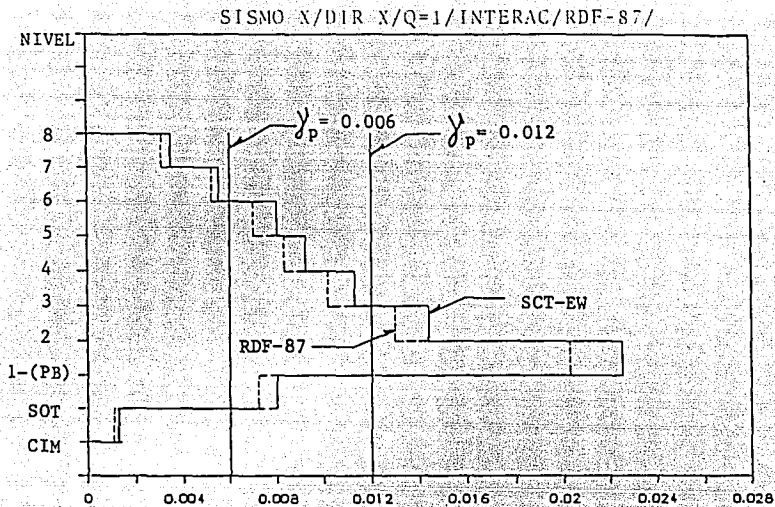


FIG 4.7 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURAS DE ENTREPISO. ESQUINAS 2-F Y 8-B. INTERACCION. RDF-87 Y SCT-EW. EDIFICIO MEDICO MILITARES.



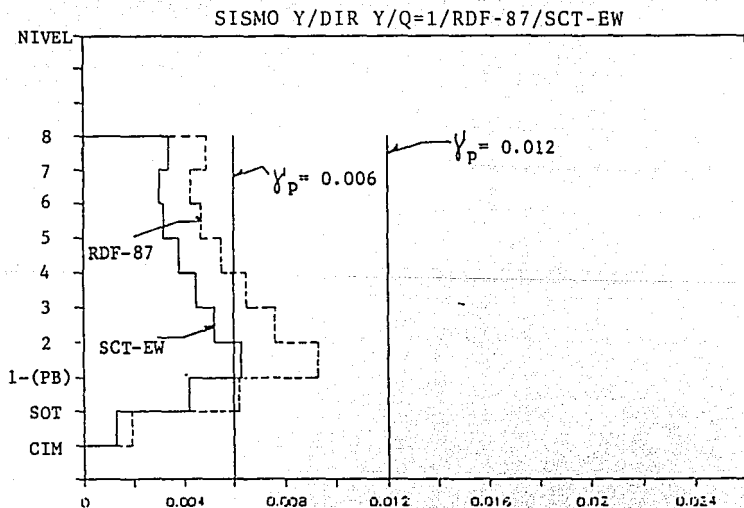
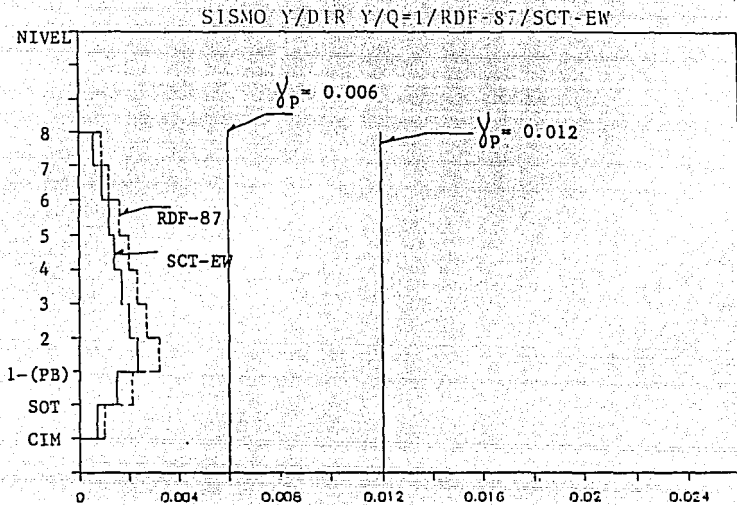
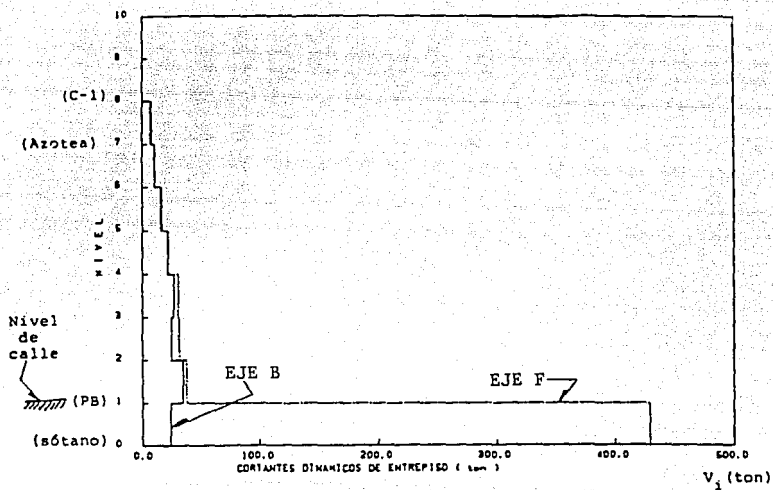
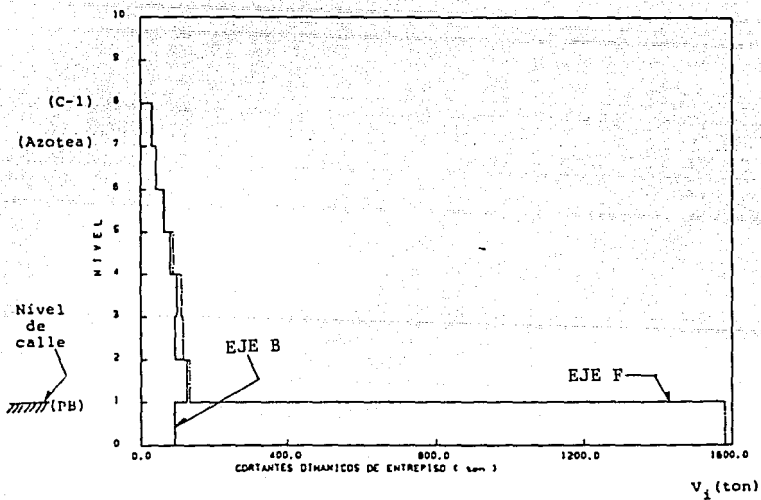


FIG 4.8 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURAS DE ENTREPISO. ESQUINAS 2-F Y 8-B. INTERACCION. RDF-87 Y SCT-EW. EDIFICIO MEDICO MILITARES.

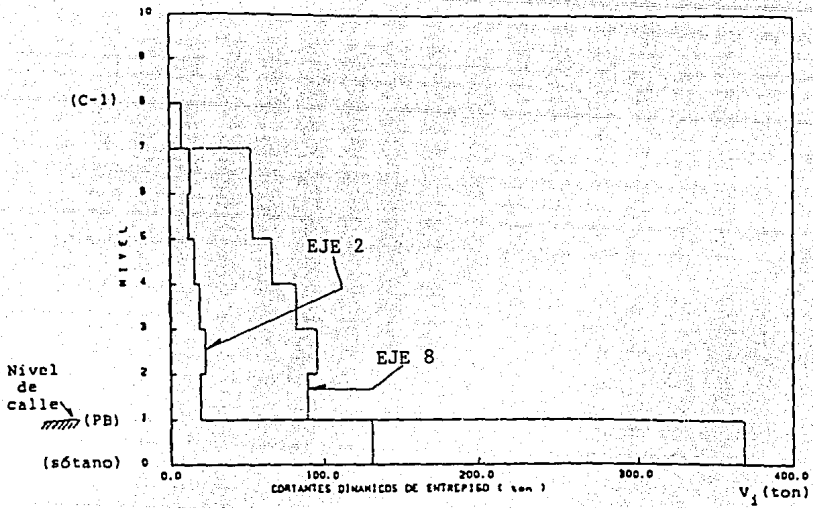


a) EJES B Y F, RDF-66.

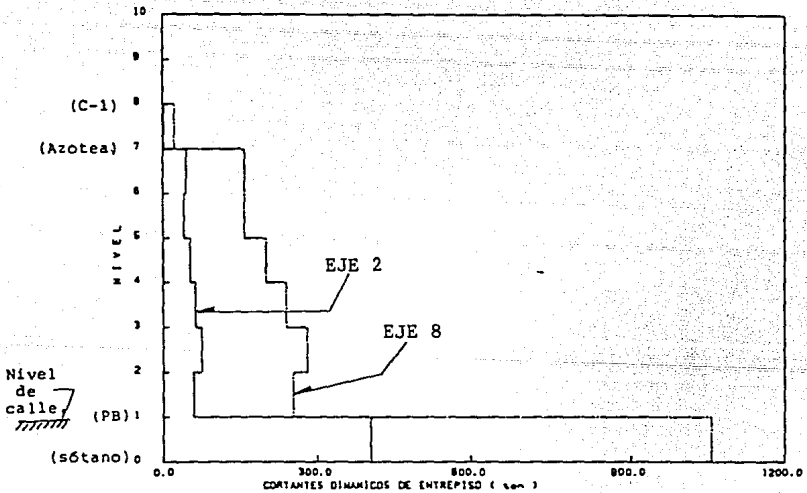


b) EJES B Y F, NEDF-85.

FIG 4.9 CORTANTES DE ENTREPISO, EJES B Y F. RDF-66 Y NEDF-85.  
EDIFICIO MEDICO MILITARES.

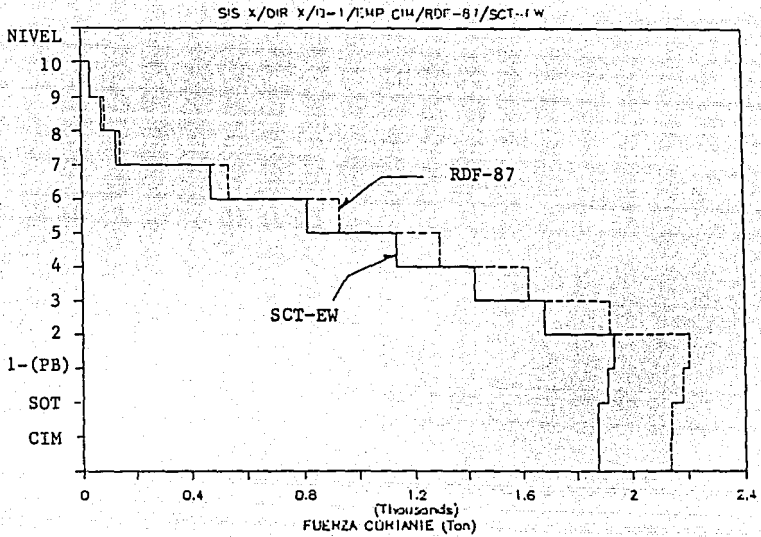


a) EJES 2 Y 8, RDF-66.

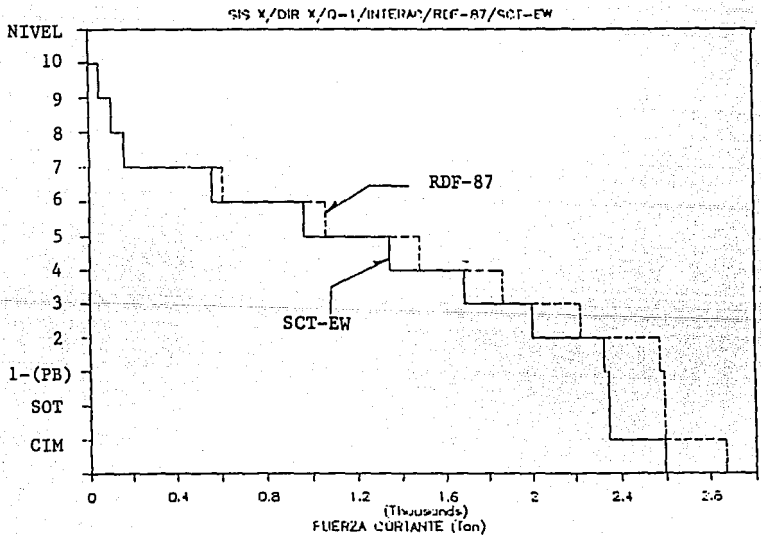


b) EJES 2 Y 8, NEDF-85.

FIG 4.10 CORTANTES DE ENTREPISO, EJES 2 Y 8. RDF-66 Y NEDF-85. EDIFICIO MEDICO MILITARES.

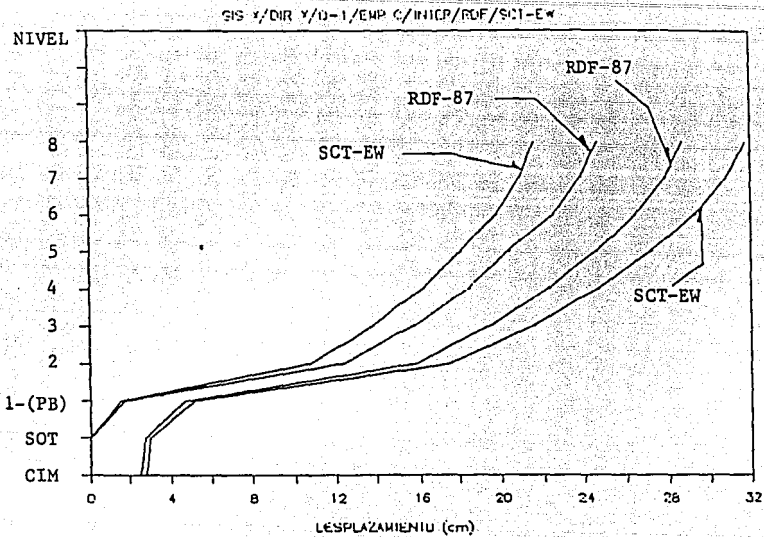


a) EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION.

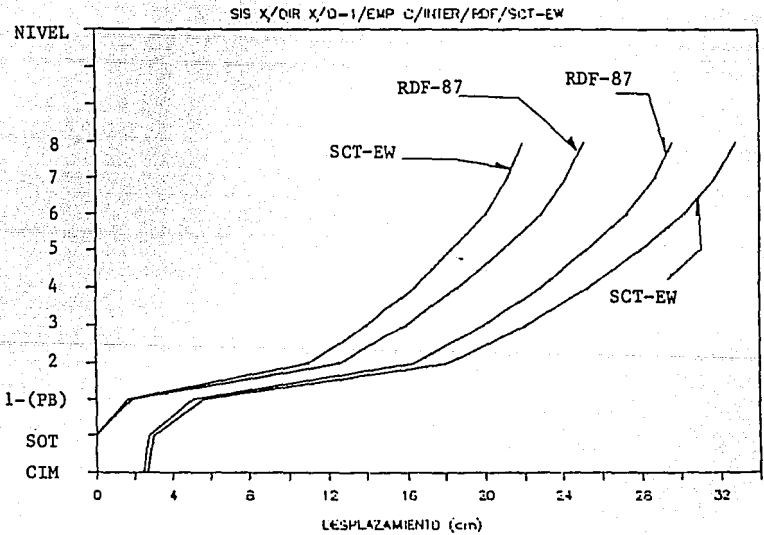


b) INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

FIG 4.11 CORTANTES DE ENTREPISO, EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION E INTERACCION, RDF-87 Y SCT-EW. EDIFICIO MEDICO MILITARES.



a) ESQUINA 2-F.

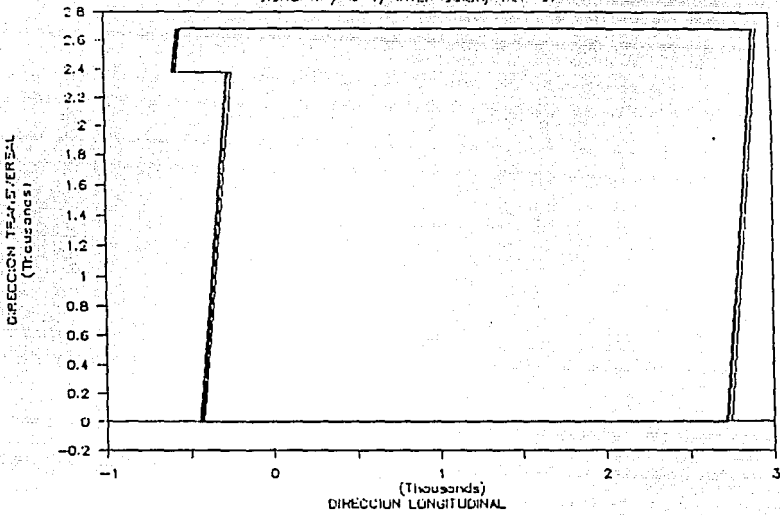


b) ESQUINA 8-B.

FIG 4.12 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, ESQUINAS 2-F Y 8-B. EMP EN CIMENTACION E INTERACCION, RDF-87 Y SCT-EW. ED. MEDICO MIL.

