



01161
4
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO 2ej
Facultad de Ingeniería

RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICIOS
IRREGULARES EN ELEVACION

PABLO HERNANDEZ AGUILAR

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
Facultad de Ingeniería
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)
TESIS CON
FALSA DE ORIGEN
CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO, D. F.
MEXICO, NOVIEMBRE 1994



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.

*Cuando trabajáis, cumplís con una parte del más remoto sueño de la tierra,
asignado a vosotros desde su nacimiento;*

Y manteniéndoos siempre laboriosos, amaréis realmente la vida;

*Y amar la vida merced al trabajo, es intimar con el secreto más oculto de la
vida.*

Toda actividad es ciega, si no la acompaña el conocimiento;

Y todo conocimiento es vano, salvo cuando hay trabajo;

Y todo trabajo es infructuoso, si no lo acompaña el amor;

Y cuando trabajáis con amor, os unís uno al otro.

GIBRAN JALIL GIBRAN

*Este trabajo lo dedico especialmente a mis **PADRES**, ya que gracias a sus valiosos consejos han hecho posible la culminación de una de las metas de mi vida.*

Al M. en I. Jorge A. Avila Rodríguez en la dirección y realización de este trabajo, así como por la amistad que me ha brindado en el Instituto de Ingeniería.

RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICIOS IRREGULARES EN ELEVACION

INDICE

1. INTRODUCCION	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos y Alcance	3
2. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO	5
2.1 Filosofía del diseño	5
2.2 Importancia de la respuesta inelástica	6
2.3 Métodos de análisis	7
2.4 Análisis dinámico modal espectral	8
2.5 Análisis sísmico no lineal	9
2.6 Idealización de estructuras	10
2.7 Ecuaciones de equilibrio	11
2.8 Integración paso a paso	12
2.9 Sistemas inelásticos (curvas carga-deformación con y sin degradación de rigidez)	15
2.10 Efectos P- Δ	16
2.11 Curvatura en elementos de concreto reforzado	17
2.12 Ductilidad de curvatura	17
2.13 Curvatura de fluencia	18
2.14 Curvatura máxima	19
2.15 Demandas de ductilidad local	19
2.16 Factores que afecta la ductilidad de curvatura	20
2.17 Ductilidad en elementos de concreto reforzado	21
2.18 Longitud de articulación plástica	22
2.19 Fuentes de sobre-resistencia	23
2.20 Diagrama esfuerzo-deformación del concreto	26
2.21 Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo	28
2.22 Parámetros utilizados y casos de resistencias considerados en el trabajo	30
2.23 Requisitos y factores para el diseño de las estructuras	32
2.23.1 Requisitos para el dimensionamiento y detallado de las estructuras	33
2.23.1.1 Requisitos para vigas	33
2.23.1.2 Requisitos para columnas	34
2.23.1.3 Requisitos para uniones viga-columna	35
2.24 CONKER: Post-procesador de diseño de estructuras de concreto	36
3. CALCULO DE RESPUESTAS ELASTICAS Y DISEÑO	38
3.1 Descripción de las estructuras	38
3.1.1 Consideraciones generales	38
3.1.2 Modelo 1	39

3.1.3	Modelo 2	40
3.1.4	Modelo 3	41
3.2	Análisis elástico	42
3.2.1	Modelo 1	43
3.2.1.1	Periodos de vibración	43
3.2.1.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ii}/h_i	44
3.2.1.3	Desplazamientos horizontales máximos totales	44
3.2.1.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	45
3.2.2	Modelo 2	45
3.2.2.1	Periodos de vibración	45
3.2.2.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ii}/h_i	46
3.2.2.3	Desplazamientos horizontales máximos totales	46
3.2.2.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	46
3.2.3	Modelo 3	46
3.2.3.1	Periodos de vibración	47
3.2.3.2	Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ii}/h_i	47
3.2.3.3	Desplazamientos horizontales máximos totales	48
3.2.3.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	48
3.3	Diseño de los modelos 1, 2 y 3	48
4.	CALCULO DE RESPUESTAS INELASTICAS	50
4.1	Características generales del programa DRAIN-2D	50
4.2	Efectos de sobre-resistencia en elementos viga y columna, casos de análisis inelástico	52
4.3	Respuestas inelásticas	55
4.3.1	Modelo 1	55
4.3.1.1	Eje C	55
4.3.1.1.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	55
4.3.1.1.2	Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ii}/h_i	56
4.3.1.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	57
4.3.1.1.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	58
4.3.1.1.5	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	58
4.3.1.1.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	58
4.3.1.1.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	63
4.3.1.1.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	64
4.3.1.2	Eje 2	65
4.3.1.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	65
4.3.1.2.2	Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ii}/h_i	66
4.3.1.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	66
4.3.1.2.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	67
4.3.1.2.5	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	67
4.3.1.2.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	68

4.3.1.2.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	70
4.3.1.2.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	70
4.3.2	Modelo 2	72
4.3.2.1	Eje C	72
4.3.2.1.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	72
4.3.2.1.2	Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	72
4.3.2.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	73
4.3.2.1.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	73
4.3.2.1.5	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	74
4.3.2.1.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	74
4.3.2.1.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	80
4.3.2.1.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	81
4.3.2.2	Eje 2	82
4.3.2.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	82
4.3.2.2.2	Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	83
4.3.2.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	83
4.3.2.2.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	84
4.3.2.2.5	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	84
4.3.2.2.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	84
4.3.2.2.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	86
4.3.2.2.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	86
4.3.3	Modelo 3	87
4.3.3.1	Eje C	87
4.3.3.1.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	87
4.3.3.1.2	Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	88
4.3.3.1.3	Historias de coeficientes sísmicos	89
4.3.3.1.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	89
4.3.3.1.5	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	89
4.3.3.1.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	90
4.3.3.1.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	91
4.3.3.1.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	91
4.3.3.2	Eje 2	92
4.3.3.2.1	Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	92
4.3.3.2.2	Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_n/h_i	93
4.3.3.2.3	Historias de coeficientes sísmicos	93

4.3.3.2.4	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	94
4.3.3.2.5	Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico	94
4.3.3.2.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	94
4.3.3.2.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	96
4.3.3.2.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	96
5.	COMPARACION DE RESPUESTAS	98
5.1	Periodos de vibración y respuestas elásticas para diseño	99
5.2	Respuestas inelásticas	100
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	104
6.1	Conclusiones	104
6.2	Recomendaciones	106

REFERENCIAS

TABLAS

FIGURAS

1. INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

Generalmente los avances de la ingeniería sísmica se han realizado cuando ocurren grandes sismos, en donde las consecuencias han sido la mayoría de las veces nefastas, poniendo de manifiesto diferencias importantes entre el comportamiento real de las estructuras y el teóricamente calculado.

Los macrosismos de septiembre de 1985 en México fueron, por sus características, únicos en el mundo, debido a la diferencia de espesores y características de los estratos del suelo y a la arcilla lacustre que se encuentra en una amplia zona de la ciudad de México, en función de los cuales se presentó un movimiento casi armónico del suelo, y que hizo oscilar de forma importante a los edificios construidos en esa área; la gran duración de los mismos resultó un efecto adicional. Al coincidir las vibraciones de la estructura con las del subsuelo, se presentaron amplificaciones importantes en las aceleraciones, conocido este problema como de resonancia dinámica.

Los daños causados en las estructuras por el fenómeno de resonancia dinámica, fueron importantes debido a las sollicitaciones y esfuerzos a que se vieron sometidas; estuvieron por encima de los máximos esperados (para los cuales fueron diseñadas según lo establecían los Reglamentos y Normas de construcción vigentes hasta entonces), aunque algunas de las estructuras solamente sufrieron grandes deformaciones y daños sin llegar al colapso.

En la mayoría de las fallas de edificios a base de marcos, el colapso fue originado por problemas por flexocompresión, cortante o una combinación de ambos efectos en las

columnas. El daño observado en los miembros estructurales (vigas y columnas) de edificios a base de losas reticulares hizo pensar que no tuvieron una suficiente capacidad de deformación en estos elementos y que, por tanto, no se pudo desarrollar el comportamiento dúctil que se requería para que fueran válidos los grandes factores de reducción por ductilidad que permitía adoptar el reglamento vigente en esos años.

A pesar de los daños causados, 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, adicional al observado, de edificios no haya colapsado, aunque presentaban severos daños.

En el diseño sísmico de elementos estructurales es necesario evaluar los límites posibles (superior e inferior) de su resistencia probable. Una característica especial del diseño sísmico es la de evitar todos los tipos de falla frágil, por lo que es importante conocer la variación posible de la resistencia de los miembros estructurales.

En estructuras reales siempre existen variaciones en las resistencias del concreto y del acero con respecto a los valores especificados. Es difícil calcular con exactitud la resistencia real de una estructura, debido a las muchas incertidumbres existentes, tales como las suposiciones que se hacen en la deducción de las ecuaciones de resistencia. Sin embargo, es posible definir niveles de resistencias probables de los miembros, los que se pueden utilizar en distintos tipos de diseño.

La sobre-resistencia de un elemento estructural toma en cuenta todos los factores posibles que provocan aumento de resistencia, así como también la aproximación de las ecuaciones de diseño. Estos incluyen una resistencia del acero más elevada que la de fluencia especificada más la resistencia adicional del acero debido al endurecimiento por deformación; una resistencia del concreto más elevada que la especificada; tamaño más grande que el supuesto; resistencia a compresión axial en los miembros a flexión debido a restricción lateral (confinamiento de estribos); refuerzos adicionales impuestos para fines constructivos y que no se toman en cuenta en los cálculos, entre otros factores.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE

De lo mencionado anteriormente y a raíz de los daños de los sismos de 1985, se desprende la necesidad de estudiar con detalle la influencia de los efectos de sobre-resistencia en las estructuras, con la finalidad de explicar y conocer las ventajas que llega a tener ante sismos importantes.

El objetivo del siguiente trabajo es el estudio del comportamiento sísmico inelástico de tres estructuras irregulares en elevación, tomando en cuenta los efectos de sobre-resistencia.

Debido a que un análisis inelástico tridimensional implica un enorme trabajo numérico, para las estructuras en estudio se seleccionaron sólo los ejes centrales como representativos del comportamiento tridimensional, para la cual se apoyó en las respuestas de los análisis sísmicos tridimensionales dinámicos modales espectrales.

Para cumplir el objetivo del trabajo, fue necesario seguir la metodología que a continuación se enuncia:

- a.- Se realizó un análisis dinámico modal espectral de cada uno de las tres estructuras, procurando que los desplazamientos relativos de entrepiso cumplieran con el límite de 0.012 veces la altura de entrepiso permitido por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-87). En los análisis se compararon las respuestas con los efectos de base fija (empotramiento en cimentación) y los efectos de interacción suelo-estructura (cimentación flexible).
- b.- Las cuantías de acero de los diferentes miembros estructurales se proporcionaron según los requisitos generales y de marcos dúctiles requeridos por el RDF-87, para lo que se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=4$.

- c.- Se calibraron los marcos interiores seleccionados y representativos del comportamiento tridimensional, y se realizaron los análisis inelásticos paso a paso con el programa DRAIN-2D (ref 9); se calcularon las respuestas no lineales a nivel de demandas máximas de ductilidad global y localmente, para comparar con los valores permisibles.
- d.- Para fines de efectos de las sobre-resistencias, se consideraron tres juegos de resistencias, a saber:
- 1.- Resistencias nominales (diseño convencional).
 - 2.- Sobre-resistencias en columnas y trabes, tomando en cuenta el efecto del confinamiento del núcleo del concreto, la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, el acero de la losa para la resistencia negativa de las trabes, y la ayuda de la losa para proporcionar mayor área de compresión para la resistencia a flexión positiva de las vigas (tensiones en la parte inferior).
 - 3.- Sobre-resistencias en columnas y trabes; se tomaron en cuenta los mismos conceptos anteriores, pero además también la consideración de los esfuerzos promedio de los materiales.
- e.- Por último se compararon los resultados obtenidos y se dan las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

2. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

El comportamiento de edificios de varios niveles durante los movimientos sísmicos depende de la distribución existente de masas, rigidez y resistencias. De estudios teóricos y pruebas experimentales realizados en estructuras irregulares en elevación, se ha observado que el correcto diseño sísmico requiere de fuerzas determinadas por un análisis del tipo dinámico, para que dichas irregularidades se tomen en cuenta de una manera satisfactoria.

En el diseño por sismo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-87) supone que las estructuras, cuando excursionan en el rango inelástico, tienen comportamiento elasto-plástico; sin embargo, generalmente el comportamiento de una estructura de varios niveles no resulta de este tipo. Las articulaciones plásticas necesarias para formar el mecanismo de falla no aparecen simultáneamente, los momentos resistentes últimos de las secciones en que se presentan las rótulas plásticas son mayores que los momentos flexionantes de diseño, y aparecen interactuando otros efectos que tienden a cambiar el comportamiento elasto-plástico ideal.

A continuación se describen los criterios que se utilizaron, así como algunos conceptos necesarios para entender y comprender mejor el trabajo.

2.1 FILOSOFIA DEL DISEÑO

Para desarrollar ductilidad en las estructuras se requiere de la formación de articulaciones plásticas, que son parte del mecanismo de falla que se tiende a formar durante sismos intensos. En edificios con marcos de varios niveles, dichas rótulas se formarán por lo general en los extremos de las vigas y columnas.

Aun cuando el diseñador estructural pueda elegir cuáles miembros deban fluir antes, generalmente es deseable suministrar columnas fuertes y permitir que las vigas fluyan a flexión primero. Las figs 2.1 y 2.2 muestran esquemáticamente los mecanismos de falla conocidos de entrepiso y de viga, respectivamente, ante la acción del sismo. Lo ideal es que, de llegar a presentarse, el mecanismo de colapso sea del tipo de viga. Entre las razones más importantes de que ocurra lo anterior, se tiene que:

- 1.- La falla de las columnas de un mismo entrepiso representan el colapso de todo el edificio, debido a la función de dichos miembros estructurales.
- 2.- En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en un cierto entrepiso, ver fig 2.1b, y consecuentemente para desarrollar un factor de ductilidad global del orden de 4 ó 5 se requirerán giros plásticos extraordinariamente grandes a nivel local.
- 3.- Tanto en la falla de cortante como en la de flexocompresión de las columnas, la degradación de la resistencia es mayor que cuando fluyen las vigas. Lo anterior resulta muy crítico ante la presencia de fuerzas axiales altas en las columnas.

No obstante que un marco se diseñe según la filosofía de columna fuerte-viga débil, está implícito en el mecanismo de viga que se formen articulaciones plásticas en la base de las columnas del piso inferior, como se muestra en las figs 2.1c y 2.2; esto es, debe tenerse mucho cuidado en suministrar suficiente ductilidad a las columnas de este entrepiso, confinando adecuadamente con refuerzo transversal el núcleo de concreto de dichos miembros verticales.

2.2 IMPORTANCIA DE LA RESPUESTA INELASTICA

A raíz de los efectos de los sismos severos, se ha observado que el comportamiento inelástico que llegan a tener las estructuras es muy importante, lo cual debe considerarse durante la etapa del diseño sismorresistente. Entre otras razones, no debe olvidarse que:

a.- La estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante su vida útil.

b.- No debe colapsar durante un fuerte movimiento sísmico.

Durante los sismos intensos de 1985 se observó que las fuerzas actuantes fueron mayores que las de diseño. Sin embargo, a pesar de ello, la mayoría de las estructuras no colapsaron, pero si tuvieron daños importantes. Se cree que la disipación de energía que llegó a presentarse debido al amortiguamiento histerético por fluencia en los diferentes miembros estructurales, resultó un margen adicional de seguridad que poseen las estructuras. Diseñar estructuras que permanezcan en el rango elástico bajo movimientos sísmicos importantes puede resultar muy costoso y tal vez poco realista; lo anterior son parte de los conceptos básicos en que se apoya la filosofía actual del diseño sísmico de los reglamentos modernos, con respecto de estructuras que son capaces de desarrollar ductilidad.

2.3 METODOS DE ANALISIS

El RDF-87 propone tres métodos de análisis sísmico:

- 1.- El método simplificado: aplicable para edificios con una altura que no exceda de 13 m y que en cada planta al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estén soportadas por muros.
- 2.- El método estático equivalente: aplicable para edificios con altura menor de 60 m. Para estructuras más altas o irregulares en planta y elevación, el método estático de análisis sísmico no es suficientemente aproximado, por lo cual debe recurrirse a un método dinámico.
- 3.- El método dinámico (modal espectral o integración paso a paso): se emplean los métodos dinámicos cuando no se satisfacen las limitaciones que existen para aplicar el método estático.

En este trabajo, para fines de los diseños, se empleó el método dinámico modal espectral y, para observar como varía la respuesta en el rango inelástico, el análisis paso a paso.

2.4 ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL

En este tipo de análisis se idealiza a la estructura como un sistema a base de masas y resortes. El método lleva a cabo el análisis modal con técnicas del espectro de respuesta. Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se puede combinar mediante diversos métodos de superposición para calcular las respuestas máximas totales S de los modos de vibración lateral que se consideran importantes en la respuesta.

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada según el código RDF-87 por:

$$\begin{aligned} a &= (1 + 3T/T_b)c/4 && \text{si } T < T_a \\ a &= c && \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ a &= qc && \text{si } T_b \leq T \\ q &= (T_b/T)^r \end{aligned}$$

donde

T : Periodo natural de vibración de interés;

T_a, T_b : Periodos característicos del espectro de diseño;

c : Coeficiente sísmico;

r : Exponente que depende de la zona sísmica en que se halla la estructura.

Las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre el factor Q' , que se calculará como sigue:

$$\begin{aligned} Q' &= Q && \text{si se desconoce } T \text{ o si } T \geq T_b \\ Q' &= 1 + (T/T_b)(Q-1) && \text{si } T < T_b \end{aligned}$$

donde

Q : Factor de comportamiento sísmico.

En el diseño sísmico de estructuras que no satisfagan ciertas condiciones de irregularidad, se multiplicará Q' por 0.8.

Al revisar el estado límite de servicio, los resultados desplazamientos laterales calculados con el espectro reducido por Q' deberán multiplicarse por Q .

2.5 ANALISIS SISMICO NO LINEAL

Hay dos tipos de análisis no lineal; el primero comprende la no linealidad de los materiales del elemento estructural y el segundo toma en cuenta la no linealidad geométrica (ref 13).

- a).- La no linealidad de los materiales del elemento ocurre cuando las propiedades básicas cambian con la historia, o la magnitud de la fuerza aplicada o esfuerzo asociado y deflexiones. Un ejemplo de este tipo de no linealidad sería aquel en que la rigidez del material cambia ante la aplicación de una carga; otro caso, miembros que fluyen cuando la acción alcanza un cierto nivel de fuerza, etc.

- b).- La no linealidad geométrica corresponde a la etapa del análisis cuando ocurre un cambio en la geometría básica de la estructura, de acuerdo con la fuerza aplicada. El cambio en la geometría de la estructura puede modificar la orientación, dirección de la acción o la posición relativa de la fuerza interna del miembro causando una deflexión adicional.

El cambio de la rigidez estructural ocurre cuando hay variaciones de la geometría de los elementos en la estructura. La manera de tomar en cuenta los efectos de la no linealidad geométrica se conoce como análisis de segundo orden o también análisis P- Δ . Los momentos secundarios que se generan bajo dichos efectos, sobre todo en estructuras

esbeltas, deben considerarse en las etapas del análisis y diseño.

2.6 IDEALIZACION DE ESTRUCTURAS

Ante los sismos de intensidad pequeña, la respuesta de las estructuras permanece elástica-lineal. Ante la acción de los sismos intensos el comportamiento las estructuras tienden a excursionar en el rango post-elástico. Para fines análiticos, el comportamiento no lineal se incorpora por la modificación en las propiedades estructurales al final de cada intervalo de tiempo Δt , en que se discretizó el temblor.

La respuesta dinámica no lineal de estructuras ante movimientos sísmicos se puede modelar matemáticamente con diversos métodos; por ejemplo con la teoría del elemento finito en donde se divide al sistema continuo en series de segmentos discretos, conectados por nudos. La intersección de dos segmentos es definido como punto nodal. La configuración deformada de la estructura se expresa en terminos de los desplazamientos nodales. Para cada tipo de estructura, las vigas y columnas se modelan como segmentos interconectados por los nudos. Para cada Δt se calcula la respuesta sísmica de la estructura, sin perder la historia de lo que ocurrió en el Δt anterior; esto es, la solución en cada intervalo de tiempo es elástica-lineal, cambiando para el siguiente paso el estado de la estructura, según el nivel de la acción.

En el análisis dinámico elástico se usa la técnica de superposición modal, que no es aplicable al análisis inelástico, ya que el principio de superposición ya no resulta válido.

El método analítico más eficiente para modelar sistemas que excursionan en el rango post-elástico, es el de integración directa paso a paso, donde el dominio del tiempo se discretiza en intervalos pequeños Δt , y para cada uno de ellos la ecuaciones del movimiento se resuelven con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales. Las características de rigidez al principio de cada Δt , se toman constantes, hasta finalizar dicho Δt . Otro método con el cual se puede conocer el comportamiento inelástico es el método estático, con el cual se aplican las cargas

laterales monotonicamente crecientes hasta llegar al mecanismo de falla; la forma de la distribución de las cargas laterales pueden manejarse según las necesidades.

2.7 ECUACIONES DE EQUILIBRIO

Sea un sistema de un grado de libertad (ver fig 2.3a) con una fuerza aplicada $p(t)$ y propiedades m , k , c , que representan cantidades generalizadas (ref 15). La acción de la fuerza en la masa del sistema se indica en la fig 2.3b, las características generales de la no linealidad del amortiguamiento y del resorte se muestran en las figs 2.3c y 2.3d, y la carga arbitraria aplicada al sistema en la fig 2.3e.

En un instante de tiempo t , el equilibrio dinámico requiere que se cumpla la ecuación de movimiento:

$$f(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (1.a)$$

donde

$f(t)$: Fuerzas de inercia en el tiempo t ;

$f_D(t)$: Fuerzas de amortiguamiento en el tiempo t ;

$f_S(t)$: Fuerzas que resiste el resorte en el tiempo t ;

$p(t)$: Fuerzas aplicadas al sistema en el tiempo t .

Para el tiempo $t + \Delta t$, la ecuación anterior es:

$$f(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (1.b)$$

Así, la ecuación del movimiento puesta en función de incrementos, resulta:

$$\Delta f(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \quad (2)$$

Las fuerzas incrementales en esta ecuación se expresan de la siguiente manera:

$$\Delta f(t) = f(t + \Delta t) - f(t) = m\Delta \ddot{v}(t)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t+\Delta t) - f_D(t) = c(t) \Delta \dot{v}(t) \quad (3)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t+\Delta t) - f_S(t) = k(t) \Delta v(t)$$

$$\Delta p(t) = p(t+\Delta t) - p(t)$$

donde m es la masa que permanece constante, $c(t)$ y $k(t)$ representan las propiedades del amortiguamiento y rigidez, definidos por la ec 4 respectivamente; la velocidad y desplazamiento existentes durante un intervalo de tiempo, se indican en las figs 2.3c y 2.3d.

$$c(t) \doteq (df_D/d\dot{v})_t \quad k(t) \doteq (df_S/dv)_t \quad (4)$$

Substituyendo las expresiones de las fuerzas de la ec 3 en la ec 2 se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo t , la cual se define de la siguiente manera:

$$m\Delta \dot{v}(t) + c(t) \Delta \dot{v}(t) + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (5)$$

En un ciclo histéretico las fuerzas dependen de la historia última de deformación, así como del valor correcto del desplazamiento. El otro requerimiento es la propiedad de la rigidez, que queda definida completamente en el paso anterior, a partir del estado de deformación. Se acepta implícitamente que la masa es constante, lo cual simplifica los cálculos.

2.8 INTEGRACION PASO A PASO

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ec 5. La suposición básica del proceso utilizado en este trabajo es que la aceleración varía linealmente durante cada incremento de tiempo, donde también las propiedades

estructurales del sistema son constantes.

De acuerdo con la relación entre aceleración, velocidad y desplazamiento, la velocidad y el desplazamiento varían en una forma cuadrática y cúbica, respectivamente (ref 15). En la fig 2.4 se muestra la variación del movimiento del sistema durante el incremento de tiempo.

Al evaluar la expresión final para el intervalo Δt se llega a las siguientes ecuaciones en función del incremento de velocidad y desplazamiento:

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t) \Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad (6.a)$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t) \Delta t + \Delta \dot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^3}{6} \quad (6.b)$$

Al despejar $\Delta \ddot{v}(t)$ de la ec 6.b y sustituirlo en la ec 6.a se tiene:

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3 \ddot{v}(t) \quad (7.a)$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} v(t) - 3 \dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (7.b)$$

Substituyendo la ec 7 en la ec 5, se llega a la siguiente forma de la ecuación del movimiento:

$$m \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta P(t) \quad (8)$$

Finalmente, trasladando todos los términos asociados con las condiciones iniciales se obtiene:

$$\bar{K}(t) \Delta v(t) = \Delta \bar{P}(t) \quad (9)$$

donde $\bar{K}(t)$ es la rigidez efectiva, conocida y expresada como:

$$\bar{K}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t) \quad (10.a)$$

y $\Delta \bar{P}(t)$ es:

$$\Delta \bar{P}(t) = \Delta P(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad (10.b)$$

La ec 9 es equivalente a una relación de equilibrio-incremental estático, y se resuelve para el incremento de desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez.

Conocido el incremento de desplazamiento $\Delta v(t)$, es posible calcular $\Delta \dot{v}(t)$ y $\Delta \ddot{v}(t)$, así como también se pueden establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo $[\dot{v}(t) + \Delta \dot{v}(t)$ y $v(t) + \Delta v(t)]$. El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último Δt en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a los sistemas de múltiples grados de libertad.

2.9 SISTEMAS INELASTICOS (CURVAS CARGA-DEFORMACION CON Y SIN DEGRADACION DE RIGIDEZ)

Ante acciones dinámicas como las de los sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales se comportan linealmente hasta un cierto nivel de sollicitación. Al llegar a su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve inelástico; las estructuras en este instante llegan a tener deformaciones mayores a la del estado de fluencia.

En las relaciones esfuerzo-deformación (σ - ϵ) de los materiales, una propiedad importante es el módulo de elasticidad, que viene a ser la pendiente de la curva σ - ϵ cuando el comportamiento sigue siendo elástico-lineal. Cuando el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez cambia con el nivel de carga; puede llegar a ser nula o negativa, dependiendo de la degradación del material ante la acción cíclica presente. Desde el punto de vista del diseño sísmico, la rigidez es un factor determinante de las propiedades dinámicas de la estructura, y en consecuencia de los efectos que generan las acciones sísmicas que sobre ella actúan.

La fig 2.5a muestra el modelo elasto-plástico bilineal con histéresis más comúnmente utilizado. Cuando la línea AB en la figura tiene una pendiente positiva, el modelo es bilineal positivo; es bilineal negativo si la línea AB tiene una pendiente negativa. Si la pendiente es cero, el modelo es elasto-plástico perfecto (fig 2.5b), sin deterioro de rigidez y resistencia.

La fig 2.5c muestra el modelo trilineal. Las líneas OABC constituyen la curva esquelética; en este caso los puntos A y B corresponden a los del agrietamiento y de fluencia, respectivamente. En este modelo no se considera degradación de la rigidez.

Las figs 2.5d y 2.5e muestran cambios típicos de la rigidez ante cargas alternadas; llega a ocurrir que en ciclos posteriores al primero, la rigidez disminuye notablemente sin recuperar su valor inicial, o se recupera sólo en tramos pequeños de descarga; dicho fenómeno se conoce como degradación de rigidez, característico de sistemas que tienen

falla del tipo frágil, por ejemplo los que fallan por cortante.

La otra propiedad que puede afectarse notablemente por los ciclos alternados de carga es la resistencia; excedido el límite de comportamiento elástico, la resistencia que se tiene al inicio de haberse aplicado la carga no siempre vuelve a recuperarse en los ciclos posteriores. En este caso, hay deterioro de resistencia (fig 2.5e). Para otro ciclo se puede volver a tener la resistencia inicial, pero con deformaciones permanentes importantes.

En las figs 2.5e y 2.5f se tiene el modelo que toma en cuenta el efecto de la degradación de la rigidez originada por las inversiones de la carga en el rango inelástico.

2.10 EFECTOS P- Δ

Al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales (ver fig 2.6) deben revisarse los efectos adicionales que se originan a raíz de las cargas gravitacionales y los desplazamientos, conocidos como efectos P- Δ . Estos serán más importantes en estructuras esbeltas, y con cargas verticales de consideración.

Los principales cambios que se llegan a tener cuando los efectos P- Δ son importantes, son (ref 14):

- a.- Menor disipación de energía (fig 2.7): la curva 1 ilustra una respuesta de comportamiento elasto-plástico, cuando no son importantes los efectos P- Δ . Ante la presencia de las cargas cíclicas y de los P- Δ , puede llegar a presentarse un deterioro importante en el ciclo de histéresis, tal como muestra la curva 2 de la fig 2.7. La parte sombreada presenta la pérdida en la capacidad de disipación de energía, a raíz de la presencia de los efectos P- Δ .
- b.- Reducción de la rigidez lateral: la rigidez lateral puede verse reducida, ante la presencia de los efectos P- Δ . El periodo de la estructura cambia, se incrementa, y la respuesta sísmica puede variar. Este efecto se toma en cuenta en los análisis

inelásticos a partir de la rigidez geométrica, que modifica la rigidez inicial de la estructura.

c.- Mayores demandas de ductilidad: los niveles de deformación inelástica cambian, se incrementan, ante la presencia de los efectos P- Δ ; esto es, puede haber un incremento en las demandas de ductilidad desarrolladas en las articulaciones plásticas de los miembros estructurales, ya que los giros inelásticos están directamente relacionados con las demandas de ductilidad.

2.11 CURVATURA EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

Cuando un elemento estructural se encuentra bajo un sistema de cargas, presenta una configuración deformada. Al considerar en una viga deformada de concreto reforzado dos secciones transversales consecutivas, separadas por una diferencial d_x (ver fig 2.8), la relación de la rotación entre ambos extremos, será (ref 4):

$$\frac{d_x}{R} = \frac{\epsilon_c d_x}{c}$$

donde: c es la profundidad del eje neutro; ϵ_c es la deformación última del concreto a compresión, y R es el radio de curvatura instantáneo.

Si se define la curvatura ϕ como $1/R$, se obtiene $\phi = \epsilon_c/c$, que representa la rotación por unidad de longitud que el elemento estructural puede desarrollar.

2.12 DUCTILIDAD DE CURVATURA

El término ductilidad se define como la habilidad de la estructura o componentes de la estructura (vigas y columnas) de deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez.

Las rotaciones o giros que se presentan en las articulaciones plásticas (zonas del elemento estructural en que se alcanza el nivel de fluencia), nos sirve para medir el nivel de deformaciones inelásticas alcanzado en las estructuras. Esto es, para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud que causan los momentos, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no de forma concentrada en una sola sección transversal.

A raíz de lo anterior, se define la ductilidad de curvatura en función de las rotaciones plásticas que ocurren en una longitud plástica equivalente:

$$\mu_{\phi} = \phi_m / \phi_y$$

ϕ_m es la curvatura máxima capaz de desarrollarse, y ϕ_y es la curvatura de fluencia, que se presenta en el instante en que el acero de refuerzo de tensión alcanza su fluencia.

2.13 CURVATURA DE FLUENCIA

Para estimar la ductilidad disponible en un miembro estructural de concreto reforzado, se hacen aproximaciones con base a las relaciones de comportamiento fuerza-deformación del tipo elasto-plástico y bilineal, como se muestra en la fig 2.9.

La pendiente de la curva elasto-plástica idealizada está definido por (ref 4):

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - c_y)}$$

donde

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

c_y es la profundidad del eje neutro para el instante en que se tiene ϵ_y

ϵ_y es la deformación unitaria de fluencia del acero

2.14 CURVATURA MAXIMA

La curvatura máxima que se llega a alcanzar en la sección transversal de un miembro de concreto reforzado queda controlada normalmente por la deformación máxima en compresión del concreto, ϵ_{cm} . Así, la curvatura máxima viene a ser (ref 4):

$$\phi_m = \epsilon_{cm} / c_u$$

donde c_u es la profundidad del eje neutro para el instante en que se alcanza la curvatura última.

Con el propósito de estimar la curvatura, la deformación unitaria máxima del concreto para secciones transversales de vigas, columnas o muros sin confinamiento, se toma como $\epsilon_{cm} = 0.0035$; para aquellos casos de concreto con confinamiento se toma el mismo valor; esto es, en pruebas experimentales se obtienen valores aproximados.