### DEFORMACION EN PLANTA

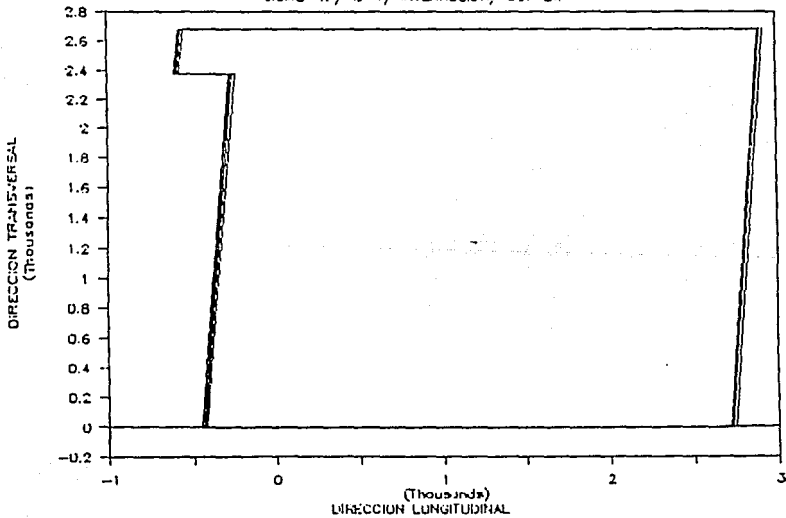
SISMO "X"/ 0-1/ INTERACCION/ RDF-87



a) RDF-87, NIVELES 8, 5, 2 Y 1-(PB).

### DEFORMACION EN PLANTA

SISMO "X"/ 0-1/ INTERACCION/ SCT-EW



b) SCT-EW, NIVELES 8, 5, 2 Y 1-(PB).

FIG 4.13 DEFORMACION EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA. EDIFICIO MEDICO MILITARES.

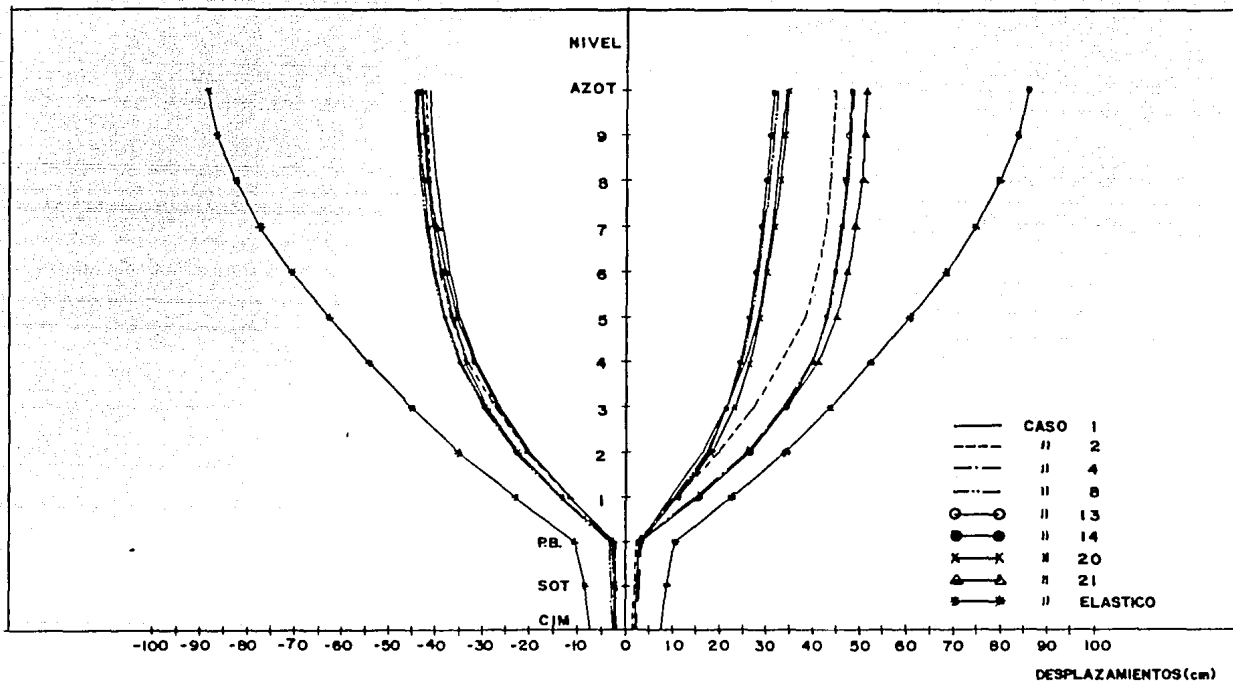


FIG 4.14 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS. EJE 3, EDIFICIO ST C.

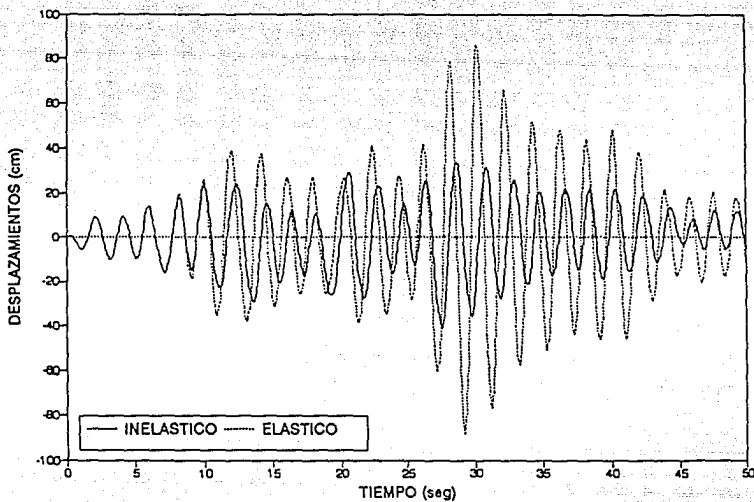


FIG 4.15 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS E INELASTICOS CON INTERACCION. EJE 3, EDIFICIO STC.

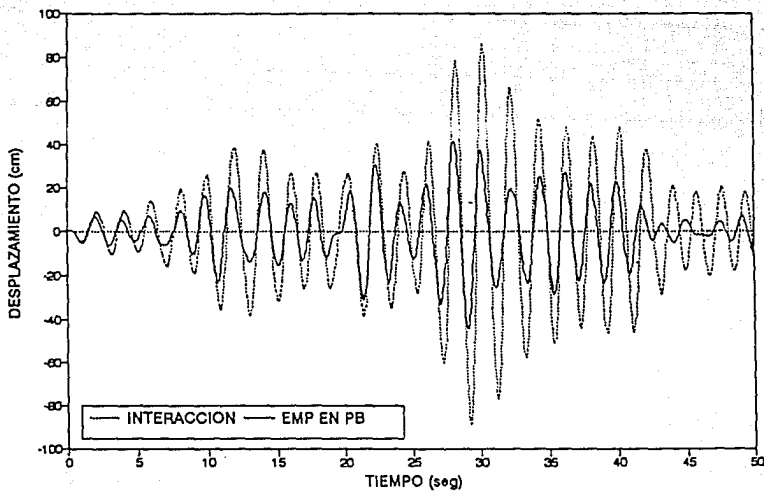
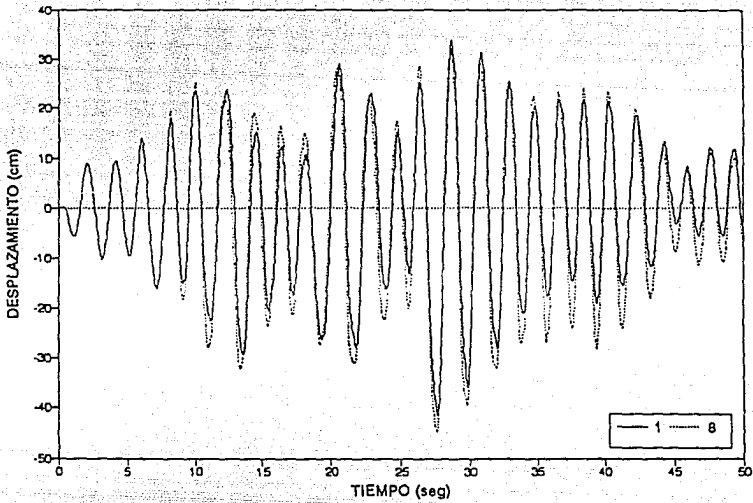
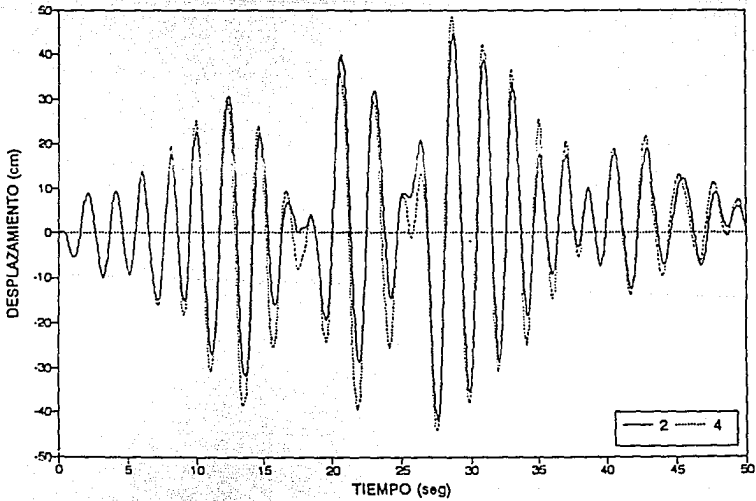


FIG 4.16 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS, EMP. EN P.B. E INTERACCION. EJE 3, EDIFICIO STC.



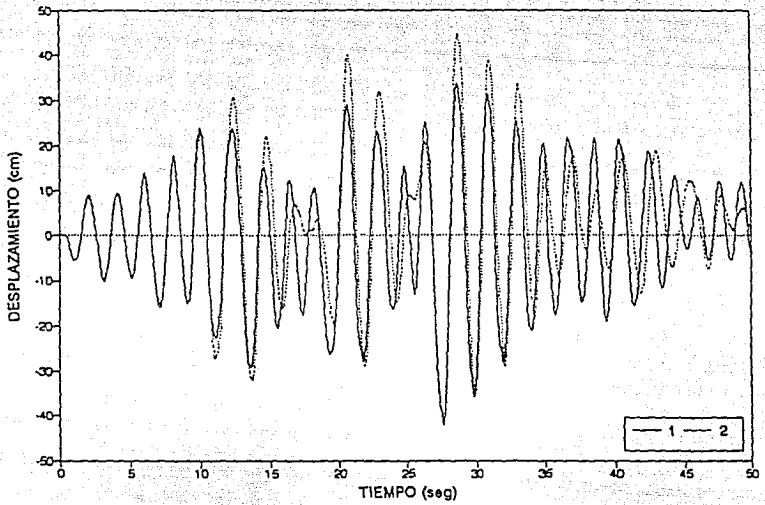


a) CASOS 1 Y 8.

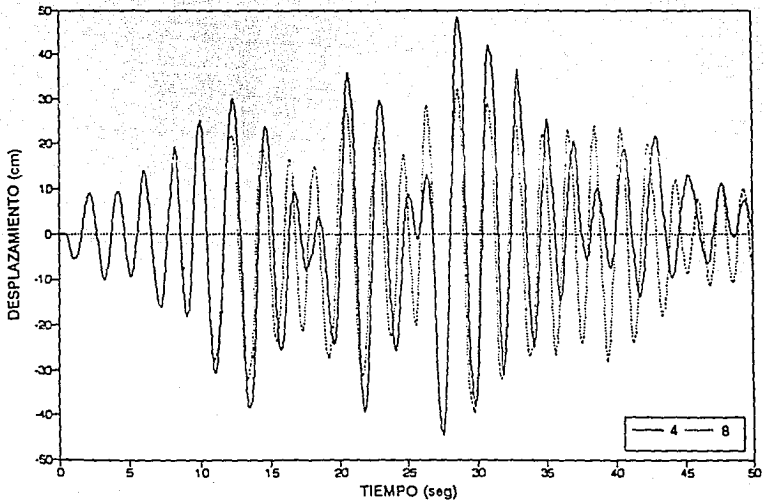


b) CASOS 2 Y 4.

FIG 4.17 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA. EJE 3, EDIFICIO STC.

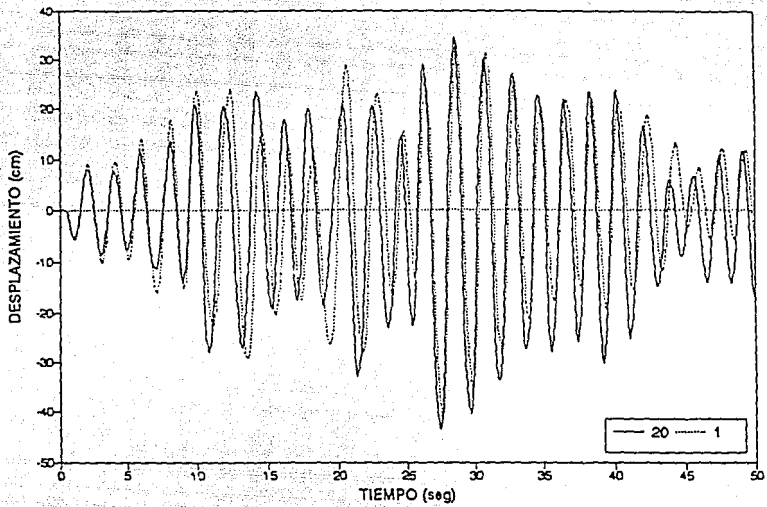


a) CASOS 1 Y 2.

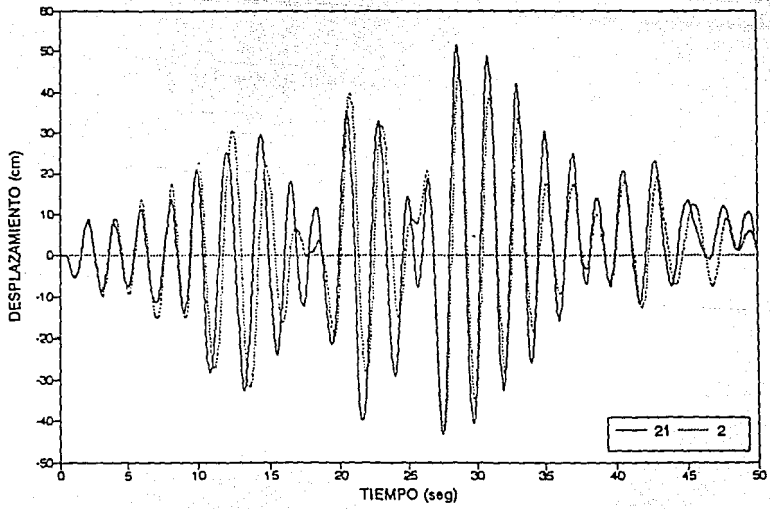


b) CASOS 4 Y 8.

FIG 4.18 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA. EJE 3, EDIFICIO STC.

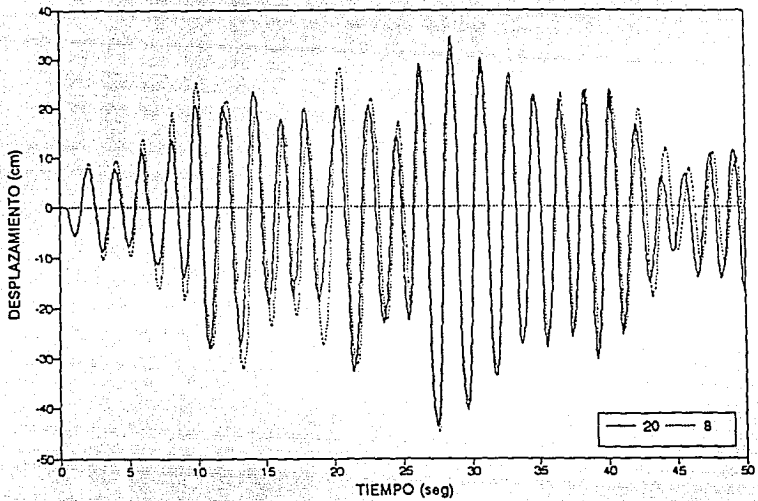


a) CASOS 20 Y 1.

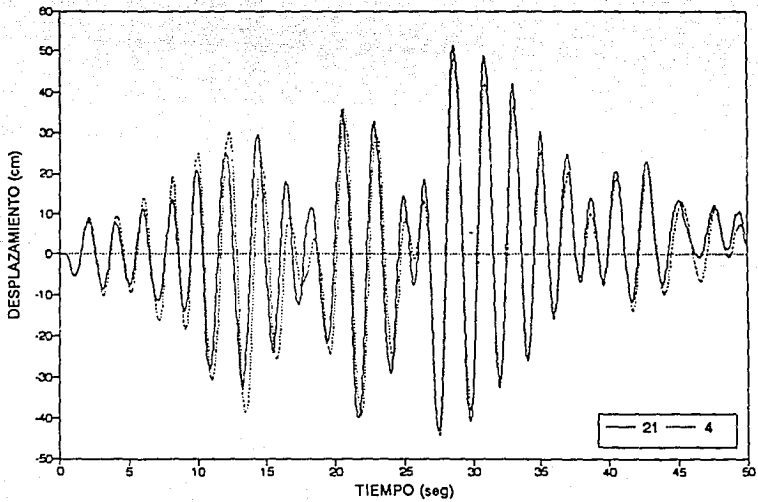


b) CASOS 21 Y 2.

FIG 4.19 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA. EJE 3, EDIFICIO STC.

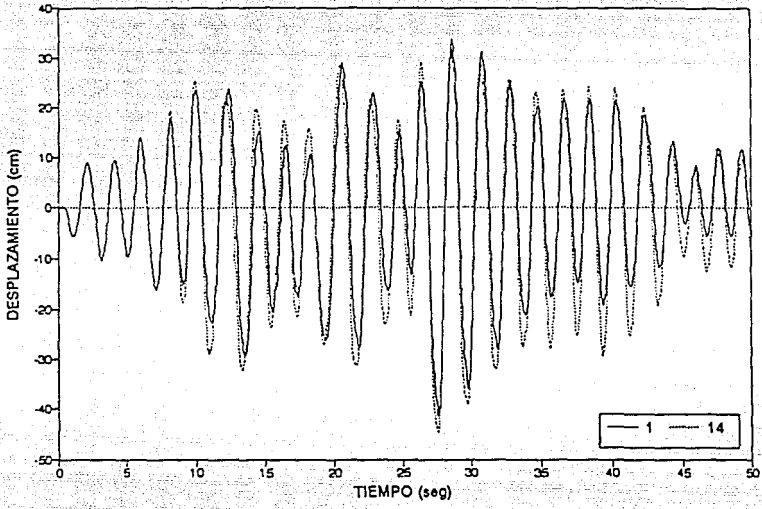


a) CASOS 20 Y 8.

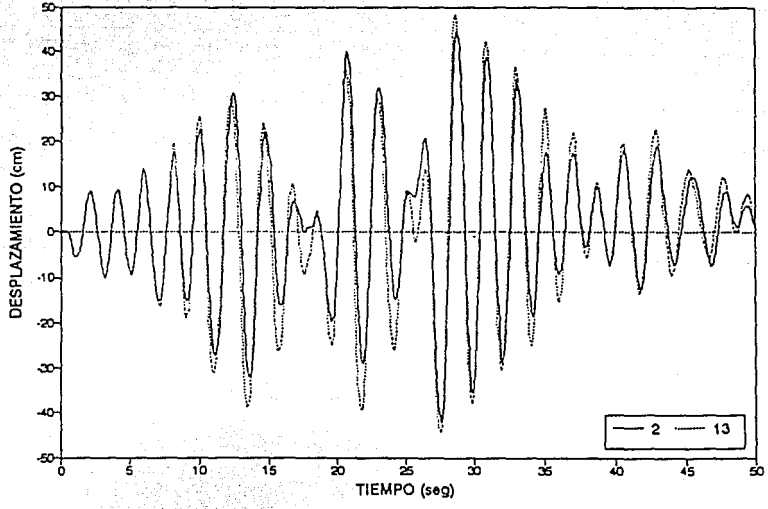


b) CASOS 21 Y 4.

FIG 4.20 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA. EJE 3, EDIFICIO STC.



a) CASOS 1 Y 14.



b) CASOS 2 Y 13.

FIG 4.21 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA. EJE 3, EDIFICIO STC.

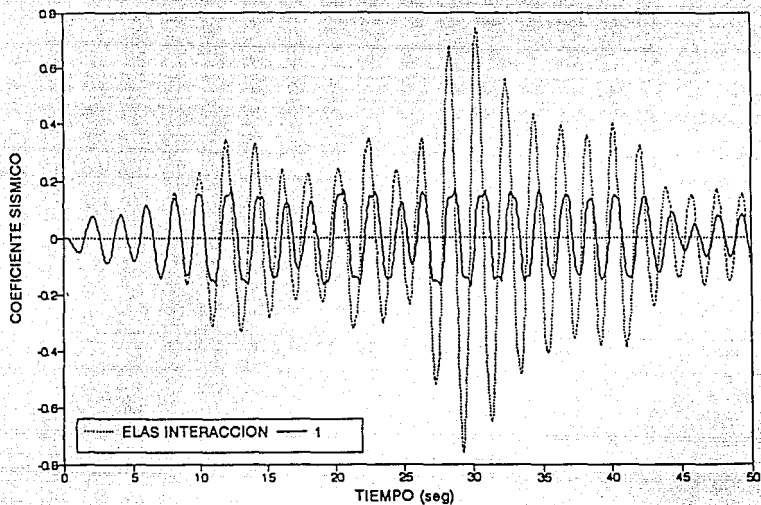


FIG 4.22 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS ELASTICOS E INELASTICOS CON INTERACCION. EJE 3, EDIFICIO STC.

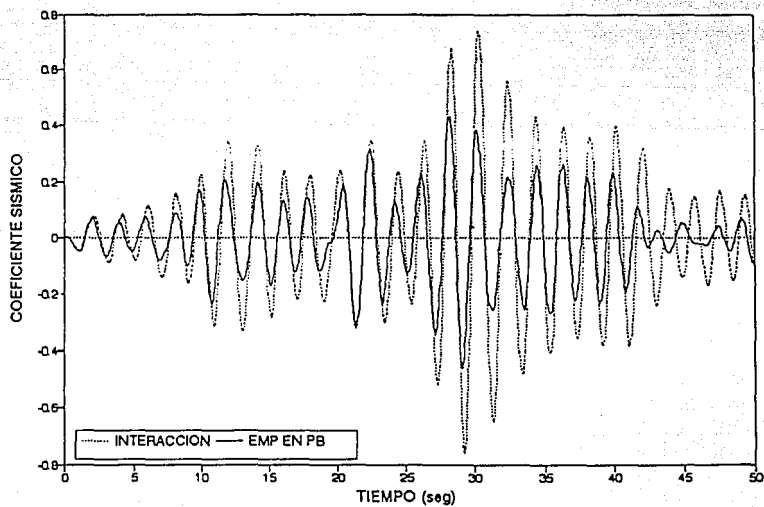
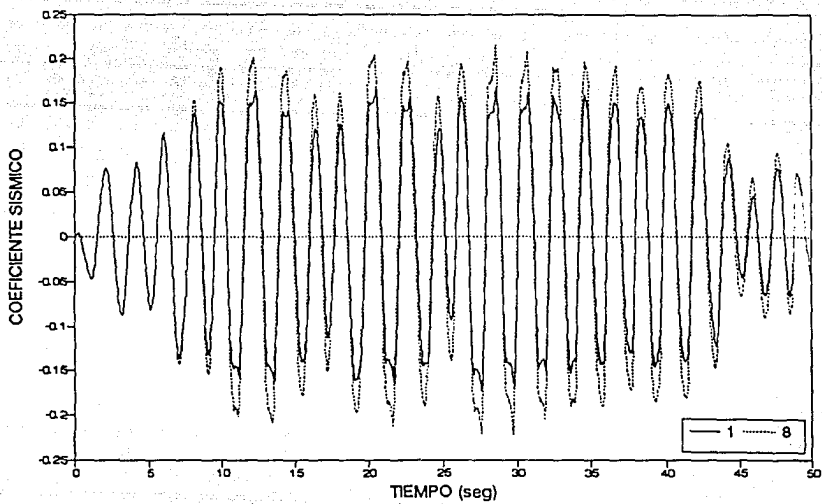
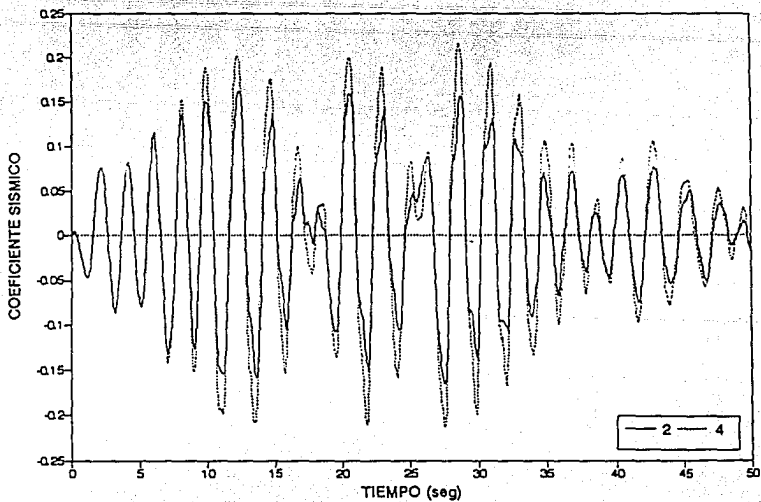


FIG 4.23 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS ELASTICOS. EMP. EN P.B. E INTERACCION. EJE 3, EDIFICIO STC.

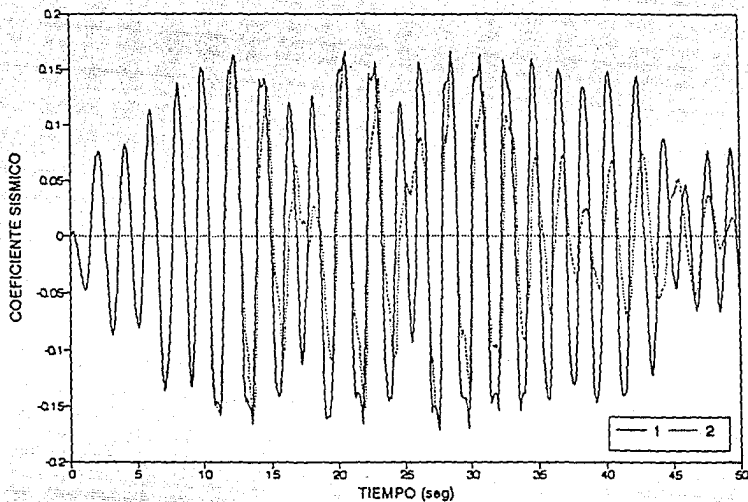


a) CASOS 1 Y 8.

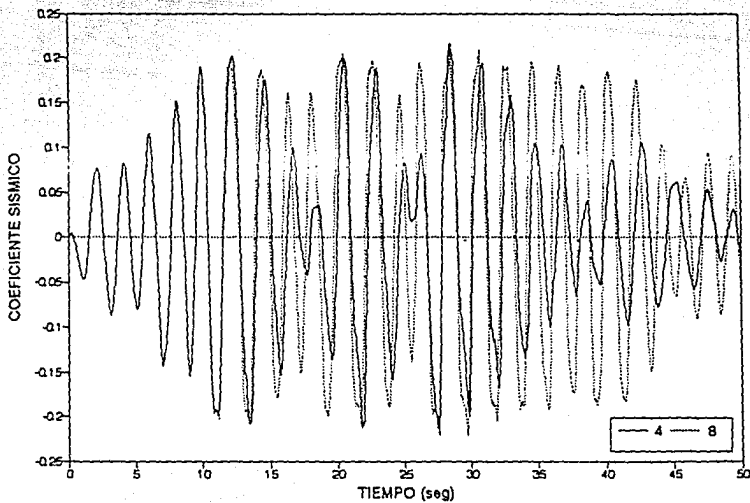


b) CASOS 2 Y 4.

FIG 4.24 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS. EJE 3, EDIFICIO STC.



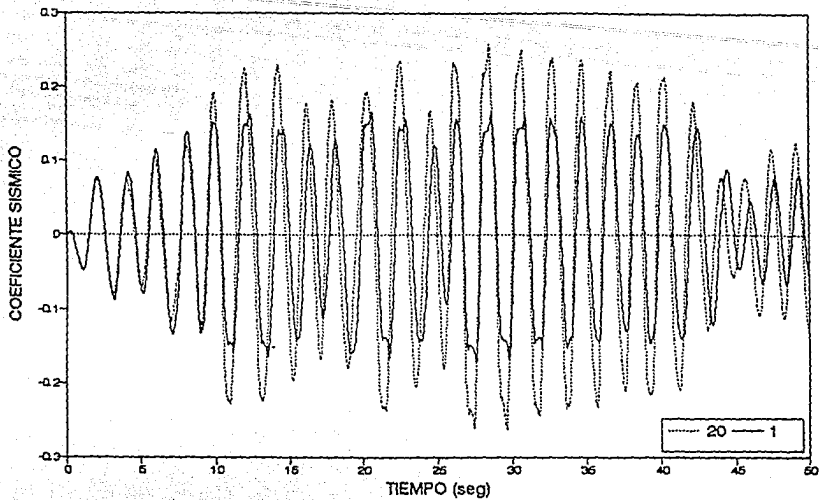
a) CASOS 1 Y 2.



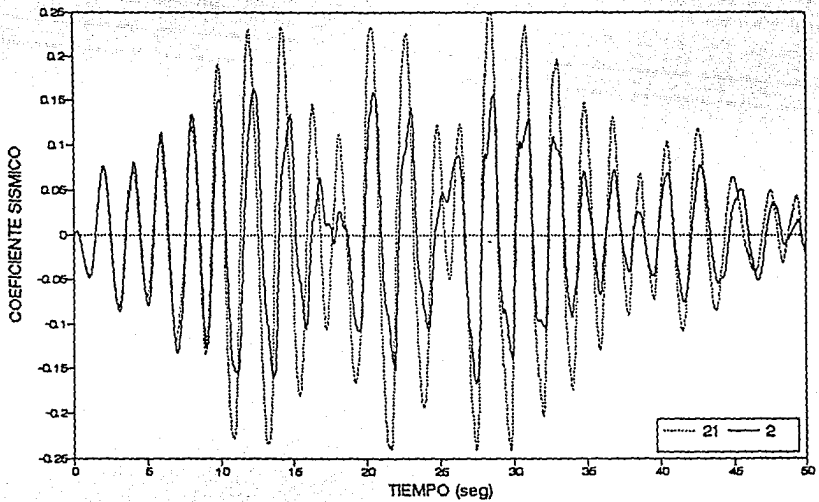
b) CASOS 4 Y 8.

FIG 4.25 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS. EJE 3, EDIFICIO STC.



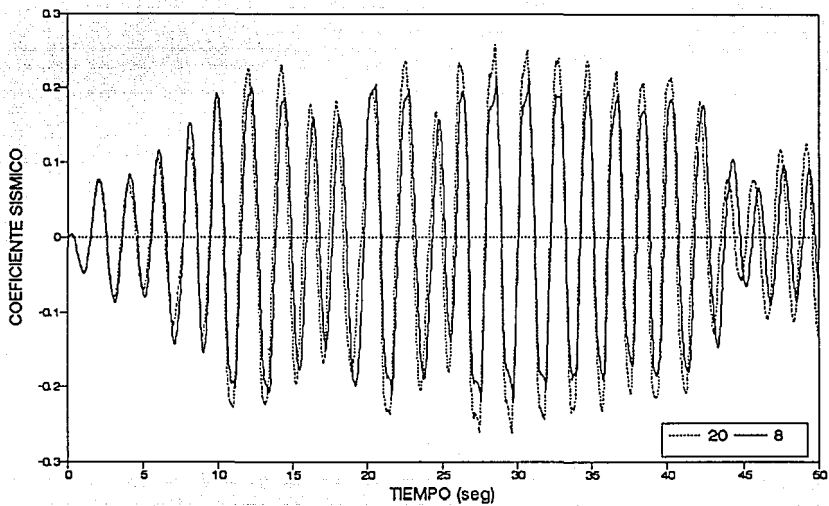


a) CASOS 20 Y 1.

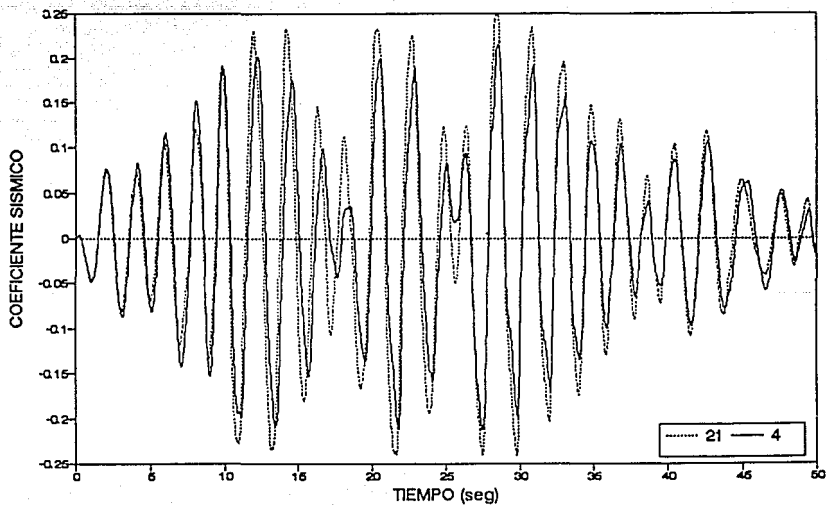


b) CASOS 21 Y 2.

FIG 4.26 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS. EJE 3, EDIFICIO STC.