2.15 DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL

Para fines de este estudio, las demandas de ductilidad local (en vigas y columnas) desarrolladas durante los análisis paso a paso se calculan con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{m\acute{a}x}}{\phi_y} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} = \frac{\phi_p}{\phi_y} + 1$$

donde

$$\phi_p = \theta_p / l_p \quad \text{y} \quad \phi_y = M_y / EI$$

μ_L : Factor de ductilidad local

ϕ_p : Curvatura plástica

θ_p : Rotación plástica

l_p : Longitud equivalente de articulación plástica, igual a un peralte efectivo

ϕ_y : Curvatura de fluencia

M_y : Momento de fluencia

E : Módulo de elasticidad del concreto

I : Momento de inercia de la sección transversal

2.16 FACTORES QUE AFECTAN LA DUCTILIDAD DE CURVATURA

Entre los factores más importantes que participan y afectan la ductilidad de curvatura de un miembro de concreto reforzado, se tienen la deformación última del concreto a compresión ϵ_{cm} , la fuerza axial, la resistencia a la compresión del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (ref 4).

a.- Fuerza axial: la presencia de la fuerza axial de compresión (figs 2.9b y 2.9c) incrementa la profundidad de la zona de compresión en la primera fluencia (c_{y2}) y en la última (c_{u2}). Al comparar con los resultados de la condición sin fuerza axial (c_{y1} y c_{u1}), se observa que la fuerza axial incrementa la curvatura de fluencia, ϕ_y , y hace disminuir la curvatura última, ϕ_u ; por tanto la fuerza axial de compresión puede reducir considerablemente la ductilidad de la sección. Inversamente, la presencia de fuerza axial de tensión incrementa la ductilidad.

b.- Resistencia a la compresión del concreto: el incremento de la resistencia a la compresión del concreto produce exactamente el efecto opuesto de la presencia de la fuerza axial de compresión. Con un aumento de la resistencia, la profundidad del eje neutro de la condición de fluencia y última se reducen, la curvatura de fluencia se reduce, y se incrementa la curvatura última. El incremento de la resistencia a la compresión del concreto resulta muy efectiva para tener un aumento en la curvatura última.

c.- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo: un aumento en la resistencia de cedencia del acero disminuye la ductilidad debido a que aumenta ϵ_y , por lo que se incrementa la curvatura de fluencia y disminuye la curvatura última.

2.17 DUCTILIDAD EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

Por lo general se requiere que en los miembros estructurales las características de la curva carga-deformación tenga un comportamiento dúctil y no frágil (ver fig 2.10), debido a los factores que a continuación se mencionan (ref 4):

- 1.- Deben evitarse las fallas frágiles en los miembros estructurales de concreto reforzado, y de esa manera no llegar a desarrollar grandes deflexiones debidos a fallas locales, con lo que se puede impedir hasta el desplome total.
- 2.- La redistribución de las fuerzas en zonas que han llegado a su resistencia hacia zonas menos esforzadas, durante el diseño de estructuras estáticamente indeterminadas, depende de la ductilidad de los miembros en dichas zonas críticas. Algunas secciones alcanzarán su resistencia antes que otras, pero debe haber la suficiente capacidad de giro en la rotación plástica, mientras se mantiene el momento último.
- 3.- En regiones en que los efectos sísmicos son importantes, la ductilidad con que cuenta la estructura viene a ser un factor importante en el diseño; la filosofía del diseño sísmico moderno se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica.

La capacidad de deformación (ductilidad) es una propiedad esencial de la estructura en la respuesta inelástica durante sismos intensos.

La ductilidad de desplazamiento se define como la relación de desplazamiento lateral máximo, $\Delta_{máx}$, entre el desplazamiento en el instante en que se presenta la primera fluencia Δ_y .

$$\mu = \Delta_{máx} / \Delta_y$$

2.18 LONGITUD DE ARTICULACION PLASTICA

Hay varias teorías para definir la longitud equivalente de la articulación plástica, l_p , a saber (ref 4):

a.- Corley y Mattock: con base en resultados obtenidos de pruebas en vigas simplemente apoyadas, Corley propuso la siguiente expresión:

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} (z/d)$$

donde d es el peralte efectivo del miembro, y z es la distancia desde la sección crítica al punto de inflexión.

Posteriormente, Mattock sugirió la siguiente expresión que ajustaba razonablemente la tendencia de los datos de Corley:

$$l_p = 0.5d + 0.05z$$

b.- Sawyer: propuso una expresión para la longitud equivalente de la articulación plástica que se basa en la consideración de que el momento máximo resistido por el miembro es el momento último, que $M_f/M_u = 0.85$, y que la zona de cedencia se extiende a $d/4$ más allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_u :

$$l_p = 0.25d + 0.075z$$

c.- Baker: propone dos expresiones:

c.1 Miembros con concreto no confinado

$$l_p = k_1 k_2 k_3 (z/d)^{1/4} d$$

donde

$k_1 = 0.7$ para acero estructural o 0.9 para acero rolado en frío

$$k_2 = 1 + 0.5P_u/P_o$$

P_u : Fuerza axial de compresión en el miembro

P_o : Resistencia axial a compresión del miembro, sin momento flexionante

$k_3 = 0.6$ cuando $f'_c = 0.85$ veces la resistencia del cubo o cilindro del concreto

Para el intervalo de relaciones *claro/d* y *z/d* que se utilizan en la práctica, l_p toma valores entre $0.4d$ y $2.4d$.

c.2 Para miembros confinados por acero transversal:

$$l_p = 0.8k_1k_3(z/d)c$$

c es la profundidad del eje neutro para condición del momento último; el significado de las otras variables es similar al anterior.

En este trabajo se emplea una longitud equivalente de articulación plástica $l_p = d$; dicho valor proporciona resultados adecuados según los estudios realizados en la ref 10 y se encuentra dentro de los límites propuestos por Baker.

2.19 FUENTES DE SOBRE-RESISTENCIA

A raíz de la experiencia obtenida de los daños en edificios a partir de sismos intensos, así como de estudios experimentales y analíticos se ha observado que las estructuras cuentan con reservas adicionales de resistencia que no se contemplan en los diseños convencionales; posiblemente muchas de estas fuentes de sobre-resistencia ayudaron a que un buen número de edificios permanecieran de pie durante los sismos de 1985.

Para este estudio se consideraron los cálculos con y sin los efectos de las posibles sobre-resistencias; en seguida se presentan cuáles son cada una de ellas (ref 10).

- 1.- Efectos de endurecimiento por deformación del acero: generalmente en la obtención de la resistencia de elementos estructurales (vigas y columnas), se emplea la curva σ - ϵ del acero de refuerzo del tipo elasto-plástico perfecto (EPP, fig 2.11a), despreciando así la etapa de endurecimiento por deformación (EDP, fig 2.11b) que se presenta en el acero y que puede ser de gran importancia. Para el caso EDP se utilizaron los valores siguientes: $\epsilon_{sh} = 0.010$, $\epsilon_{su} = 0.080$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{su} = 6300 \text{ kg/cm}^2$ (ref 10).
- 2.- Resistencia promedio en acero y concreto: Una fuente de sobre-resistencia adicional se refiere a los valores probables de los esfuerzos de los materiales (concreto y acero), que son superiores a los especificados para diseño; los valores de diseño utilizados son las resistencias nominales. En el caso del acero, de estudios estadísticos, el valor real promedio del esfuerzo de fluencia excede aproximadamente en un 19 por ciento al especificado (ref 10); esto es, además de 4200 kg/cm^2 , también se tomó en el presente estudio un valor de 5000 kg/cm^2 . Para el concreto la resistencia nominal a la compresión fue de 250 kg/cm^2 , y de acuerdo al valor real promedio se consideró un incremento del 20 por ciento (ref 10); por lo tanto, el valor utilizado no nominal fue de 300 kg/cm^2 .
- 3.- Acero de la losa (adicional al de la viga) en la resistencia negativa de la viga: La contribución del acero de refuerzo de una franja adyacente de la losa de piso participa con un incremento adicional en la resistencia negativa de las vigas (ver fig 2.12a). La cantidad de acero con que ayuda la losa dependerá de la cantidad de varillas con que esté armado dicho elemento, y el refuerzo de fluencia del acero (f_y). Para fines de este trabajo las losas tuvieron el armado necesario para resistir las cargas verticales, de acuerdo al código RDF-87; el ancho considerado de la ayuda de la losa se obtuvo según lo especifica el mismo código. Cabe señalar que se está partiendo de que las losas y vigas serán coladas monolíticamente. En el caso de las resistencias negativas, las vigas se tomarán como rectangulares.
- 4.- Participación de la losa (patines) en la resistencia positiva de la viga: cuando las losas

y vigas de concreto reforzado se construyan monolíticamente, ambos elementos actúan íntegramente (ref 16, 17). Cuando la viga está bajo momento flexionante positivo (tensión en la parte inferior), parte de la losa adyacente actúa como el patín de la viga, que hace aumentar el área de compresión del concreto (ver fig 2.12b). Para el caso del cálculo de las resistencias positivas de las vigas, éstas se tomaron como secciones "T". El ancho considerado con que contribuye la losa, se tomó en cuenta de acuerdo al criterio que marca el RDF-87 (ver fig 2.13).

- 5.- Confinamiento del núcleo de concreto: Es común que en la obtención de las resistencias de elementos de concreto reforzado se desprecie la ayuda del confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo transversal. Hay estudios que muestran que la resistencia del elemento bien confinado puede ser superior con respecto al caso en que no tiene suficiente acero transversal (ref 14, 18 a 21); en estos estudios se reporta que un efecto todavía más importante debido al confinamiento del núcleo de concreto, es la capacidad adicional de deformación que se logra contra el caso mal confinado. Esto es, un refuerzo transversal adecuado proporciona confinamiento al núcleo del concreto que se encuentra dentro de la región central para que ante efectos cíclicos (sismo) no se agriete y pierda capacidad de seguir resistiendo los efectos de las cargas verticales y del sismo.

El acero transversal colocado por confinamiento ayudará a la resistencia al cortante, así como también para evitar problemas de pandeo del refuerzo longitudinal de los miembros con cargas axiales importantes.

Los estribos circulares contínuos o espirales son más eficientes, porque proporcionan un confinamiento alrededor de la circunferencia, como se ilustra en la fig 2.14a. Los estribos rectangulares sólo pueden aplicar confinamiento en las esquinas en donde se encuentran las varillas longitudinales; la acción del concreto que se encuentra dentro de los estribos hace que estos se doblen hacia afuera como se ilustra en la fig 2.14b. El confinamiento, en este último caso, puede ser más efectivo si se agregan grapas o más estribos como se observa en las figs 2.15b y 2.15c.

La presencia de un número adecuado de barras longitudinales distribuidas alrededor de la sección tienden a proporcionar mayor confinamiento al núcleo del concreto; además de lo anterior, con refuerzo transversal adecuado, se obtienen una distribución uniforme de esfuerzos (ver figs 2.15d y 2.15e).

La fig 2.16 muestra cómo varía el comportamiento de cilindros de concreto, bajo acciones de compresión, con y sin confinamiento. El efecto del confinamiento incrementa la resistencia de compresión y la deformación última del concreto (ductilidad).

Una vez descritos los conceptos básicos de las posibles fuentes de sobre-resistencia consideradas en este trabajo, se presentan los modelos esfuerzo-deformación utilizados para el concreto y el acero.

2.20 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO

Para el diagrama σ - ϵ del concreto se empleó el modelo de Kent y Park modificado, que a continuación se describe (ref 19, 20).

Se considera a la curva esfuerzo-deformación del concreto dividido principalmente en dos regiones (fig 2.17). Uno de los elementos que define a estas zonas es el parámetro K , que toma en cuenta el confinamiento del núcleo del concreto, proporcionado por el refuerzo transversal. El parámetro K se define de la siguiente manera:

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

donde

ρ_s : Relación del volumen del acero del refuerzo transversal y el volumen del concreto medido fuera del perímetro de los estribos

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo transversal

f'_c : Resistencia a la compresión del cilindro del concreto, a los 28 días de edad

Las características de la curva $f_c - \epsilon_c$ son (ver fig 2.17):

REGION AB: Aplicable para $\epsilon_c \leq 0.002K$. La parte ascendente de la curva se representa por una parábola de segundo grado, y supone que el acero transversal del confinamiento no afecta el patrón de comportamiento. El esfuerzo máximo que alcanza el concreto confinado tiene un valor Kf'_c . La curva está definida por:

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

REGION BC: Aplicable en el intervalo $0.002k \leq \epsilon_c < \epsilon_{20c}$ y definida por:

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m (\epsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf'_c$$

El parámetro Z_m define la pendiente de la rama descendente recta con que se introduce la disminución lineal gradual del esfuerzo del concreto por efecto del confinamiento, a saber:

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.029 f'_c}{14.23 f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K}$$

donde

ϵ_c : Deformación unitaria longitudinal en el concreto;

f'_c : Resistencia a compresión del concreto, en kg/cm^2 ;

h'' : Ancho del elemento estructural, medido fuera del refuerzo transversal, en cm;

s_n : Espaciamiento centro a centro de estribos, en cm.

La resistencia a la compresión del concreto es función del confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo transversal; esto es, la sobre-resistencia debido a este efecto puede ser mínima en elementos con pequeños porcentajes de acero transversal (grandes separaciones de estribos), pero en cambio resulta importante para porcentajes elevados (pequeñas separaciones de estribos).

REGION CD: Aplicable al intervalo $\epsilon_c \geq \epsilon_{20c}$, según:

$$f_c = 0.2Kf'_c$$

Esta ecuación toma en cuenta la habilidad del concreto para seguir soportando cierto nivel de esfuerzos bajo niveles de deformaciones muy altos.

2.21 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO DE REFUERZO

Actualmente el acero sigue siendo el metal más importante utilizado con fines estructurales porque combina una alta resistencia, tanto en tensión como en compresión, con gran rigidez (módulo de elasticidad elevado), buena ductilidad y facilidad de fabricación. El modelo utilizado en el trabajo es el que se recomienda en la ref 4, pero con valores representativos de los aceros comunes en nuestro mercado. Dicho modelo es similar a los planteados en estudios posteriores. Para los fines de este trabajo, el comportamiento seleccionado para el acero se muestra en la fig 2.18, en la que se aprecian tres tramos distintos, a saber (ref 4):

INTERVALO AB: Se conoce como intervalo elástico, donde el material cumple con la ley de Hooke entre el esfuerzo y la deformación, y en el que al descargar el material no se presentan deformaciones permanentes; es aplicable para deformaciones $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, y le corresponde un esfuerzo:

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

INTERVALO BC: Conocido como intervalo plástico, donde el material se deforma grandemente bajo esfuerzo constante, tal que al descargar el material se presentan deformaciones permanentes; es aplicable para deformaciones $\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{sh}$, y el esfuerzo correspondiente es:

$$f_s = f_y$$

INTERVALO CD: Definido como intervalo de la etapa de endurecimiento por deformación, donde los esfuerzos y deformaciones en el material presentan un nuevo incremento; el material adquiere una capacidad adicional de resistencia antes de fracturarse, es aplicable al intervalo de deformaciones $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$, y se define como:

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

donde

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

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

f_s : Esfuerzo en el acero

f_{su} : Esfuerzo último del acero

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

ϵ_s : Deformación unitaria del acero

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia en el acero

ϵ_{sh} : Deformación que marca el inicio de la zona de endurecimiento por deformación en el acero

ϵ_{su} : Deformación máxima a considerar en el acero

2.22 PARAMETROS UTILIZADOS Y CASOS DE RESISTENCIAS CONSIDERADOS EN EL TRABAJO

De acuerdo a los conceptos anteriormente presentados y según los fines de este estudio, a continuación se describen los valores y parámetros que se tomaron en cuenta para los efectos de sobre-resistencia. Para los valores del acero se consideraron los propuestos por la Asociación Mexicana del Acero (AMA).

1.- CASO 1: RESISTENCIAS NOMINALES (DISEÑO CONVENCIONAL)

- No se toma en cuenta el efecto del confinamiento
- Diagrama esfuerzo-deformación del acero: elasto-plástico perfecto (EPP)
- Secciones transversales de las vigas rectangulares
- No se considera la ayuda de la losa de piso
- Valores de esfuerzos y deformaciones nominales considerados para el concreto y el acero:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = 0.003$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = 0.0021$$

2.- CASO 2: SOBRE-RESISTENCIAS

- Se toma en cuenta el efecto de confinamiento del núcleo del concreto
- En el diagrama esfuerzo-deformación del acero se considera la etapa del endurecimiento por deformación (EPD)
- Ayuda de los patines de la losa de concreto para el M_R^+ de vigas
- Contribución del acero de la losa para el M_R^- de vigas
- Valores de esfuerzos y deformaciones (nominales) considerados para el concreto y el acero:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = 0.0035$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = 0.0021$$

$$f_{su} = 6300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{sh} = 0.010$$

$$\epsilon_{su} = 0.080$$

3.- CASO 3: SOBRE-RESISTENCIAS

- Se considera el efecto de confinamiento del núcleo de concreto
- En la gráfica esfuerzo-deformación del acero se considera la etapa del endurecimiento por deformación (EPD)
- Ayuda de los patines de la losa para el M_R^* de vigas
- Contribución del acero de la losa para el M_R de vigas
- Se toman en cuenta los esfuerzos promedio para el concreto y el acero:

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = 0.0035$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = 0.0024$$

$$f_{su} = 7500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{sh} = 0.010$$

$$\epsilon_{su} = 0.080$$

Cabe aclarar que con estos tres juegos de resistencias (casos 1 a 3) se obtuvieron las respuestas sísmicas inelásticas paso a paso de cada una de las tres estructuras estudiadas, para fines comparativos.

Al comparar las diferentes resistencias de los casos 1, 2 y 3, en el caso 1 se consideran las resistencias de los materiales que se utilizan en un diseño convencional, el caso 2 se toma en cuenta aspectos que incrementan la resistencia de los elementos con excepción de las resistencias promedio del concreto y del acero de refuerzo, y para el caso 3 las capacidades se ven afectadas además los materiales, según los resultados obtenidos estadísticamente en laboratorio.

2.23 REQUISITOS Y FACTORES PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en vigor desde julio de 1987 (RDF-87), establece que toda estructura y cada una de sus partes deberá diseñarse para cumplir con los requisitos de seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan

presentarse durante su vida esperada; y no rebasar ningún estado límite de servicio ante la combinación de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.

En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas (CM), de las cargas vivas (CV), del sismo (S) o viento (V), cuando éste último sea significativo. Los factores de carga considerados para el diseño de las estructuras son los siguientes: de 1.4 para la combinación de las cargas gravitacionales (CM+CV); cuando se tomen en cuenta los efectos de sismo (CM+CV+S), se toma un factor de carga de 1.1. En la combinación de carga muerta, carga viva y sismo (acciones permanentes, variables y accidentales) se toma en cuenta un 30 por ciento del efecto del sismo en la dirección ortogonal.

Para fines del diseño de los edificios de este trabajo, se tomaron en cuenta las consideraciones anteriores y se hicieron análisis sísmicos dinámicos modales espectrales; el coeficiente sísmico sin reducir fue de 0.4 para la zona III (terreno compresible).

Las estructuras se dimensionaron con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$; la resistencia en todos los entrepisos fue suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado, teniéndose que cumplir los requisitos para marco dúctil que fijan las Normas Técnicas Complementarias correspondientes (ref 3). A continuación se hace una presentación breve de los principales requerimientos que se deben cumplir para estructuras diseñadas con $Q=3$ y 4, además de satisfacer los requisitos generales.

2.23.1 REQUISITOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LAS ESTRUCTURAS

2.23.1.1 Requisitos para vigas

Los requisitos descritos se aplican a elementos que trabajan esencialmente en flexión: vigas y columnas con cargas axiales pequeñas, que no excedan de $0.1A_g f'_c$, donde A_g es el área de la sección bruta y f'_c es la resistencia a la compresión del concreto.

a.- Requisitos geométricos

La fig 2.19 ilustra los requisitos que se deben cumplir para evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral, por la excesiva esbeltez de su alma, y para asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna pueda realizarse sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión (se limita la excentricidad que puede tener el eje de la viga con respecto a la columna, y se prohíbe que la viga tenga un ancho superior al lado de la columna en que se conecta).

b.- Requisitos para el refuerzo longitudinal

Los requisitos se ilustran en la fig 2.20. En toda sección, a lo largo de la longitud de la viga, se dispondrá de refuerzo mínimo tanto en el lecho inferior como en el superior, independientemente de los resultados del análisis.

c.- Requisitos para el refuerzo transversal

La fig 2.21 presenta los requisitos necesarios para la disposición del refuerzo transversal (estribos). Cuando se diseña para $Q = 4$, en los extremos de las vigas los estribos deben proporcionar confinamiento al concreto y evitar el pandeo del refuerzo de compresión para permitir el desarrollo de grandes ductilidades, y es por ello que se limita más la separación de estribos. Se deberá proporcionar, además, la resistencia por cortante

suficiente para que pueda alcanzarse en los extremos de la viga los momentos máximos resistentes, con la finalidad de evitar falla por cortante (frágil), antes que se puedan formarse las articulaciones plásticas en los extremos de la viga (diseño por capacidad).

2.23.1.2 Requisitos para columnas

Los requisitos cubren elementos sujetos a cargas axiales últimas de compresión, que excedan de $0.1f'_cA_g$.

a.- Requisitos geométricos

Los requisitos geométricos se muestran en la fig 2.22; tienden a eliminar problemas de pandeo para deformaciones inelásticas grandes, y asegurar que las columnas tengan dimensiones y proporciones tales que trabajen eficientemente en la acción del marco junto con las vigas que las conectan. Se pretende evitar fallas prematuras en dichos miembros estructurales verticales.

b.- Requisitos para el refuerzo longitudinal

La resistencia a flexión de las columnas en un nudo debe satisfacer la condición siguiente:

$$\sum M_c \geq 1.5 \sum M_g$$

$\sum M_c$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, $\sum M_g$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo; los resultados anteriores están referidos al centro del nudo. Este método pretende garantizar que se cumpla con la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil.

Como opción, en lugar del criterio anterior, las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas de diseño obtenidos del análisis, si al factor de resistencia por flexocompresión se le asigna un valor igual a 0.6.

Para que el refuerzo longitudinal cumpla sus funciones de resistir esfuerzos longitudinales y de contener el concreto del núcleo, deberá estar restringido contra el pandeo y contra movimientos laterales antes del colado (ver fig 2.23).

c.- Requisitos para refuerzo transversal

Para reducir el carácter frágil de la falla por flexocompresión, en los extremos de las columnas se requiere proporcionar suficiente refuerzo por confinamiento. Los requisitos para el refuerzo transversal se muestran en la fig 2.23b; en la fig 2.24 se ilustran los requisitos para los arreglos de estribos por confinamiento. En las columnas el refuerzo transversal ayuda a confinar el núcleo del concreto, evita posibles problemas de pandeo en el refuerzo longitudinal, y proporciona la resistencia necesaria al cortante.

2.23.1.3 Requisitos para uniones viga-columna

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella. Las uniones viga-columna presentan un comportamiento generalmente frágil; para evitarlo es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan, de manera que éstos puedan desarrollar toda su capacidad. Tres aspectos pueden llegar a ser críticos en una unión viga-columna.

- a.- El confinamiento del concreto en la zona de unión
- b.- El anclaje de refuerzo (especialmente en columnas extremas)
- c.- La resistencia en cortante de la conexión

a.- Requisitos generales

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna (el acero longitudinal de las columnas debe continuarse también a través del nudo).

La revisión de fuerza cortante actuante en la unión se hará suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión sean de $1.25f_y$; donde f_y es el esfuerzo nominal de fluencia.

b.- Requisitos para refuerzo transversal

Al nudo debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado anteriormente para las columnas.

Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es menor o igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

2.24 CONKER: POST-PROCESADOR DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

El CONKER es un post-procesador para diseñar elementos de concreto tomando en cuenta un análisis tridimensional estático y/o dinámico realizado con el programa ETABS (ref 8).

Toma en cuenta las diferentes condiciones de carga, y diseña para la combinación crítica; permite diseñar los elementos de concreto de acuerdo a tres diferentes tipos de reglamentos (ACI 318-89, CAN3-A23.2-M84, UBC91). Los tipos de unidades que maneja son: sistema inglés (pulgada-kip-segundo), sistema métrico MKS (metro-kilogramo-segundo), y el sistema internacional (metro-kiloNewton-segundo).

Las secciones transversales de diseño pueden ser cuadradas, rectangulares y circulares. Es posible manejar tres tipos de diseño, según el área de riesgo sísmico: cuando se quiere diseñar en una zona de alto riesgo sísmico, se deben satisfacer requisitos especiales; para el caso de estructuras desplantadas en zona de riesgo sísmico moderado, se cumple con requisitos que garantizan el trabajo adecuado de los marcos resistentes; y por último, se usan los requisitos generales normales para aquellas

estructuras donde el riesgo sísmico no existe o es mínimo.

El post-procesador permite considerar los factores de reducción de resistencia del código, así como tomarlos igual a la unidad. Para el diseño de columnas, el programa calcula el acero longitudinal requerido o cuando el acero longitudinal es especificado como dato, se revisa su idoneidad. Para verificar la capacidad biaxial de la columna, el programa genera para cada miembro una superficie de interacción. Los efectos de esbeltez son tomados en cuenta durante el proceso, considerando los factores de amplificación de los momentos flexionantes según lo especifica el código.

Los elementos tipo viga son diseñados para flexión y cortante a lo largo de su claro, en cinco partes de toda su longitud ($L/4$ partes iguales). Se pueden considerar secciones T o rectangulares. Las uniones viga-columna son revisadas por cortante.

El diseño de los marcos dúctiles, y el de cortante de columnas, vigas y uniones viga-columna está basado en la capacidad probable del momento en la sección. El programa revisa la relación de la capacidad del momento en la viga con respecto a la capacidad del momento en la columna y en la intersección viga-columna, para fines de evitar fallas indeseables (frágiles).

La presentación de la información básica de esta herramienta se hace con fines de mostrar que actualmente el diseño puede llevarse a cabo de una forma más rápida y precisa con respecto al método usual convencional. En este trabajo dicho post-procesador sirvió de base para los diseños llevados a cabo; lo anterior se hizo comparando con cálculos llevados a cabo manualmente, para verificar que se estaba aplicando correctamente el RDF-87 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3. CALCULO DE RESPUESTAS ELASTICAS Y DISEÑO

3.1 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Se presenta la descripción general de los tres edificios (modelos 1, 2 y 3) seleccionados para este trabajo. Son estructuras representativas de construcciones típicas de la ciudad de México, a base de marcos con elementos sismorresistentes (columnas y trabes). Sus características fueron planteadas de acuerdo a criterios prácticos. Son edificios que corresponden al grupo de construcciones más dañadas durante los sismos de 1985.

3.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

En los tres modelos se consideró el mismo espesor de las losas de cada nivel: 10 cm, considerando la existencia de vigas secundarias; concreto clase 1 con resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y un módulo de elasticidad

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

El acero de refuerzo supuesto fue con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Las estructuras son del grupo B, ubicadas en la zona compresible (zona III). Se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, para los tres edificios. La revisión del estado límite de servicio se hizo de modo que el desplazamiento relativo no excediera el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso. Para el diseño de cada estructura se utilizó el método dinámico modal espectral más los efectos de las cargas gravitacionales, considerando la interacción suelo-estructura y los efectos P- Δ .

3.1.2 Modelo 1

- Es un edificio de 10 niveles más planta baja y un sótano. Las características estructurales principales se observan en la fig 3.1. La estructura es irregular en elevación, con una reducción de dos crujiás en los niveles 6 a 10 en la dirección longitudinal (Y). Además del cajón de cimentación se tienen pilotes de fricción.
- Planta rectangular con cuatro claros de 8 m, ambas direcciones. Las figs 3.2 a 3.5 muestran las plantas tipo de la estructura.
- Su relación dimensión larga a dimensión corta de la planta es de 1 para los niveles de cimentación al nivel 5, y de 2 para los niveles 6 al 10.
- Su relación altura a la dimensión menor de la base es de 1.35.
- El sistema sismorresistente empleado es a base de marcos en las dos direcciones. La altura de los entrepisos son de 5 m en el nivel 1, y de 3.5 m en el nivel 2 a 10; para la planta baja y el sótano de 3.75 y 3.0 m, respectivamente. Las figs 3.6 y 3.7 muestran en elevación a cada marco interior, base del estudio de este trabajo.
- Las columnas son de sección cuadrada; la tabla 3.1 muestra la distribución de secciones en los entrepisos.
- Las trabes son de sección rectangular; las dimensiones y distribución de éstas se tienen en la tabla 3.2.
- Del nivel de calle (PB) al de cimentación se tienen los muros de contención de concreto reforzado de un espesor de 50 cm en toda la periferia del edificio; en los ejes centrales, de nivel sótano al de cimentación, están las contratrabes de 30 cm de ancho, y que forman parte del cajón de cimentación.

- Se considera que la masa de cada nivel está uniformemente distribuida tal que las coordenadas de los centros de masa son (16 , 16 m) desde cimentación hasta el nivel 5, y de (8 , 16 m) para los niveles 6 al 10.
- Para la obtención de las cargas y pesos se hicieron consideraciones prácticas de acuerdo al uso del edificio (oficinas); la tabla 3.3 muestra las cargas muertas y vivas por unidad de superficie supuestas actuando en los sistemas de piso. La tabla 3.4 tiene los pesos totales por nivel, incluyendo el sistema de piso, trabes, columnas, y cimentación.

3.1.3 Modelo 2

- Es también un edificio de 10 niveles más planta baja y un sótano. Las características estructurales principales se muestran en la fig 3.8. En una de las crujeas exteriores, de los dos primeros pisos en la dirección longitudinal, no hay sistema de piso, y por lo tanto no se encuentran conectadas las trabes; la anterior irregularidad obedece a requerimientos de la ubicación de la rampa de estacionamiento, la cual se supone desligada de la estructura.
- Planta rectangular con tres claros en la dirección longitudinal y cuatro claros en la dirección transversal, todos de 8 m de longitud, como se muestra en las figs 3.9 a 3.12.
- Su relación dimensión larga a dimensión corta en planta es de 1.3.
- Su relación altura a la dimensión menor de la base es de 1.8.
- El sistema sismorresistente empleado es a base de marcos en las dos direcciones. La altura de los entrepisos son de 3 m en el sótano, 3.75 m en la planta baja, 5 m en el nivel 1, y 3.5 m desde el 2 hasta el 10. Para fines de estudiar el comportamiento sísmico inelástico de la estructura del modelo 2, se estudió un eje interior de cada

dirección que fuera representativo del comportamiento tridimensional. Las figs 3.13 y 3.14 muestran en elevación cada uno de los marcos de interés.

- Las columnas son de sección cuadrada; sus dimensiones se tienen en la tabla 3.5.
- Las trabes son de sección transversal rectangular; en la tabla 3.6 se presentan sus dimensiones.
- Los espesores de los muros de contención y contratraves del cajón de cimentación son similares a los del modelo 1.
- Las coordenadas de los centros de masa de cada nivel del edificio corresponden con los centros geométricos: de (12 , 16 m) para los niveles cimentación, sótano y planta baja; (8 , 16 m) para los niveles 1 y 2; y (12 , 16 m) para los niveles 3 al 10. Nuevamente se está considerando que la masa está uniformemente distribuida en cada nivel.
- El cálculo de cargas por metro cuadrado se tiene en la tabla 3.7. La tabla 3.8 presenta los pesos totales y parciales por cada nivel; incluye el peso del sistema de piso, trabes, columnas, y cimentación. La irregularidad existente en los dos primeros niveles está considerada en estos cálculos.

3.1.4 Modelo 3

- Es un edificio de 9 niveles más planta baja y un sótano. Las características estructurales principales se muestran en la fig 3.15. Cuenta con un entrepiso (PB) de doble altura, con respecto del resto de los entrepisos superiores.
- La planta es rectangular con tres claros de 8 m en la dirección longitudinal y cuatro claros de 8 m en la dirección transversal (ver figs 3.16 a 3.18).

- Su relación dimensión larga a dimensión corta en planta es de 1.33.
- Su relación altura a la dimensión menor de la base es de 1.76.
- El sistema sismorresistente es a base de marcos en las dos direcciones. Las alturas de los entrepisos son: 3 m en el sótano, 3.75 m en planta baja, 7.5 m en nivel 1, y del nivel 2 al 9 de 3.5 m. Las figs 3.19 y 3.20 muestran en elevación los dos marcos interiores de interés para este trabajo, para fines de determinar su comportamiento sísmico inelástico.
- La tabla 3.9 tiene los tamaños de las secciones de las columnas, todas cuadradas.
- Las trabes son de sección rectangular y la tabla 3.10 presenta sus dimensiones.
- Los tamaños de los muros y contratraves del cajón de cimentación son similares a los otros modelos.
- Bajo la consideración de que las masas están uniformemente distribuidos en cada nivel, las coordenadas de los centros de masa son (12 , 16 m), igual en todas las plantas.
- La tabla 3.11 presenta los valores calculados y supuestos de las cargas muertas y vivas del sistema de piso. La tabla 3.12 muestra los pesos que se tienen en cada nivel de la estructura, incluye el sistema de piso, trabes, columnas, y cimentación.