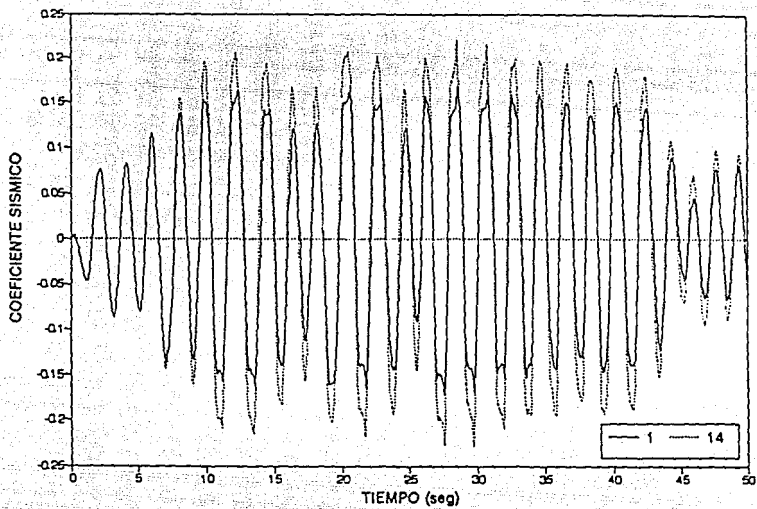


a) CASOS 20 Y 8.

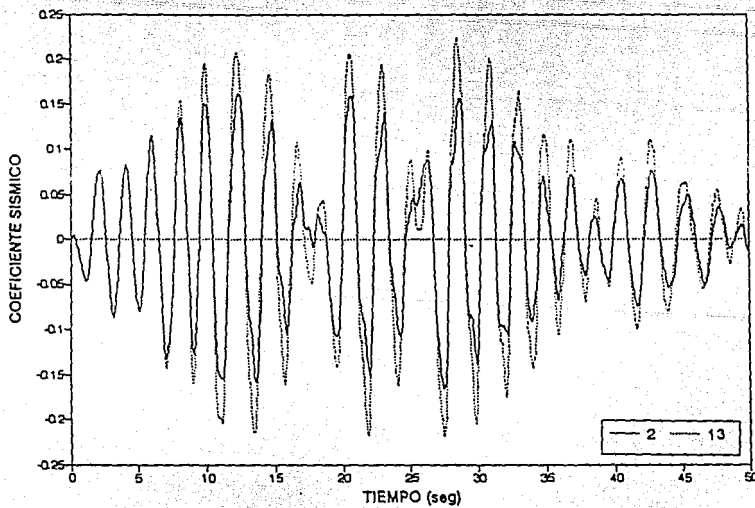


b) CASOS 21 Y 4.

FIG 4.27 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS. EJE 3, EDIFICIO STC.

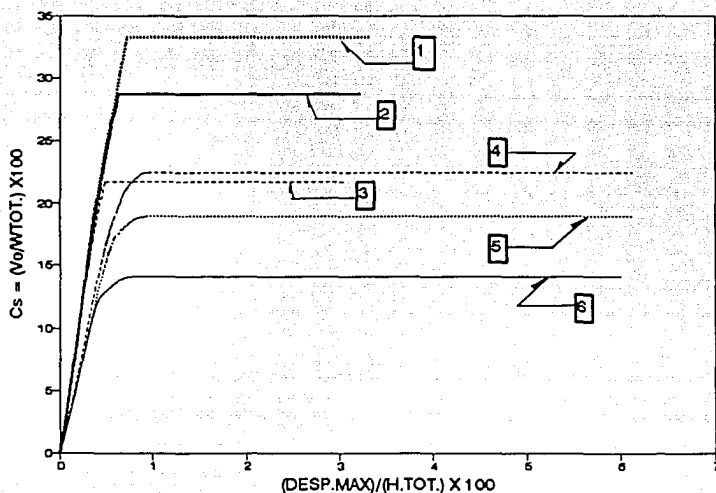


a) CASOS 1 Y 14.



b) CASOS 2 Y 13.

FIG 4.28 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS. EJE 3, EDIFICIO STC.



- 1 EJE A-E (SOBRE-RESISTENCIAS Y ESFUERZOS PROMEDIO)
- 2 EJE A-E (SOBRE-RESISTENCIAS Y ESFUERZOS NOMINALES)
- 3 EJE A-E (RESISTENCIAS Y ESFUERZOS NOMINALES)
- 4 EJE 3 (SOBRE-RESISTENCIAS Y ESFUERZOS PROMEDIO)
- 5 EJE 3 (SOBRE-RESISTENCIAS Y ESFUERZOS NOMINALES)
- 6 EJE 3 (RESISTENCIAS Y ESFUERZOS NÓMINALES)

FIG 4.29 RELACION CARGA-DEFORMACION CALCULADA EN LOS EJES 3 (LONGITUDINAL) Y A-E (TRANSVERSAL), EDIFICIO STC.

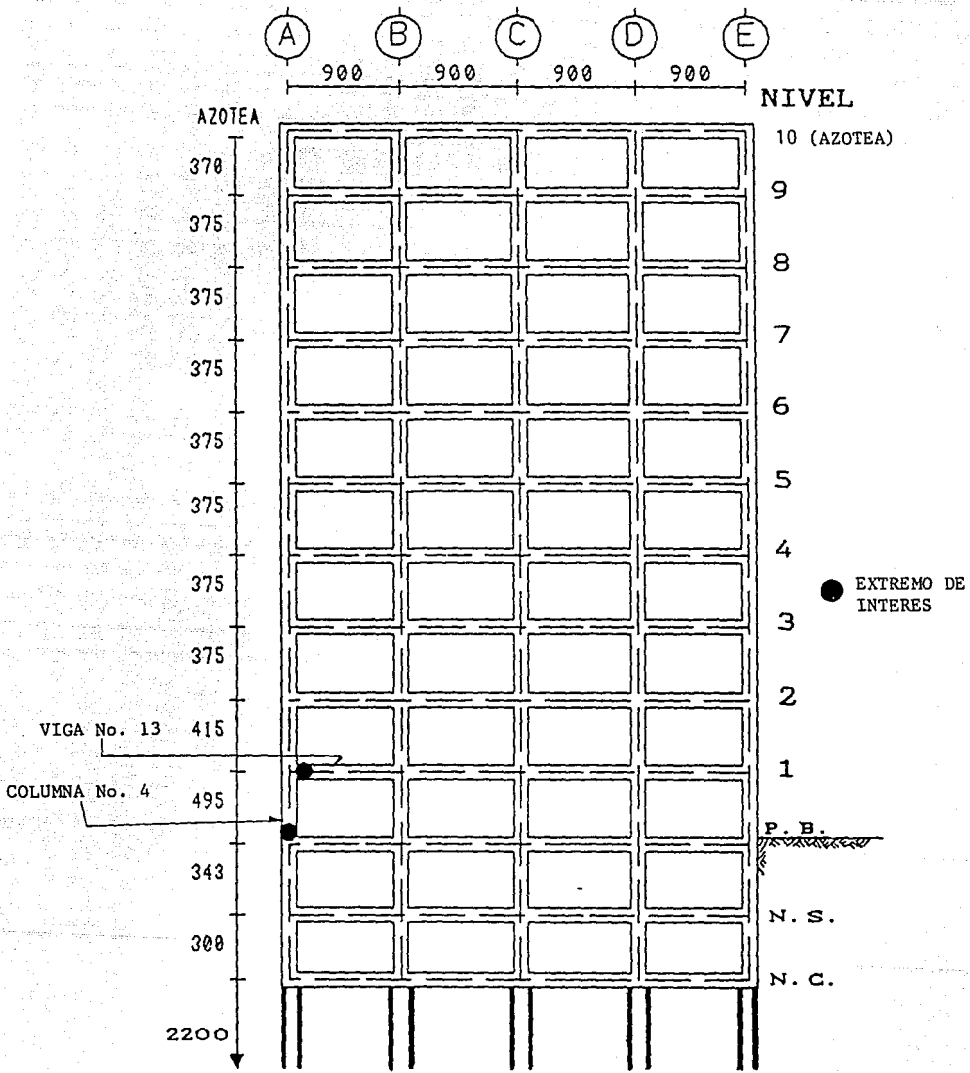


FIG 4.30 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES. EJE 3, EDIFICIO STC.

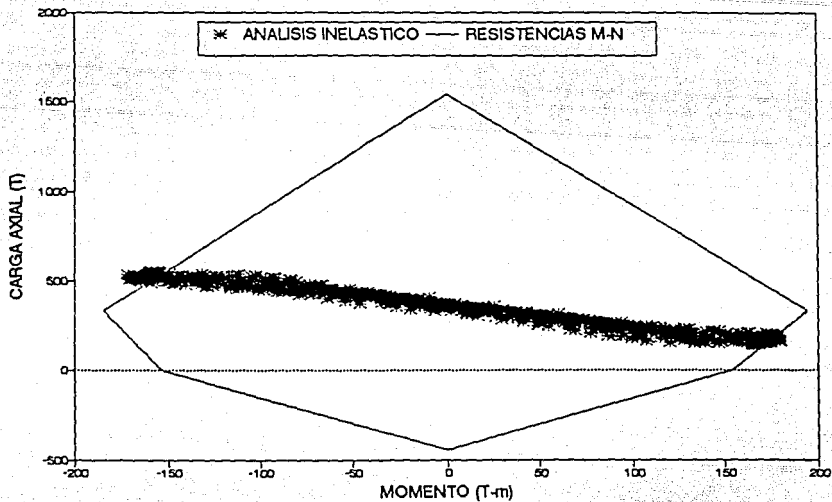


FIG 4.31 HISTORIA DE MOMENTOS-CARGA AXIAL EN COLUMNA, CASO 1. EJE 3, EDIFICIO STC.

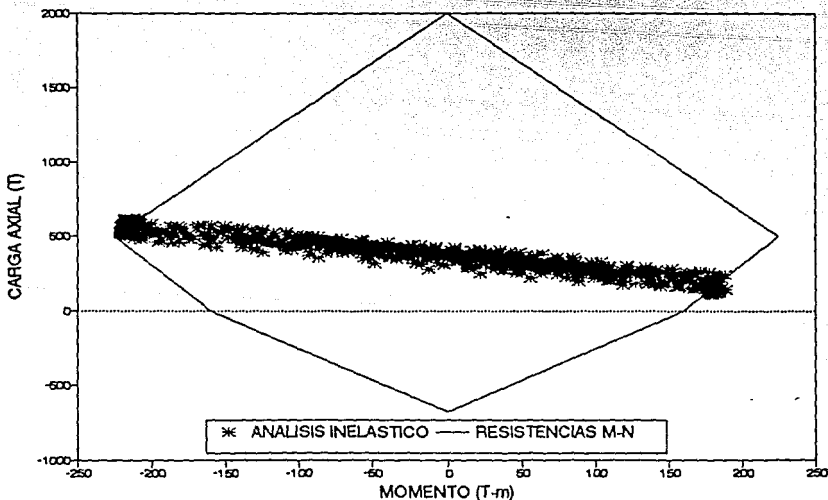


FIG 4.32 HISTORIA DE MOMENTOS-CARGA AXIAL EN COLUMNA, CASO 13. EJE 3, EDIFICIO STC.

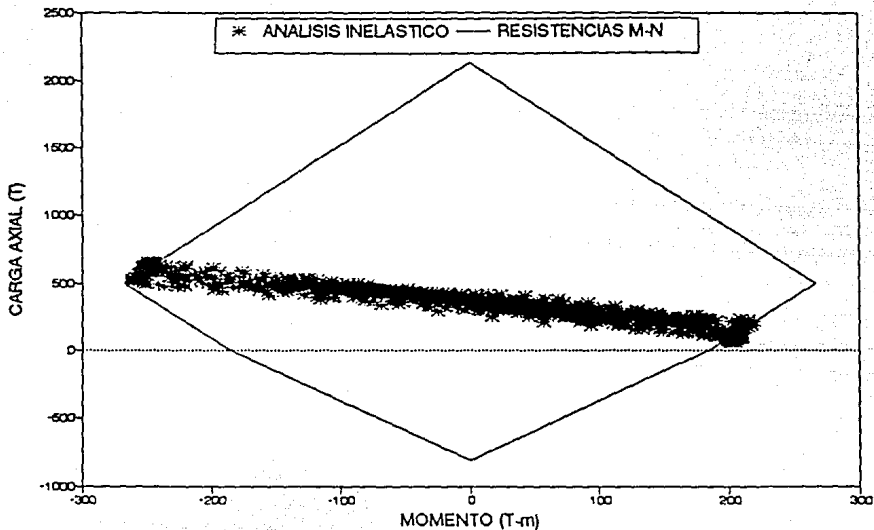


FIG 4.33 HISTORIA DE MOMENTOS-CARGA AXIAL EN COLUMNA, CASO 21. EJE 3, EDIFICIO STC.

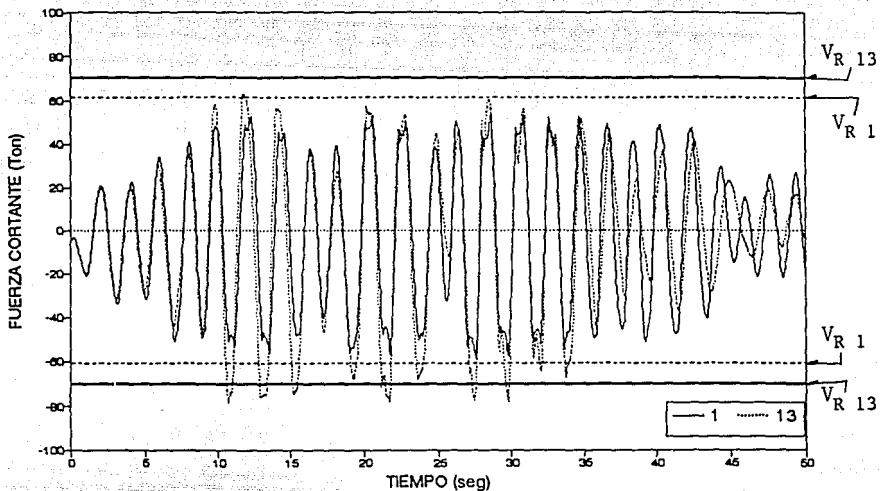


FIG 4.34 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, CASOS 1 Y 13.  
EJE 3, EDIFICIO STC.

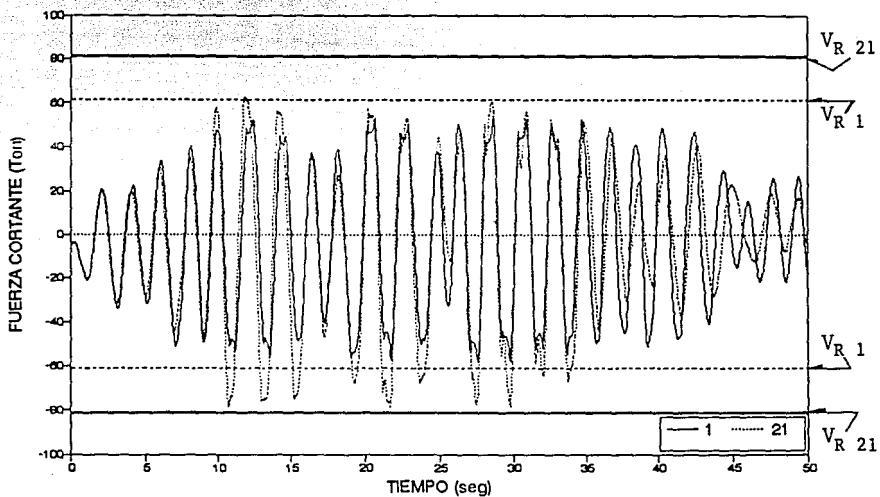
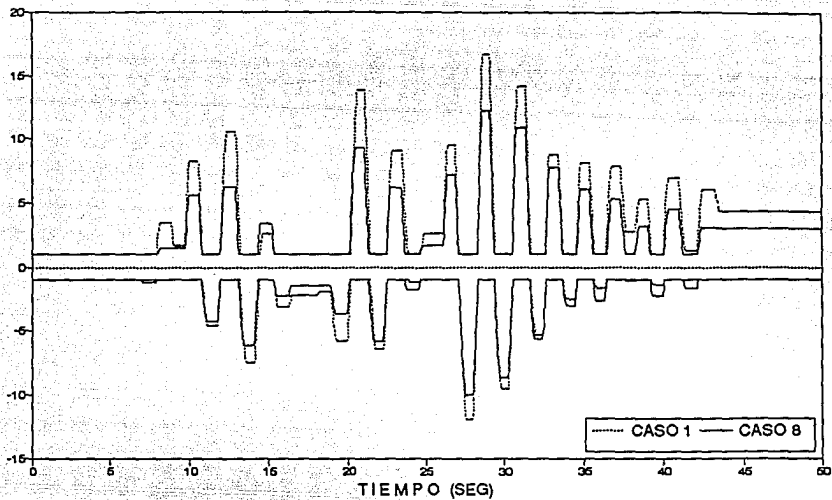
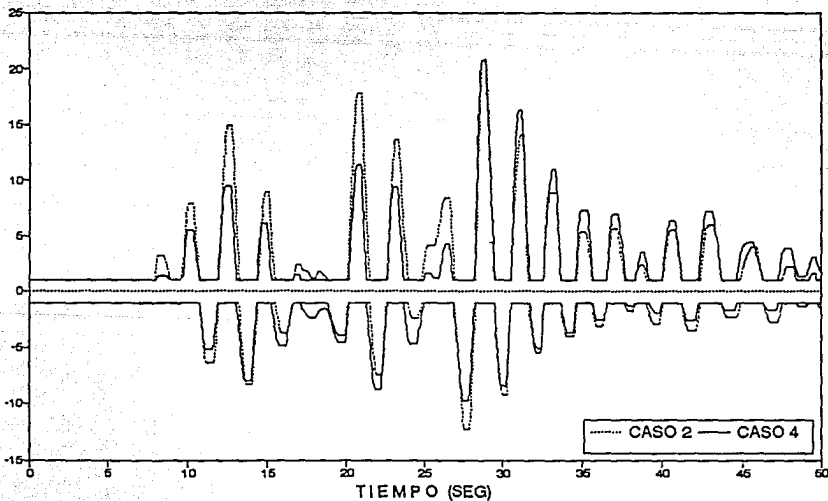


FIG 4.35 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, CASOS 1 Y 21.  
EJE 3, EDIFICIO STC.



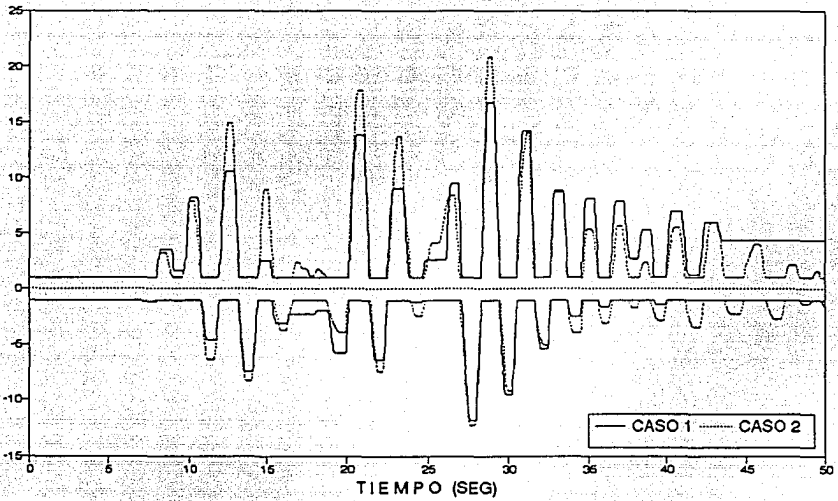


a) CASOS 1 Y 8.

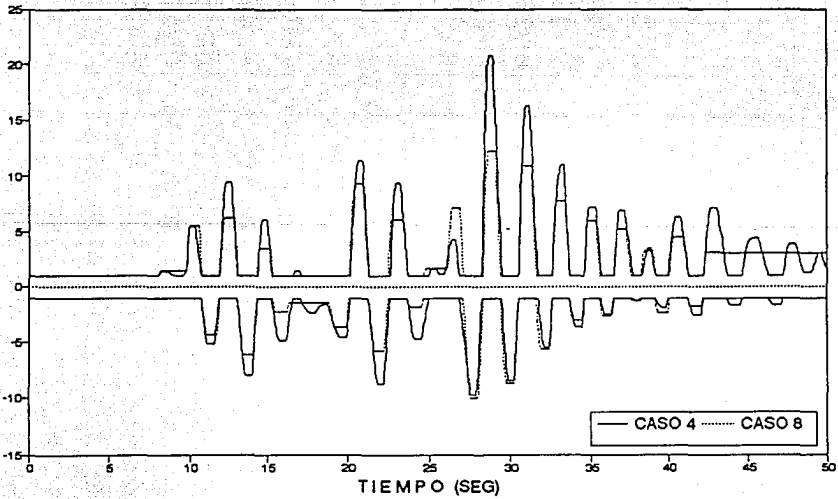


b) CASOS 2 Y 4.

FIG 4.36 HISTORIA DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN VIGA. EJE 3; EDIFICIO STC.

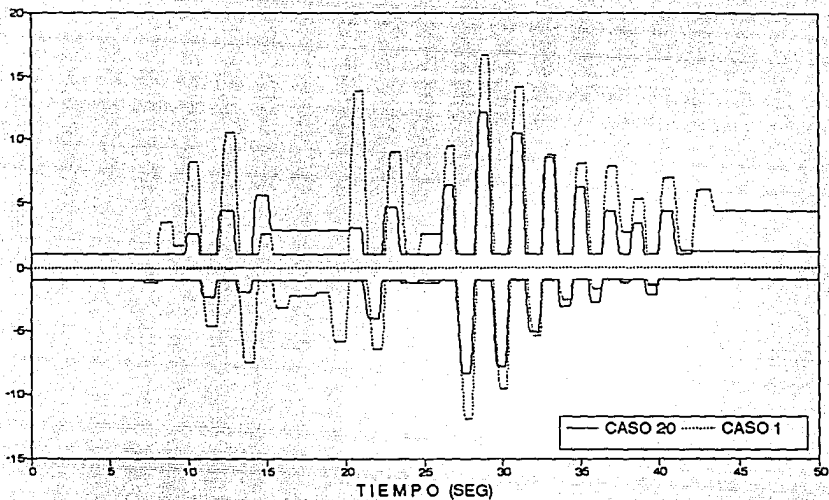


a) CASOS 1 Y 2.

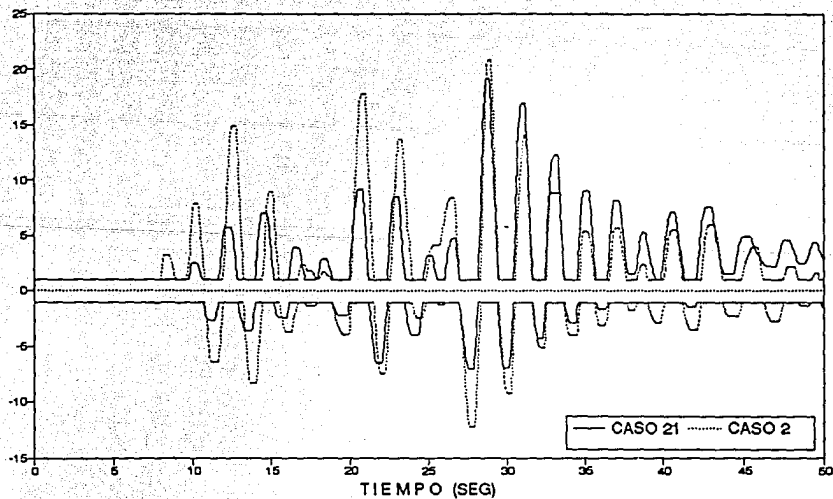


b) CASOS 4 Y 8.

FIG 4.37 HISTORIA DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN VIGA. EJE 3, EDIFICIO STC.

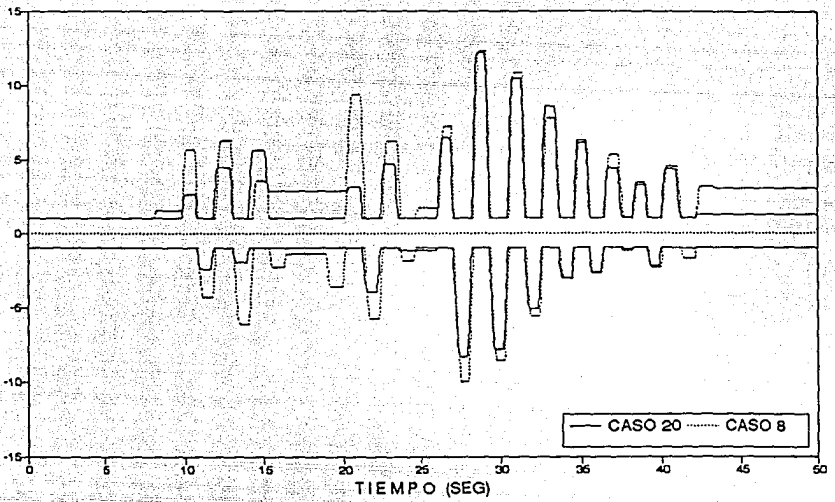


a) CASOS 20 Y 1.

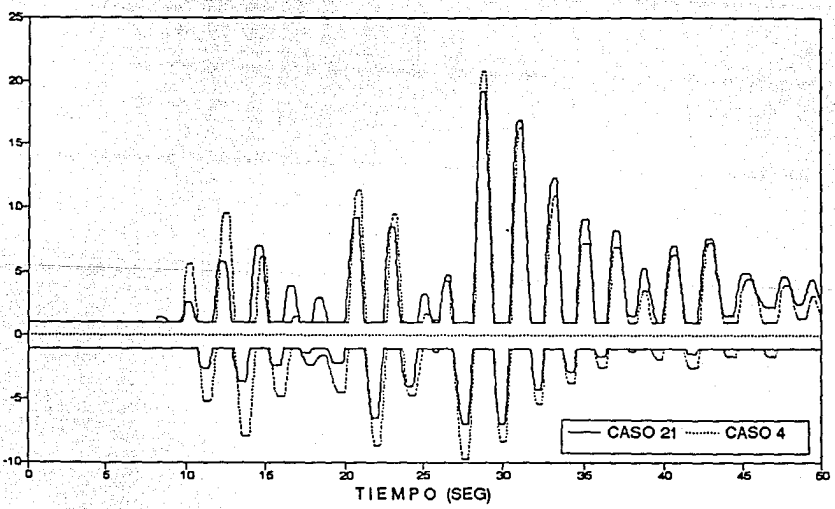


b) CASOS 21 Y 2.

FIG 4.38 HISTORIA DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN VIGA. EJE 3, EDIFICIO STC.

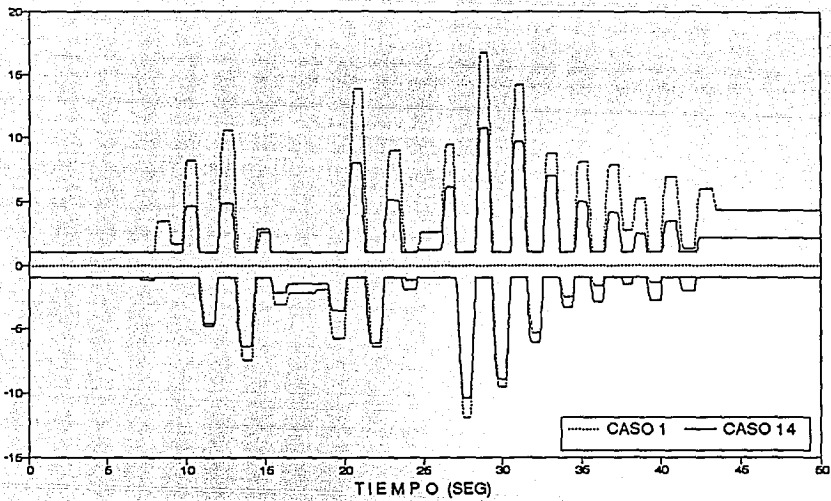


a) CASOS 20 Y 8.

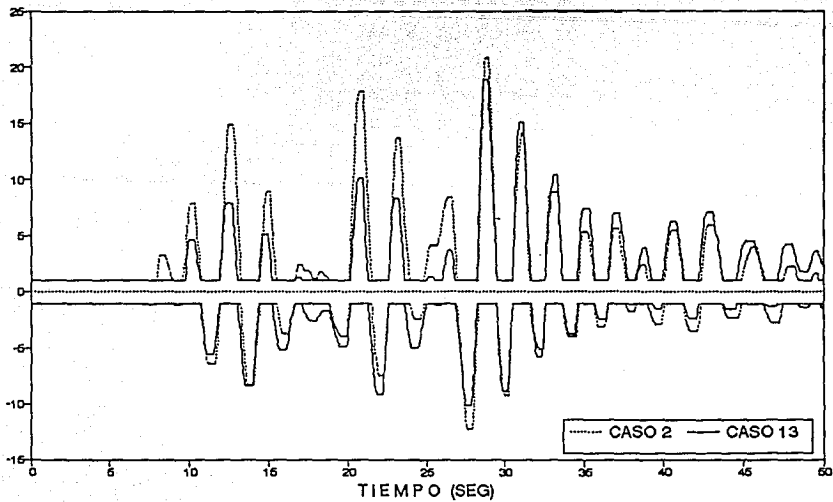


b) CASOS 21 Y 4.

FIG 4.39 HISTORIA DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN VIGA. EJE 3, EDIFICIO STC.



a) CASOS 1 Y 14.



b) CASOS 2 Y 13.

FIG 4.40 HISTORIA DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN VIGA. EJE 3, EDIFICIO STC.

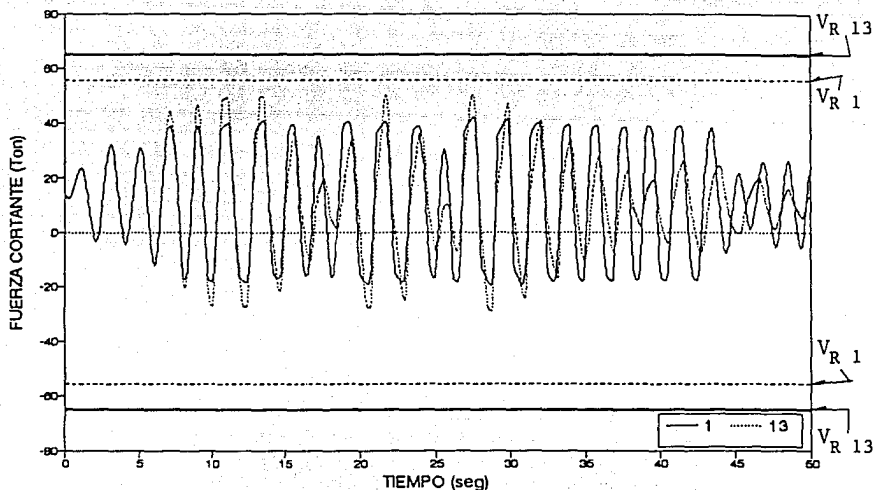


FIG 4.41 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, CASOS 1 Y 13. EJE 3, EDIFICIO STC.

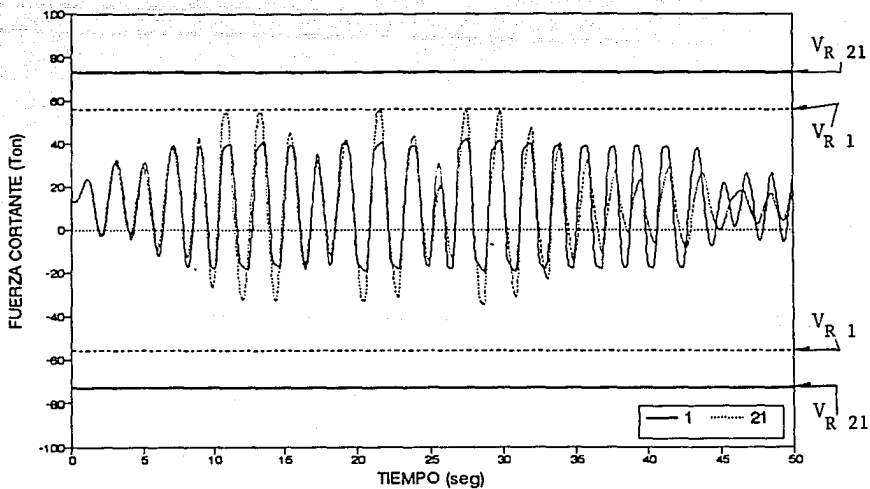
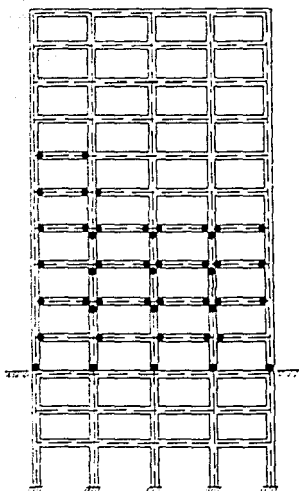
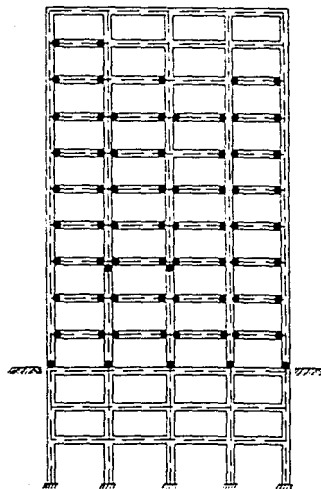


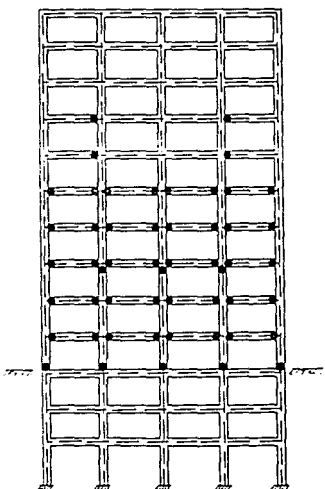
FIG 4.42 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, CASOS 1 Y 21. EJE 3, EDIFICIO STC.