3.2 ANALISIS ELASTICO

Para diseñar cada uno de los edificios de este estudio se utilizaron los criterios y principios que convencionalmente se siguen en un despacho de ingeniería; esto es, análisis estructural (por sismo y cargas verticales) bajo comportamiento elástico y tridimensional. Con base a dichos análisis se obtuvieron las propiedades dinámicas

elásticas y se revisó la seguridad ante el estado límite de servicio para que las distorsiones de entrapiso no excedieran el nivel permisible de 0.012; como se utilizó el espectro reducido por Q, según lo especifica el código, los desplazamientos horizontales máximos totales ya son el resultado de haber multiplicado los valores del análisis por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.

Se analizó también cada edificio bajo la condición de base fija (empotramiento a nivel de cimentación), para fines comparativos. Los diseños, utilizados para hacer los análisis sísmicos inelásticos paso a paso resultaron de la consideración de base flexible. Los análisis elásticos realizados en esta etapa fueron ejecutados con el ETABS.

3.2.1 Modelo 1

Las figs 3.21 a 3.23 muestran el modelo matemático tridimensional, así como los marcos de los ejes C y 2, respectivamente. Se presentan los cortes de dichos ejes porque sobre ellos se calculará posteriormente la respuesta sísmica inelástica.

3.2.1.1 Periodos de vibración

La tabla 3.13 muestra los periodos de vibración del modelo 1 tridimensional para las condiciones de apoyo fijo y flexible, para fines comparativos. La estructura presenta periodos fundamentales cercanos a 1.40 s para el caso de interacción suelo-estructura y 1.28 s para la condición de empotramiento a nivel de cimentación; la estructura es más flexible en la dirección Y. El incremento del periodo al tomar en cuenta los efectos de la flexibilidad de la base es de 9.4 por ciento. Las figs 3.24 y 3.25 tienen las configuraciones de los modos fundamentales, tanto en vista tridimensional como en planta; para la dirección X el modo es de traslación pura, y para la dirección Y hay ligero efecto de la torsión debido al cambio de estructuración existente en el edificio. Los resultados mostrados corresponden al caso del edificio 1 con la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura.

3.2.1.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_r/h_i

La fig 3.26 muestra las relaciones Δ_r/h_i de la estructura con y sin los efectos de la interacción suelo-estructura, para el sismo actuando en las direcciones X y Y. Los resultados ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, debido a que en el análisis sísmico dinámico modal se había utilizado el espectro reducido por dicho factor, según lo especifica el RDF-87. El dimensionamiento del edificio se hizo procurando que la relación mayor de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso no excediera el nivel permisible de 0.012 que estipula el RDF-87, para aquellos edificios en que se garantice que los elementos no-estructurales vayan desligados. La dirección en X resulta más flexible; al comparar los resultados con y sin base flexible, el modelo en que se permite que haya traslación horizontal y giro en la cimentación presenta mayor flexibilidad, como era de esperarse.

3.2.1.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

La fig 3.27 tiene los desplazamientos horizontales máximos totales obtenidos de los análisis dinámicos modales, para las condiciones de empotramiento en cimentación e interacción suelo-estructura, sismo en las direcciones X y Y. A partir del nivel 5, dirección X, se tiene un mayor incremento de desplazamiento, debido al cambio de rigidez existente desde dicho nivel. Nótese la importancia de la flexibilidad de la base, con respecto del caso empotrado, supuesto normalmente en los análisis convencionales.

Las figs 3.28 y 3.29 muestran las configuraciones deformadas en planta para los niveles 5 y 10, sismo en X y Y, respectivamente. Se observa claramente que cuando el sismo actúa en la dirección X se presenta traslación pura; en cambio, cuando el sismo se presenta en la dirección Y, hay efectos de traslación combinados con los de torsión. En este trabajo dichos efectos fueron considerados durante el diseño de la estructura, tomando en cuenta las excentricidades de diseño que recomienda el código.

3.2.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

La fig 3.30 tiene las distribuciones en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso, para el sismo actuando en las direcciones X y Y, con y sin los efectos de la interacción suelo-estructura. En la dirección X se tienen resultados ligeramente mayores. Las respuestas bajo la condición de base flexible son superiores, con respecto a los del empotramiento a nivel de la cimentación.

La no consideración de la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura puede resultar en diseños del lado de la inseguridad, tanto a nivel de rigidez como de resistencia lateral.

3.2.2 Modelo 2

Las figs 3.31 a 3.33 muestran una vista del modelo matemático tridimensional, así como también un corte transversal (eje C) y otro longitudinal (eje 2); ambos ejes interiores son los que posteriormente se analizarán paso a paso.

3.2.2.1 Periodos de vibración

La tabla 3.14 tiene los periodos de vibración del modelo 2 tridimensional tomando en cuenta las condiciones de apoyo: interacción suelo-estructura y empotramiento en cimentación. La estructura resulta más flexible al tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, con un incremento de 10 por ciento con respecto al caso empotrado. La dirección más flexible es en X, para ambas condiciones de apoyo. Las figs 3.34 a 3.35 presentan en elevación y planta las configuraciones modales de los modos fundamentales de vibración de este edificio. El modo 1 tridimensional corresponde a traslación pura en la dirección X; el modo 2 tridimensional, en que gobierna principalmente la traslación en Y, tiene ligeros efectos de torsión, originados por el hueco existente en los dos primeros niveles para la rampa de estacionamiento.

3.2.2.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entepiso, $\Delta r_i/h_i$

La fig 3.36 muestra las relaciones $\Delta r_i/h_i$ del modelo para las dos condiciones de apoyo y sismo actuando en las direcciones X y Y. En este edificio, al igual que en el anterior, se procuró cumplir con $\gamma_i \leq 0.012$. La dirección X es más flexible con respecto a la dirección Y. Bajo los efectos de la base flexible se tienen respuestas ligeramente mayores, al comparar contra los resultados de la condición de empotramiento, como era de esperarse.

3.2.2.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

La fig 3.37 presenta los desplazamientos horizontales máximos totales por nivel, obtenidos del análisis dinámico modal espectral para las dos condiciones de apoyo, con el sismo actuando en ambas direcciones. La dirección X es más flexible; la influencia de la irregularidad creada por el hueco de la rampa es más importante para dicha dirección. Las figs 3.38 y 3.39 muestran las configuraciones deformadas en planta para los niveles 2 y 10, como resultado de los análisis sísmicos modales espectrales con base flexible. Cuando el sismo actúa en la dirección X solo se presentan efectos de traslación; en cambio, cuando el sismo se tiene en la dirección Y, existe un poco de torsión, pero dominando la traslación. Estos resultados ya están multiplicados por el $Q=4$.

3.2.2.4 Fuerzas cortantes de entepiso

La fig 3.40 muestra la distribución de fuerzas cortantes de entepiso del modelo 2 tridimensional, para ambas condiciones de apoyo y sismo actuando en las direcciones X y Y. No hay grandes diferencias entre una dirección y otra, pero si entre una condición de apoyo y otra, con valores mayores para base flexible.

3.2.3 Modelo 3

Las figs 3.41 a 3.43 muestran una vista del modelo matemático tridimensional, así como

también un corte interior transversal (eje C) y otro longitudinal (eje 2); dichos ejes interiores son los utilizados posteriormente en los análisis sísmicos inelásticos.

3.2.3.1 Periodos de vibración

La tabla 3.15 tiene los periodos de vibración para el modelo 3 para las condiciones de apoyo: empotramiento en cimentación e interacción suelo-estructura. La influencia de la flexibilidad de la base contribuye en un incremento de periodos del orden de 9 por ciento. El edificio en la dirección X (corta) resulta ligeramente más flexible. Los modos de vibrar de traslación son limpios, sin torsión, debido a la simetría de la estructura, ambas direcciones.

Las figs 3.44 y 3.45 muestran en elevación y planta las configuraciones de los modos fundamentales de vibración; nótese que no hay efectos de torsión, debido a la simetría en planta que existe en todos los niveles.

3.2.3.2 Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, $\Delta r_i/h_i$

La fig 3.46 presenta las relaciones $\Delta r_i/h_i$ tomando en cuenta el empotramiento en cimentación e interacción suelo-estructura, para el sismo actuando en las direcciones X y Y. Cabe recordar que en este edificio se considera a la PB con doble altura, con respecto del resto de los entrepisos. El entrepiso más flexible es el sexto (arriba del nivel de calle); la relación $\Delta r_i/h_i$ del entrepiso más alto presenta valores del orden de la mitad del nivel permisible establecido (0.012), según el código RDF-87. La dirección X es la más flexible, y la influencia de la condición de apoyo es poco significativo; lo anterior concuerda con lo observado en los periodos de vibración. Estos resultados ya están multiplicados por $Q=4$, que fue el factor de comportamiento sísmico con que se redujo el espectro de diseño utilizado en los análisis.

3.2.3.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Nuevamente vuelve a confirmarse que la condición transversal (X) es la más flexible, así como también que la condición de apoyo no es muy importante (ver fig 3.47). Las respuestas mostradas en esta parte ya están afectadas por el $Q = 4$, y fueron obtenidas mediante un análisis dinámico modal espectral. Nótese, sin embargo, que si hay un incremento considerable de desplazamiento relativo entre el nivel 1 y PB, debido a la doble altura que se tiene en esta parte de la estructura.

Las figs 3.48 y 3.49 muestran las configuraciones deformadas en planta para los niveles 1 y 9, a raíz de los análisis dinámicos en X y Y, respectivamente, con los efectos de interacción suelo-estructura. Cuando el sismo actúa en las direcciones X y Y, solamente se presentan efectos de traslación, debido a la simetría en planta de la estructura.

3.2.3.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

La fig 3.50 tiene las fuerzas cortantes de entrepiso de la estructura para el sismo actuando en las direcciones X y Y, para las condiciones de apoyo: empotramiento en cimentación e interacción suelo-estructura. Las fuerzas cortantes de entrepiso con base fija son ligeramente menores; las respuestas para el sismo actuando en ambas direcciones son similares, lo que concuerda con los periodos de vibración.

3.3 DISEÑO DE LOS MODELOS 1, 2 Y 3

Una vez realizado el análisis estructural (cargas verticales y sismo) como lo indica el RFD-87, se procedió a diseñar manualmente los elementos estructurales (vigas y columnas) de un eje interior para cada dirección de los edificios 1, 2 y 3, según lo indican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto aplicando lo especificado en el capítulo de marcos dúctiles. Se compararon estos diseños con los obtenidos con el post-procesador CONKER (ACI-89). Las diferencias fueron muy pequeñas y algunas veces casi nulas; esto es, se concluye

que el RDF-87 y el ACI-89 son prácticamente similares, en el diseño de marcos dúctiles. Las figs 3.51 a 3.61 muestran los armados obtenidos en vigas y columnas, así como la separación del refuerzo transversal, de acuerdo al RDF-87 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

En las columnas fue frecuente que rigiera la cuantía mínima de refuerzo longitudinal; por ello, la disposición y cantidad de refuerzo varía, sólo cuando cambian las dimensiones de la sección transversal. Para la separación del refuerzo transversal rigieron los efectos por confinamiento; esto es, la resistencia al cortante siempre quedó por arriba de la necesaria.

Para fines de revisar qué pasaba con aquellas columnas en que rigió el acero mínimo (1 por ciento de la sección transversal bruta), en cuanto a la reserva de resistencia disponible contra la acción del sismo y carga vertical, se encontró que había suficiente reserva adicional de resistencia, principalmente en las columnas de los pisos superiores. Cabe aclarar que lo anterior se permitió para cumplir con los requisitos de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RDF-87.

4. CALCULO DE RESPUESTAS INELASTICAS

En este capítulo se presentan las respuestas obtenidas de los análisis sísmicos inelásticos paso a paso, tomando en cuenta solamente los efectos de interacción suelo-estructura; el registro de aceleraciones utilizado fue el de la estación SCT, componente E-W, del 19 de septiembre de 1985 (fig 4.1). En los análisis inelásticos se consideró el comportamiento histéretico elasto-plástico bilineal (EPB). Sólo se utilizó un marco interior de cada dirección de los tres edificios.

A fin de que los marcos analizados representaran la respuesta tridimensional de los edificios, se obligó a que los tres primeros periodos de vibración, los desplazamientos laterales dinámicos y la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso de cada marco por separado, correspondieran con los resultados de la estructura en conjunto y con los del eje respectivo del edificio tridimensional. Para esto, la masa asociada a cada marco se escogió de manera que, para una rigidez dada, se conservara el periodo del edificio. En los análisis, los marcos incluyen las respectivas cargas muertas y vivas, así como las cargas que llegan a las columnas debido al efecto del marco perpendicular.

4.1 CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROGRAMA DRAIN-2D

El programa empleado para realizar los análisis inelásticos fue el DRAIN-2D (ref 9), que sirve para el análisis de respuestas dinámicas elásticas e inelásticas de cualquier estructura plana. La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos discretos y se analiza por el método directo de las rigideces, considerando los desplazamientos y giros de los nudos como incógnitas. Cada nudo tiene un total de tres grados de libertad.

La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, de modo que la matriz de masas resulta diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones

en el tiempo, las cuales pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical; para este trabajo sólo se considera la componente horizontal del sismo. Se acepta que los apoyos se mueven en fase.

Pueden aplicarse cargas estáticas previamente a las cargas dinámicas, pero no se permite la fluencia bajo la acción de las primeras.

Los elementos estructurales pueden ser: viga, viga-columna, armadura y paneles. En este trabajo las columnas se modelaron como elementos "viga-columna", en las que se permite tomar en cuenta la reducción de la resistencia a la flexión ante la acción de las cargas axiales; la resistencia de estos miembros se define con una superficie de fluencia en que se hace interactuar la flexión y carga axial, como se muestra en la fig 4.2.

Para las vigas se usó el elemento "viga", que tiene las mismas características que el miembro "viga-columna", excepto porque no incluye la influencia de la carga axial; su superficie de fluencia queda definida por los momentos positivo y negativo de cada extremo de la sección. Durante el análisis, cualquier combinación de carga axial y momento flexionante (P , M) que cae dentro de la curva de la fig 4.2a, significa comportamiento elástico; si el punto (P , M) de la respuesta se encuentra sobre o fuera de la curva significa que se ha formado una articulación plástica. Para cuando en un paso determinado la combinación (P , M) cae fuera del diagrama, en el siguiente paso se corrige mediante un momento que obliga el equilibrio.

Los efectos P - Δ se incluyen modificando la rigidez elástica de las columnas en función de las fuerzas axiales originadas por las cargas gravitacionales.

La respuesta dinámica se determina por la integración numérica paso a paso de las ecuaciones de movimiento con el método de aceleración constante, descrito en el segundo capítulo. El amortiguamiento viscoso disponible en la estructura se toma en cuenta a partir de la matriz de amortiguamiento, formada por la suma de una parte que es proporcional a la matriz de masas (αM) y otra a la de rigideces iniciales $\beta_0(K_i)$ (ver fig

4.3); el criterio anterior es el propuesto por Rayleigh, que proporciona buenos resultados, según otros estudios (ref 9, 23). Esto es,

$$[C] = \alpha[M] + \beta_0[K]$$

donde α y β_0 son factores de proporcionalidad, M y K_i , las matrices de masa y rigidez elástica generalizadas del sistema respectivo; los valores de α y β_0 son (ref 9):

$$\alpha = \frac{4\pi\lambda}{T_1 + T_2}$$

$$\beta_0 = \frac{T_1 T_2 \lambda}{\pi (T_1 + T_2)}$$

donde λ es el porcentaje de amortiguamiento crítico, correspondiente al primero y segundo modo de vibración, supuesto igual para ambos. En el presente trabajo se empleó un valor de amortiguamiento viscoso del 5 por ciento del crítico; los valores de α y β_0 para los tres modelos se muestran en la tabla 4.1. El incremento de tiempo para la integración de las ecuaciones del movimiento se tomó igual a 0.02 s, igual al intervalo de digitización de la señal utilizada.

4.2 EFECTOS DE SOBRE-RESISTENCIA EN ELEMENTOS VIGA Y COLUMNA, CASOS DE ANALISIS INELASTICOS

Para fines de este trabajo se consideraron tres casos diferentes de resistencias por cada miembro, de acuerdo a los tipos diferentes de sobre-resistencias utilizadas. En cada análisis paso a paso el comportamiento histéretico de los elementos estructurales se supone elasto-plástico bilineal (EPB). La tabla siguiente muestra los conceptos de diseño supuestos en los diferentes casos de resistencias considerados y analizados inelásticamente paso a paso:

CASO	CONSIDERACIONES
1	Sin confinamiento del núcleo del concreto; modelo EPB; vigas rectangulares; V3%; C1.5%; resistencias nominales en el concreto y acero; acero de refuerzo con comportamiento elasto-plástico perfecto
2	Con confinamiento del núcleo del concreto; modelo EPB; vigas "T" para M_R^+ ; V3%; C1.5%; resistencias nominales; zona de endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo; acero de la losa para el M_R^-
3	Con confinamiento del núcleo del concreto; modelo EPB; vigas "T" para M_R^+ ; V3%; C1.5%; resistencias promedio del concreto y acero; zona de endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo; acero de la losa para el M_R^-

donde

EPB Modelo de histéresis elasto-plástico bilineal;

V3% Pendiente de 3 por ciento que se proporcionó para tomar en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, en vigas;

C1.5% Pendiente de 1.5 por ciento que se proporcionó para tomar en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, en columnas.

Los casos de análisis anteriores se denominaron INEL.(CASO 1), INEL.(CASO 2) e INEL.(CASO 3). Para fines de comparación, se realizaron también análisis elásticos (resistencias infinitas) tomando en cuenta el empotramiento en cimentación y el efecto de la interacción suelo-estructura, denominados ELAS. EMP y ELAS. INTER, respectivamente. Por tanto, en cada marco estructural de interés se realizaron en total cinco análisis dinámicos paso a paso.

La tabla 4.2 presenta una comparación de resistencias calculadas en la forma usual (diseño convencional) y con las consideraciones anteriores de sobre-resistencia; dicha comparación se hace para las resistencias a flexión de un elemento viga tipo, de los ejes

C y 2 del modelo 3. Para apreciar las diferencias entre los valores, se tomó el caso 1 como base; es este el diseño que se realiza en todos los despachos de cálculo y no considera ningún efecto de sobre-resistencia.

Al comparar las resistencias de los casos 1 y 2, se aprecia que con la contribución del confinamiento del núcleo de concreto, del endurecimiento por deformación del acero y la participación de la losa, se tiene un incremento de 58 por ciento en la resistencia positiva y un 19 por ciento para la negativa.

Para el cálculo de las resistencias positivas la participación de la zona de EPD del acero de refuerzo en tensión es bastante significativo. Lo anterior no ocurrió al calcular la resistencia negativa, debido a que la cantidad de acero trabajando a tensión no permitió que el acero lo hiciera más allá de la zona de fluencia. Al tomar en cuenta la participación del acero de la losa, el momento resistente negativo de la viga aumentó con respecto al caso de la sección rectangular sin dicha ayuda. Las resistencias a flexión calculadas de forma convencional resultan por abajo de las correspondientes cuando se incluyen los efectos de sobre-resistencia.

Por otro lado, al tomar en cuenta la participación de los esfuerzos promedio del concreto y acero, y comparar contra los casos 1 y 2, se tiene lo siguiente: el caso 3 contra caso 1, tiene un incremento del 89 por ciento para la resistencia positiva y 42 por ciento para la resistencia negativa, lo que indica que al tomar en cuenta las sobre-resistencias mencionadas anteriormente y la ayuda de los esfuerzos promedios, resulta en incrementos importantes.

Si comparamos los casos 2 y 3, para este último se tiene un incremento del 19 por ciento en ambos tipos de resistencia; el aumento que se tiene en el caso 3 se atribuye a la magnitud de los esfuerzos promedio del concreto y acero.

Las tablas 4.3 a 4.8 muestran las resistencias calculadas para cada elemento estructural tipo viga de los tres edificios estudiados; las figs 4.4 a 4.6 presentan su localización.

Todas las resistencias están sin reducir por el factor de reducción de resistencia. Los miembros pertenecientes al cajón de cimentación tuvieron asignados una resistencia grande, al que no se permitió que hubiera fluencia en algunos de ellos. Sólo se aceptó que hubiera fluencias en la super-estructura. Lo anterior obedeció al tipo de daños, observados durante los sismos de 1985.

Este tipo de comparaciones también se realizaron en columnas, donde las diferencias obtenidas presentaron un patrón similar al observado en vigas. Las tablas 4.9 a 4.14 muestran los valores de resistencia que se proporcionan al programa DRAIN-2D, que definen los diagramas de interacción P-M, para evaluar el comportamiento inelástico en dichos miembros estructurales.

Las diferencias encontradas entre las resistencias calculadas con y sin sobre-resistencias se muestran en la fig 4.7, donde se tienen los diagramas de interacción de una columna tipo del eje C del modelo 3. Se aprecia que cuando se hace la consideración de los esfuerzos promedio se tienen valores por arriba de los obtenidos en la forma convencional. Este tipo de comparaciones se hizo para todas las columnas de los tres edificios en estudio, lo cual se consideró en los diferentes análisis inelásticos paso a paso llevados a cabo.

4.3 RESPUESTAS INELASTICAS

4.3.1 MODELO 1

4.3.1.1 EJE C

4.3.1.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 4.8 presenta las envolventes de los desplazamientos del eje C, de los cinco casos en los que se realizaron los análisis paso a paso. Las respuestas del edificio con base fija

resultan por abajo con respecto de aquellas de los casos con interacción con y sin comportamiento inelástico. Nótese que el modelo inelástico con base flexible tiende a presentar mayores desplazamientos que el caso similar elástico, a medida de que el nivel de la fluencia resulta mayor; esto es, el caso 1 tiene mayor excursionamiento en el rango inelástico, y el caso 3 lo hace en menor cantidad.

Se observa un claro comportamiento asimétrico en las envolventes de desplazamientos laterales, en particular el caso 1 que tiene mayores deformaciones fuera del rango elástico-lineal. Esto puede ser debido al cambio de rigidez por la disminución de crujeas.

Las figs 4.9 y 4.10 presentan y comparan las historias de desplazamientos en azotea del análisis paso a paso elástico e inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; el modelo que mayor comportamiento inelástico presenta (caso 1) es el que tiene diferencias más importantes que el caso elástico, lo que coincide con lo observado en la fig 4.8.

Las figs 4.11 a 4.13 comparan las historias de desplazamientos inelásticos en azotea de los casos analizados. La fig 4.11 compara los casos 1 y 2, y se confirma que el modelo con resistencias nominales tiene mayores respuestas. La fig 4.12 muestra la comparación de los casos 1 y 3, teniéndose mayores diferencias entre ambos, con respecto a la comparación anterior. El caso 1, debido a su excursionamiento severo en el rango no lineal, presenta ciclos de respuesta defasados por la flexibilización que ocurre en la estructura a raíz de que se van formando las rótulas plásticas en la historia del tiempo. Las diferencias entre los casos 2 y 3 (fig 4.13) son más pequeñas que las que resultan de la comparación entre los casos 1 y 3.

4.3.1.1.2 Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

Para fines de observar qué pasa con las respuestas inelásticas a nivel de entrepiso y de esa manera verificar cómo se comporta el edificio del modelo 1 con y sin sobre-resistencias con respecto al estado límite de servicio permisible establecido por el código RDF-87, en esta parte se calculan las relaciones Δ_i/h_i , a partir de los valores máximos

absolutos de los desplazamientos laterales del análisis paso a paso (ver fig 4.14). Esta comparación no es estrictamente válida por no corresponder al mismo tiempo cada uno de los desplazamientos, pero sirve para darnos una idea del comportamiento sísmico inelástico de la estructura en la dirección del eje C.

Los resultados del caso con base fija tiene valores Δ_{ii}/h_i máximos cercanos a 0.006. Se confirma que el caso más flexible, con relaciones Δ_{ii}/h_i del orden de 0.012, es el que tiene resistencias según un diseño convencional; cabe recordar que la estructura se dimensionó para el límite permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso. Al comparar las relaciones Δ_{ii}/h_i de los casos 1 y 3, éste último presenta valores máximos del orden del 60 por ciento, lo que demuestra el efecto importante de las sobre-resistencias.

4.3.1.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

La historia en el tiempo de los coeficientes sísmicos presentados son el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes en todas las columnas de planta baja registradas en un tiempo t_i , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

La fig 4.15 muestra la comparación para este tipo de respuesta sísmica entre un análisis elástico y el inelástico para el caso 1, ambos tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura; al presentarse comportamiento inelástico los valores máximos disminuyen aproximadamente una tercera parte, con respecto al caso en que no se limita el comportamiento elástico. Al revisar las respuestas del caso 3 y comparar contra la respuesta elástica (ver fig 4.16) se nota que las diferencias entre ambos casos es menos fuerte que lo que ocurre en la fig 4.15; esto es, el modelo del eje C con las resistencias del caso 3 excursionan menos en el rango post-elástico.

En la fig 4.17 se comparan los casos 1 y 2; la estructura con resistencias nominales presenta respuestas mayores, pero con diferencias menores entre sí que lo que ocurre al comparar el caso 1 contra el caso 3 (ver fig 4.18).

La fig 4.19 muestra las diferencias entre los casos 2 y 3, menores que las observadas entre el caso 1 y 3, como era de esperarse.

4.3.1.1.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Se grafican las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea, para fines de observar que tanto excursiona en el rango inelástico el eje C modelado con diferentes niveles de resistencias (ver figs 4.20 a 4.23). En el caso elástico (resistencias grandes), debido al efecto del amortiguamiento viscoso supuesto (5 por ciento), la respuesta no resulta ser una línea recta. La estructura permanece en el rango elástico para desplazamientos de ± 15 cm y fuerzas de ± 300 t. El caso 1 (resistencias nominales), es el que presenta mayor comportamiento inelástico, con desplazamientos máximos del orden de 2.5 veces el del nivel en que se presenta la primera fluencia. En cambio, el caso 3 presenta un comportamiento que tiende a ser elástico, debido a la influencia importante de los efectos de las sobre-resistencias consideradas.

4.3.1.1.5 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Para fines de mostrar qué pasaba en la estructura del eje C del modelo 1, a raíz de los análisis sísmicos dinámicos inelásticos, se seleccionaron algunos elementos estructurales tipo; para ello se utilizaron los resultados de los extremos de las vigas 13 y 48 que se muestran en la fig 4.24 de los niveles 1 y 5; asimismo, también se seleccionaron los extremos inferiores de las columnas 4 y 51, localizados en el primer entrepiso. La selección previa se hizo con fines de poder observar qué pasa en los miembros estructurales cuando se tienen este tipo de irregularidades, similares a los del eje C.

4.3.1.1.6 Historia de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para revisar cómo se comportaban los miembros estructurales, seleccionados anteriormente, con las resistencias proporcionadas según los casos 1 a 3, en esta parte

del trabajo se presentan algunas gráficas en la historia del tiempo del elemento mecánico actuante contra la resistencia disponible correspondiente. En el caso de las vigas lo anterior se hace para momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y en el caso de las columnas para las combinaciones carga axial-momento flexionante (P-M), así como también para fuerza cortante. La comparación de la resistencia disponible ante la fuerza cortante actuante se hace para verificar que en los modos de falla calculados se garantiza la presencia de articulaciones plásticas; esto es, que no habrá fallas de tipo frágil. Cabe recordar que el DRAIN-2D (ref 9) considera que las estructuras tendrán capacidad de deformación; esto es, el modo de falla que la estructura debe presentar en la historia del tiempo debe ser dúctil, debido al tipo de modelos de los ciclos de histéresis utilizados en el mismo programa.

a).- Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

1.- COLUMNA 4

La fig 4.25 compara la historia P-M de la columna 4 contra la resistencia disponible para el caso 1; el número de ciclos en que se alcanza la fluencia y se presenta la articulación plástica no deja de ser despreciable. El patrón de comportamiento observado es que gobierna la flexión, con pocos cambios en la carga axial y siempre por abajo de la condición balanceada. Al revisar ahora los resultados con las resistencias de los casos 2 y 3 (figs 4.26 y 4.27, respectivamente), nótese que la columna tiende a comportarse elásticamente para cuando se consideran todas las sobre-resistencias supuestas en este trabajo.

2.- COLUMNA 51

Las figs 4.28 a 4.30 tienen las historias P-M de la columna 51 (extremo inferior), las cuales se comparan contra los diagramas de interacción que resultaron a partir de las resistencias supuestas (casos 1, 2 y 3). Al igual que la columna 4, se llega a tener combinaciones P-M del análisis sísmico inelástico que hacen que el miembro fluya; con

las resistencias del caso 3 la columna presenta ligera fluencia, prácticamente ante cargas axiales nulas. En general, independientemente del tipo de resistencia, la columna 51 trabaja bajo una condición de cargas axiales más pequeñas que en la condición balanceada, lo que demuestra que la falla que llegaría a tener este miembro estructural es del tipo de tensión.

b).- Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

1.- COLUMNA 4

Las figs 4.31 y 4.32 presentan la historia de fuerzas cortantes de la columna 4 y las comparaciones contra la respuesta elástica y la resistencia disponible de los casos 1 y 3, respectivamente. Nótese que en ambos casos la columna dispone de una reserva adecuada de resistencia al cortante, y de esa forma sin posibilidad de una falla frágil.

La fig 4.33 compara los casos 1 y 2, observándose que para éste último la fuerza cortante excede ligeramente en dos ciclos la resistencia de la columna. La fig 4.34 presenta la comparación de los casos 1 y 3, sin superar la resistencia disponible.

Al comparar los casos 2 y 3 (ver fig 4.35), las respuestas muestran similitudes entre sí, con excepción de que el caso 2 alcanza ligeramente su resistencia, como se había observado anteriormente.

2.- COLUMNA 51

Las respuestas de la columna 51 muestran una reserva de resistencia al cortante suficientemente buena para evitar una falla frágil (ver figs 4.36 a 4.40). El caso 2 no alcanza su resistencia, al revisar las fuerzas cortantes que actúan en la historia del tiempo. Aparentemente esta columna está bajo mejores condiciones, ante la fuerza cortante del análisis sísmico, con respecto a la columna 4 del otro extremo del eje C.

Cabe recordar que el buen comportamiento que ante la fuerza cortante presentan las columnas se debe a la reserva de resistencia que se logra cuando se diseña el refuerzo transversal para cumplir con el requisito de confinamiento que especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para marcos dúctiles.

c).- Historias de momentos flexionantes en vigas

1.- VIGA 13

Las figs 4.41 y 4.42 presentan la comparación de los momentos flexionantes del análisis elástico contra el análisis inelástico de los casos 1 (diseño convencional) y 3, respectivamente; el número de ciclos en que se alcanza la resistencia para el modelo con resistencias de diseño sin sobre-resistencias es mucho mayor, lo que indica que el número de veces que excursiona en el rango plástico fue superior; lo anterior se corrobora al comparar la respuesta elástica contra la resistencia proporcionada.

La fig 4.43 muestra la comparación de los casos 1 y 2; éste último presenta comportamiento inelástico ligeramente menor, debido a que el número de ciclos en que se alcanza el momento resistente de la sección, es mayor para el caso 1.

Al comparar los casos 1 y 3 (fig 4.44), se observa una disminución de ciclos que llegan a la resistencia de la sección; esto es, la influencia de los efectos de sobre-resistencia son muy favorables para la estructura, en cuanto a tener menor comportamiento inelástico. En la fig 4.45 se tiene la respuestas de los casos 2 y 3, con resultados similares.

2.- VIGA 48

Las figs 4.46 y 4.47 presentan la comparación del análisis elástico con el análisis inelástico de los casos 1 (diseño convencional) y 3, respectivamente; el número de ciclos

en que la viga fluye para el caso 1 resulta más importante. En el modelo con resistencias del caso 3, la viga tiende a comportarse prácticamente en el rango elástico, debido a los efectos de las sobre-resistencias consideradas. La fig 4.48 muestra la comparación de las historias de momentos flexionantes del caso 1 contra el caso 2; como era de esperarse, la viga del caso 2 presenta comportamiento inelástico ligeramente menor. Al comparar los casos 1 y 3 (fig 4.49), se observa que existen diferencias mayores entre ambos; para el caso 3 solamente en dos ciclos se alcanza el momento resistente de la sección, lo cual indica que al tomar en cuenta los efectos de sobre-resistencia supuestos en dicho modelo, los elementos casi se comportan elásticamente. La fig 4.50 tiene la comparación de los casos 2 y 3, y la diferencia entre uno y otro resulta menor que cuando se comparan los casos 1 y 3, como era de esperarse.

De acuerdo a los resultados previos de las vigas 13 y 48, la viga del primer nivel resulta la más esforzada, como era de esperarse según su posición en el marco del eje C del edificio 1.

d).- Historias de fuerzas cortantes en vigas

1.- VIGA 13

Las figs 4.51 y 4.52 tienen la comparación de las historias de fuerza cortante del caso elástico con el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; de acuerdo a las resistencias proporcionadas, aún para los resultados del análisis elástico, se observa que hay una pequeña reserva de resistencia para garantizar que no se presente una falla frágil. Al comparar los casos 1 y 2 (fig 4.53), no se tienen diferencias importantes en el comportamiento de ambas historias; en los dos casos se cuenta con la resistencia suficiente para evitar una falla por cortante.