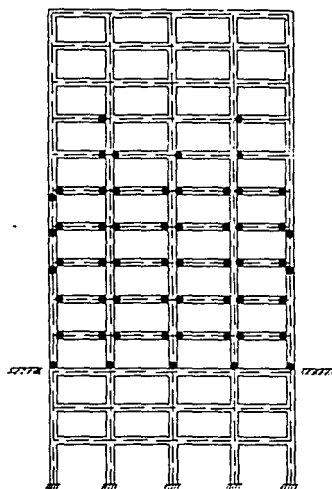
a) DAÑO REAL OBSERVADO  
EN CAMPO.



b) CASO 1

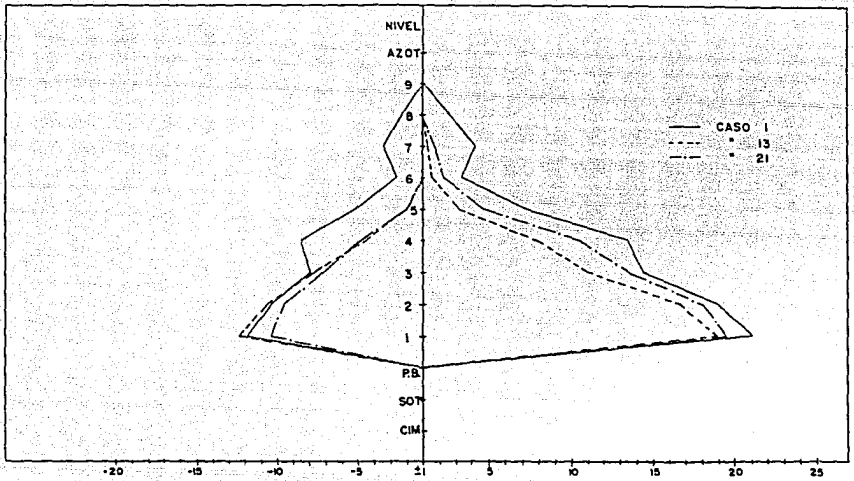


c) CASO 13.

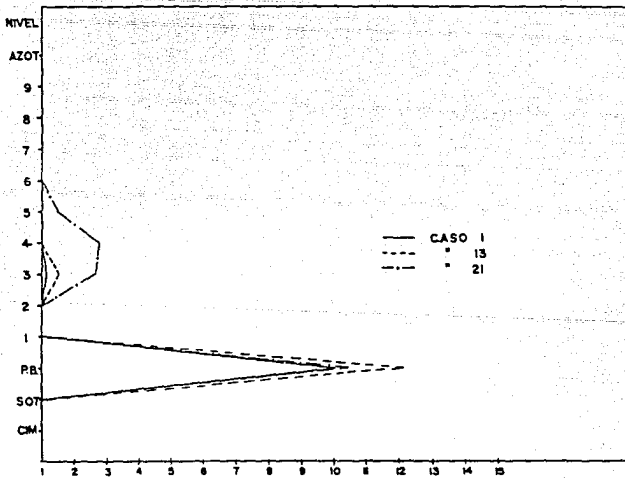


d) CASO 21.

FIG 4.43 COMPARACION DEL PATRON DE DAÑO OBSERVADO EN CAMPO Y EL OBTENIDO ANALITICAMENTE. EJE 3, EDIFICIO STC.



a) VIGAS.



b) COLUMNAS.

FIG 4.44 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS,  $L_p=0.5d$ . EJE 3, EDIFICIO STC.



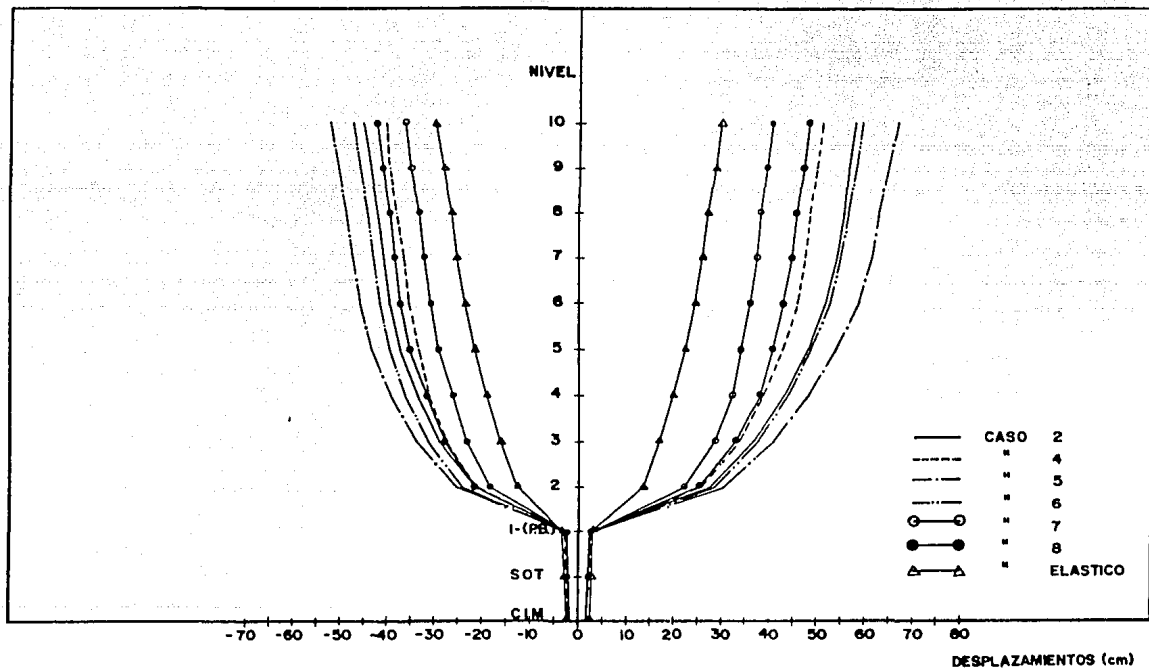


FIG 4.45 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

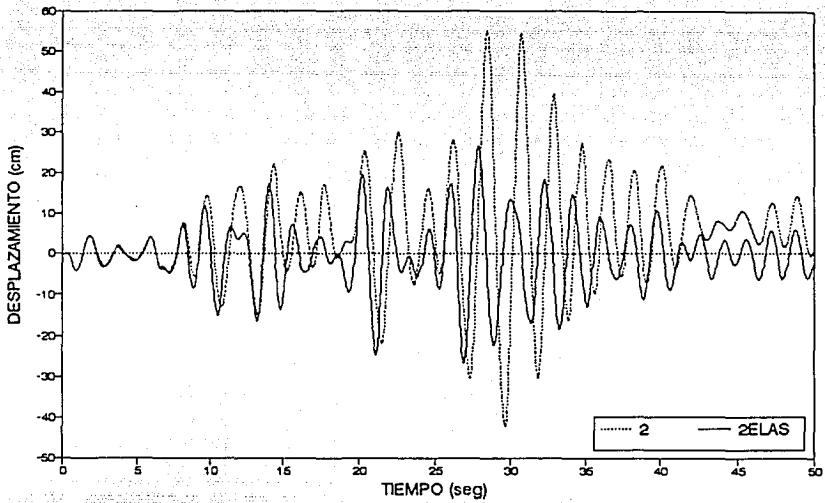


FIG 4.46 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS E INELASTICOS CON INTERACCION. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

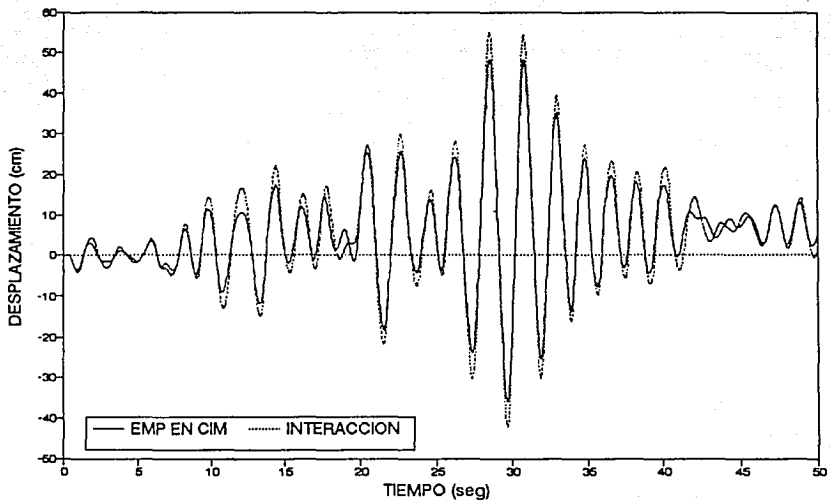


FIG 4.47 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS, EMPOTRAMIENTO EN CIMENTACION E INTERACCION. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

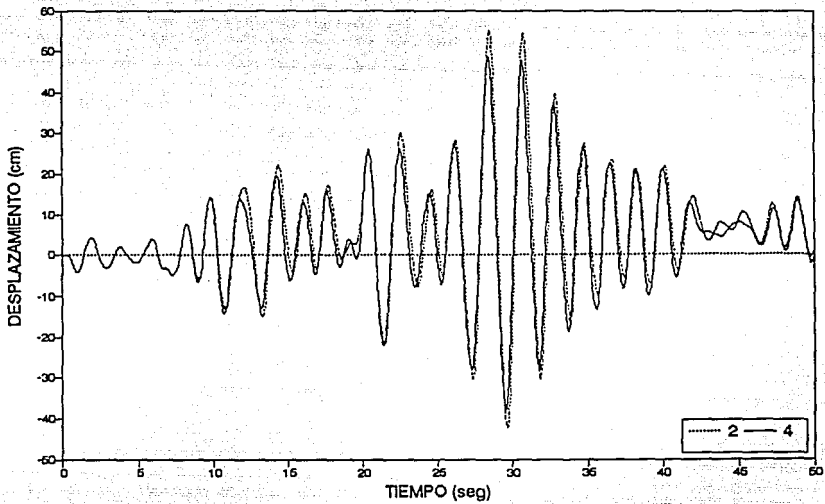


FIG 4.48 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, CASOS 2 Y 4. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

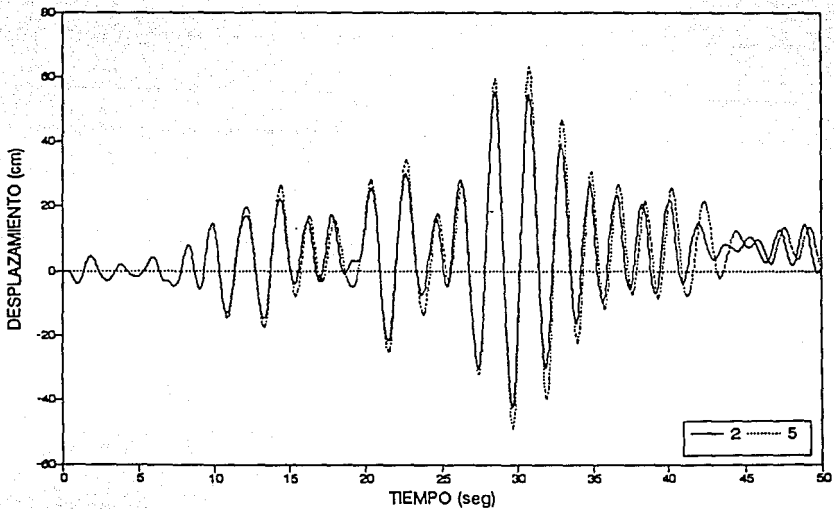


FIG 4.49 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, CASOS 2 Y 5. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

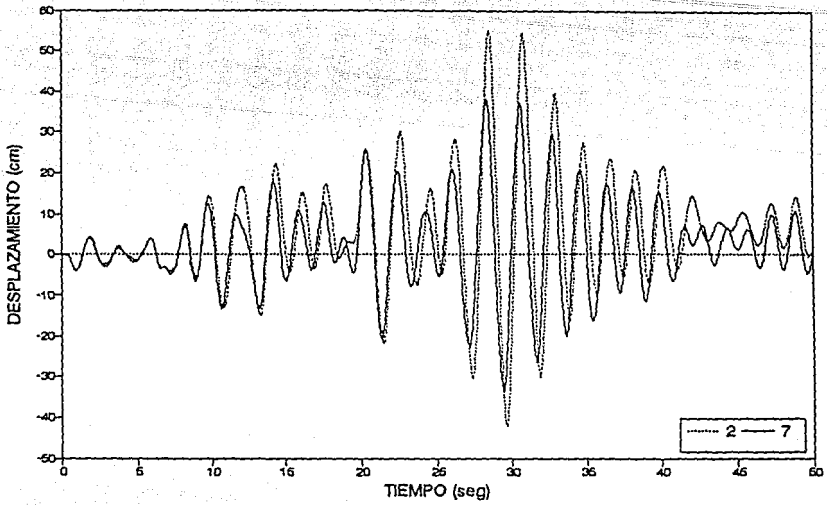


FIG 4.50 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, CASOS 2 Y 7. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

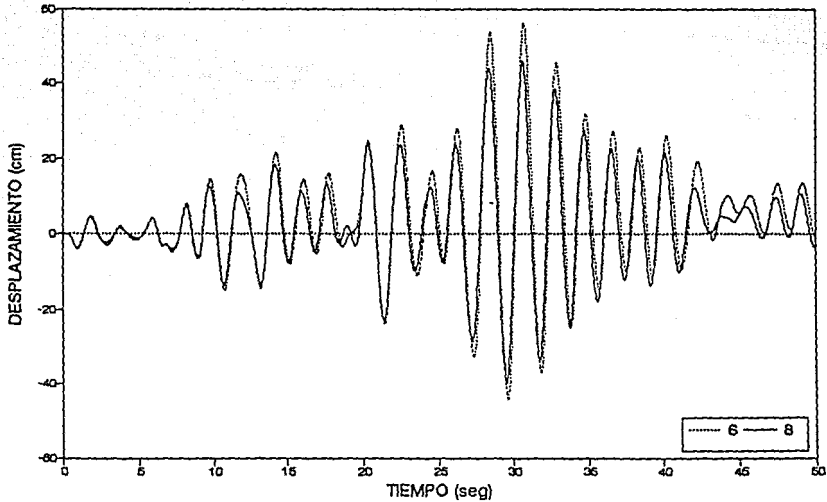


FIG 4.51 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, CASOS 6 Y 8. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

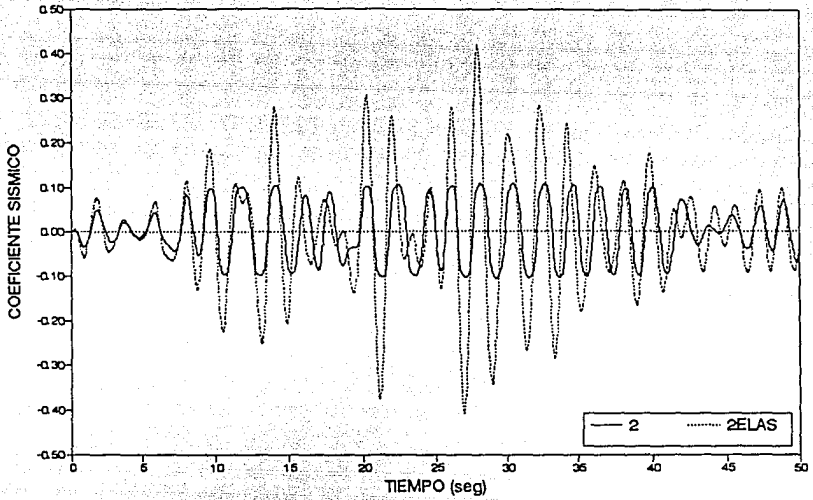


FIG 4.52 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS ELASTICOS E INELASTICOS CON INTERACCION. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

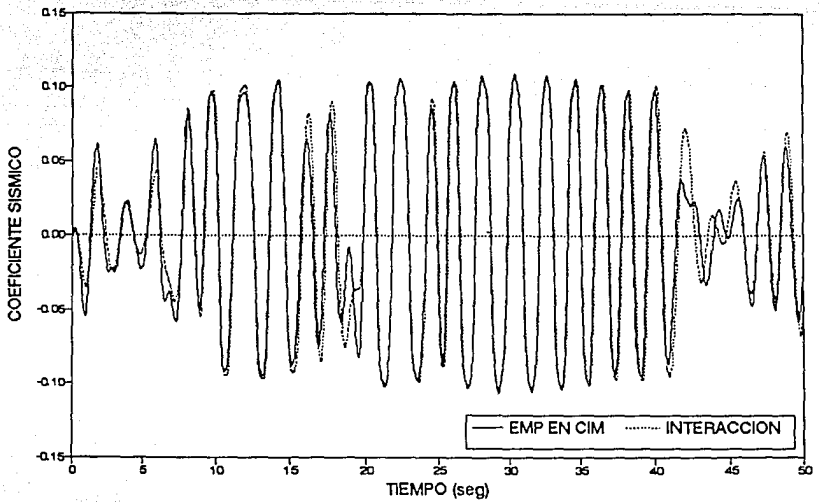


FIG 4.53 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS INELASTICOS, EMP. EN CIMEN-TACION E INTERACCION. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