La fig 4.54 compara las respuestas de los casos 1 y 3; la resistencia proporcionada es adecuada. Similar comportamiento se observa al comparar los casos 2 y 3 (fig 4.55); esto es, no hay indicios de que pueda ocurrir una falla frágil por cortante.

2.- VIGA 48

Al revisar y hacer las comparaciones pertinentes de las respuestas y resistencias de fuerza cortante (figs 4.56 a 4.60), se vuelven a observar diferencias similares a las detectadas en la viga 13, así como también que la viga 48 cuenta con la reserva de resistencia suficiente para evitar una falla por cortante, lo cual habla bien del criterio de diseño utilizado.

4.3.1.1.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Es necesario que los elementos estructurales al articularse tengan suficiente capacidad de deformación para permitir la redistribución de esfuerzos hacia otras zonas, sin colapsarse; en esta parte se presentan los resultados de las demandas de ductilidad local desarrolladas, de las mismas vigas presentadas anteriormente, para fines de mostrar cómo responden según se vayan plastificando ante flexión positiva o flexión negativa, y de esa forma ver la influencia de los efectos de sobre-resistencia supuestos en este trabajo. Se calcularon las curvas momento-curvatura ($M-\phi$) de cada elemento, y con base a dichos resultados se fijó en el DRAIN-2D el porcentaje de la segunda pendiente para definir el modelo histerético de los análisis inelásticos.

1.- VIGA 13

La fig 4.61 presenta las historias de demandas de ductilidad local de los casos 1 y 2, con valores máximos de hasta 11.8 para el primer caso ante flexión positiva; para el caso 2 el comportamiento tiende a ser elástico, con demandas máximas del orden de 4. En estudios de pruebas experimentales (ref 24) llegan hasta valores de 20.

La fig 4.62 tiene la comparación de los casos 1 y 3; nótese que resulta muy eficiente tomar en cuenta todos los efectos de sobre-resistencia, debido a que la viga prácticamente excursiona muy poco en el rango inelástico, con pequeñas demandas de ductilidad.

La fig 4.63 compara los casos 2 y 3, notándose mejor comportamiento para el caso 3, como era de esperarse. Cabe mencionar, a raíz de estos resultados, que las mayores demandas de ductilidad local se presentan ante flexión positiva, independientemente del caso de resistencias utilizadas.

2.- VIGA 48

La fig 4.64 presenta las historias de demandas de ductilidad local para el extremo izquierdo de la viga 48, casos 1 y 2; el caso 2 excursiona en menor número de ciclos en el rango inelástico, y sus valores se reducen considerablemente. Si se comparan los casos 1 y 3 (fig 4.65), el caso 3 prácticamente presenta un comportamiento elástico, excursionando solo dos veces en el rango inelástico con amplitudes máximas del orden de 1.5. La fig 4.66 compara ahora los casos 2 y 3; el nivel de fluencia que presenta esta viga, sobre todo para el tercer caso, prácticamente es nulo, con un comportamiento casi elástico.

Estos resultados muestran la bondad de los efectos de las sobre-resistencias supuestas en este estudio. Nótese que en la viga 13 las demandas máximas son más del doble de las desarrolladas en la viga 48, debido a la ubicación de las mismas.

4.3.1.1.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Con fines de observar cómo se presenta el comportamiento inelástico en la estructura del eje C del modelo 1, la fig 4.67 muestra la distribución global de las rótulas plásticas de los casos 1, 2 y 3, a raíz de los análisis dinámicos inelásticos paso a paso con el registro SCT-EW; según se aumenta la resistencia de los miembros estructurales (por medio de los efectos de sobre-resistencia), las rótulas plásticas disminuyen. Sin embargo, cabe aclarar que en los tres casos la tendencia del mecanismo de falla es el tipo "viga", en que todas las vigas se articulan así como también los extremos inferiores de las columnas de planta baja.

Para observar con más detalle los resultados del caso 3, se procedió a revisar el comportamiento y la aparición de rótulas plásticas en intervalos de tiempo, cada uno de ellos con el sismo en una y otra dirección (ver fig 4.68). La parte más intensa, con mayor aparición de articulaciones plásticas, se presenta en el intervalo de tiempo 28.64 a 29.76 s, para el sismo actuando en la dirección negativa; lo anterior concuerda con la historia de aceleraciones, debido que dicho intervalo se presenta en la parte en que las aceleraciones del terreno tienen su mayor amplitud.

La fig 4.69 presenta las envolventes de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas por las vigas y columnas de cada nivel. Para estos cálculos se empleó una longitud plástica equivalente $l_p = d$ (un peralte efectivo), de acuerdo a lo mencionado en el capítulo segundo.

La fig 4.69a tiene las demandas máximas de ductilidad local en vigas; las máximas ductilidades desarrolladas se concentran en las vigas de los primeros tres niveles, mayores para flexión positiva. El caso 3 muestra respuestas mucho más favorables, debido a la influencia importante de los efectos de las sobre-resistencias supuestas.

En las columnas las demandas máximas de ductilidad desarrolladas se concentran prácticamente en la base del primer entrepiso (fig 4.69b); en el caso 1 se presentan, también, deformaciones inelásticas en los entrepisos superiores 7, 8 y 9.

4.3.1.2 EJE 2

4.3.1.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 4.70 presenta las envolventes de desplazamientos de los diferentes análisis sísmicos dinámicos paso a paso realizados: dos análisis elásticos con los efectos de empotramiento en cimentación e interacción suelo-estructura; y, tres análisis inelásticos con diferentes niveles de resistencia (casos 1, 2 y 3), y con interacción suelo-estructura.

Las respuestas bajo la condición de base fija (empotramiento en cimentación) son más pequeñas, con respecto de los resultados bajo la condición de base flexible. Al comparar las respuestas de los análisis inelásticos, nótese que el caso 1 (resistencias según diseño convencional) es el que tiene valores mayores.

Para fines de corroborar los resultados anteriores, se procedió a gráficar y comparar las historias de desplazamientos en el tiempo para el nivel de azotea. Las figs 4.71 y 4.72 presentan la comparación del análisis elástico con el análisis inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente. A medida que la estructura excursiona más en el rango inelástico (caso 1), las diferencias contra la respuesta elástica son mayores, con amplitudes inferiores en el caso elástico. El caso 3 tiende a comportarse elásticamente.

Al comparar los casos 1 y 2 (fig 4.73), se tienen respuestas máximas inferiores para el modelo con sobre-resistencias. Lo anterior es más notorio cuando se comparan los casos 1 y 3 (fig 4.74); el caso 1 resulta muy desfavorable. Las diferencias entre los casos 2 y 3 (fig 4.75) no son muy apreciables.

4.3.1.2.2 Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 4.76 muestra las relaciones de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso para cada uno de los análisis llevados a cabo en el eje 2 del modelo 1: análisis elástico empotrado en cimentación, elástico con interacción suelo-estructura, y análisis inelásticos de los casos 1, 2 y 3. Los resultados del análisis elástico con base fija son los que tienen valores más pequeños. El análisis inelástico del caso 1 resulta ser más desfavorable, con valores máximos del orden de 0.016, superior al nivel de diseño de 0.012; la respuesta se reduce gradualmente, según se aumentan los efectos de sobre-resistencia considerados.

4.3.1.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.77 y 4.78 presentan las historias de coeficientes sísmicos del análisis elástico

contra los casos 1 y 3, respectivamente; el coeficiente sísmico es mayor para el caso elástico, reduciéndose considerablemente para el caso 1, debido al mayor excursionamiento en el rango inelástico. El caso 3 presenta reducciones menos importantes. Al comparar los casos 1 y 2 (fig 4.79), se tienen valores mayores del coeficiente sísmico para el caso 2, lo que indica que este último caso no presenta deformaciones inelásticas tan importantes como ocurre en el caso 1.

La fig 4.80 tiene la comparación de los casos 1 (resistencias según diseño convencional) y 3; se corrobora que en el caso 1 hubo comportamiento inelástico más severo, por lo que la reducción de la fuerza cortante basal es mas importante. Al comparar los casos 2 y 3 (fig 4.81), las diferencias no son muy notables, pero con valores ligeramente inferiores en aquel modelo que fluyó más (caso 2).

4.3.1.2.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

La fig 4.82 presenta los resultados del análisis elástico, con desplazamientos máximos de +20 y -25 cm, y fuerzas cortantes basales máximas de +620 y 740 t; la gráfica corresponde a un ciclo de histéresis elástico, notándose ligeramente los efectos del porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso supuesto (5 por ciento). La fig 4.83 tiene los resultados del caso 1, con gran disipación de energía. Para el caso 2 (ver fig 4.84), la disipación de energía disminuye, tendiendo a reducirse aún más la disipación de energía para el caso 3 (fig 4.85); esto es, a medida que hubo menor comportamiento inelástico (caso 3), el área de las curvas mostradas disminuyó. Las fuerzas cortantes basales máximas fueron de 400, 500 y del orden de 600 t para los casos 1, 2 y 3, respectivamente; las diferencias anteriores muestran el nivel de reducción de fuerzas ocurrido en cada caso, según el comportamiento inelástico desarrollado.

4.3.1.2.5 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Dado la forma del marco del eje 2 del modelo 1, sólo se seleccionó la viga 13 y columna

4, mostradas en la fig 4.86; el marco es regular y los esfuerzos máximos se presentan en los niveles inferiores.

4.3.1.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para revisar que las columnas y vigas no presentan falla frágil y garantizar la redistribución de efectos mediante el comportamiento inelástico con las rótulas plásticas, se graficaron las historias de momento flexionante y fuerza cortante para la viga tipo, así como las historias de momento flexionante-carga axial y fuerza cortante para la columna 4.

a).- Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

Las figs 4.87 a 4.89 presentan las historias de las relaciones carga axial-momento flexionante de los casos 1, 2 y 3, respectivamente, a raíz del análisis inelástico; se compara con el diagrama de resistencias P-M calculado con el acero disponible en la sección transversal. La columna con resistencias según el caso 3 muestra una cantidad menor de ciclos en que dicho miembro alcanzó la fluencia. La columna 4, independientemente del nivel de resistencias proporcionado, presenta un patrón de comportamiento en que domina la flexión; las cargas axiales máximas en compresión son inferiores a las de la condición balanceada.

b).- Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

Las figs 4.90 y 4.91 muestran las historias de fuerzas cortantes de la columna 4 para los casos 1 y 3, respectivamente; se presentan las resistencias y la respuesta elástica, para fines comparativos. La columna tiene suficiente reserva de resistencia, para evitar que llegue a fallar por cortante. La respuesta del análisis elástico presenta valores ligeramente superiores, con respecto a los del caso 1, y similares a los del caso 3. La fig 4.92 tiene la comparación de los casos 1 y 2, con valores ligeramente superiores en el caso con sobre-resistencia, pero por abajo del nivel de resistencia proporcionado a la

sección. Al comparar los casos 1 y 3 (fig 4.93), se tienen mayores diferencias de fuerza cortante, pero sin llegar a presentarse falla frágil. La fig 4.94 compara los casos 2 y 3, y las diferencias que se presentan son muy pequeñas; si acaso la respuesta del caso 3 es ligeramente mayor, pero también su resistencia presenta un ligero incremento.

c).- Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.95 y 4.96 presentan las respuestas de la viga 13 para las resistencias de los casos 1 y 3, respectivamente; se tienen también los resultados del análisis elástico y las resistencias proporcionadas, para fines comparativos. El análisis elástico presenta momentos flexionantes superiores a los de ambos casos. El caso 1 excursiona en el rango inelástico de forma más severa, de acuerdo al número mayor de ciclos en que la viga llega a su fluencia. Lo anterior indica un mayor número de formación de rótulas plásticas en el marco del eje 2 del modelo 1, para cuando las resistencias resultan de un diseño convencional.

La fig 4.97 presenta la comparación entre los casos 1 y 2; el número de ciclos que entra en el rango inelástico es menor para el caso 2. La fig 4.98 tiene la comparación de los casos 1 y 3; al tomar en cuenta los efectos de las sobre-resistencias, se disminuye la excursión en el rango inelástico. Al comparar los casos 2 y 3 (ver fig 4.99), se tienen comportamientos similares, en cuanto al número de ciclos en que se alcanza la fluencia del elemento.

d).- Historias de fuerzas cortantes en vigas

Para verificar que el comportamiento inelástico observado se desarrolla sin que antes se tuvieran fallas del tipo frágil, en esta parte se revisa la historia en el tiempo de fuerzas cortantes y se compara con la resistencia proporcionada. Las figs 4.100 y 4.101 tienen las historias de fuerzas cortantes de la viga 13 de los casos 1 y 3, respectivamente, a partir de los análisis elástico e inelástico; la viga tiene suficiente resistencia por cortante. Los cortantes del análisis elástico son superiores a los del análisis inelástico; esto es, de

no haber habido fluencias por flexión, la fuerza cortante actuante elástica excedería la resistencia disponible.

La fig 4.102 tiene la comparación de los casos 1 y 2; según aumentan las resistencias por los efectos de sobre-resistencia, se incrementan las fuerzas cortantes que se introducen en la sección, pero sin llegar a tener falla frágil. Al comparar los casos 1 y 3, la viga sigue mostrando buen comportamiento, con la suficiente reserva de resistencia para evitar una falla frágil (fig 4.103). La fig 4.104 muestra la comparación de las respuestas de los casos 2 y 3, llegandose a conclusiones similares a las anteriores. Esto es, se garantiza que en el comportamiento sísmico calculado dominen los modos de falla dúctil, contandose con la suficiente reserva de resistencia para que no ocurran fallas frágiles por cortante.

4.3.1.2.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Las figs 4.105 a 4.107 presentan las comparaciones de μ_L de la viga 13 entre los tres casos 1, 2 y 3, a raíz de los análisis sísmicos inelásticos llevados a cabo. Las demandas máximas de ductilidad local tienen amplitudes mayores ante la acción del momento positivo; el número de ciclos en que se demanda mayor ductilidad local ocurre para el caso 1, con valores máximos superiores a 15. En el caso 2 se tiene un comportamiento inelástico menos severo. El caso 3 resulta con el menor número de ciclos en que se desarrolla la demanda de ductilidad, como era de esperarse. Esto es, la influencia de los efectos de las sobre-resistencias supuestas contribuyen a que el comportamiento inelástico predicho no sea sobre-estimado.

4.3.1.2.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 4.108 muestra la distribución global de las rótulas plásticas presentadas en las vigas y columnas con y sin los efectos de las sobre-resistencias (casos 1, 2 y 3). Para el caso 1 se tiene una distribución casi generalizada de articulaciones plásticas en los

extremos de cada una de las vigas, además de los extremos inferiores de las columnas de planta baja; esto es, la tendencia del mecanismo de falla es del tipo de "viga". Sin embargo, nótese que, para el caso 1, las columnas del entrepiso N5-N6 también llegaron a plastificarse, ante la acción del sismo de SCT-EW. Por otro lado, a medida que se consideraron las diferentes sobre-resistencias supuestas (casos 2 y 3), el comportamiento inelástico observado presentó una cantidad menor de elementos estructurales en que se llegó a la fluencia. El caso 3 es el que presenta menor número de rótulas plásticas.

Para observar y corroborar la aparición de fluencias en el marco del eje 2 del modelo 1, caso 3, se llevó a cabo la revisión por intervalos de tiempo de cómo se presentan cada una de las articulaciones plásticas ante el sismo actuando hacia el mismo lado (ver fig 4.109). La mayoría de las rótulas aparecen en la fase intensa del temblor, en el intervalo de 28.72 a 29.88 s.

También se graficaron las envolventes de demandas máximas de ductilidad local " μ_L " desarrolladas en vigas y columnas por cada nivel, como se observa en la fig 4.110. Se hicieron las mismas consideraciones de cálculo que en el eje C del modelo 1, presentadas anteriormente, para la determinación de los valores máximos mostrados en esta figura.

La figura 4.110a presenta las demandas máximas de ductilidad local en vigas, con valores máximos para momento positivo; la zona crítica se presenta en los tres o cuatro pisos inferiores, y el caso 3 tiene los valores menores de demandas de ductilidad desarrolladas.

La fig 4.110b muestra las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas; el caso 1 tiene los mayores requerimientos de ductilidad, tanto en el nivel 6 como en planta baja. Con la ayuda de las sobre-resistencias (sobre todo, para el caso 3), las demandas máximas de ductilidad local disminuyen favorablemente.

4.3.2. MODELO 2

4.3.2.1 EJE C

4.3.2.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 4.111 muestra las envolventes de los desplazamientos laterales calculados a partir de los cinco tipos de análisis realizados: dos análisis elásticos con y sin efectos de la interacción suelo-estructura, y los tres análisis inelásticos INEL. (CASO 1), INEL. (CASO 2), e INEL. (CASO 3), considerando la base flexible. Los desplazamientos del análisis elástico con base fija resultan por abajo, en comparación con los valores de los otros análisis. El caso 1 tiene los valores mayores de hasta 40 cm, con signo positivo. Con base a estos resultados no es posible obtener conclusiones, lo que concuerda con otros estudios.

Las figs 4.112 y 4.113 presentan las comparaciones de las historias de desplazamientos del análisis elástico con el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; a partir de los diez primeros segundos la estructura con resistencias del caso 1 excursiona en el rango inelástico, lo cual no ocurre sino hasta el tiempo igual a 20 s para el caso 3, de forma ya notoria. Al comparar los casos 1 y 2 (ver fig 4.114), la respuesta máxima observada se tiene para el modelo con resistencias del caso 1. Lo anterior todavía es más notorio al comparar los casos 1 y 3 (fig 4.115).

4.3.2.1.2 Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ii}/h_i

Se comparan las relaciones máximas desplazamiento relativo entre altura de entrepiso calculadas con los diferentes análisis realizados (ver fig 4.116); los resultados del análisis elástico con empotramiento en cimentación son los de amplitud más pequeña, y los del análisis inelástico del caso 1 (resistencias obtenidas con un diseño convencional) son los más desfavorables. Al comparar estas respuestas máximas contra el nivel permisible

utilizado en el diseño para fines de cumplir con el estado límite de servicio ($\gamma_p \leq 0.012$), nótese que son ligeramente mayores; lo anterior ocurre precisamente para el caso 1, que viene a ser el que mayor excursionamiento tiene en el rango inelástico.

4.3.2.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.117 y 4.118 presentan la comparación de las historias de coeficientes sísmicos del análisis elástico con el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; debido al comportamiento inelástico más severo que se tiene en el modelo con las resistencias del caso 1, la reducción de los coeficientes sísmicos, con respecto a la respuesta elástica, es más importante. La fig 4.119 tiene los resultados de los casos 1 y 2, con valores máximos del orden de 0.20 y 0.25 para uno y otro caso, respectivamente. Al comparar los casos 1 y 3 (fig 4.120), se observan coeficientes sísmicos de hasta casi 0.30 para el caso 3, por los efectos de las sobre-resistencias; la estructura se vuelve más resistente y por lo tanto disipa menos energía del sismo por comportamiento inelástico.

4.3.2.1.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.121 a 4.124 pretenden mostrar cómo se comporta globalmente el eje C del modelo 2 ante la acción del sismo de SCT-EW, a medida que cambia su nivel de resistencia. El caso 1 (diseño convencional) presenta los ciclos de histéresis con mayor cantidad de energía disipada, con mayor deformación lateral, y con menor fuerza cortante basal.

Para el caso 2 la resistencia de la estructura se incrementa en comparación con el caso 1, y el comportamiento tiene menor cantidad de área de histéresis. En el caso 3 lo anterior es más relevante, con menor disipación de energía por deformaciones inelásticas con respecto al caso 1.

4.3.2.1.5 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

La fig 4.125 muestra los extremos de los elementos viga y columna tipo, para observar los efectos locales del comportamiento sísmico inelástico ante el registro SCT-EW; los miembros son las vigas 13 y 22 de los niveles 1 y 3, y las columnas 4, 30 y 43, localizadas en el primer entrepiso. La selección previa se hizo con fines de poder observar qué pasa en los miembros estructurales cuando se tiene este tipo de irregularidades.

4.3.2.1.6 Historia de elementos mecánicos en vigas y columnas

Como ya se ha mencionado anteriormente, para garantizar que en el comportamiento sísmico observado en los elementos estructurales rigieran los modos de falla dúctil y no los frágiles, en esta parte se presentan las historias de momento flexionante y fuerza cortante para las vigas, y para las columnas las historias de las relaciones P-M y cortante; en éstas también se tienen sus resistencias correspondientes, para fines comparativos.

a).- Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

1.- COLUMNA 4

Las figs 4.126 y 4.127 tienen las relaciones P-M de los casos 1 y 3, respectivamente, las cuales se comparan con los diagramas de interacción calculados a partir de los armados disponibles; nótese que la columna excursiona en varios ciclos en el rango inelástico, y que el nivel de las fuerzas axiales de compresión está por abajo de la condición balanceada. Lo anterior muestra la bondad del diseño y del tipo de falla de tensión (dúctil) que tienen las columnas de esta estructura. Con las resistencias del caso 3, la columna también excursiona en el rango inelástico, pero con giros inferiores a los

del caso 1. Estos resultados comprueban la aparición de rótulas plásticas en estos miembros estructurales.

2.- COLUMNA 30

Las figs 4.128 y 4.129 presentan ahora las historias de carga axial-momento flexionante de la columna 30, a raíz del análisis inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; la columna es un miembro interior. La columna trabaja esencialmente a flexión, presentándose un gran número de ciclos en el que excursiona en el rango inelástico. Los resultados del análisis inelástico con resistencias del caso 3 muestran una ligera disminución de ciclos en que se presenta comportamiento inelástico.

3.- COLUMNA 43

La columna 43 corresponde a la zona del marco del eje C del modelo 2 en que se encuentra la irregularidad debido a la rampa para estacionamiento; es por esto que su altura llega hasta el nivel 3. Las figs 4.130 y 4.131 presentan las historias carga axial-momento flexionante para los casos 1 y 3, respectivamente; en ambos casos se compara contra la resistencia disponible de la sección. El número de ciclos en que la columna excursiona en el rango inelástico no es de consideración, independientemente del tipo de resistencia. La columna trabaja principalmente a flexión, bajo cargas axiales relativamente pequeñas, por abajo de la condición balanceada; esto es, no obstante la altura de esta columna, su comportamiento inelástico resulta muy favorable. Al comparar las respuestas de ambos casos analizados, se observa que el número de ciclos en que excursiona la estructura en el rango inelástico disminuye según se toman en cuenta los efectos de las sobre-resistencias. Cabe señalar que este miembro estructural se diseñó bajo los mismos principios y criterios utilizados en el resto de la estructura, por lo que los resultados mostrados en esta parte indican que dicha columna en ningún momento quedó con un margen de seguridad menor, a pesar de la irregularidad de la estructura.

b).- Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

1.- COLUMNA 4

Para verificar que dominaron los modos de falla dúctil y así garantizar que no se presente falla frágil, se obtuvieron historias de fuerza cortante y se comparó contra la resistencia ante cortante. Las figs 4.132 y 4.133 presentan la comparación de respuestas de un análisis elástico con el análisis inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; se tienen reducciones más importantes de fuerza cortante para el caso 1, con respecto de la respuesta elástica. En ambos casos la resistencia de la columna es adecuada.

Al comparar los casos 1 y 3 (fig 4.134), se presentan respuestas mayores para el modelo con las sobre-resistencias, pero, también con mayor resistencia, la cual nunca llega a excederse. Cabe aclarar que la columna 4 está ubicada en el extremo opuesto de la zona del hueco, por cuestiones de la rampa para estacionamiento.

2.- COLUMNA 30

Las figs 4.135 y 4.136 muestran las historias de fuerza cortante de una de las columnas interiores, donde se compara la respuesta elástica contra la inelástica de los casos 1 y 3, respectivamente; nótese la gran disminución de fuerzas cortantes inelásticas para el caso 1, lo cual indica que excursionó más en el rango post-elástico. En ambos casos se satisface la condición de que el cortante resistente es mayor que la fuerza cortante actuante.

Al comparar los casos 1 y 3 (fig 4.137), las fuerzas resultan mayores para el caso 3, pero en ningún ciclo se excede la resistencia disponible. Cabe mencionar que la respuesta de la columna 30 resulta mayor que para la columna 4, debido a la ubicación de uno y otro miembro.

3.- COLUMNA 43

Las figs 4.138 y 4.139 presentan la comparación de las historias de fuerza cortante del análisis elástico con el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; el miembro 43 corresponde a la columna extrema del marco en estudio, con triple altura. Nótese que la resistencia proporcionada al elemento resultó excesivamente grande contra la fuerza cortante actuante, independientemente del comportamiento elástico e inelástico. Esto es, debido a que la columna es muy esbelta y trabaja principalmente a flexión, como ya se había observado anteriormente al revisar las historias P-M contra el diagrama de interacción de diseño, los efectos de cortante son poco significativos.

Al comparar las respuestas de los casos 1 y 3 (ver fig 4.140), se corrobora que la sección es, por mucho, adecuada ante la acción de la fuerza cortante. La diferencia en comportamiento ante la acción de la fuerza cortante de las tres columnas mostradas es muy importante, sobre todo al comparar contra la respuesta de la columna 43.

c).- Historias de momentos flexionantes en vigas

1.- VIGA 13

Las figs 4.141 y 4.142 presentan la comparación de las historias de momento flexionante del análisis elástico contra el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente. Con las resistencias del caso 1 se tiene un gran número de ciclos en que se alcanza la fluencia y se excursiona en el rango inelástico. El momento flexionante actuante elástico resulta más del doble de la resistencia proporcionada en el caso 1. Para el caso 3 se tiene menos comportamiento inelástico. La fig 4.143 tiene la comparación de los casos 1 y 3; nótese claramente que con el efecto de las sobre-resistencias la viga 13 presenta menos ciclos en que se alcanza su capacidad a la flexión. Cabe aclarar que la viga 13 está localizada en la crujía central del primer nivel, arriba de planta baja.

2.- VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO)

Las figs 4.144 y 4.145 muestran la comparación de las historias de momento flexionante del extremo izquierdo de la viga 22, como resultado del análisis elástico contra el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; la viga con las resistencias del caso 1 tiene más ciclos en los que se alcanza su resistencia, y la respuesta elástica es más de tres veces la capacidad proporcionada.

Al observar la fig 4.146, en donde se comparan los análisis inelásticos de los casos 1 y 3, se corrobora que la ayuda de los efectos de las sobre-resistencias resulta muy significativo, al reducir de forma importante el comportamiento inelástico en los miembros.

La viga 22 pertenece a la crujía extrema del tercer nivel, donde se localiza el hueco por la rampa para estacionamiento.

3.- VIGA 22 (EXTREMO DERECHO)

Las figs 4.147 y 4.148 presentan la comparación de las historias de momento flexionante del análisis elástico contra el análisis inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; los efectos de las sobre-resistencias evitan que el número de ciclos en que se alcanza la fluencia sea menor, como ocurre con el caso 3.

En la fig 4.149 se tiene la comparación del análisis inelástico de los casos 1 y 3, apreciándose para el caso 3 un decremento en el número de los ciclos en que se excursiona en el rango inelástico. De acuerdo a estos resultados, se observa que el criterio de diseño utilizado favorece para que esta viga no resulte en condiciones más severas de las que aparentemente pudiera estar, por la presencia del hueco.

d).- Historias de fuerzas cortantes en vigas

1.- VIGA 13

Las figs 4.150 y 4.151 presentan la comparación de las historias de fuerza cortante del análisis elástico contra el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; en ambos casos no se excede la resistencia disponible y se tiene una importante reducción de las fuerzas cortantes para el caso 1, debido al mayor excursionamiento en el rango no lineal. Esto es, hay reserva suficiente de resistencia al cortante para evitar que ocurra una falla frágil.

La fig 4.152 muestra la comparación de los casos 1 y 3, observándose un incremento en las fuerzas cortantes para el modelo con las sobre-resistencias; sin embargo, se garantiza que la sección no presentará falla frágil.

2.- VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO)

Las figs 4.153 y 4.154 tienen la comparación del análisis elástico contra el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; el patrón de comportamiento es similar al de la viga 13, con una clara reserva de resistencia al cortante. Al comparar las respuestas de los casos 1 y 3 (fig 4.155), la respuesta del caso con sobre-resistencias resulta mayor, pero sin exceder la capacidad disponible. Esto es, vuelve a corroborarse que el refuerzo transversal por confinamiento logra que la resistencia al cortante sea mayor que la solicitación correspondiente.

3.- VIGA 22 (EXTREMO DERECHO)

Las figs 4.156 y 4.157 muestran la comparación de las historias de fuerza cortante de la viga 22, extremo derecho, entre el análisis elástico y el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente, encontrándose prácticamente un patrón similar de comportamiento al observado anteriormente en las otras vigas. Sucede lo mismo al comparar las respuestas inelásticas de los casos 1 y 3 (fig 4.158). Esto es, se vuelve a corroborar que la

resistencia al cortante disponible resulta siempre mayor que la fuerza actuante, lo cual garantiza que el modo de falla frágil no controle el comportamiento.

4.3.2.1.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

1.- VIGA 13

En las figs 4.159 y 4.160 se comparan las historias de demandas de ductilidad local para la viga 13 del caso 1 contra los casos 2 y 3, respectivamente. La viga con resistencias nominales presenta respuestas mayores, con valores máximos del orden de $\mu_L = 5$. El caso 3, como era de esperarse es el que tiene menores demandas. Esta viga 13 pertenece al primer nivel.

2.- VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO)

La viga 22 presenta mayores demandas de ductilidad local con respecto de la viga 13, debido a los efectos locales del hueco por la rampa; hay diferencias, entre los valores máximos de ambas vigas, del orden del doble. Las figs 4.161 y 4.162 comparan los análisis inelásticos del caso 1 contra los casos 2 y 3, respectivamente. El modelo con resistencias nominales excursiona en un número considerable de ciclos en el rango inelástico, mientras que en el caso 3 se reduce de forma importante.

3.- VIGA 22 (EXTREMO DERECHO)

Las figs 4.163 y 4.164 presentan las historias de demandas de ductilidad local para la viga 22 en su extremo derecho, donde se compara la respuesta del caso 1 contra la de los casos 2 y 3, respectivamente. Nuevamente el caso 1 tiene un considerable número de ciclos en que excursiona en el rango inelástico. En cambio, la viga con resistencias del caso 3 presenta una notoria disminución de ciclos que trabajan en el rango inelástico.

Al comparar las demandas de ductilidad local desarrolladas por la viga 22, ambos

extremos, se observa que el extremo derecho tiene valores mayores y además en un número de ciclos también superior. Sin embargo, cabe mencionar que las diferencias no resultan ser más grandes debido a la bondad del criterio de diseño utilizado. Conviene de todas formas que en los miembros cercanos a la irregularidad, de acuerdo a estos resultados, se tenga mayor cuidado durante el diseño (ver, por ejemplo, las diferencias entre las vigas 13 y 22).

4.3.2.1.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 4.165 presenta la distribución global de rótulas plásticas que resultó de los diferentes tipos de análisis inelásticos realizados en la estructura del marco C del modelo 2, casos 1, 2 y 3. Nótese que a medida de que los efectos de las sobre-resistencias son mayores (caso 3), hay una importante disminución de vigas que alcanzan su fluencia. La tendencia del mecanismo de falla, independientemente del caso de resistencias, es del tipo "viga" (columna fuerte-viga débil), con una distribución prácticamente generalizada de rótulas plásticas en los extremos de las vigas; solo las columnas de planta baja, extremos inferiores, son las que presentan comportamiento inelástico.

Para entender mejor la formación de las rótulas plásticas, durante la historia del tiempo y ante los efectos del sismo en una y otra dirección, se procedió a rastrear la aparición de éstas en intervalos de tiempo para cada dirección del sismo; esta tarea se realizó solamente para los resultados del análisis inelástico con las resistencias del caso 3 (ver fig 4.166). El mayor número de rótulas plásticas se presentó para el intervalo de tiempo de 28.76 a 29.88 s, que corresponde al tramo en que las aceleraciones del terreno son máximas.

La fig 4.167 tiene las gráficas de las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local " μ_L " desarrolladas por nivel para vigas y columnas. En vigas se tiene las respuestas mayores ante la acción del momento flexionante positivo (tensiones en la parte inferior); el caso 1 es el que tiene valores superiores, y en el tercer nivel (vigas de la crujía del

hueco) ocurren las demandas máximas. Se considera una longitud plástica efectiva de $l_p = d$. La fig 4.167b presenta las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas por las columnas; solamente se tiene en el extremo inferior de los miembros del nivel 1, con los valores mayores para el caso 1.

4.3.2.2 EJE 2

4.3.2.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las envolventes de los desplazamientos de los diferentes análisis realizados (elástico empotrado en cimentación, elástico con interacción suelo-estructura, inelástico para cada uno de los casos 1, 2 y 3) se muestran en la fig 4.168; el máximo desplazamiento es positivo y pertenece al análisis inelástico del caso 1. El análisis elástico con la base fija presenta respuestas muy pequeñas; esto es, la consideración de empotramiento resulta demasiado conservador, con respecto a los resultados de los análisis con base flexible. Las diferencias entre los casos 2 y 3 son poco significativas; si acaso, es más flexible el modelo con las resistencias del caso 2.

Para fines de observar la variación en el tiempo de este tipo de respuesta sísmica, se determinaron también las historias de desplazamientos en azotea de cada uno de los casos de análisis anteriores, así como las comparaciones respectivas. Las figs 4.169 y 4.170 comparan los desplazamientos elásticos e inelásticos de los casos 1 a 3, respectivamente; a medida que la estructura excursiona más en el rango inelástico (caso 1), mayores son las diferencias entre el comportamiento elástico y el inelástico. El eje 2 del modelo 2 con las sobre-resistencias del caso 3 tiende a la respuesta elástica.

La fig 4.171 muestra la comparación de los análisis inelásticos de los casos 1 y 2; en el análisis con el caso 2 se tiene una reducción de respuesta, pero al final de la excitación se tiene una deformación permanente. La reducción del desplazamiento y la presencia de una deformación permanente también se observa al comparar los casos 1

y 3 (ver fig 4.172). La fig 4.173 presenta los análisis inelásticos de los casos 2 y 3, observándose que las diferencias entre ambos modelos no son muy apreciables.

4.3.2.2.2 Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 4.174 tiene las relaciones Δ_i/h_i máximas calculadas con cada uno de los análisis sísmicos llevados a cabo; se muestran los niveles permisibles de deformación angular de entrepiso que especifica el código, para fines comparativos. Cabe recordar que se dimensionó para cumplir con el límite superior de 0.012. Los modelos elásticos con y sin efectos de interacción presentan respuestas del orden del nivel permisible inferior (0.006), con valores mayores para la condición de base flexible. Al considerar el comportamiento inelástico, base no rígida, las respuestas Δ_i/h_i se incrementan significativamente, en particular para el modelo con las resistencias nominales (caso 1, sin sobre-resistencia), pero con valores máximos cercanos al nivel de diseño de 0.012. Esto es, el criterio de diseño utilizado parece congruente contra las respuestas inelásticas máximas calculadas paso a paso.

4.3.2.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.175 y 4.176 presentan las historias de coeficientes sísmicos de los análisis elásticos e inelásticos de los casos 1 y 3, respectivamente; el caso 1 tiene mayor comportamiento inelástico, lo cual se refleja en las diferencias mayores del coeficiente sísmico, con respecto a la respuesta elástica. Las figs 4.177 y 4.178 muestran la comparación de los coeficientes sísmicos inelásticos del caso 1 contra los casos 2 y 3, respectivamente; se presentan mayores diferencias de los coeficientes sísmicos entre los casos 1 y 3. Y, la fig 4.179 compara las respuestas de los casos 2 y 3, con valores ligeramente mayores para el modelo con sobre-resistencias completas, de acuerdo a lo supuesto en este estudio.

4.3.2.2.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

La fig 4.180 muestra las relaciones correspondientes para el análisis con resistencias grandes, observándose prácticamente un comportamiento elástico-lineal, con valores máximos de 26 cm y 700 t, aproximadamente. La fig 4.181 presenta ahora la respuesta para el análisis inelástico del caso 1, con una cantidad importante de área histerética debido a la disipación de energía por comportamiento inelástico, con valores máximos de 40 cm y 400 t. La disipación de energía disminuye para el análisis inelástico del caso 2 (ver fig 4.182). Y, para el caso 3 el comportamiento inelástico observado tiende a tener muy poca área interna, debido a los efectos de las sobre-resistencias (fig 4.183); los valores máximos desarrollados son del orden de 30 cm y 600 t.

4.3.2.2.5 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

Debido a la regularidad y simetría que presenta el eje 2 del modelo 2, para observar los efectos locales del comportamiento sísmico inelástico ante el registro SCT-EW, sólo se consideraron la viga 13 y la columna 4, como se aprecia en la fig 4.184. Dichos extremos son de los más esforzados.

4.3.2.2.6 Historia de elementos mecánicos en vigas y columnas

Se obtienen las historias en el tiempo de la variación del momento flexionante y cortante para vigas, y las relaciones carga axial-momento flexionante e historias de fuerza cortante de columnas. Se analizan las historias en el tiempo de la fuerza cortante para revisar que dicho modo de falla no domina en el comportamiento, y así garantizar la distribución de esfuerzos y la aparición de rótulas plásticas.

a).- Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

La fig 4.185 presenta las relaciones P-M del extremo inferior de la columna 4, a raíz del

análisis inelástico con las resistencias del caso 1, observándose que en un número pequeño de ciclos se excursiona en el rango no lineal. Los resultados para el análisis inelástico del caso 2 muestran que el número de ciclos en que se alcanza al comportamiento inelástico disminuye, con respecto de los resultados del caso 1. Y, la fig 4.186 indica que las combinaciones carga axial-momento flexionante del análisis inelástico del caso 3, nunca alcanzaron la resistencia proporcionada, lo que corrobora que no hubo rótulas plásticas en este miembro estructural; nótese que las cargas axiales están por abajo de la condición balanceada, y que debido a las fuerzas sísmicas dichas cargas verticales fluctúan entre 0 y 500 t, aproximadamente.

b).- Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

Las figs 4.187 y 4.188 muestran la comparación del análisis elástico e inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; en ambos casos el diseño por cortante es adecuado. La fig 4.189 indica la comparación de fuerzas cortantes entre los casos 1 y 3, con respuestas muy similares; si acaso, se presentan algunos ciclos con valores máximos negativos para el modelo con sobre-resistencias. La sección es adecuada ante posibles daños por fuerza cortante.

c).- Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.190 y 4.191 presentan las historias de momento flexionante del análisis elástico contra el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; para la viga con resistencias del caso 1 se tiene un número extraordinario de ciclos en que se llega a la fluencia, tanto para momento positivo como negativo. Los momentos flexionantes negativos elásticos llegan hasta 250 t-m, mientras que la resistencia disponible es del orden de la mitad para el caso sin efectos de las sobre-resistencias. Con la participación de estas sobre-resistencias, el comportamiento de la viga muestra un número menor de ciclos en que la capacidad a flexión se ve alcanzada. La respuesta de la viga con resistencias del caso 3 tiende a parecerse a la del comportamiento elástico, cuando se obliga que no ocurran fluencias proporcionando resistencias muy grandes.

Se realiza la comparación de los análisis inelásticos de los casos 1 y 3 (fig 4.192), teniendo una disminución de ciclos en que se excursiona en el rango inelástico para el caso con los efectos de sobre-resistencias.

d).- Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.193 y 4.194 presentan la comparación del análisis elástico contra el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente, con una reducción importante en las fuerzas cortantes para el caso 1, con respecto de la respuesta elástica. Para el caso 3 las diferencias entre ambos comportamientos resulta poco significativo, debido a que hay poco excursionamiento en el rango post-elástico. Lo anterior se corrobora al comparar las respuestas de los casos 1 y 3 (fig 4.195). Con base este tipo de gráficas se comprueba que la viga no sufrirá falla por cortante.

4.3.2.2.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Las figs 4.196 y 4.197 presentan la comparación de las historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 13 del primer nivel del marco del eje 2 en el modelo 2, para los análisis inelásticos del caso 1 contra los casos 2 y 3, respectivamente. Las máximas demandas de ductilidad (del orden de $\mu_L=9$) se presentan ante la acción del momento positivo, con un número mayor de ciclos en que se excursiona en el rango inelástico para el caso 1. Los casos con los efectos de sobre-resistencias, en particular el caso 3, tienen una reducción importante en los valores máximos de demanda de ductilidad local desarrollada, con resultados cercanos a la unidad. Esto es, se comprueba la bondad de las sobre-resistencias, para disminuir drásticamente las deformaciones inelásticas en los miembros estructurales.

4.3.2.2.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 4.198 muestra la distribución global de rótulas plásticas obtenidas a partir de los

tres análisis inelásticos realizados con y sin los efectos de las sobre-resistencias; independientemente del caso considerado, la tendencia del mecanismo de falla es del tipo "viga", con una distribución prácticamente generalizada de rótulas plásticas en los miembros horizontales. El caso 3 tiene un menor número de articulaciones plásticas.

Posteriormente, a raíz de los resultados del análisis inelástico del caso 3, se rastreó la aparición de las rótulas plásticas en intervalos de tiempo con la finalidad de observar el comportamiento de éstas en la historia del tiempo (ver fig 4.199). En el intervalo de tiempo 28.64 a 29.76 s se presenta la mayor aparición de rótulas, ante el sismo en una sola dirección; dicho intervalo corresponde con el tramo en que las aceleraciones del terreno son máximas.

La fig 4.200 presenta las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local " μ_L " de vigas y columnas por cada nivel, para cada tipo de resistencias consideradas (casos 1 a 3); nótese que hay una reducción importante en las respuestas de este tipo al considerar los efectos de las sobre-resistencias. En columnas sólo hay comportamiento inelástico en los extremos inferiores de planta baja, con valores máximos de $\mu_L=4$ para el caso 1, y con $\mu_L=1.1$ para el caso 3; esto es, con la ayuda de las sobre-resistencias, las columnas casi se comportan elásticamente. En cambio, en vigas se llegan a desarrollar μ_L máximas de hasta 16 para el caso 1, y de casi 4 para el caso 3; los valores máximos corresponden a las vigas del nivel 4.

4.3.3 MODELO 3

4.3.3.1 EJE C

4.3.3.1.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las envolventes de desplazamientos laterales de los diferentes análisis se muestran en la fig 4.201; en el nivel 1, por la doble altura que se tiene en el entrepiso PB-N1, se

presenta un cambio de rigidez lateral, con respecto al resto del edificio. Las respuestas calculadas al considerar el empotramiento en cimentación resultan por abajo, al compararlos con los de la condición de base flexible. En este trabajo solo se consideran los efectos de la interacción suelo-estructura en los análisis inelásticos. Los resultados de los análisis inelásticos (casos 1, 2 y 3 de resistencias) muestran patrones de comportamiento y amplitudes muy similares entre sí; esto es, con base a este tipo de respuesta no se deduce como varía el comportamiento inelástico entre un caso y otro.

Las figs 4.202 y 4.203 comparan las historias de desplazamientos en azotea para el análisis elástico con el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; se tienen mayores diferencias entre la respuesta elástica e inelástica para el caso 1, tanto en amplitudes como en el "ablandamiento" que sufre el edificio según va entrando en el rango no lineal. Las figs 4.204 y 4.205 tienen la comparación de desplazamientos de los análisis inelásticos del caso 1 contra los casos 2 y 3, respectivamente; las respuestas son similares. Si acaso se nota que el modelo con las resistencias del caso 1 presenta mayor comportamiento inelástico, al tener deformaciones permanentes más grandes, así como también ciclos con respuesta ligeramente desfasada con respecto a la de los casos 2 y 3.

4.3.3.1.2 Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 4.206 muestra las relaciones Δ_i/h_i máximas calculadas a partir de los diferentes análisis realizados. Las respuestas inelásticas con las resistencias del caso 1 (nominales) y con los efectos de interacción suelo-estructura, son los que mayores valores presentan, con amplitudes máximas del orden de 0.0138; los otros casos (2 y 3) tienen resultados ligeramente inferiores al caso 1. La consideración de que la base es rígida proporciona respuestas que dejan mucho que desear, por suponer una condición de apoyo menos flexible. Cabe recordar que en este edificio el nivel permisible de deformación angular de entrepiso fue de 0.012. Esto es, las respuestas máximas inelásticas presentadas en esta parte muestran la bondad del diseño, ante un registro del tipo de SCT-EW.

4.3.3.1.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.207 y 4.208 comparan las historias de coeficientes sísmicos del análisis elástico y del inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; para el caso 1 se tienen reducciones de hasta 60 por ciento de la fuerza cortante basal, debido al excursionamiento importante que esta estructura tiene en el rango no lineal. Para el caso 3 la disipación de energía por comportamiento inelástico es menor, debido a los efectos de las sobre-resistencias. Al comparar los resultados de los análisis inelásticos 1 y 2 (fig 4.209), 1 y 3 (fig 4.210), se verifica que el caso con resistencias nominales es el que mayor fluencia presenta, y por lo tanto mayor reducción de los coeficientes sísmicos.

4.3.3.1.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Para fines de observar el comportamiento inelástico global de la estructura del eje C del modelo 3, se obtuvieron las curvas de las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento en azotea (ver figs 4.211 a 4.214). Cuando a la estructura se le obliga a comportarse elásticamente se presentan $\Delta_{m\acute{a}x}=44$ cm y $V_{m\acute{a}x}=800$ t; al permitir que ocurran fluencias se tienen respuestas máximas de: caso 1 (39 cm , 310 t); caso 2(38 cm , 400 t); caso 3 (38 cm , 480 t). Nótese que a medida que las sobre-resistencias son mayores (caso 3), el área dentro de las curvas disminuye; esto es, se tiende a un comportamiento elástico.

4.3.3.1.5 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

La fig 4.215 muestra los extremos de los elementos viga y columna tipo, para los cuales se obtienen y gráficán en la historia del tiempo sus deformaciones inelásticas; los miembros son la viga 10 y la columna 4, localizados en la parte inferior del marco del eje C del modelo 3.

4.3.3.1.6 Historia de elementos mecánicos en vigas y columnas

Se grafican las historias en el tiempo las relaciones carga axial-momento flexionante y de fuerza cortante para la columna 4, así como las historias de momento flexionante y de fuerza cortante para la viga tipo. En cada una de las gráficas se proporcionan las resistencias correspondientes, para fines de observar bajo qué condiciones quedó el miembro estructural, y de esa manera confirmar qué modo de falla dominó en el comportamiento desarrollado.

a).- Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

Las figs 4.216 y 4.217 comparan las relaciones P-M del análisis sísmico contra la resistencia proporcionada de la columna 4 para los casos 1 y 3, respectivamente; hay una disminución de ciclos en que se alcanza la fluencia, para la columna con efectos de las sobre-resistencias. Los niveles máximos de la carga axial de compresión están por abajo de la condición balanceada, y la variación de dichas cargas verticales, debido al sismo, es del orden de 500 t.

b).- Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

Las figs 4.218 y 4.219 comparan las historias de fuerza cortante para la columna 4 con comportamiento elástico e inelástico para los casos 1 y 3, respectivamente. Este tipo de gráficas se obtienen para confirmar que las columnas no presentarán falla frágil; se observa para el caso 1 (inelástico) una gran disminución de las fuerzas, debido a la fluencia que presenta dicha estructura. En cambio, para el caso 3 la tendencia de comportamiento es hacia el rango elástico. La fig 4.220 compara las respuestas de los análisis inelásticos de los casos 1 y 3; nótese que aparece un incremento importante de fuerza cortante, según se incrementan los efectos de las sobre-resistencias. Cabe aclarar que en estos miembros se cuenta con la reserva suficiente de resistencia, para garantizar que no ocurrirán fallas del tipo frágil por cortante.

c).- Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.221 y 4.222 comparan las historias de momento flexionante del extremo izquierdo de la viga 10 de los análisis elástico e inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; los resultados del caso 1 muestran una clara reducción en los momentos flexionantes, así como también un número grande de ciclos en que se excursiona en el rango inelástico al alcanzarse el momento resistente disponible en la sección. La viga para el caso 3 está bajo condiciones de fluencia menos drásticas, como se puede observar, también, en la fig 4.223.

d).- Historias de fuerzas cortantes en vigas

Al revisar y comparar las fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles se verifica que el modo de falla que rige no es del tipo frágil; esto es, se cuenta con la reserva suficiente de capacidad para evitar este tipo de falla, debido al refuerzo transversal necesario por confinamiento. Las figs 4.224 a 4.226 corroboran lo anteriormente explicado, independientemente del caso de resistencia utilizado.

4.3.3.1.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Al comparar las historias de demanda de ductilidad local del extremo izquierdo de la viga de interés, se comprueba que los resultados con máxima amplitud se presentan para el caso 1 (resistencias nominales) con μ_L de hasta 9.5 para flexión positiva, mientras que para el caso 3 (con todas las sobre-resistencias consideradas en este trabajo), los valores máximos se reducen a $\mu_L=4.5$ (figs 4.227 y 4.228).

4.3.3.1.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 4.229 tiene la distribución global del comportamiento inelástico desarrollado en la estructura del eje C del modelo 3, de acuerdo a los tres análisis dinámicos paso a paso

realizados; el patrón de comportamiento es similar para los tres casos de resistencias, con una distribución generalizada de fluencias en las vigas y extremos inferiores de columnas de planta baja, pero con un número menor de articulaciones plásticas al tomar en cuenta los efectos de las sobre-resistencias.

La fig 4.230 muestra los efectos sísmicos, por intervalos de tiempo y con la acción en una misma dirección, de la aparición de rótulas plásticas del caso 3. En el intervalo de tiempo 27.76 a 28.88 s se presenta la máxima aparición de articulaciones plásticas; dicho intervalo coincide con la fase más intensa del acelerograma SCT-EW utilizado en este trabajo; como era de esperarse.

Finalmente, la fig 4.231 presenta las envolventes por nivel de demandas de ductilidad local " μ_L " para las vigas y columnas. En las vigas las μ_L máximas se presentan para momento flexionante positivo, con los valores mayores en los miembros del nivel 2; dichas respuestas se reducen significativamente al tomar en cuenta los efectos de las sobre-resistencias. Las demandas máximas de ductilidad en columnas se tienen en el extremo inferior del nivel 1. Cabe aclarar que en el nivel 2 hubo cambio de dimensiones en vigas y columnas; lo anterior resultó que en dicha altura se concentraron las deformaciones inelásticas superiores. Por otro lado, el diseño de las vigas ante flexión positiva, debido a los cambios de signo de la acción, no resulta totalmente satisfactorio, de acuerdo a las respuestas presentadas en esta parte.

4.3.3.2 EJE 2

La estructura del modelo 3 en la dirección del eje 2 cuenta con una cruja adicional con respecto de la dirección del eje C, anteriormente presentado.

4.3.3.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

La fig 4.232 tiene las envolventes de los desplazamientos laterales, para los diferentes

análisis realizados: elástico empotrado en cimentación, elástico con interacción suelo-estructura, y los tres análisis inelásticos (casos 1, 2 y 3). Las respuestas del análisis elástico con base fija resulta muy por abajo de las de la condición de base flexible; esto es, resulta ser una condición demasiado rígida. Al comparar los resultados de los tres análisis inelásticos, nótese que no hay diferencias importantes, lo que hace difícil concluir al respecto, en cuanto a los efectos de las sobre-resistencias considerados.

Las figs 4.233 a 4.236 presentan las comparaciones de las historias de desplazamiento en azotea para los diferentes análisis realizados y corroboran que con base a este tipo de respuesta no es fácil llegar a conclusiones que sean importantes. Si acaso se observa que hay un "ablandamiento" en la estructura cuando excursiona en el rango inelástico, y que para el caso 1 se tiene mayor comportamiento en el rango no lineal.

4.3.3.2.2 Desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, Δ_i/h_i

La fig 4.237 tiene las envolventes de las relaciones Δ_i/h_i calculadas en tiempos diferentes para cada uno de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso realizados; aunque este tipo de resultados no son rigurosamente válidos, de todas formas ayudan a mostrar la variación de este parámetro, y así poder compararlo con el nivel permisible de la deformación angular de entrepiso de 0.012, utilizado en este trabajo. Para los desplazamientos obtenidos con la condición de empotramiento en cimentación, se tienen los Δ_i/h_i más pequeños, comparados con los de interacción suelo-estructura. Los valores máximos de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso son para el caso 1, y ocurre en los entrepisos inferiores. Estos valores máximos son similares al nivel permisible utilizado en el diseño de la estructura del modelo 3.

4.3.3.2.3 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.238 y 4.239 comparan las historias de coeficientes sísmicos del análisis elástico contra el inelástico de los casos 1 y 3, respectivamente; la respuesta elástica presenta valores de hasta 0.45, en el caso 1 se reduce a 0.2, y para el caso 3 el máximo

es alrededor de 0.3. Esto es, a medida que hay mayor excursionamiento en el rango no lineal (como ocurre en el caso 1), mayor es la disipación de la energía sísmica por comportamiento histerético, y por tanto menores las fuerzas sísmicas. Las figs 4.240 y 4.241 comparan ahora las respuestas del caso 1 contra los casos 2 y 3, respectivamente; nótese el incremento en los coeficientes sísmicos, al tomar en cuenta los efectos de las sobre-resistencias, sobre todo para el caso 3.

4.3.3.2.4 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.242 a 4.245 presentan los resultados de las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento en azotea para los análisis elástico y tres inelásticos (casos 1, 2 y 3). La respuesta elástica tiene máximos de 38 cm y 900 t, aproximadamente, mientras que las de los casos 1, 2 y 3 son del orden de: 38 cm y 400 t; 37 cm y 500 t; 35 cm y 600 t. Esto es, a mayor comportamiento inelástico, menos fuerza cortante basal y mayor área histerética, como era de esperarse.

4.3.3.2.5 Selección de elementos estructurales tipo para observar su comportamiento inelástico

La fig 4.246 indica los extremos de los miembros de interés, para fines de observar su comportamiento sísmico inelástico en el transcurso de la excitación, a nivel de elementos mecánicos y de demandas de ductilidad local. La viga seleccionada es la 13 y la columna es la 4, localizados en el primer nivel.

4.3.3.2.6 Historia de elementos mecánicos en vigas y columnas

A continuación se muestran las relaciones carga axial-momento flexionante e historias en el tiempo de la fuerza cortante para la columna, así como las historias de momento flexionante y cortante para la viga; se presentan las respectivas resistencias, para fines comparativos. Con las historias de fuerza cortante se verifica que los miembros tienen la suficiente capacidad para resistir dichas acciones, para evitar falla frágil.

a).- Relaciones carga axial-momento flexionante en columnas

Las figs 4.247 y 4.248 comparan las relaciones P-M contra los diagramas de interacción de la columna 4 para los casos 1 y 3, respectivamente. Nótese que es poca la excursión en el rango inelástico para el modelo con resistencias del caso 1, y nada para el caso 3. Esto es, con la ayuda de las sobre-resistencias no hubo en esta columna ciclos en que se alcanza la fluencia.

b).- Fuerza cortante actuante contra resistencia en columnas

Las figs 4.249 a 4.251 muestran diversas comparaciones de las fuerzas cortantes del análisis elástico contra las de los casos 1 y 3, respectivamente, así como entre ambos casos. En todas estas gráficas se corrobora y se garantiza que no se presentará falla frágil por cortante, por contar con la suficiente reserva de resistencia. Por otro lado se hace ver que a mayor fluencia en los miembros de la estructura, menores son las fuerzas cortantes introducidas en las columnas (ver fig 4.251).

c).- Historias de momentos flexionantes en vigas

Al comparar la respuesta elástica contra la inelástica (ver figs 4.252 y 4.253), nótese que para el caso 1 hay un número considerable de ciclos en que se alcanza la resistencia, así como también hay diferencias de respuesta (principalmente ante flexión positiva) de 400 t-m a casi 100 t-m entre los análisis elástico e inelástico para el caso 1; para el caso 3 lo anterior es menos drástico. Esto es, disminuyen los ciclos de excursionamiento en el rango inelástico al tomar en cuenta los efectos de las sobre-resistencias. Dicha reducción se aprecia mejor en la fig 4.254, al comparar los análisis de los casos 1 y 3.

d).- Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.255 y 4.256 comparan las respuestas de los análisis elásticos e inelásticos de los casos 1 y 3, respectivamente; se tiene una clara disminución en la acción para el

análisis del caso 1, debido al excursionamiento importante en el rango no lineal, con respecto de la respuesta calculada con el análisis elástico (análisis realizado asignando resistencias grandes). La fig 4.257 compara los casos 1 y 3. En todas estas gráficas se corrobora que hay suficiente reserva de resistencia para que no lleguen a ocurrir fallas frágiles por cortante.

4.3.3.2.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Las figs 4.258 y 4.259 comparan las historias de las demandas de ductilidad local del caso 1 contra los casos 2 y 3, respectivamente; con la ayuda de las sobre-resistencias se tiene una considerable reducción de la ductilidad local, principalmente para el caso 3. También, disminuye el número de ciclos que excursiona en el rango inelástico. El comportamiento del análisis inelástico del caso 3 tiende a una respuesta elástica.

4.3.3.2.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

La fig 4.260 tiene la distribución global de rótulas plásticas que se presenta con los tres análisis inelásticos realizados (casos 1, 2 y 3). Para los tres resultados se tiene una distribución generalizada de rótulas plásticas en las vigas, de acuerdo a la filosofía del diseño; esto es, se tiende al mecanismo de falla tipo "viga" en el cual las articulaciones plásticas se presentan en las vigas y en la parte inferior de las columnas del primer entrepiso. Hay menos rótulas plásticas al tomar en cuenta los efectos de las sobre-resistencias.

La fig 4.261 presenta por intervalos de tiempo, para el sismo actuando hacia el mismo lado, el comportamiento observado para el caso 3; nótese que coincide el mayor número de rótulas plásticas con los lapsos en que las aceleraciones del terreno son máximas.

En la fig 4.262 se gráficán las envolventes de demandas máximas de ductilidad local " μ_L " por nivel de vigas y columnas para los tres análisis estudiados (casos 1, 2 y 3). En

el cálculo se emplea una longitud plástica equivalente $l_p=d$, donde d es el peralte efectivo de la sección transversal del miembro estructural. Las demandas máximas de ductilidad para las vigas tienen una reducción importante para el caso 3; las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas se presentan para flexión positiva. En columnas, las comparaciones de los análisis inelásticos de los casos 1, 2 y 3 presentan sus respuestas máximas en el extremo inferior del nivel 1.

Con base a este tipo de resultados, queda abierta la posibilidad de hacer comparaciones, con las respuestas de estructuras similares calculados por otros autores. Asimismo, también se podrá comparar contra resultados determinados con métodos más simples a los de este trabajo. Lo anterior, sin embargo, está fuera del alcance de los objetivos principales de este estudio.

5. COMPARACION DE RESPUESTAS

Los tres edificios irregulares en elevación estudiados en este trabajo se diseñaron de acuerdo a las normas del RDF-87, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, y fueron sometidos al acelerograma SCT, componente EW, de los sismos de 1985, para observar su comportamiento elástico e inelástico, tanto local como globalmente. Las estructuras son del grupo B y se consideraron ubicadas en la zona compresible del Valle de México, zona donde se concentraron los mayores daños en 1985. Se tomaron en cuenta los efectos de las sobre-resistencias y se compararon las respuestas de los análisis inelásticos con y sin sobre-resistencias. Los diseños se llevaron a cabo cumpliendo con la seguridad necesaria, según los estados límite de servicio y de falla que especifica el RDF-87; las estructuras, durante la fase del proporcionamiento de los refuerzos, se consideraron como marcos dúctiles. Se usó un factor de comportamiento sísmico $Q=4$. La deformación angular de entrepiso permisible fue de 0.012.

Los análisis inelásticos paso a paso fueron los siguientes: INEL. (CASO 1), con las resistencias de un diseño convencional; con vigas rectangulares, esfuerzos nominales en el acero y concreto, acero de refuerzo con comportamiento $\sigma-\epsilon$ elasto-plástico perfecto, sin efectos de confinamiento del núcleo del concreto, sin contribución a la resistencia del refuerzo de la losa; INEL. (CASO 2), con las vigas como sección T, con acero de losa para momento negativo, esfuerzos nominales en los materiales, zona de endurecimiento por deformación en el diagrama del acero de refuerzo, los efectos del confinamiento del núcleo de concreto; INEL. (CASO 3), con las mismas consideraciones del caso 2, excepto que en las resistencias de los materiales (acero y concreto) se consideró los valores promedio, de acuerdo a estudios experimentales. Se realizaron análisis elásticos

paso a paso bajo la condición de empotramiento en cimentación y con efectos de interacción suelo-estructura, para entender qué influencia tenía la consideración de base rígida en las respuestas sísmicas obtenidas, de acuerdo al tipo de suelo y cimentación supuestos en los tres edificios; en estos análisis se consideraron resistencias grandes de los elementos estructurales, para evitar que se presentaran fluencias.

5.1 Periodos de vibración y respuestas elásticas para diseño

Se comprueba que, al comparar los periodos de vibración de las tres estructuras con y sin efectos de interacción suelo-estructura, los resultados de los modelos con base rígida resultan ser los más pequeños; esto es, se tiene una condición menos flexible, y por lo tanto menos realista, según el tipo de suelo y cimentación (pilotes de fricción) supuestos.

De acuerdo a los valores de los periodos fundamentales de cada estructura, éstos caen aproximadamente en el inicio de la parte ascendente del espectro de respuesta elástica de SCT, suponiendo un amortiguamiento crítico de 5 por ciento, por lo que es de esperarse que al inicio de la respuesta inelástica y según vayan fluyendo en la historia del tiempo, estarán bajo condiciones de excitación muy considerables (ver fig 4.263). Cabe aclarar que las características estructurales de los edificios se consideraron para que lo anterior ocurriera y de esa forma verificar qué pasaba ante condiciones más adversas. Por tal motivo, durante la fase del diseño y en los análisis inelásticos llevados a cabo se consideraron los efectos de la interacción suelo-estructura; lo anterior se hizo según lo recomienda el RDF-87. Los resultados de los periodos fundamentales de vibración, con base flexible, fueron los siguientes:

Modelo 1 $T_{1x} = 1.38 \text{ s}$

$T_{1y} = 1.40 \text{ s}$

Modelo 2 $T_{1x} = 1.55 \text{ s}$

$T_{1y} = 1.44 \text{ s}$

Modelo 3 $T_{1x} = 1.57 \text{ s}$

$T_{1y} = 1.52 \text{ s}$

Cabe recordar que el diseño de cada edificio se hizo de acuerdo a sus propiedades dinámicas, según las especificaciones del código RDF-87, haciendo consideraciones prácticas comunes en los proyectos de este tipo de construcciones. Los resultados de este trabajo ayudan a revisar y mejorar los criterios actuales de diseño sismorresistente de estructuras similares a los de este trabajo; lo anterior es válido desde el punto de vista del diseño, así como también de sus respuestas inelásticas y del nivel de daños que ocurre, debido que es necesario disipar la energía que el sismo le introduce al inmueble. El nivel de daños se mide de acuerdo al número de miembros que llegaron a articularse, a raíz de la acción sísmica; asimismo, también, según la amplitud de las demandas de ductilidad local desarrolladas.

Las consideraciones básicas del diseño llevado a cabo en los tres edificios (factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y nivel permisible de deformaciones angulares de entrepiso $\gamma_p \leq 0.012$), y con base a las respuestas sísmicas inelásticas calculadas hacen suponer que bajo dichas condiciones de diseño, aún tomando en cuenta los efectos de las sobre-resistencias incluidas en el estudio, cada una de las estructuras estará bajo condiciones severas de comportamiento en el rango no lineal; esto es, el nivel de daños, resulta significativo y por tanto seguramente con altos costos de rehabilitación. Con este tipo de estudios, vale la pena preguntarse si realmente es necesario que la estructura excursione demasiado en el rango inelástico para disipar la energía de un sismo intenso, o por otro lado mejor buscar menores reducciones de las fuerzas de diseño aunado a comportamientos inelásticos menos severos, y por tanto a costos inferiores de reparaciones. Sobre estas ideas se ampliará más al respecto en la parte de las recomendaciones.

5.2 Respuestas inelásticas

Al incluir la influencia de los efectos de las sobre-resistencias se tienen cambios importantes para cada caso; se recomienda tomar en cuenta dichos efectos al realizar análisis más refinados. De no hacerse lo anterior se estará sobre-estimando por mucho, en la mayoría de los casos, las respuestas sísmicas inelásticas de las estructuras que se

revisen ante los efectos de los temblores severos.

Al comparar los desplazamientos horizontales máximos determinados con los diferentes análisis realizados, con y sin los efectos de las sobre-resistencias, se observan diferencias apreciables en las respuestas de los modelos 1 y 2, y poco importantes en el modelo 3. Las amplitudes máximas tienden a presentarse en aquellas estructuras que excursionaron más en el rango inelástico, lo que ocurrió siempre para los modelos con las resistencias del caso 1.

Al revisar la variación de los coeficientes sísmicos se tienen decrementos importantes en los análisis inelásticos de las estructuras con las resistencias del caso 1 (diseño convencional), con respecto de los del análisis elástico; los resultados con las resistencias de los casos 2 y 3 muestran valores mayores de coeficientes sísmicos, con respecto del caso 1, debido a los efectos de las sobre-resistencias en las vigas y columnas, que son más resistentes y con mayor capacidad. Los coeficientes sísmicos de las estructuras que excursionan en el rango no lineal con resistencias del caso 1 presentan valores del orden de 20 por ciento del peso del edificio; al incluir la influencia de los efectos de las sobre-resistencias, dicho valor tiende a incrementarse.