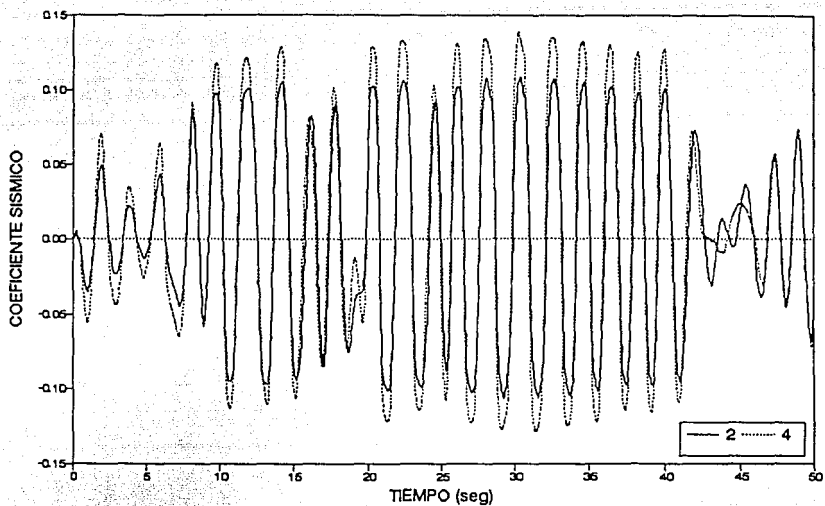


FIG 4.54 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, CASOS 2 Y 4. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

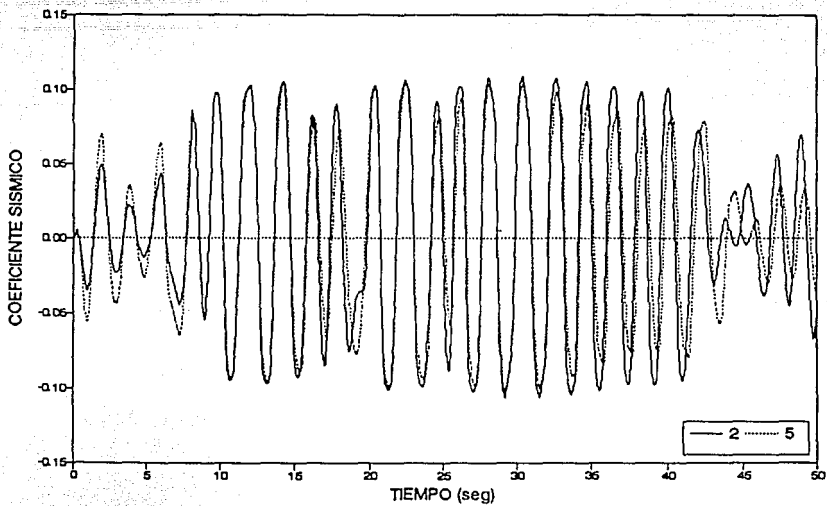


FIG 4.55 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, CASOS 2 Y 5. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

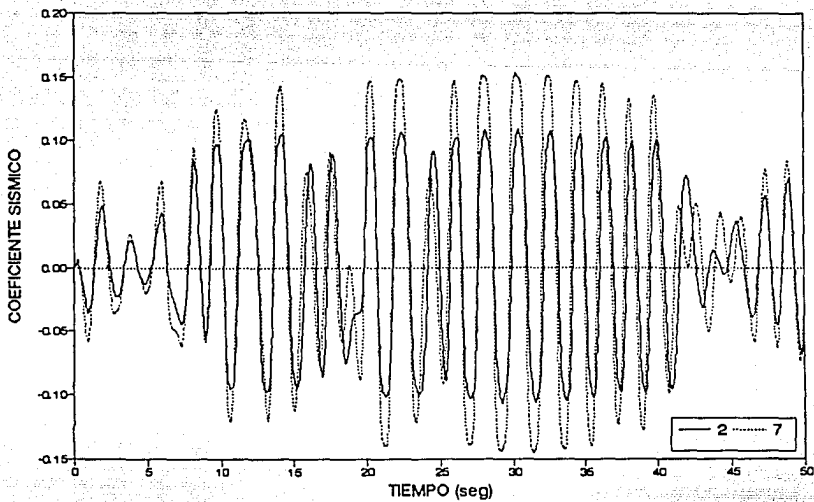


FIG 4.56 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, CASOS 2 Y 7. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

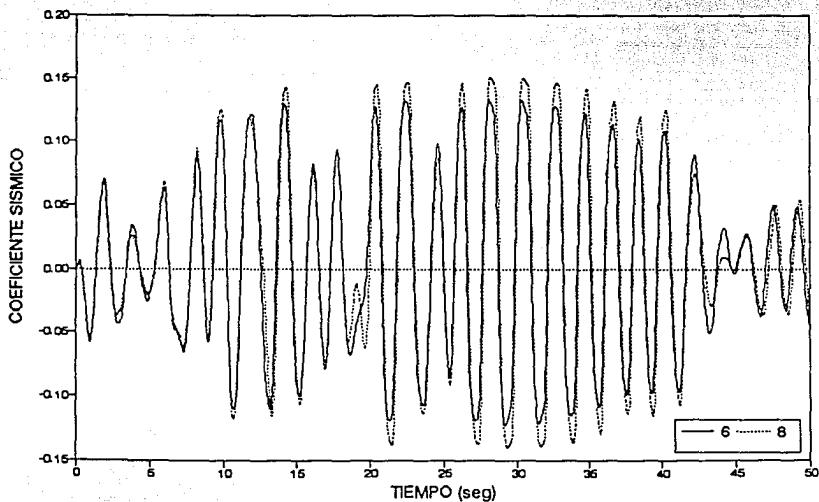


FIG 4.57 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS, CASOS 6 Y 8. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

② 314 ③ 574 ④ 574 ⑤ 574 ⑥ 574 ⑦ 544 ⑧

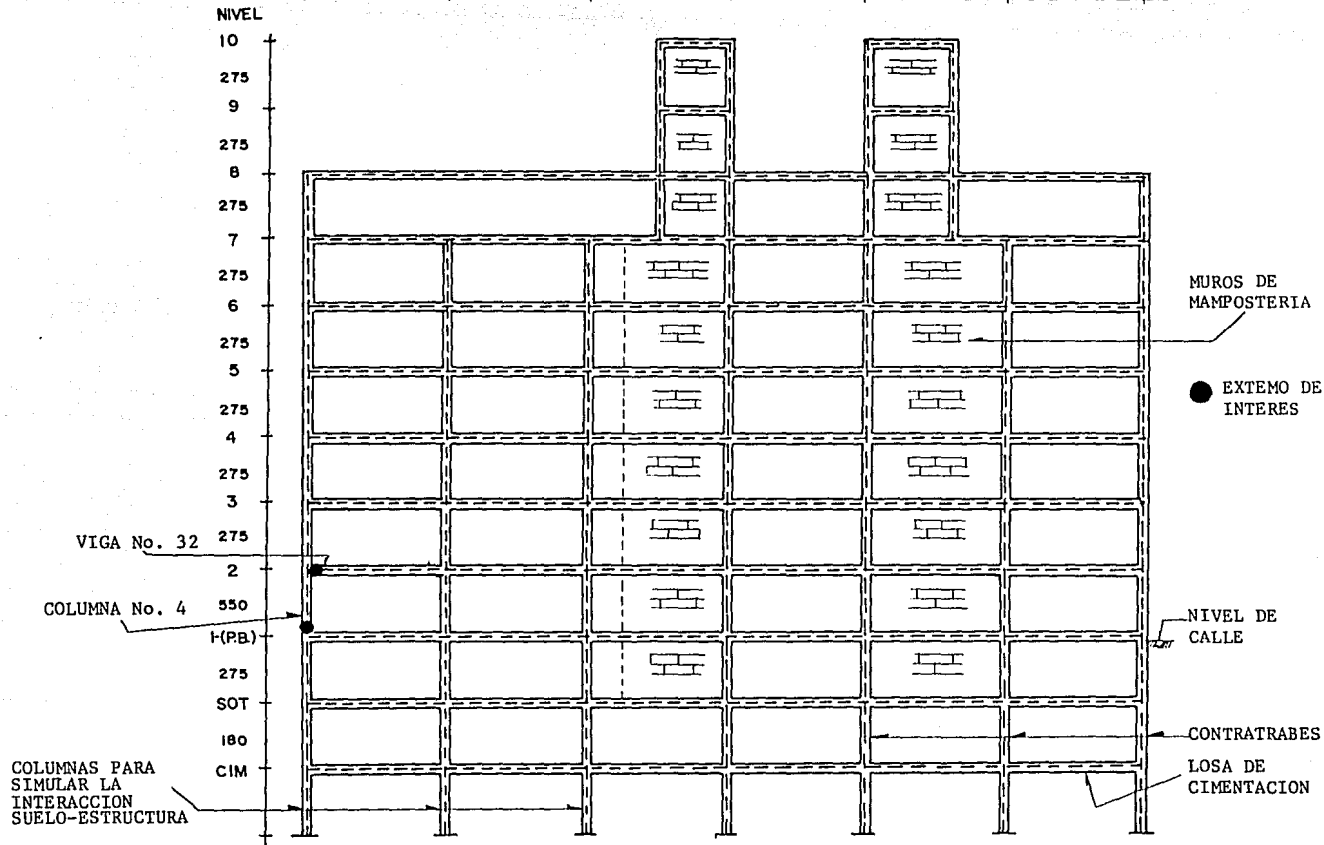


FIG 4.58 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.



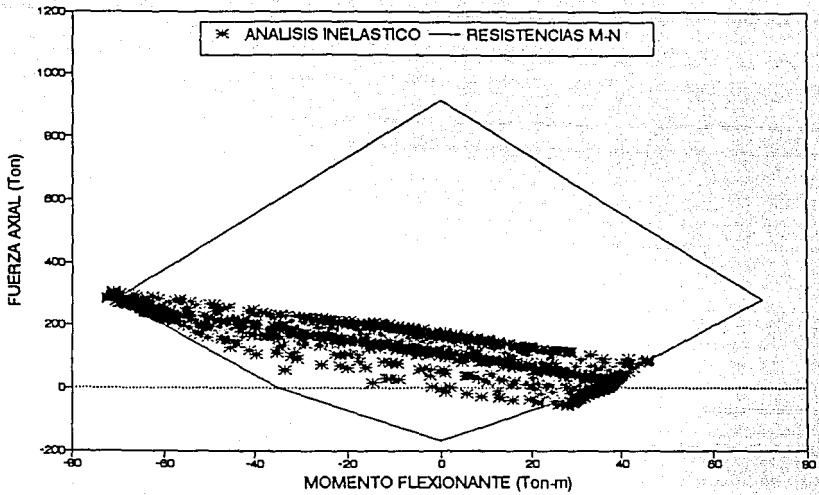


FIG 4.59 HISTORIA DE MOMENTOS-CARGA AXIAL EN COLUMNA, CASO 2. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

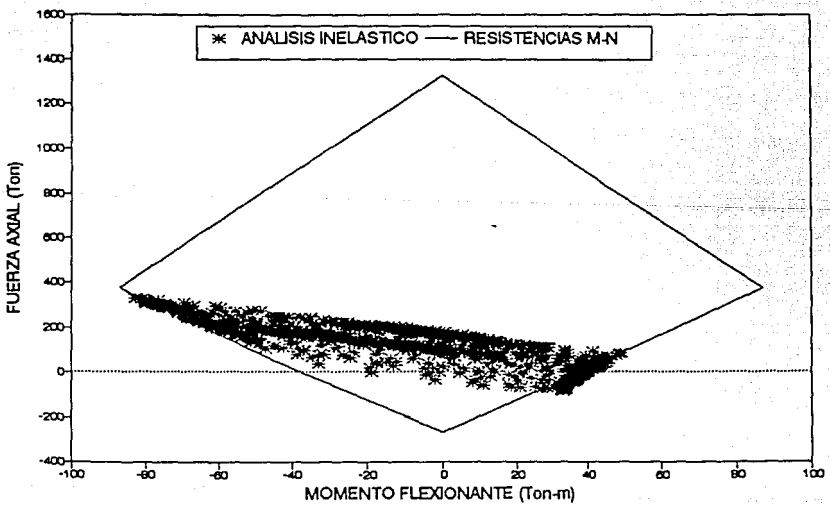


FIG 4.60 HISTORIA DE MOMENTOS-CARGA AXIAL EN COLUMNA, CASO 6. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

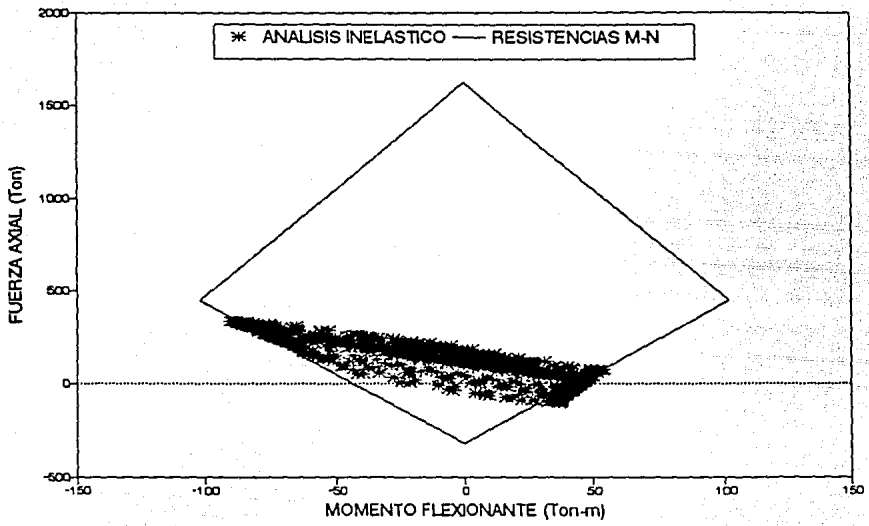


FIG 4.61 HISTORIA DE MOMENTO-CARGA AXIAL EN COLUMNA, CASO 8. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

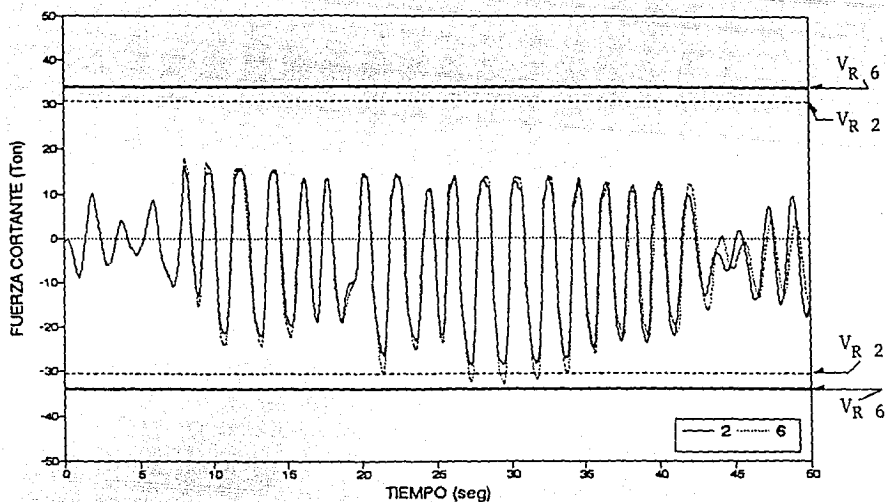


FIG 4.62 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, CASOS 2 Y 6. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

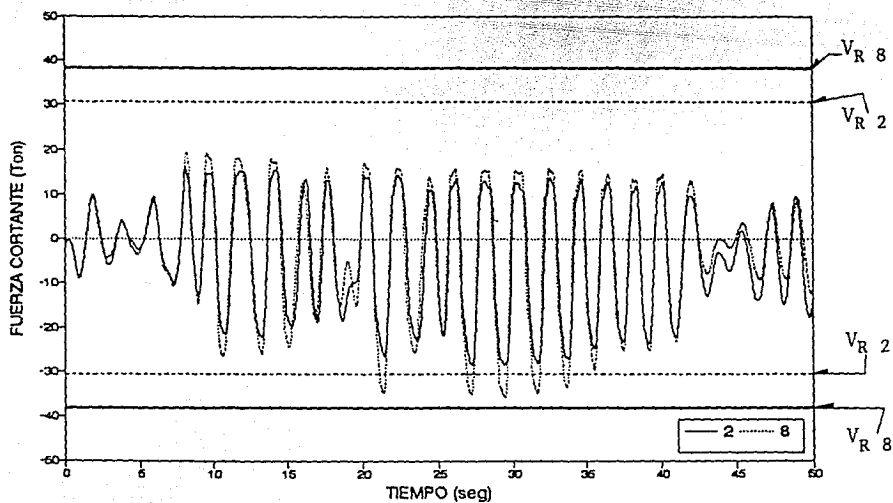


FIG 4.63 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, CASOS 2 Y 8. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