Al revisar y comparar las curvas en que se tienen las relaciones desplazamiento lateral de azotea contra fuerza cortante basal, se observa que a medida que la estructura presenta mayor número de rótulas plásticas (como ocurre en los modelos con las resistencias del caso 1, principalmente), dichas curvas encierran mayores áreas, y presentan reducciones más importantes de la fuerza cortante basal; en cuanto a los desplazamientos, no se tienen cambios en su amplitud que sean significativos. Lo anterior se corroboró al comparar las respuestas inelásticas contra las calculadas de un análisis elástico; el tipo de estructuras de este trabajo corresponde a aquellas en que los modelos de comportamiento elástico e inelástico llegan a tener áreas similares bajo las curvas correspondientes.

Al revisar y comparar las respuestas de elementos mecánicos y deformaciones

inelásticas de los miembros estructurales, se observa que es prácticamente generalizado que en las vigas se alcance la resistencia proporcionada para la acción de los momentos flexionantes; lo anterior se presentó, por lo general, en varios ciclos. El patrón de comportamiento, independientemente del caso de resistencias, correspondió a que la tendencia del mecanismo de falla fuera del tipo "viga".

Por otro lado, se verificó que efectivamente no rigieron los modos de falla frágiles (por cortante, principalmente), para lo cual se graficaron algunas historias de fuerza cortante para vigas y columnas tipo; la conclusión general es que se tiene un adecuado diseño y se garantiza que se puedan desarrollar comportamientos dúctiles. Lo anterior se debe a que el refuerzo proporcionado por confinamiento de los núcleos de concreto, requerido según el capítulo de marcos dúctiles, resulta con resistencias superiores a las exigidas por cortante. Sin embargo, lo anterior no resulta general y deberá verificarse con cada tipo de estructura.

Al revisar el comportamiento inelástico de las columnas, por medio de las relaciones carga axial-momento flexionante y para cada una de los análisis realizados (casos 1, 2 y 3), se observa que los efectos de las sobre-resistencias favorecen a que el excursionamiento en el rango no lineal se reduzca y algunas veces hasta desaparezca. Las columnas siempre mostraron cargas axiales por abajo de la condición balanceada; esto es, en caso de fallar, ésto ocurriría por tensión y no por compresión.

Al calcular las demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, éstas siempre tuvieron amplitudes mayores para los análisis inelásticos de los modelos con resistencias del caso 1, con respecto de los casos 2 y 3; los resultados con las resistencias del caso 3 tienden a un comportamiento elástico, con pocos ciclos en que se excursiona en el rango inelástico, debido a la influencia de los efectos de las sobre-resistencias proporcionadas en los diseños. Las demandas máximas calculadas son, sin embargo, controlables desde el punto de vista del diseño, según resultados de otros estudios (ref 11).

La cantidad de secciones que llegan a fluir se reduce considerablemente cuando se incluyen los efectos de las sobre-resistencias, principalmente para el caso 3. Sin embargo, la tendencia de los mecanismos de falla, para uno u otro caso de resistencia, no cambia y siempre es hacia el tipo "viga". Se confirma, mediante la observación por intervalos de tiempo con el sismo actuando hacia el mismo lado, que el número mayor de rótulas plásticas se presenta cuando las aceleraciones del terreno son máximas, como era de esperarse.

Al revisar los valores máximos de la ductilidad local desarrollada en las vigas y columnas, de cada nivel y para todos los edificios del estudio, se tienen amplitudes que parecen razonables. En las zonas cercanas en que se tienen las irregularidades no se presentan demandas locales que sean excesivamente diferentes a las de los miembros estructurales cercanos. Esto es, el criterio de diseño utilizado en que se proporcionó las resistencias necesarias de acuerdo a un análisis sísmico dinámico modal espectral, parece suficientemente bueno en cuanto no dejar desprotegido dichas zonas. Lo anterior se confirma con las respuestas sísmicas inelásticas calculadas en los tres edificios de este trabajo.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

El objetivo principal del trabajo consistió en calcular la respuesta sísmica inelástica de tres estructuras con irregularidades en elevación, diseñadas de acuerdo al código RDF-87, considerando los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura y comparar los resultados con y sin los efectos de las sobre-resistencias, ante la excitación del acelerograma SCT-EW, del sismo del 19 de septiembre de 1985. A continuación se presentan las conclusiones desarrolladas.

Al comparar los periodos fundamentales de vibración de los tres modelos con y sin efectos de la interacción suelo-estructura se verifica que para la condición de base fija las estructuras resultantes son más rígidas, con respecto a los resultados calculados para la condición de base flexible, como era de esperarse; la influencia de la interacción suelo-estructura no fue despreciable en los tres modelos. Al tomar en cuenta dichos efectos, se tiene un incremento en los periodos de vibración, así como también en los desplazamientos laterales originados por el sismo, debido a que se permite que haya en la base una traslación horizontal y además un giro.

Por otro lado, después de observar y revisar los resultados de los análisis sísmicos inelásticos para los diferentes tipos de resistencias (casos 1, 2 y 3), los efectos de las sobre-resistencias consideradas en este trabajo contribuyen a que las respuestas se reduzcan significativamente, sobre todo para el caso 3. Esto es, al estimar las respuestas sísmicas inelásticas con las resistencias del caso 1 se está sobre-estimando por mucho, tanto global como localmente, el comportamiento no lineal de los edificios; por ejemplo, las amplitudes de las demandas máximas locales de ductilidad desarrolladas en vigas y

columnas del caso 1 llegan a ser hasta 60 y 100 por ciento mayores que las desarrolladas en los casos 2 y 3, respectivamente. Lo anterior se debe a que las resistencias de los elementos estructurales obtenidas en la forma convencional, resultan estar por abajo de los valores reales promedio.

En todos los análisis dinámicos paso a paso se verificó que las fuerzas cortantes no rigieran en el comportamiento de las vigas y columnas, para de esa forma garantizar que la ocurrencia de las fluencias fueran por flexión en vigas y por flexocompresión en columnas, y así lograr que el comportamiento inelástico quedara gobernado por la presencia de rótulas plásticas. Esto es, con este tipo de comportamiento se aseguró que hubiera disipación de la energía del sismo por histerésis.

En el cálculo de las demandas de ductilidad local " μ_L " se observó que disminuyen para el análisis con las resistencias del caso 3 (se toman en cuenta todos los efectos de sobre-resistencia estudiados en este trabajo), de acuerdo a como se hizo ver anteriormente. Para el caso 1, en donde no se hizo ninguna consideración de sobre-resistencia (diseño convencional), se tuvo un mayor número de rótulas plásticas en comparación a la distribución de los casos 2 y 3, además de tener giros plásticos mucho más grandes.

El mecanismo de falla que tiende a formarse en cada estructura en estudio, independientemente del tipo de resistencias utilizadas (casos 1, 2 y 3), coincide con la filosofía del diseño "columna fuerte-viga débil", que proponen los códigos modernos; la mayor parte de las articulaciones plásticas se formó en vigas y no en columnas, con excepción de los extremos inferiores de los miembros de planta baja.

Todos los elementos que se encuentran cerca de la zona en que se tiene la irregularidad en elevación, requieren de un especial interés en el análisis y diseño, ya que en estos elementos, tienden a concentrarse esfuerzos mayores. Sin embargo, se llegan a respuestas inelásticas en dichas zonas que son controlables.

Para el cálculo de las resistencias de todas las vigas y columnas se emplearon las curvas esfuerzo-deformación del modelo modificado de Kent y Park para el concreto, y para el acero el que propone la Asociación Mexicana de Acero (AMA); éstos contemplan con mejor aproximación el comportamiento σ - ϵ de ambos materiales. Tal vez, en estudios posteriores valdría la pena investigar qué pasa con otro tipo de modelos ya estudiados a la fecha.

6.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda que en todos los análisis y diseños de estructuras altas importantes, se consideren los efectos de interacción suelo-estructura, que la estructura sea analizada tridimensionalmente, y que se hagan participar todos aquellos elementos que participen en la rigidez y resistencia lateral. Se llega a esta conclusión al comparar los resultados obtenidos donde se observan diferencias apreciables al considerar el empotramiento y la interacción suelo-estructura. Lo anterior permite que se esté modelando a los edificios bajo condiciones más parecidos a las que habrá durante la vida útil de los mismos.

Se debe proporcionar una adecuada seguridad y entender que los efectos de las sobre-resistencias proporcionan una reserva adicional de resistencia con respecto a los que comunmente se toman en cuenta. Se recomienda que en las estructuras importantes se incluyan los efectos de las sobre-resistencias, para de esa forma determinar su comportamiento sismorresistente y así lograr que lo predicho analíticamente y lo real sean del orden.

La resistencia al cortante que resulta de colocar el refuerzo transversal para cumplir con el requisito de confinamiento, según el capítulo de marcos dúctiles, es lo suficientemente adecuada para que no ocurran fallas frágiles, y de esa forma garantizar que rijan los modos de fallas dúctiles teniendo la suficiente capacidad de rotación en los miembros estructurales en que se presentan las articulaciones plásticas.

Se recomienda realizar análisis sísmicos inelásticos en aquellas estructuras de suma

importancia que tengan asimetrías e irregularidades en planta y elevación, para así poder conocer mejor su posible comportamiento ante sismos intensos y representativos del lugar de desplante de dichas estructuras. Con base a los resultados de este tipo de trabajos convendría plantear posteriormente métodos de análisis simplificados que permiten conocer de forma más rápida los comportamientos inelásticos.

Con respecto al nivel de daño observado, después de utilizar en el diseño un factor de comportamiento sísmico elevado, valdría la pena investigar más al respecto si es necesario reducir las fuerzas sísmicas de diseño con $Q=4$, o mejor optar por una menor disminución en las deformaciones inelásticas de los miembros estructurales. Sobre lo anterior deberían revisarse los resultados con base en las relaciones costo-beneficio, tomando en cuenta el costo que habría que hacer al reparar la estructura; habría que revisarse también, apoyándose en estudios adicionales similares, qué tan confiable resulta todo este nuevo planteamiento que se propone, de acuerdo a los resultados parciales de este estudio.

En cuanto a las diferentes irregularidades estudiadas en los tres edificios, y con base en las respuestas del trabajo, se recomienda que en el análisis y diseño sísmico de este tipo de estructuras, se tenga atención especial. Al modelar se deben considerar las condiciones de frontera adecuados a cada caso (por ejemplo, las columnas de la zona de la rampa para estacionamiento en el edificio 2 se tomaron desligadas al sistema de piso, contrario a lo que en un análisis convencional se haría). Al proporcionar las cuantías de acero longitudinal y transversal se debe cuidar que no queden por abajo de lo requerido, debido a que son zonas en que posiblemente haya concentraciones de esfuerzos.

Se recomienda ampliar este tipo de estudios para aquellos edificios con problemas de estructuración, para fines de comprender mejor el comportamiento que éstos presentan ante los sismos intensos, y así poder llegar a recomendaciones de uso más general.

REFERENCIAS

- 1.- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-87)", D.D.F., México, D.F. (1987)
- 2.- "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo", D.D.F., México, D.F. (1987)
- 3.- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", D.D.F., México, D.F. (1987)
- 4.- Park R y Paulay T, "Estructuras de concreto reforzado", Ed Limusa, México, D.F. (1975)
- 5.- Bazán E y Meli R, "Manual de diseño sísmico de edificios", Ed Limusa, México, D.F. (1986)
- 6.- Meli R, "Diseño estructural", Ed Limusa, México, D.F. (1987)
- 7.- Wakabayashi M y Martinez E, "Diseño de estructuras sismorresistentes", Ed McGraw-Hill, México, D.F. (1988)
- 8.- Wilson E y Habibullah A, "ETABS: Extended Three-Dimensional Analysis of Building System", Computer and Structures, Inc., California, E.E.U. (1990)
- 9.- Kanaan A E y Powell G H, "Drain-2D: Inelastic dynamic response of plane structures", Universidad de California, Berkeley (1973), adaptado a Computadora Personal por J N Dyer (Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.)

- 10.- Durán H R, "La influencia de las sobre-resistencias en la respuesta sísmica inelástica de dos edificios de concreto reforzado dañados en 1985", tesis de maestría en estructuras, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, D.F. (1991)
- 11.- Castillo J C, "Influencia de criterios de diseño sísmico en demandas de ductilidad local", tesis de maestría en estructuras, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México D.F. (1993)
- 12.- Loera S y Romero J E, "Momentos de volteo en edificios esbeltos inelásticos", Series del Instituto de Ingeniería No. 550 (1992)
- 13.- Gillies A G, "Post-elastic dynamic analysis of three-dimensional frame structures", Department of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand (1979)
- 14.- Paulay T y Priestley M J N, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Ed John Wiley & Sons, Inc. (1992)
- 15.- Clough W R y Penzien J, "Dynamics of structures", Ed McGraw-Hill (1975)
- 16.- Pantazopoulou S J y Moehle J P, "The effect of slabs on the flexural behavior of beams", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-87/17 (1987)
- 17.- French C W y Boroojerdi A, "Contribution of r/c floor slabs in resisting lateral loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 1 (1989)
- 18.- Sheikh S A, "A comparative study of confinement models", ACI-Journal Julio-Agosto 1983, pp. 296-306
- 19.- Scott B D, Park R y Priestley J N, "Strees-strain behavior of concrete confined by

- overlapping hoops at low and high strain rates", ACI-Journal Enero-Febrero 1982, pp. 13-25
- 20.- Kent D C y Park R, "Flexural members with confined concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 97, No. ST7 (1971)
- 21.- Park R, Priestley M J N y Gill W D, "Ductility of square-confined concrete columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 108, No. ST4 (1982)
- 22.- Wood S L, "Seismic response of r/c frames with irregular profiles", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 2 (1992)
- 23.- Avila, J A y Meli R, "Análisis de la respuesta de edificios típicos ante el sismo del 19 de septiembre de 1985", Instituto de ingeniería, UNAM, Informe para CONACYT (julio-1987)
- 24.- Montoya C, "Resistencia y ductilidad en elementos de concreto reforzado", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1989)

ENTREPISO	SECCIONES (cm)
N-10	65x65
N-9	65x65
N-8	75x75
N-7	75x75
N-6	75x75
N-5	85x85
N-4	85x85
N-3	95x95
N-2	95x95
N-1	95x95
N-PB	95x95
N-SOT	95x95
N-CIM	FICTICIO

TABLA 3.1 SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS, MODELO 1

NIVEL	SECCIONES INTERIORES (cm)	SECCIONES EXTERIORES (cm)
N-10	60x30	60x30
N-9	60x30	60x30
N-8	75x30	75x30
N-7	75x30	75x30
N-6	75x30	75x30
N-5	80x30	80x30
N-4	80x30	80x30
N-3	90x30	90x30
N-2	90x30	90x30
N-1	90x30	90x30
N-PB	90x30	t = 50
N-SOT	t = 30	t = 50
N-CIM	t = 30	t = 50

t : ESPESOR DEL MURO DE CONCRETO EN CAJON DE CIMENTACION

TABLA 3.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE TRABES, MODELO 1

NIVEL	AREA (m ²)	CARGA MUERTA (t-m ²)	CARGA VIVA* (t-m ²)	CARGA TOTAL (t-m ²)
N-10	512	0.572	0.070	0.642
N-9	512	0.591	0.180	0.771
N-8	512	0.591	0.180	0.771
N-7	512	0.591	0.180	0.771
N-6	512	0.591	0.180	0.771
N-5	1024	0.591	0.180	0.771
N-4	1024	0.591	0.180	0.771
N-3	1024	0.591	0.180	0.771
N-2	1024	0.591	0.180	0.771
N-1	1024	0.591	0.180	0.771
N-PB	1024	0.639	0.250	0.889
N-SOT	1024	0.661	0.250	0.911
N-CM	1024	0.740	0.200	0.940

* VALOR REDUCIDO, PARA SISMO SEGUN EL RDF-87

TABLA 3.3 CARGAS MUERTAS Y VIVAS REDUCIDAS DE SISTEMA DE PISO, MODELO 1

NIVEL	AREA (m ²)	SISTEMA DE PISO	TRABES Y CIMEN-TACION	COLUMNAS	TOTALES
N-10	512	328.70	103.68	26.62	459.00
N-9	512	394.75	103.68	52.85	551.29
N-8	521	394.75	116.35	61.67	572.78
N-7	512	394.75	116.35	70.88	581.98
N-6	512	394.75	116.35	70.37	581.98
N-5	1024	789.50	239.62	110.79	1139.91
N-4	1024	789.50	239.62	150.64	1179.76
N-3	1024	789.50	262.66	169.54	1221.70
N-2	1024	789.50	262.66	189.53	1241.69
N-1	1024	789.50	262.66	230.14	1282.30
N-PB	1024	910.34	467.71	236.91	1614.95
N-SOT	1024	932.86	781.06	182.76	1896.68
N-CIM	1024	962.56	437.76	81.23	1481.55

TABLA 3.4 PESOS POR NIVEL (t), MODELO 1

ENTREPISO	SECCIONES (cm)
N-10	70x70
N-9	70x70
N-8	80x80
N-7	80x80
N-6	80x80
N-5	90x90
N-4	90x90
N-3	100x100
N-2	100x100
N-1	100x100
N-PB	100x100
N-SOT	100x100
N-CIM	FICTICIO

TABLA 3.5 SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS, MODELO 2

NIVEL	SECCIONES INTERIORES (cm)	SECCIONES EXTERIORES (cm)
N-10	60x30	60x30
N-9	60x30	60x30
N-8	75x30	75x30
N-7	75x30	75x30
N-6	75x30	75x30
N-5	85x35	85x35
N-4	85x35	85x35
N-3	95x35	95x35
N-2	95x35	95x35
N-1	95x35	95x35
N-PB	95x35	t = 50
N-SOT	t = 30	t = 50
N-CIM	t = 30	t = 50

t : ESPESOR DEL MURO DE CONCRETO EN CAJON DE CIMENTACION

TABLA 3.6 SECCIONES TRANSVERSALES DE TRABES, MODELO 2

NIVEL	AREA (m ²)	CARGA MUERTA (t-m ²)	CARGA VIVA* (t-m ²)	CARGA TOTAL (t-m ²)
N-10	768	0.572	0.070	0.642
N-9	768	0.591	0.180	0.771
N-8	768	0.591	0.180	0.771
N-7	768	0.591	0.180	0.771
N-6	768	0.591	0.180	0.771
N-5	768	0.591	0.180	0.771
N-4	768	0.591	0.180	0.771
N-3	768	0.591	0.180	0.771
N-2	512	0.591	0.180	0.771
N-1	512	0.591	0.180	0.771
N-PB	768	0.639	0.250	0.889
N-SOT	768	0.661	0.250	0.911
N-CM	768	0.740	0.200	0.940

* VALORES REDUCIDOS, PARA SISMO SEGUN EL RDF-87

TABLA 3.7 CARGAS MUERTAS Y VIVAS DE SISTEMA DE PISO, MODELO 2

NIVEL	AREA (m ²)	SISTEMA DE PISO	TRABES Y CIMENTACION	COLUMNAS	TOTALES
N-10	768	493.06	148.61	41.16	682.82
N-9	768	592.13	148.61	81.73	822.47
N-8	768	592.13	175.39	94.33	861.85
N-7	768	592.13	175.39	107.52	875.04
N-6	768	592.13	175.39	106.75	874.27
N-5	768	592.13	218.54	121.03	931.70
N-4	768	592.13	218.54	135.11	945.78
N-3	768	592.13	239.38	151.07	982.57
N-2	512	394.75	193.63	168.00	756.38
N-1	512	394.75	193.63	204.00	792.38
N-PB	768	682.75	402.00	210.00	1294.75
N-SOT	768	699.65	641.95	162.00	1503.60
N-CIM	768	721.92	348.48	72.00	1142.40

TABLA 3.8 PESOS POR NIVEL (t), MODELO 2

ENTREPISO	SECCIONES (cm)
N-9	70x70
N-8	70x70
N-7	80x80
N-6	80x80
N-5	80x80
N-4	90x90
N-3	90x90
N-2	100x100
N-1	100x100
N-PB	100x100
N-SOT	100x100
N-CIM	FICTICIO

TABLA 3.9 SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS, MODELO 3

NIVEL	SECCIONES INTERIORES (cm)	SECCIONES EXTERIORES (cm)
N-9	60x30	60x30
N-8	60x30	60x30
N-7	70x30	70x30
N-6	70x30	70x30
N-5	70x30	70x30
N-4	85x30	85x30
N-3	85x30	85x30
N-2	95x35	95x35
N-1	95x35	95x35
N-PB	95x35	t = 50
N-SOT	t = 30	t = 50
N-CIM	t = 30	t = 50

t : ESPESOR DEL MURO DE CONCRETO EN CAJON DE CIMENTACION

TABLA 3.10 SECCIONES TRANSVERSALES DE TRABES, MODELO 3

NIVEL	AREA (m ²)	CARGA MUERTA (t-m ²)	CARGA VIVA* (t-m ²)	CARGA TOTAL (t-m ²)
N-9	768	0.572	0.070	0.642
N-8	768	0.591	0.180	0.771
N-7	768	0.591	0.180	0.771
N-6	768	0.591	0.180	0.771
N-5	768	0.591	0.180	0.771
N-4	768	0.591	0.180	0.771
N-3	768	0.591	0.180	0.771
N-2	768	0.591	0.180	0.771
N-1	768	0.591	0.180	0.771
N-PB	768	0.639	0.250	0.889
N-SOT	768	0.661	0.250	0.911
N-CM	768	0.740	0.200	0.940

* VALORES REDUCIDOS, PARA SISMO SEGUN EL RDF-87

TABLA 3.11 CARGAS MUERTAS Y VIVAS DE SISTEMA DE PISO, MODELO 3

NIVEL	AREA (m ²)	SISTEMA DE PISO	TRABES Y CIMEN-TACION	COLUMNAS	TOTALES
N-9	768	493.06	148.61	41.16	682.82
N-8	768	592.13	148.61	81.73	822.47
N-7	768	592.13	166.46	94.33	852.92
N-6	768	592.13	166.46	107.52	866.11
N-5	768	592.13	166.46	106.75	865.34
N-4	768	592.13	193.25	121.03	906.41
N-3	768	592.13	193.25	135.11	920.48
N-2	768	592.13	239.38	151.07	982.57
N-1	768	592.13	239.38	264.00	1095.50
N-PB	768	682.75	402.00	270.00	1354.75
N-SOT	768	699.65	520.57	162.00	1382.22
N-CIM	768	737.28	348.48	72.00	1157.76

TABLA 3.12 PESOS POR NIVEL (t), MODELO 3

MODO	T_i (s)	COMPONENTE PRINCIPAL
1	1.285	Y
2	1.248	X
3	0.893	θ
4	0.578	X
5	0.560	Y
6	0.432	θ
7	0.299	X
8	0.286	Y
9	0.234	θ
a) EMPOTRADO EN CIMENTACION		

MODO	T_i (s)	COMPONENTE PRINCIPAL
1	1.403	Y
2	1.377	X
3	0.924	θ
4	0.670	X
5	0.643	Y
6	0.441	θ
7	0.394	X
8	0.387	Y
9	0.273	X
b) INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA		

TABLA 3.13 PERIODOS DE VIBRACION CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA MODELO 1

MODO	T_i (s)	COMPONENTE PRINCIPAL
1	1.407	X
2	1.290	Y
3	1.021	θ
4	0.525	X
5	0.491	Y
6	0.393	θ
7	0.283	X
8	0.273	Y
9	0.218	θ
a) EMPOTRADO EN CIMENTACION		

MODO	T_i (s)	COMPONENTE PRINCIPAL
1	1.548	X
2	1.438	Y
3	1.033	θ
4	0.602	X
5	0.585	Y
6	0.399	θ
7	0.377	X
8	0.361	Y
9	0.260	X
b) INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA		

TABLA 3.14 PERIODOS DE VIBRACION CON Y SIN LOS EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, MODELO 2

MODO	T_i (s)	COMPONENTE PRINCIPAL
1	1.447	X
2	1.391	Y
3	1.070	θ
4	0.541	X
5	0.523	Y
6	0.407	θ
7	0.287	X
8	0.279	Y
9	0.220	θ
a) EMPOTRADO EN CIMENTACION		

MODO	T_i (s)	COMPONENTE PRINCIPAL
1	1.576	X
2	1.522	Y
3	1.081	θ
4	0.613	X
5	0.598	Y
6	0.413	θ
7	0.369	X
8	0.364	Y
9	0.266	X
b) INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA		

TABLA 3.15 PERIODOS DE VIBRACION CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, MODELO 3

MODELO	EJE	PERIODOS NATURALES' (s)		COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO	
		T ₁	T ₂	α	β_0
1	C	1.377	0.670	0.3069	0.007173
	2	1.403	0.643	0.3071	0.007017
2	C	1.548	0.602	0.2922	0.006898
	2	1.438	0.585	0.3106	0.006618
3	C	1.576	0.613	0.2869	0.007024
	2	1.522	0.598	0.2963	0.006834

* Corresponden a los dos primeros modos de vibración, según la dirección de análisis

TABLA 4.1 VALORES DE α Y β_0 PARA EL ANALISIS SISMICO PASO A PASO CON EL PROGRAMA DRAIN-2D, MODELOS 1, 2 Y 3 CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

	CASO		
	1	2	3
$M_n^{(+)} (t-m)$	92.41	146.66	174.70
$M_n^{(-)} (t-m)$	174.65	208.19	248.35

a) EJE C

	CASO		
	1	2	3
$M_n^{(+)} (t-m)$	92.12	145.03	172.72
$M_n^{(-)} (t-m)$	146.58	183.06	215.69

b) EJE 2

CASO	CONSIDERACIONES
1	VIGA RECTANGULAR; SIN ACERO DE LOSA; S/C; EPP; R/N
2	VIGA "T"; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPD; R/N
3	VIGA "T"; CON ACERO DE LOSA; C/C; EPD; R/P

S/C SIN CONFINAMIENTO DEL NUCLEO DEL CONCRETO

C/C CON CONFINAMIENTO DEL NUCLEO DEL CONCRETO

EPP COMPORTAMIENTO DEL ACERO: ELASTO-PLASTICO PERFECTO

EPD ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION DEL ACERO DE REFUERZO

R/N RESISTENCIAS NOMINALES DEL ACERO Y CONCRETO

R/P RESISTENCIAS PROMEDIO DEL ACERO Y CONCRETO

TABLA 4.2 RESISTENCIAS A FLEXION DE UNA VIGA TIPO DE LOS EJES C Y 2 DEL MODELO 3, CON DIFERENTES CONSIDERACIONES DE SOBRE-RESISTENCIA

RESIS- TENCIA	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
	M ⁺ (t-m)	M ⁻ (t-m)	M ⁺ (t-m)	M ⁻ (t-m)	M ⁺ (t-m)	M ⁻ (t-m)
1	25.60	48.88	42.43	64.18	50.49	74.93
2	24.76	44.38	41.13	61.55	49.01	71.89
3	31.56	63.42	51.09	75.86	60.96	89.87
4	28.93	58.96	47.29	71.85	56.38	84.80
5	53.95	62.25	84.25	82.28	100.44	95.08
6	48.45	100.70	78.40	116.68	93.47	138.72
7	43.26	80.60	70.56	103.15	84.04	121.73
8	51.23	105.48	82.90	121.47	98.79	144.88
9	43.47	93.37	70.54	111.18	84.09	132.63
10	46.66	100.82	75.36	120.18	89.77	143.40
11	59.98	83.90	95.54	117.16	113.84	136.37
12	46.55	96.87	75.34	119.40	89.71	142.46
13	46.30	89.66	74.69	115.17	88.94	136.41
14	46.45	86.98	95.35	116.47	113.60	135.75
15	53.06	115.73	75.01	117.96	89.33	140.73
16	52.83	99.76	75.63	112.84	90.10	133.46
17	52.94	111.11	85.73	143.34	102.04	171.01
18			85.65	132.68	102.02	158.28
19			85.31	140.51	101.60	167.63

TABLA 4.3 RESISTENCIAS EN VIGAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE C, MODELO 1

RESIS- TENCIA	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
	M* (t-m)	M' (t-m)	M* (t-m)	M' (t-m)	M* (t-m)	M' (t-m)
1	16.94	30.67	28.95	43.37	34.48	51.07
2	21.09	43.01	35.74	54.59	42.44	63.96
3	21.11	39.80	35.66	52.01	42.41	60.99
4	34.97	69.30	57.19	88.01	68.01	102.90
5	35.73	63.95	58.44	83.11	69.51	97.06
6	30.46	63.76	50.24	81.28	59.76	95.23
7	41.36	80.48	67.51	96.42	80.39	113.38
8	43.37	70.01	70.07	90.33	83.43	105.17
9	41.05	69.94	66.55	89.60	79.20	104.38
10	41.18	83.02	66.70	99.32	79.43	116.91
11	47.89	77.14	76.69	95.17	92.04	112.34
12	44.40	86.88	72.48	105.19	86.31	125.04
13	51.55	83.19	82.57	103.02	98.32	122.16
14	46.67	83.50	75.20	104.27	89.54	122.77
15	52.94	111.11	85.31	134.04	101.60	159.89
16	69.38	100.30	110.98	132.24	132.19	153.93
17	52.86	104.10	85.34	129.14	101.57	152.81

TABLA 4.4 RESISTENCIAS EN VIGAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 1

RESIS- TENCIA	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
	M* (t-m)	M' (t-m)	M* (t-m)	M' (t-m)	M* (t-m)	M' (t-m)
1	22.11	44.31	37.24	60.68	44.29	70.96
2	22.12	43.04	37.22	59.75	43.64	69.89
3	28.93	58.96	47.30	71.85	56.38	84.80
4	26.27	53.29	43.42	68.23	51.72	79.80
5	27.11	53.32	44.67	67.58	53.14	79.22
6	43.35	89.75	69.91	107.75	83.32	128.56
7	37.41	80.22	61.61	100.48	73.32	119.14
8	48.70	93.82	78.30	112.85	93.30	134.64
9	48.95	105.13	70.22	109.10	83.65	130.17
10	43.47	93.37	79.49	120.78	94.70	143.92
11	65.85	124.75	70.54	111.18	84.09	132.63
12	66.14	138.46	104.51	155.38	124.72	185.36
13	74.65	157.62	104.47	154.39	124.49	184.17
14	92.08	142.51	105.68	163.49	125.91	195.06
15	109.89	159.45	119.22	190.64	141.98	227.43
16	92.41	174.65	144.79	187.60	172.48	221.79
17	109.91	175.72	172.10	206.91	204.96	246.97
18			146.66	208.19	174.70	248.35
19			172.68	216.57	205.56	258.30

TABLA 4.5 RESISTENCIAS EN VIGAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE C, MODELO 2

RESIS- TENCIA	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
	M* (t-m)	M' (t-m)	M* (t-m)	M' (t-m)	M* (t-m)	M' (t-m)
1	17.44	32.65	29.86	45.19	35.56	53.17
2	17.44	30.36	29.74	43.20	35.40	50.86
3	21.09	43.01	35.74	54.59	42.44	63.96
4	18.78	38.48	32.07	50.15	38.10	58.86
5	32.61	69.20	53.65	87.02	63.79	102.04
6	32.60	65.07	53.57	84.03	63.70	98.21
7	38.82	77.22	62.99	93.88	75.00	110.29
8	39.72	69.46	64.29	89.69	76.57	104.54
9	38.01	69.41	61.77	89.15	73.47	103.95
10	43.26	80.60	70.56	97.90	84.04	114.78
11	42.34	69.53	68.23	90.49	81.23	105.41
12	50.10	108.86	80.82	131.36	96.24	155.48
13	64.83	96.29	102.45	128.76	122.06	149.95
14	66.44	124.24	106.07	157.07	126.29	185.49
15	91.69	117.18	144.82	160.41	172.51	186.43
16	84.00	117.06	133.12	158.29	158.57	184.04
17	74.19	124.52	117.95	160.31	140.48	188.41
18	74.09	116.86	117.97	154.60	140.47	180.76

TABLA 4.6 RESISTENCIAS EN VIGAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 2

RESIS- TENCIA	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
	M ⁺ (t-m)	M ['] (t-m)	M ⁺ (t-m)	M ['] (t-m)	M ⁺ (t-m)	M ['] (t-m)
1	22.10	45.56	37.23	61.60	44.28	72.02
2	28.93	58.96	47.29	71.85	56.38	84.80
3	40.15	82.63	64.77	97.93	77.19	116.83
4	48.81	89.30	65.08	99.08	77.60	118.22
5	40.36	88.49	78.34	106.33	93.39	125.87
6	48.89	93.93	65.67	103.00	78.30	122.74
7	60.79	125.96	78.74	109.10	73.86	130.13
8	60.67	118.48	98.26	147.13	117.07	175.53
9	60.73	122.74	97.72	142.82	116.40	170.39
10	74.65	157.62	98.03	145.24	116.77	173.28
11	92.21	153.69	119.22	190.64	141.98	227.43
12	92.41	174.65	145.34	194.48	173.20	212.30
13	92.28	158.75	146.66	208.19	174.70	248.35
14			145.62	197.53	173.44	235.61

TABLA 4.7 RESISTENCIAS EN VIGAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE C, MODELO 3

RESIS- TENCIA	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
	M ⁺ (t-m)	M ⁻ (t-m)	M ⁺ (t-m)	M ⁻ (t-m)	M ⁺ (t-m)	M ⁻ (t-m)
1	17.45	30.67	29.76	43.47	35.42	51.18
2	22.12	43.04	37.22	54.88	44.25	64.27
3	22.12	39.83	37.19	52.27	44.20	61.26
4	31.37	63.93	51.46	79.28	61.27	90.76
5	26.38	63.67	44.12	77.57	52.47	91.19
6	34.40	71.07	44.00	77.16	52.33	90.75
7	40.06	74.21	56.10	84.58	66.83	99.30
8	49.73	103.99	65.43	88.87	77.98	103.90
9	65.12	93.91	65.26	88.29	77.75	103.31
10	49.66	97.45	80.35	123.92	95.71	147.84
11	58.36	93.72	104.27	122.62	123.80	149.46
12	74.26	136.74	80.31	119.45	95.67	141.10
13	103.91	125.11	104.27	122.62	124.23	142.30
14	91.83	124.94	117.66	169.32	140.08	200.40
15	92.12	146.58	162.96	170.93	194.08	198.37
16	109.69	137.72	144.77	167.61	172.16	194.56
17	104.14	137.63	145.03	183.06	172.72	215.69
18			170.99	184.30	203.63	213.43
19			162.71	182.43	193.82	211.57
20			93.95	119.61	111.92	139.85

TABLA 4.8 RESISTENCIAS EN VIGAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 3

RESIS- TENCIA	M_0^* (t-m)	M_0^* (t-m)	P_e (t)	P_i (t)	M_0/M_0^*	P_i/P_e	CASO
1	58.983	-58.983	1200.81	-193.94	1.699	0.261	1
2	70.723	-70.723	1247.86	-242.61	1.540	0.253	
3	87.317	-87.317	1566.88	-242.01	1.741	0.270	
4	113.302	-113.302	1635.85	-328.15	1.539	0.259	
5	135.116	-135.116	1999.44	-327.47	1.714	0.273	
6	151.375	-151.375	2045.45	-376.21	1.609	0.268	
7	160.004	-160.004	2080.76	-403.23	1.543	0.265	
8	187.012	-187.012	2489.38	-402.49	1.703	0.276	
9	456.426	-456.426	3223.19	-1174.62	1.174	0.228	
10	334.454	-334.454	2874.23	-811.105	1.296	0.248	
1	63.942	-63.942	1348.42	-287.28	2.176	0.394	2
2	76.003	-76.003	1394.92	-359.10	1.975	0.382	
3	95.075	-95.075	1767.48	-359.10	2.198	0.402	
4	123.553	-123.553	1851.85	-486.86	1.909	0.384	
5	149.542	-149.542	2274.94	-486.86	2.100	0.399	
6	166.698	-166.698	2322.02	-558.68	1.971	0.392	
7	175.096	-175.096	2347.08	-598.75	1.897	0.391	
8	207.127	-207.127	2818.32	-598.75	2.074	0.403	
9	472.508	-472.508	3524.27	-1723.68	1.437	0.329	
10	354.039	-354.039	3183.17	-1197.50	1.575	0.358	
1	75.484	-75.484	1602.66	-342.0	2.204	0.394	3
2	89.395	-89.395	1657.71	-427.5	1.993	0.382	
3	112.111	-112.111	2103.40	-427.5	2.133	0.409	
4	145.117	-145.117	2202.86	-579.6	1.832	0.397	
5	175.832	-175.832	2709.05	-579.6	2.141	0.399	
6	195.839	-195.839	2764.33	-665.1	2.000	0.394	
7	205.398	-205.398	2794.28	-712.8	1.931	0.390	
8	243.264	-243.264	3359.71	-712.8	2.015	0.412	
9	563.032	-563.032	4255.52	-2052.0	1.328	0.311	
10	422.550	-422.550	3849.85	-1425.6	1.475	0.335	

TABLA 4.9 RESISTENCIAS EN COLUMNAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE C, MODELO 1

RESIS- TENCIA	M_0^* (t-m)	M_0' (t-m)	P_e (t)	P_i (t)	M_u/M_0^*	P_u/P_e	CASO
1	58.983	-58.983	1200.81	-193.94	1.699	0.261	1
2	70.723	-70.723	1247.86	-242.81	1.540	0.253	
3	87.317	-87.317	1566.88	-242.01	1.741	0.270	
4	113.302	-113.302	1635.85	-328.15	1.539	0.259	
5	135.116	-135.116	1999.44	-327.47	1.714	0.273	
6	160.004	-160.004	2080.76	-403.23	1.543	0.265	
7	187.012	-187.012	2489.38	-402.49	1.703	0.276	
8	348.629	-348.629	2901.44	-849.00	1.283	0.246	
1	63.942	-63.942	1348.42	-287.28	2.176	0.394	2
2	76.003	-76.003	1394.92	-359.10	1.975	0.382	
3	95.075	-95.075	1767.48	-359.10	2.198	0.402	
4	123.553	-123.553	1851.85	-486.86	1.909	0.384	
5	149.542	-149.542	2274.94	-486.86	2.100	0.399	
6	175.096	-175.096	2347.08	-598.75	1.897	0.391	
7	207.127	-207.127	2818.32	-598.75	2.074	0.403	
8	369.071	-369.071	3220.11	-1253.45	1.551	0.354	
1	75.484	-75.484	1602.86	-342.0	2.204	0.394	3
2	89.395	-89.395	1657.71	-427.5	1.993	0.382	
3	112.111	-112.111	2103.40	-427.5	2.133	0.409	
4	145.117	-145.117	2202.86	-579.6	1.832	0.397	
5	175.832	-175.832	2709.05	-579.6	2.141	0.399	
6	205.398	-205.398	2794.28	-712.8	1.931	0.390	
7	243.264	-243.264	3359.71	-712.8	2.015	0.412	
8	440.164	-440.164	3893.97	-1492.2	1.455	0.332	

TABLA 4.10 RESISTENCIAS EN COLUMNAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 1

RESIS- TENCIA	M_0^* (t-m)	M_0' (t-m)	P_0 (t)	P_1 (t)	M_0/M_0^*	P_0/P_1	CASO
1	67.592	-67.592	1359.47	-202.09	1.791	0.269	1
2	90.093	-90.093	1427.91	-279.66	1.556	0.256	
3	108.989	-108.989	1769.26	-279.26	1.746	0.271	
4	129.415	-129.415	1846.24	-343.94	1.559	0.263	
5	152.258	-152.358	2233.90	-343.58	1.741	0.275	
6	182.955	-182.955	2310.02	-429.83	1.573	0.269	
7	310.332	-310.332	2686.83	-812.08	1.255	0.241	
8	212.495	-212.495	2739.68	-429.28	1.726	0.279	
9	358.773	-358.773	3093.25	-810.24	1.341	0.255	
1	73.630	-73.630	1537.57	-299.37	2.335	0.415	2
2	98.191	-98.191	1623.39	-415.04	1.942	0.372	
3	120.505	-120.505	2010.76	-415.04	2.158	0.400	
4	140.455	-140.455	2946.79	-511.06	1.921	0.384	
5	168.029	-168.029	2486.78	-511.06	2.105	0.399	
6	200.010	-200.010	2573.50	-638.82	1.906	0.389	
7	326.299	-326.299	2940.89	-1197.50	1.536	0.348	
8	234.421	-234.421	3061.25	-638.82	2.072	0.402	
9	382.427	-382.427	3437.75	-1197.50	1.625	0.364	
1	86.979	-86.979	1844.80	-356.40	2.248	0.412	3
2	115.321	-115.321	1917.32	-494.10	1.873	0.396	
3	141.926	-141.926	2392.83	-494.10	2.195	0.399	
4	164.818	-164.818	2439.40	-608.40	1.950	0.384	
5	197.515	-197.515	2969.25	-608.40	2.046	0.408	
6	234.204	-234.204	3068.54	-760.50	1.840	0.399	
7	389.340	-389.340	3551.50	-1425.60	1.431	0.330	
8	275.179	-275.179	3692.90	-760.50	2.110	0.383	
9	456.634	-456.634	4126.52	-1425.60	1.616	0.349	

TABLA 4.11 RESISTENCIAS EN COLUMNAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE C, MODELO 2

RESIS- TENCIA	M_0^* (t-m)	M_0 (t-m)	P_0 (t)	P_1 (t)	M_0/M_0^*	P_0/P_0^*	CASO
1	67.592	-67.592	1359.47	-202.09	1.791	0.269	1
2	90.093	-90.093	1427.91	-279.66	1.556	0.256	
3	108.989	-108.989	1769.26	-279.26	1.746	0.271	
4	129.415	-129.415	1846.24	-343.94	1.559	0.263	
5	152.258	-152.358	2233.90	-343.58	1.741	0.275	
6	182.955	-182.955	2310.02	-429.83	1.573	0.269	
7	212.495	-212.495	2739.68	-429.28	1.726	0.279	
8	489.617	-489.617	3439.82	-1172.71	1.204	0.236	
1	73.630	-73.630	1537.57	-299.37	2.335	0.415	2
2	98.191	-98.191	1623.39	-415.04	1.942	0.372	
3	120.505	-120.505	2010.76	-415.04	2.158	0.400	
4	140.455	-140.455	2946.79	-511.06	1.921	0.384	
5	168.029	-168.029	2486.78	-511.06	2.105	0.399	
6	200.010	-200.010	2573.50	-638.82	1.906	0.389	
7	234.421	-234.421	3061.25	-638.82	2.072	0.402	
8	517.642	-517.642	3780.20	-1723.68	1.446	0.338	
1	86.979	-86.979	1844.80	-356.40	2.248	0.412	3
2	115.321	-115.321	1917.32	-494.10	1.873	0.396	
3	141.926	-141.926	2392.83	-494.10	2.195	0.399	
4	164.818	-164.818	2439.40	-608.40	1.950	0.384	
5	197.515	-197.515	2968.25	-608.40	2.046	0.408	
6	234.204	-234.204	3068.54	-760.50	1.840	0.399	
7	275.179	-275.179	3692.90	-760.50	2.110	0.383	
8	607.858	-607.858	4529.25	-2052.00	1.471	0.316	

TABLA 4.12 RESISTENCIAS EN COLUMNAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 2

RESIS- TENCIA	M_0^+ (t-m)	M_0^- (t-m)	P_0 (t)	P_1 (t)	M_0/M_0^+	P_0/P_1	CASO
1	67.592	-67.592	1359.47	-202.09	1.791	0.269	1
2	71.943	-71.943	1369.65	-216.76	1.743	0.267	
3	90.093	-90.093	1427.91	-279.86	1.556	0.256	
4	108.990	-108.990	1769.26	-279.26	1.746	0.271	
5	129.415	-129.415	1846.24	-343.94	1.559	0.263	
6	152.258	-152.258	2233.90	-343.58	1.741	0.275	
7	182.955	-182.955	2310.03	-429.83	1.573	0.269	
8	212.495	-21.495	2739.88	-429.28	1.726	0.279	
9	489.617	-489.617	3439.82	-1172.71	1.204	0.236	
1	73.630	-73.630	1537.57	-299.37	2.335	0.415	2
2	78.725	-78.725	1566.45	-321.30	2.222	0.401	
3	98.191	-98.191	1623.39	-415.04	1.942	0.372	
4	120.505	-120.505	2010.76	-415.04	2.158	0.400	
5	140.455	-140.455	2046.79	-511.06	1.921	0.384	
6	168.029	-168.029	2486.78	-511.06	2.105	0.399	
7	200.010	-200.010	2573.50	-638.82	1.906	0.389	
8	234.421	-234.421	3061.25	-638.82	2.072	0.402	
9	517.642	-517.642	3780.20	-1723.68	1.446	0.338	
1	86.978	-86.978	1844.80	-356.40	2.248	0.412	3
2	92.892	-92.892	1861.92	-382.50	2.162	0.410	
3	115.321	-115.321	1917.32	-494.10	1.873	0.396	
4	141.926	-141.926	2392.83	-494.10	2.195	0.399	
5	164.818	-164.818	2439.40	-608.40	1.950	0.384	
6	197.515	-197.515	2968.25	-608.40	2.046	0.408	
7	234.204	-234.204	3068.54	-760.50	1.840	0.399	
8	275.179	-275.179	3692.90	-760.50	2.110	0.383	
9	607.858	-607.858	4529.25	-2052.00	1.471	0.316	

TABLA 4.13 RESISTENCIAS EN COLUMNAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE C, MODELO 3

RESIS- TENCIA	M_0^+ (t-m)	M_0^- (t-m)	P_0 (t)	P_1 (t)	M_0/M_0^+	P_1/P_0	CASO
1	67.592	-67.592	1359.47	-202.09	1.791	0.269	1
2	71.943	-71.943	1389.65	-216.76	1.743	0.267	
3	90.093	-90.093	1427.91	-279.66	1.556	0.256	
4	108.990	-108.990	1769.26	-279.26	1.746	0.271	
5	129.415	-129.415	1846.24	-343.94	1.559	0.263	
6	152.258	-152.258	2233.90	-343.58	1.741	0.275	
7	182.955	-182.955	2310.03	-429.83	1.573	0.269	
8	212.495	-21.495	2739.68	-429.28	1.726	0.279	
9	625.902	-625.902	3838.50	-1574.33	1.129	0.216	
1	73.630	-73.630	1537.57	-299.37	2.335	0.415	2
2	78.725	-78.725	1566.45	-321.30	2.222	0.401	
3	98.191	-98.191	1623.39	-415.04	1.942	0.372	
4	120.505	-120.505	2010.76	-415.04	2.158	0.400	
5	140.455	-140.455	2046.79	-511.06	1.921	0.384	
6	168.029	-168.029	2486.78	-511.06	2.105	0.399	
7	200.010	-200.010	2573.50	-638.82	1.906	0.389	
8	234.421	-234.421	3061.25	-638.82	2.072	0.402	
9	646.019	-646.019	4155.01	-2298.24	1.375	0.309	
1	86.978	-86.978	1844.80	-356.40	2.248	0.412	3
2	92.892	-92.892	1861.92	-382.50	2.162	0.410	
3	115.321	-115.321	1917.32	-494.10	1.873	0.396	
4	141.926	-141.926	2392.83	-494.10	2.195	0.399	
5	164.818	-164.818	2439.40	-608.40	1.950	0.384	
6	197.515	-197.515	2968.25	-608.40	2.046	0.408	
7	234.204	-234.204	3068.54	-760.50	1.840	0.399	
8	275.179	-275.179	3692.90	-760.50	2.110	0.383	
9	763.403	-763.403	4973.09	-2736.00	1.384	0.289	

TABLA 4.14 RESISTENCIAS EN COLUMNAS PARA LOS CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 3

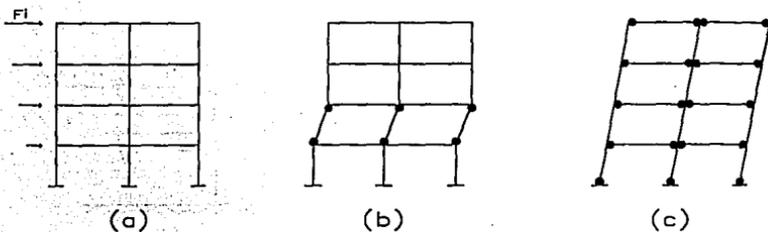


FIG 2.1 (a) MARCO

(b) MECANISMO DE FALLA DE ENTREPISO, COLUMNAS DEBILES-VIGAS FUERTES

(c) MECANISMO DE FALLA DE VIGA, VIGAS DEBILES-COLUMNAS FUERTES

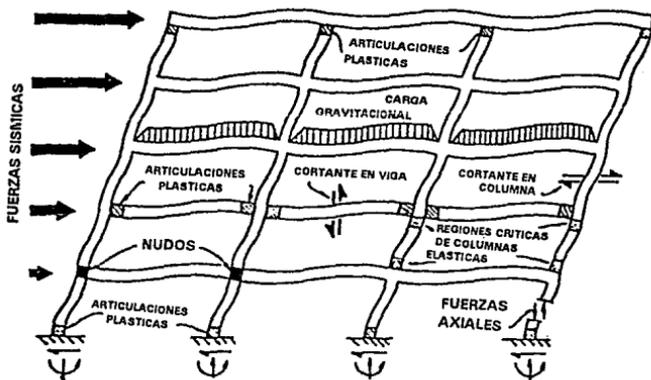


FIG 2.2 MECANISMO PLASTICO DESEABLE DE UN MARCO DE VARIOS NIVELES Y ZONAS QUE SE COMPORTAN ELASTICAMENTE, Y QUE REQUIEREN ESPECIAL ATENCION

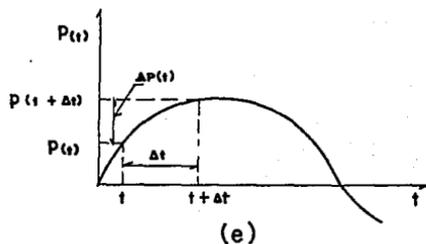
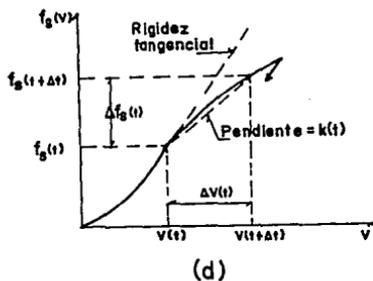
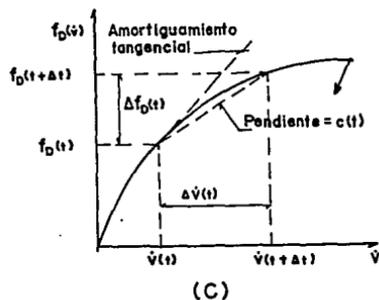
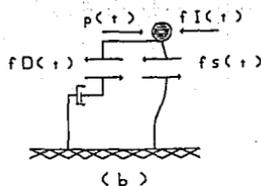
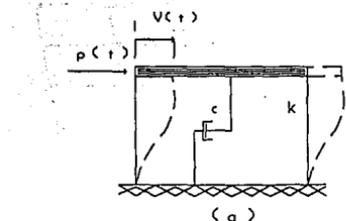


FIG 2.3 DEFINICION DEL SISTEMA DINAMICO NO LINEAL; (a) SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD PARA UNA ESTRUCTURA; (b) DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA EL EQUILIBRIO DE FUERZAS; (c) AMORTIGUAMIENTO NO LINEAL; (d) RIGIDEZ NO LINEAL; (e) CARGA APLICADA

ACELERACION
(ECUACION LINEAL)

$$\ddot{v}(\tau) = \ddot{v}(t) + \frac{\Delta \ddot{v}}{\Delta t} \tau$$

$\ddot{v}(t)$ I

I $\Delta \ddot{v}(t)$

VELOCIDAD
(ECUACION CUADRATICA)

$$\dot{v}(\tau) = \dot{v}(t) + \ddot{v}(t) \tau + \frac{\Delta \ddot{v}}{\Delta t} \frac{\tau^2}{2}$$

$\dot{v}(t)$ I

I $\Delta \dot{v}(t)$

DESPLAZAMIENTO
(ECUACION CUBICA)

$$v(\tau) = v(t) + \dot{v}(t) \tau + \ddot{v}(t) \frac{\tau^2}{2} + \frac{\Delta \ddot{v}}{\Delta t} \frac{\tau^3}{6}$$

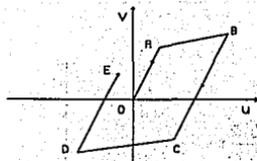
$v(t)$ I

I $\Delta v(t)$

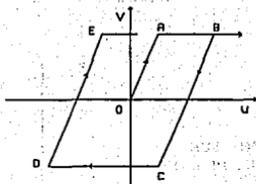
τ
t

t + Δt

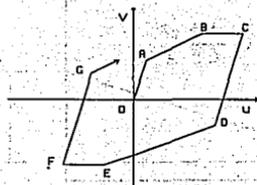
FIG 2.4 MOVIMIENTO DEL SISTEMA DURANTE EL INCREMENTO DE TIEMPO
(BASADO EN LA ACELERACION LINEAL)



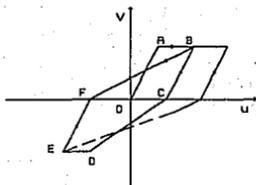
a) MODELO ELASTO-PLASTICO BILINEAL



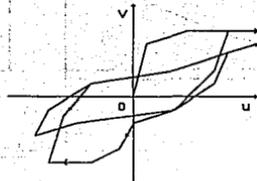
b) MODELO ELASTO-PLASTICO PERFECTO SIN DETERIORO



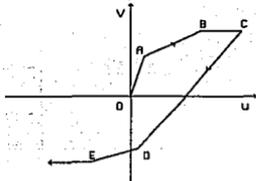
c) MODELO TRILINEAL



d) MODELO DEGRADANTE BILINEAL
(POR CLOUGH Y JOHNSTON)



e) MODELO TRILINEAL CON DETERIORO DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA



f) MODELO TRILINEAL DE DEGRADACION POR TAKEDA

FIG 2.5 DISTINTOS TIPOS DE COMPORTAMIENTOS HISTERETICOS

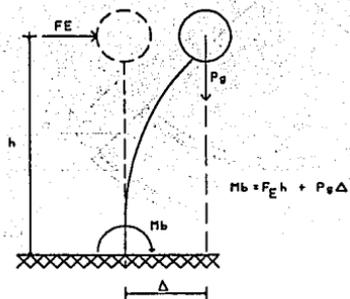


FIG 2.6 MOMENTO ADICIONAL ORIGINADO POR LOS EFECTOS P-Δ

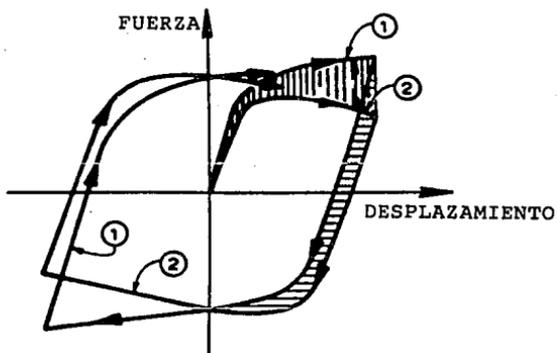


FIG 2.7 COMPORTAMIENTO HISTERETICO DE UN ENTREPISO CON Y SIN EFECTOS P-Δ

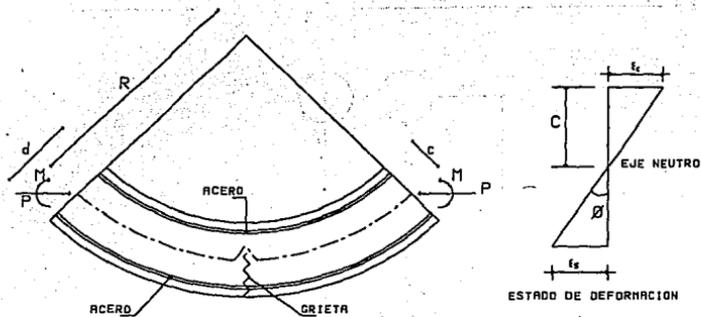


FIG 2.8 TRAMO DE INTERES DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DEFORMADO

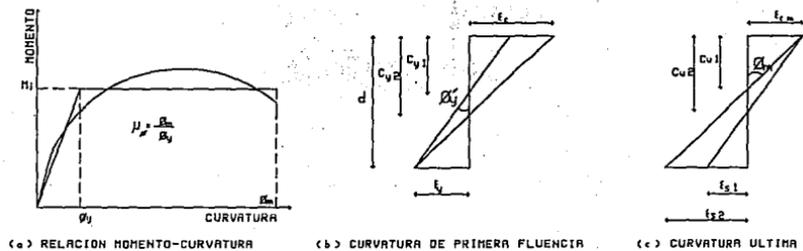


FIG 2.9 DEFINICION DE DUCTILIDAD DE CURVATURA

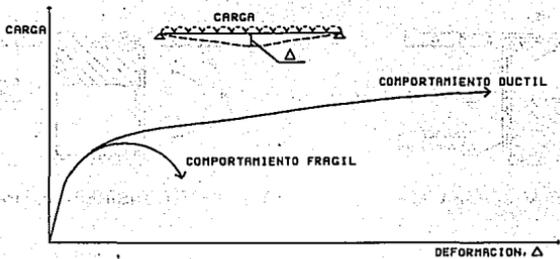
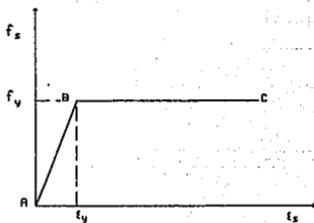
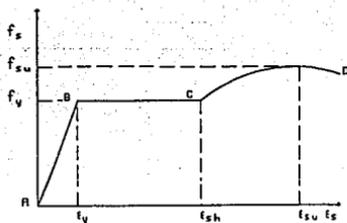


FIG 2.10 COMPORTAMIENTO CARGA-DEFORMACION DE UN MIEMBRO DE CONCRETO REFORZADO A FLEXION

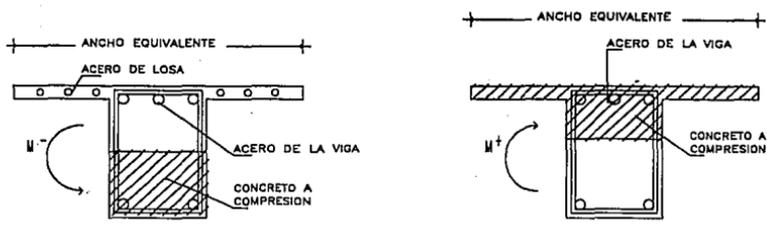


(a) ELASTO-PLASTICO PERFECTO



(b) ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION

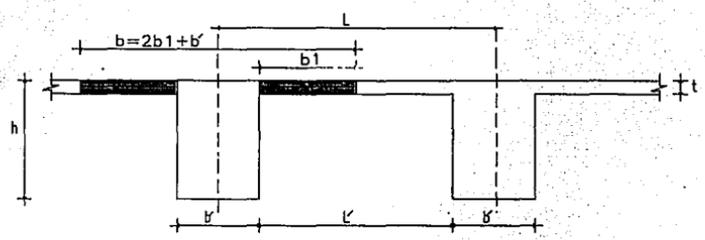
FIG 2.11 CONSIDERACIONES DE LA GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO DE REFUERZO



a) ACERO CONSIDERADO PARA M-

b) ACERO CONSIDERADO PARA M+

FIG 2.12 CONSIDERACIONES DEL ACERO PARA MOMENTO NEGATIVO Y POSITIVO EN LAS VIGAS "T"



$$b_1 \leq \begin{cases} L/8 - b/2 \\ L/2 \\ 8t \end{cases}$$

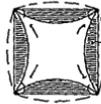
DONDE:

- L : CLARO DE LA VIGA
- b : ANCHO DEL ALMA
- L : DISTANCIA DEL PANO DEL ALMA DEL MIEMBRO MAS SERCANO
- t : ESPESOR DEL PATIN

FIG 2.13 CONSIDERACIONES PARA EL ANCHO CON QUE CONTRIBUYE LA LOSA EN LA RESISTENCIA DE LA VIGA



(A) CONFINAMIENTO POR ESPIRAL

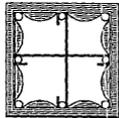


(B) CONFINAMIENTO CON ESTRIBOS

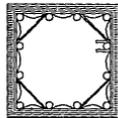
FIG 2.14 CONFINAMIENTO DEL CONCRETO CON ZUNCHO Y ESTRIBOS



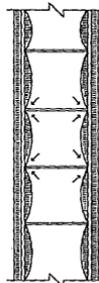
(A) ESTRIBO CIRCULAR O ESPIRAL



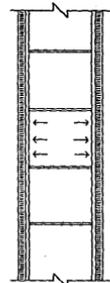
(B) ESTRIBO CON GRAPAS



(C) ESTRIBOS CUADRADO Y OCTAEDRICO



(D) CONFINAMIENTO POR ACERO TRANSVERSAL



(E) CONFINAMIENTO POR BARRAS LONGITUDINALES

FIG 2.15 CONFINAMIENTO POR REFUERZO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

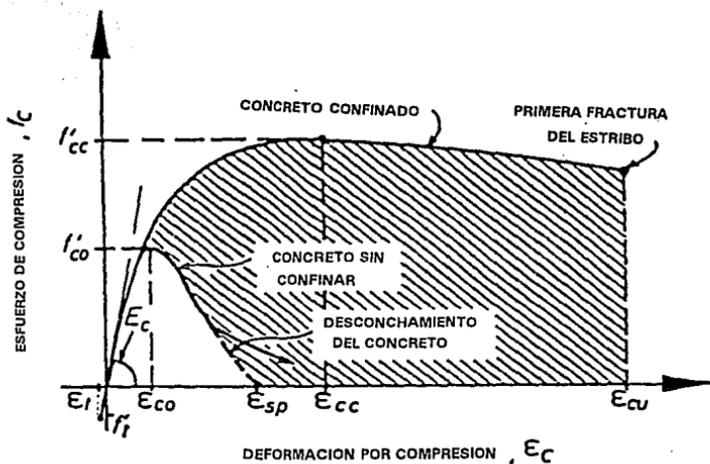


FIG 2.16 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION ANTE CARGA MONOTONICA DE CILINDROS DE CONCRETO EN COMPRESION CON Y SIN CONFINAMIENTO

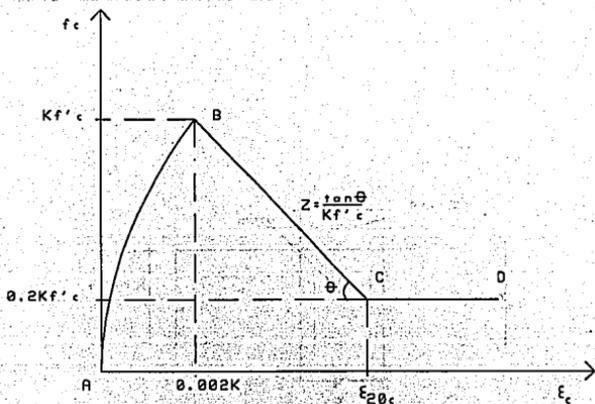


FIG 2.17 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO, MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO

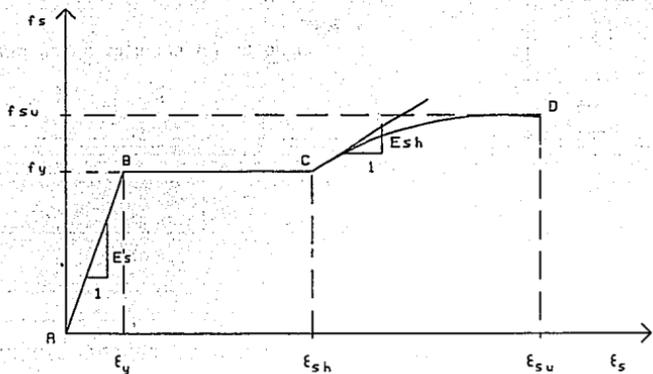
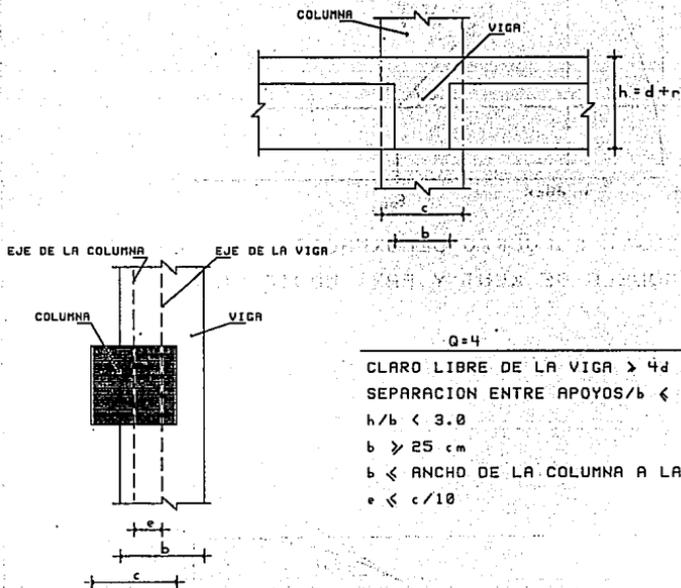