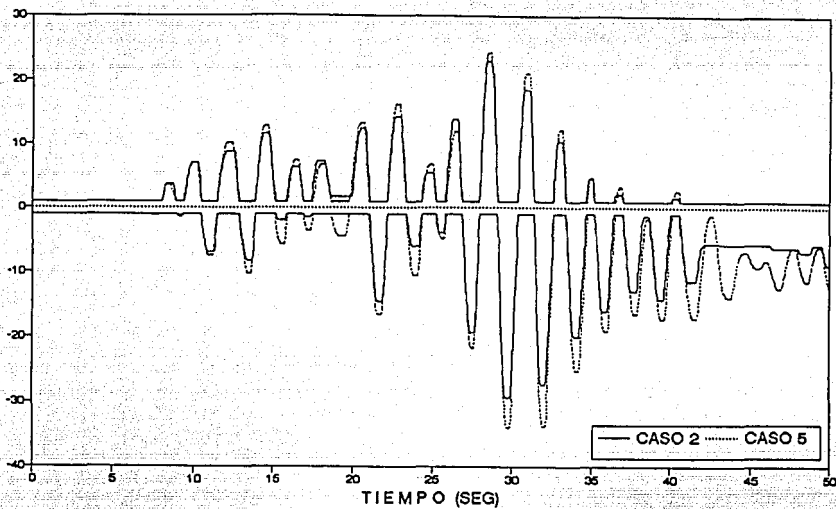


FIG 4.64 HISTORIA DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN VIGA, CASOS 2 Y 5.  
EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

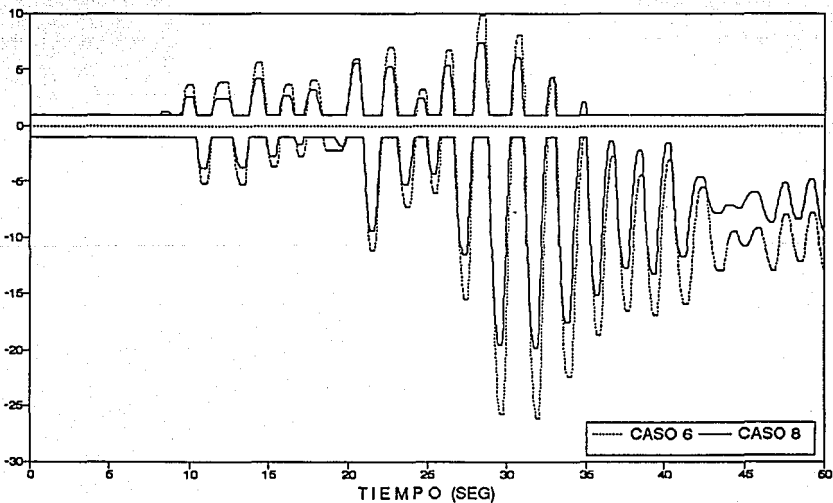


FIG 4.65 HISTORIA DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN VIGA, CASOS 6 Y 8.  
EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

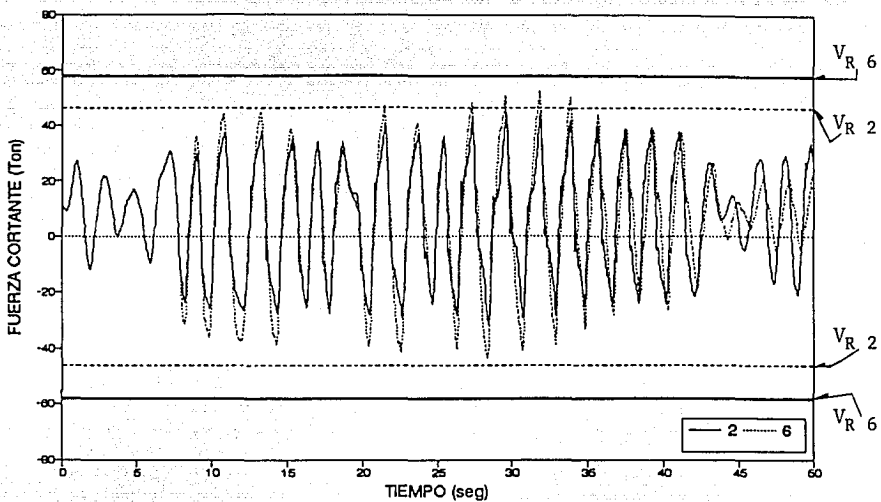


FIG 4.66 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, CASOS 2 Y 6. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

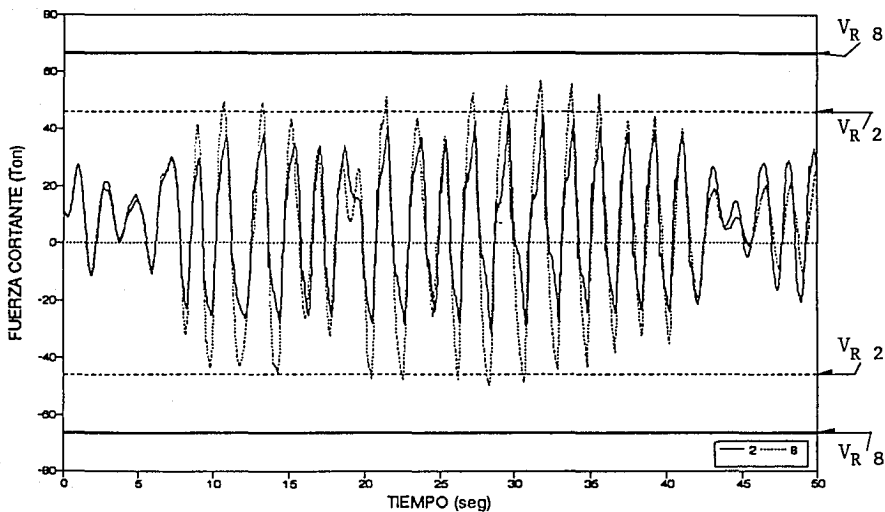
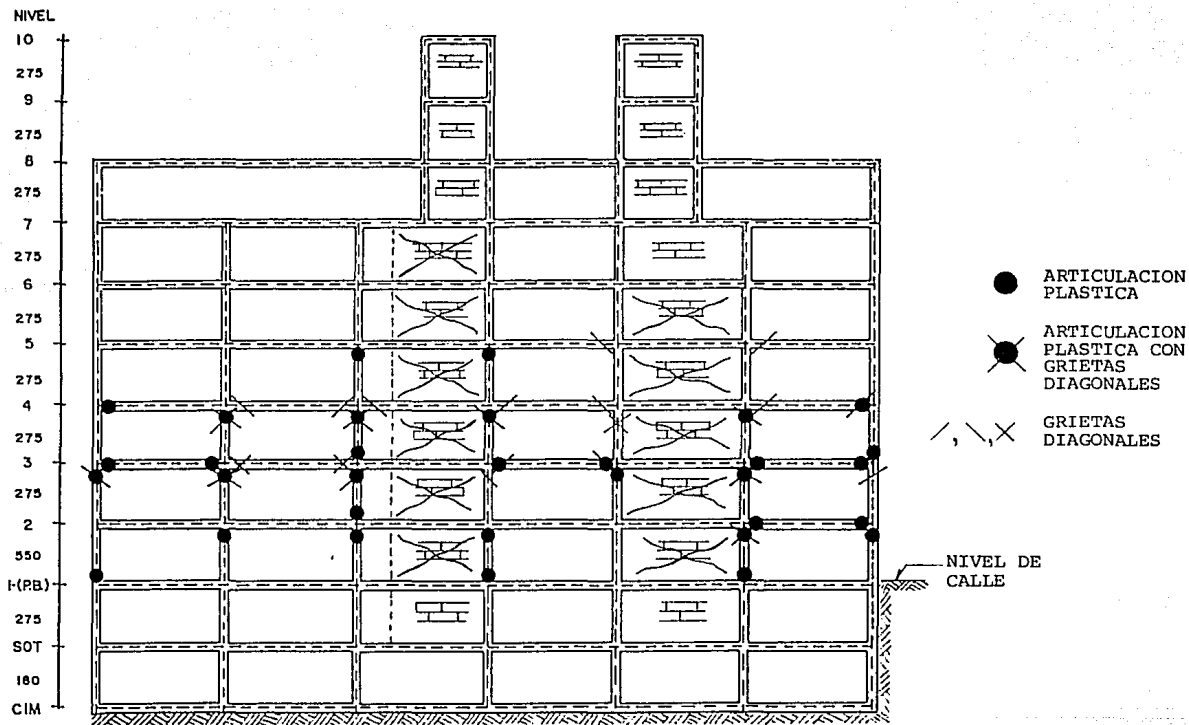
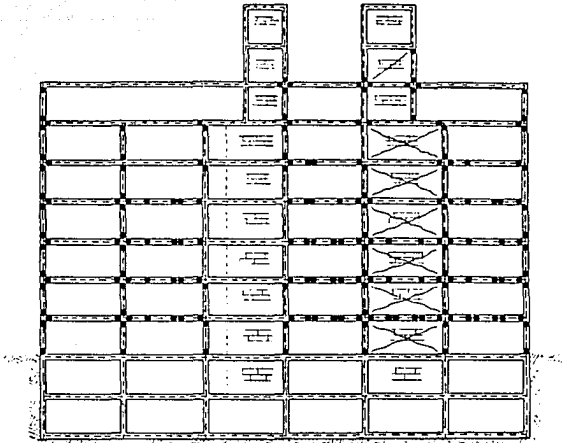


FIG 4.67 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, CASOS 2 Y 8. EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

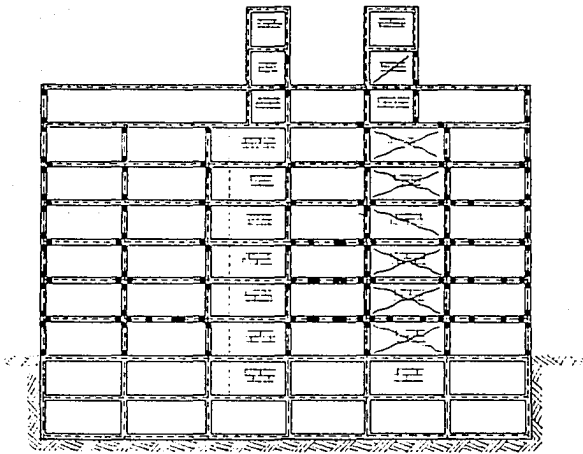


a) DAÑOS OBSERVADOS EN CAMPO.

FIG 4.68 COMPARACION DEL PATRON DE DAÑOS OBSERVADO Y EL OBTENIDO ANALITICAMENTE.  
EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.

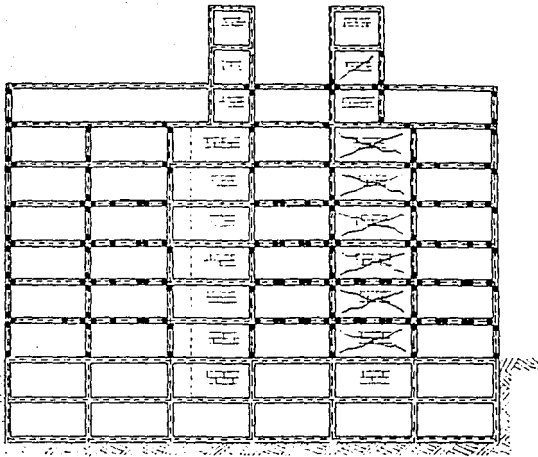


b) CASO 2.

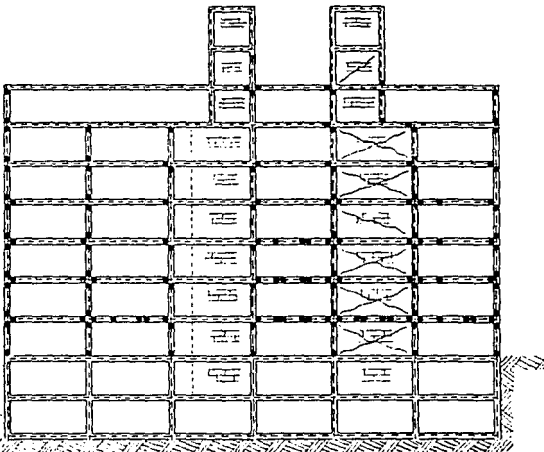


c) CASO 4

FIG 4.68 CONTINUACION...



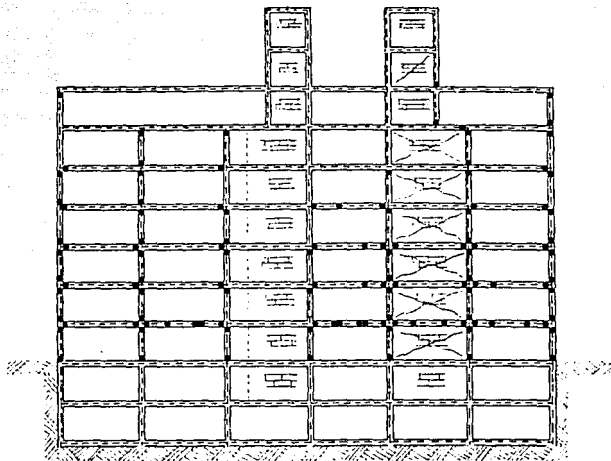
d) CASO 5.



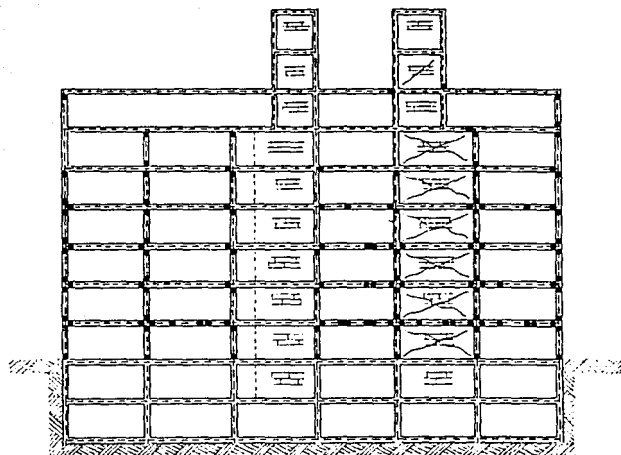
e) CASO 6.

FIG 4.68 CONTINUACION...



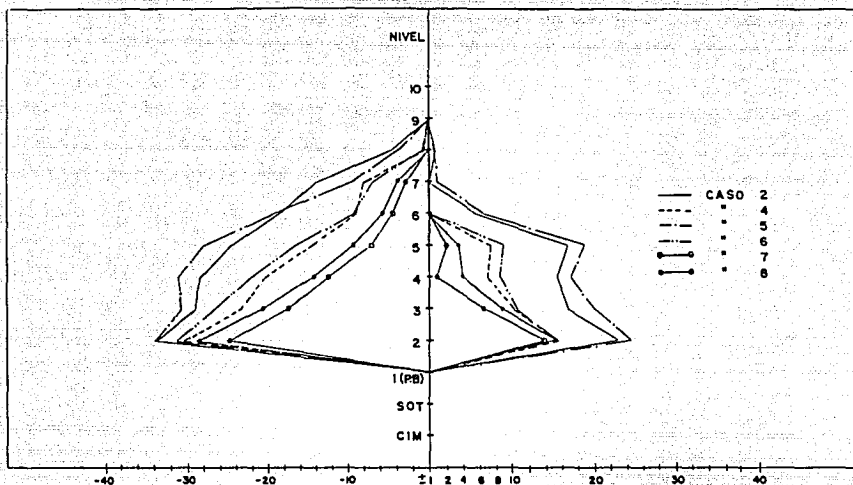


f) CASO 7.

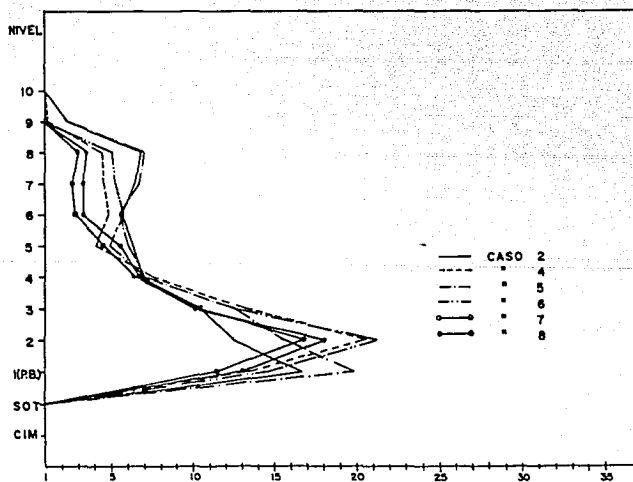


g) CASO 8.

FIG 4.68 CONTINUACION.



a) VIGAS.



b) COLUMNAS.

FIG 4.69 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS Y COLUMNAS,  $L_p=d$ . EJE D, EDIFICIO MEDICO MILITARES.