FIG 2.18 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO



Q=4

CLARO LIBRE DE LA VIGA $> 4d$

SEPARACION ENTRE APOYOS $b < 30$

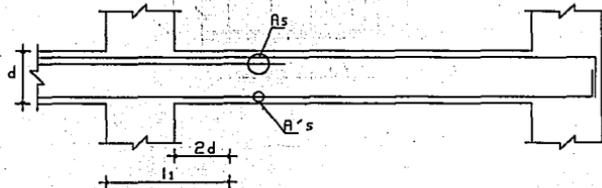
$h/b < 3.0$

$b \geq 25 \text{ cm}$

$b \leq \text{ANCHO DE LA COLUMNA A LAS QUE LLEGA}$

$e \leq c/10$

FIG 2.19 REQUISITOS GEOMETRICOS PARA VIGAS DE CONCRETO REFORZADO



Q=4

<p>$A_s, A's$ EN TODA LA LONGITUD</p>	}	$\begin{cases} 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \\ 2 \text{ Vars} \#4 \end{cases}$	<p>A_s : ACERO DE TENSION $A's$: ACERO DE COMPRESION</p>
<p>$A_s < 0.75 A_s$ BALANCEADO</p>			

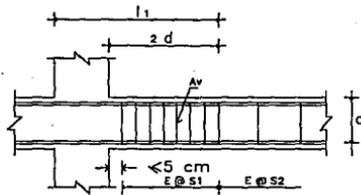
NO PUEDE HABER TRASLAPES, NI CORTE DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN l_1 , O EN ZONAS DE POSIBLES ARTICULACIONES PLASTICAS SEGUN EL ANALISIS

TODO EL REFUERZO DE TENSION, A_s , NECESARIO POR SISMO DEBERA PASAR POR EL NUCLEO DE LA COLUMNA

LA RESISTENCIA A MOMENTO POSITIVO EN EL EXTREMO DE LA VIGA, NO SERA MENOR QUE LA MITAD DE LA RESISTENCIA A MOMENTO NEGATIVO

EN TODA SECCION DE LA VIGA DEBERA PROPORCIONARSE UNA RESISTENCIA A MOMENTO NEGATIVO Y POSITIVO NO MENOR QUE UNA CUARTA PARTE DE LA MAXIMA QUE SE TIENE EN LOS EXTREMOS DE LA VIGA

FIG 2.20 REQUISITOS PARA EL REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO



$$\frac{Q=4}{\text{-----}}$$

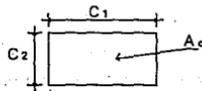
$$A_v \geq 1/2.5$$

$$S_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ DIAMETROS DE LA BARRA MAS DELGADA} \\ 30 \text{ cm} \\ 24 \text{ DIAMETROS DEL ESTRIBO} \\ d/4 \end{cases}$$

$$S_2 \leq \begin{cases} d/2 \\ \text{REQUERIDO POR CORTANTE} \end{cases}$$

A_v AREA DEL ESTRIBO
 d PERALTE EFECTIVO DE LA VIGA
 l_1 LONGITUD PARA DIMENSIONAMIENTO POR CORTANTE

FIG 2.21 REQUISITOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO



$$\frac{Q=4}{\text{-----}}$$

$$C_2 \geq 30 \text{ cm}$$

$$A_c \geq \frac{P_u}{0.5f_c}$$

$$C_2/C_1 \geq 0.4$$

$$l/C_2 \leq 15$$

A_c AREA DE LA COLUMNA
 P_u CARGA AXIAL ULTIMA

FIG 2.22 REQUISITOS PARA LAS DIMENSIONES DE COLUMNAS

a) REQUISITOS PARA EL REFUERZO LONGITUDINAL

EL PORCENTAJE DE REFUERZO LONGITUDINAL NO SERA MENOR QUE 0.01, NI MAYOR QUE 0.04

SOLO PAQUETES DE DOS VARILLAS

SOLO SE PERMITEN TRASLAPES DEL ACERO LONGITUDINAL EN LA MITAD CENTRAL DEL MIEMBRO

b) REQUISITOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL

$$S_1 \leq S_2 / 2$$

$$S_2 \leq \begin{cases} \text{REQUERIDO POR CORTANTE} \\ \text{REQUERIDO POR CONFINAMIENTO:} \\ C_1 / 4, C_2 / 4 \\ 8 \text{ DIAMETROS DE LA BARRA MAS DELGADA} \\ 24 \text{ DIAMETROS DEL ESTRIBO} \\ 30 \text{ cm} \\ \text{REQUERIDO POR PANDEO:} \\ \frac{850 d_b}{\sqrt{f_y}} \\ 48 \text{ DIAMETROS DEL ESTRIBO} \\ C_1 / 2 \text{ o } C_2 / 2 \text{ (MENOR DIMENSION)} \end{cases}$$

EST. # 3 O MAYORES

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3(A_g / A_c - 1) < f'_c / f_y > s h_c \\ 0.12 < f'_c / f_y > s h_c \end{cases}$$

A_{sh} : SUMA DE LAS AREAS DE ESTRIBOS Y CRAPAS

A_c : AREA TRANSVERSAL DEL NUCLEO, HASTA LA ORILLA EXTERIOR DEL REFUERZO TRANSVERSAL

f_y : ESFUERZO DE FLUENCIA DEL REFUERZO TRANSVERSAL

h_c : DIMENSION DEL NUCLEO, NORMAL AL REFUERZO DEL AREA A_{sh}

S : SEPARACION DEL REFUERZO TRANSVERSAL

$$l_c \geq \begin{cases} 1/6 \\ 60 \text{ cm} \\ C_1, C_2 \text{ (MAYOR DIMENSION)} \end{cases}$$

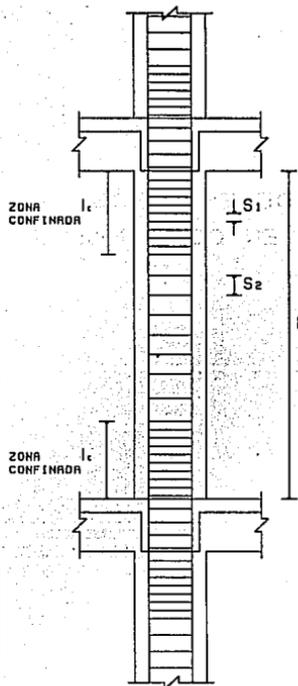


FIG 2.23 REQUISITOS PARA REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN COLUMNAS DE CONCRETO

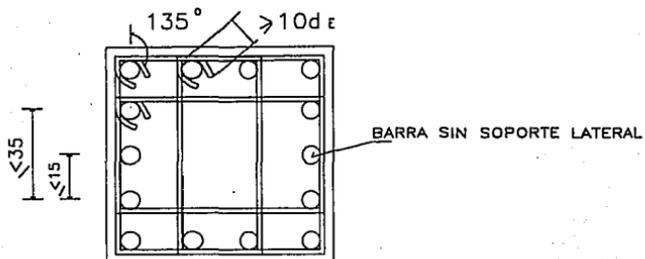
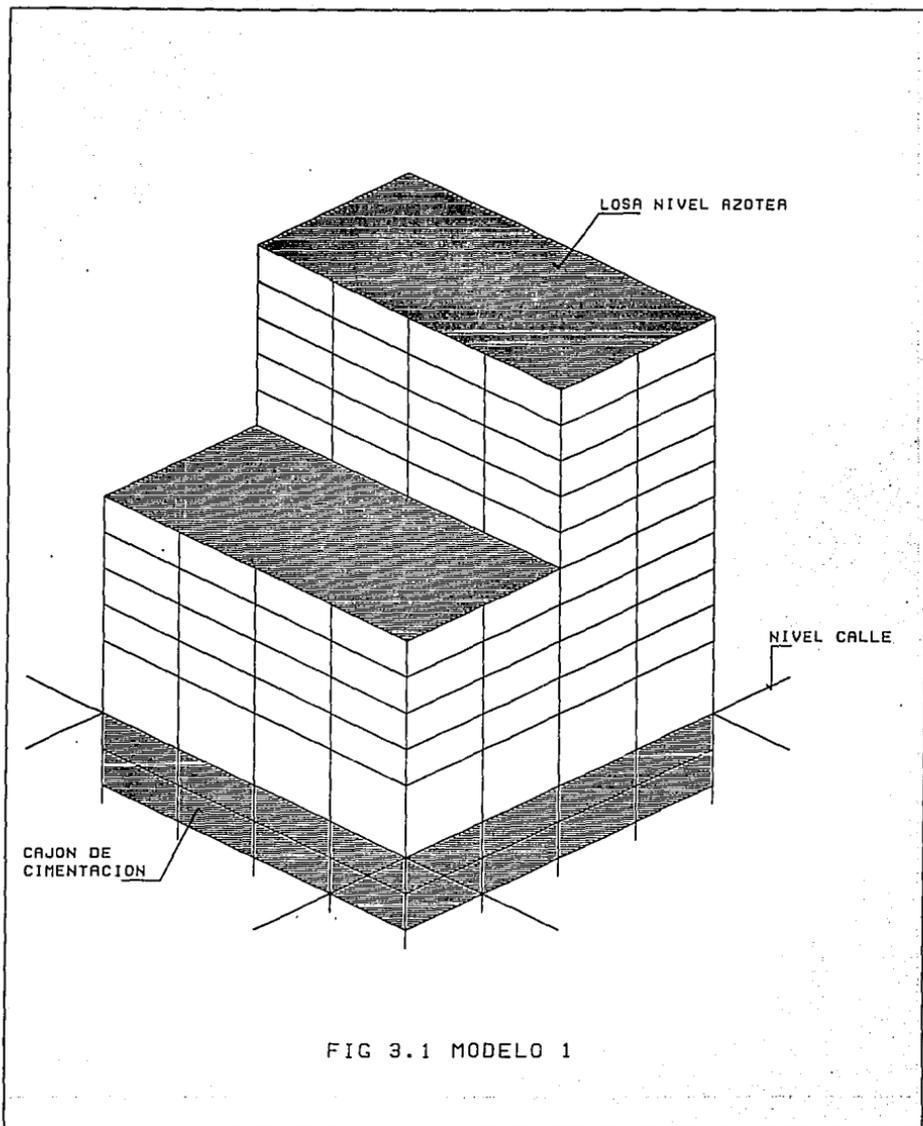
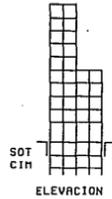
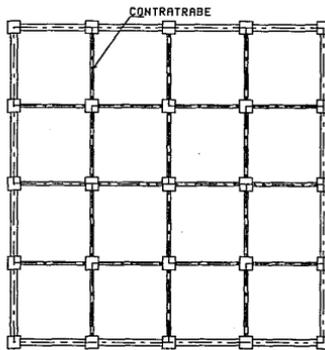
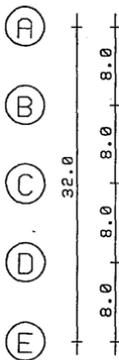
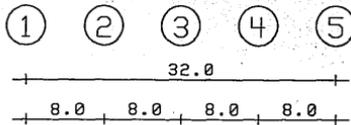


FIG 2.24 DISTRIBUCION ADMISIBLE DE ESTRIBOS Y BARRAS LONGITUDINALES EN COLUMNAS



NIVELES
SOT Y CIM



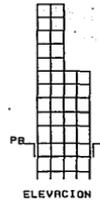
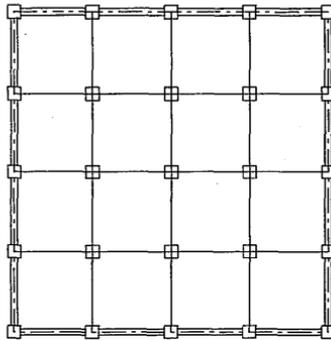
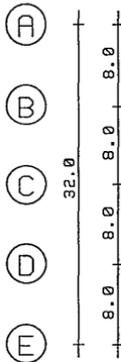
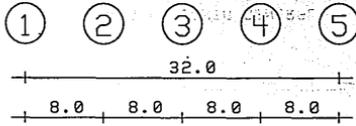
MURO DE
CONTENCION



Acet. en m

FIG 3.2 PLANTA GENERAL
MODELO 1

NIVEL
P.B.



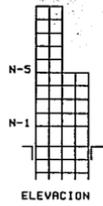
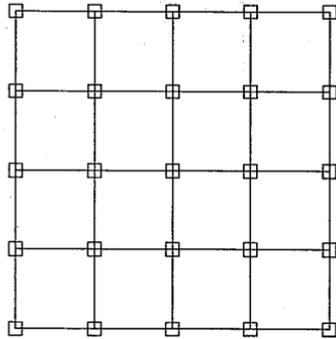
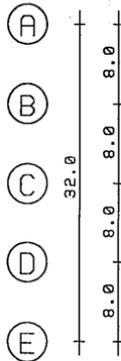
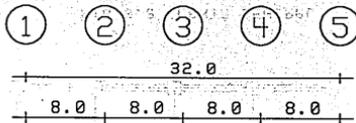
MURO DE
CONTENCION



Acot, en m

FIG 3.3 PLANTA GENERAL
MODELO 1

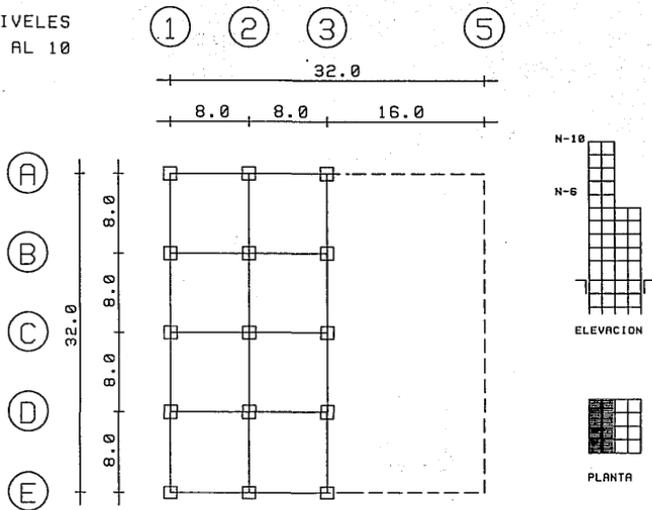
NIVELES
1 AL 5



Acot. en m

FIG 3.4 PLANTA GENERAL
MODELO 1

NIVELES
6 AL 10



Acot. en m

FIG 3.5 PLANTA GENERAL
MODELO 1

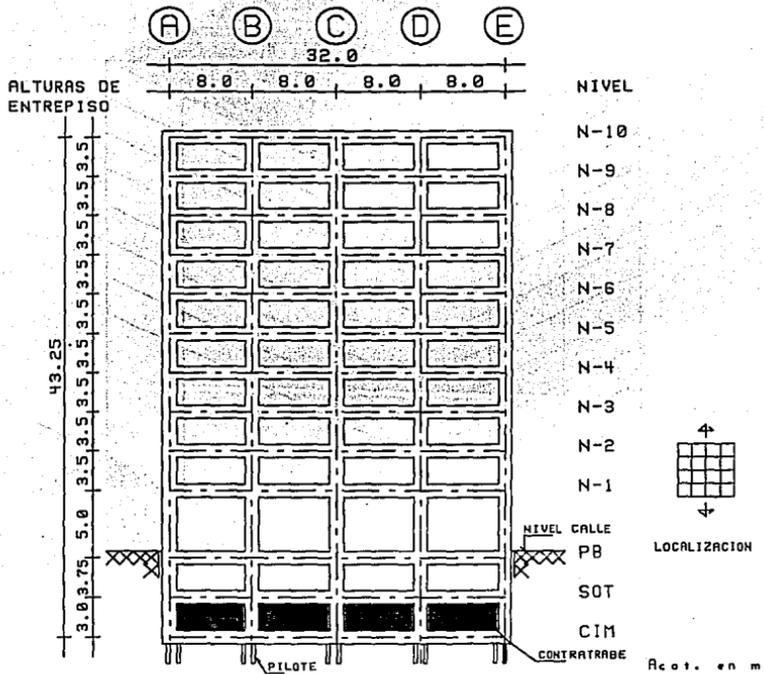


FIG 3.7 EJE 2, MODELO 1

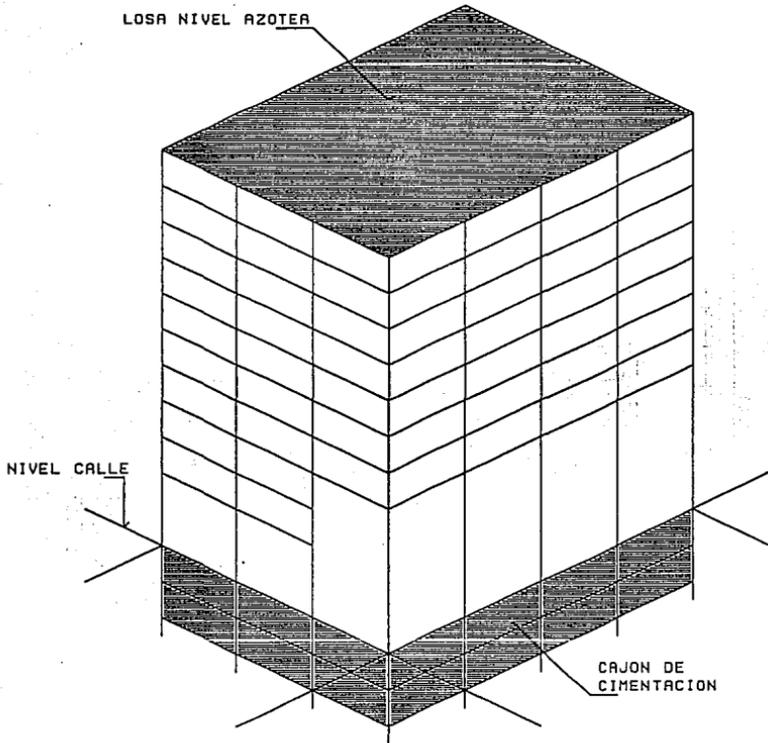
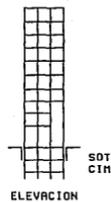
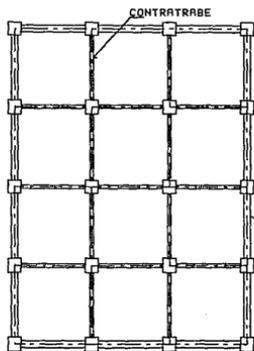
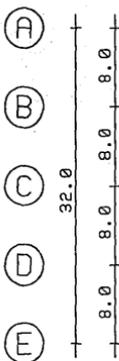
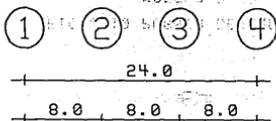


FIG 3.8 MODELO 2

NIVELES
SOT Y CIM



MURO DE
CONTENCION



PLANTA

Acot. en m

FIG 3.9 PLANTA GENERAL
MODELO 2

NIVEL
PB

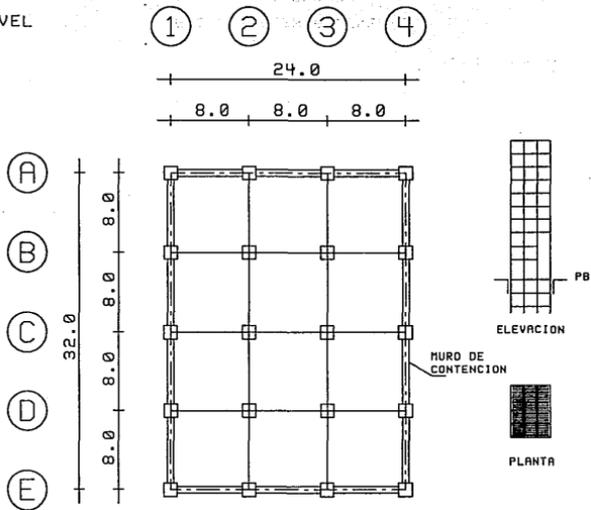
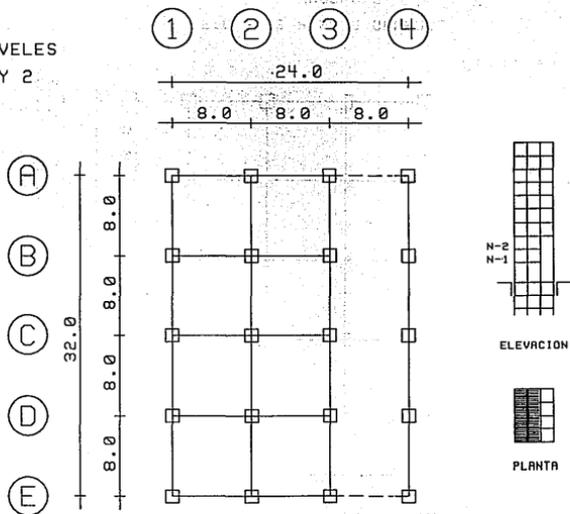


FIG 3.10 PLANTA GENERAL
MODELO 2

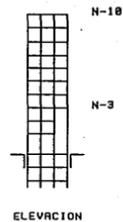
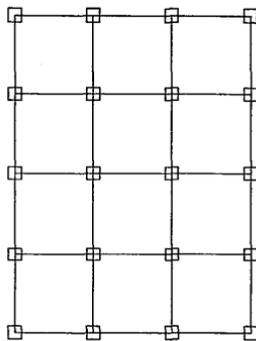
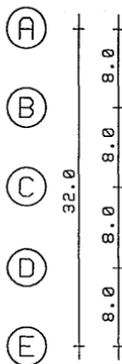
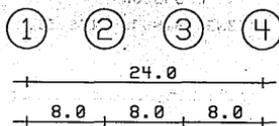
NIVELES
1 Y 2



Acot. en m

FIG 3.11 PLANTA GENERAL
MODELO 2

NIVELES
3 AL 10



ELEVACION



PLANTA

Acot. en m

FIG 3.12 PLANTA GENERAL
MODELO 2

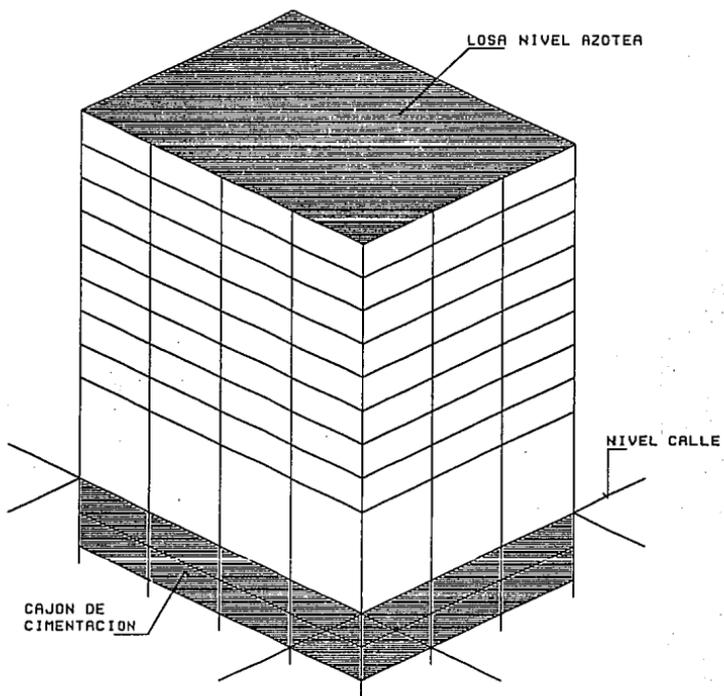
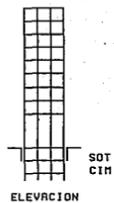
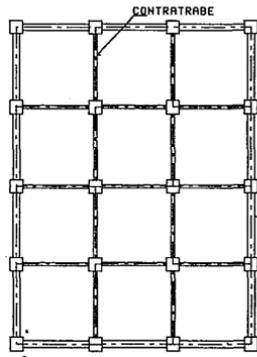
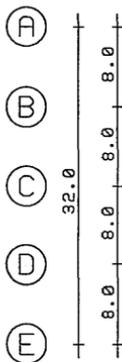
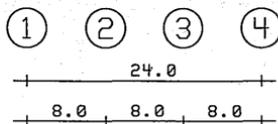


FIG 3.15 MODELO 3

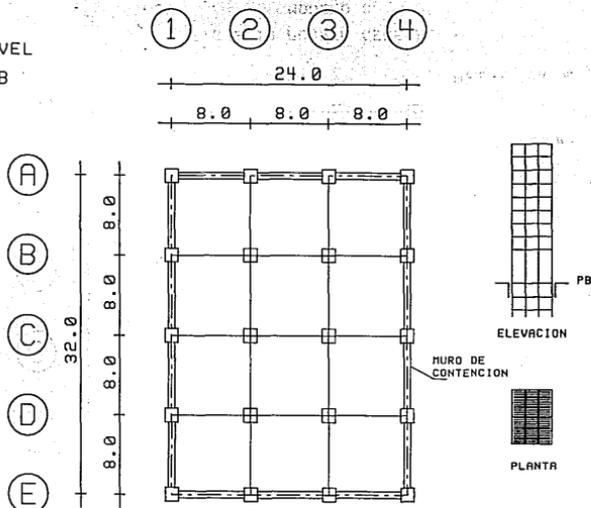
NIVELES
SOT Y CIM



Acot. en m

FIG 3.16 PLANTA GENERAL
MODELO 3

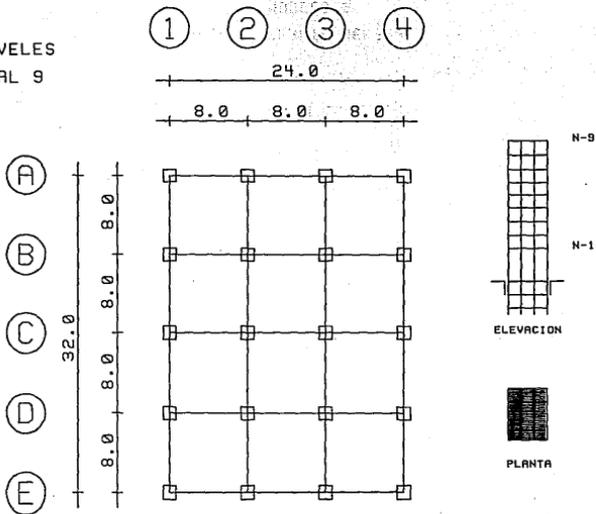
NIVEL
P B



Acot. en m

FIG 3.17 PLANTA GENERAL
MODELO 3

NIVELES
1 AL 9



Acot. en m.

FIG 3.18 PLANTA GENERAL
MODELO 3

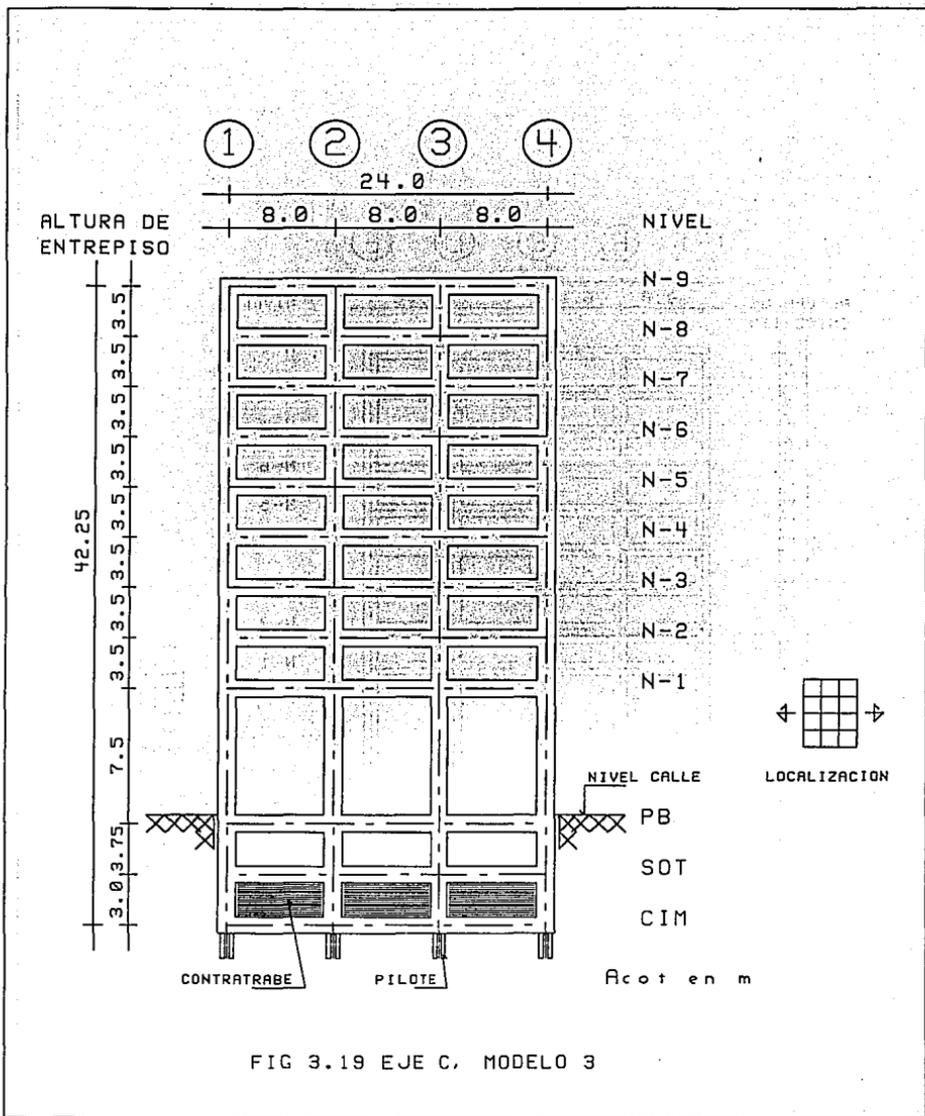


FIG 3.19 EJE C, MODELO 3

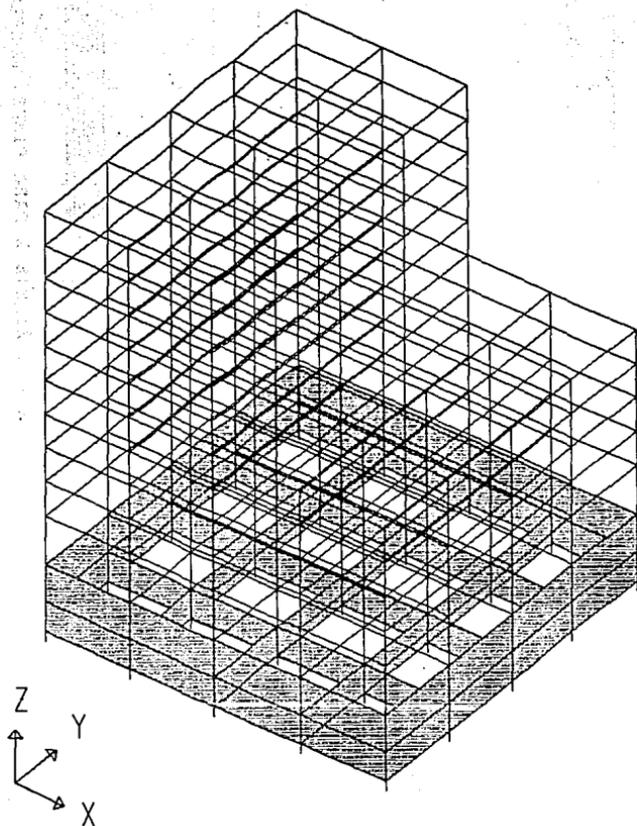


FIG 3.21 MODELO MATEMATICO PARA ETABS, EDIFICIO 1

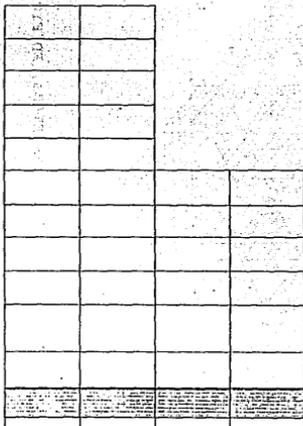


FIG 3.22 EJE C PARA ETABS, MODELO 1

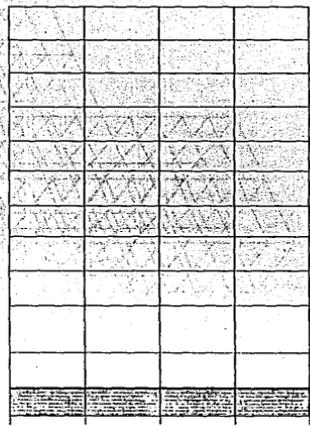
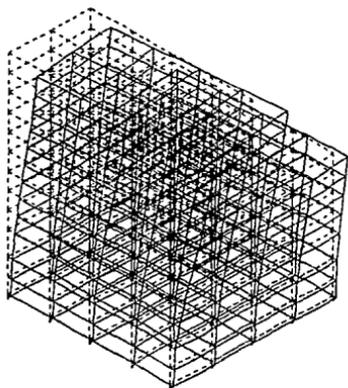
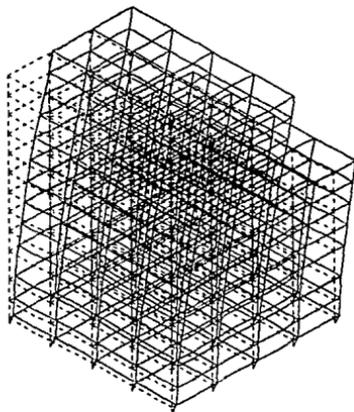


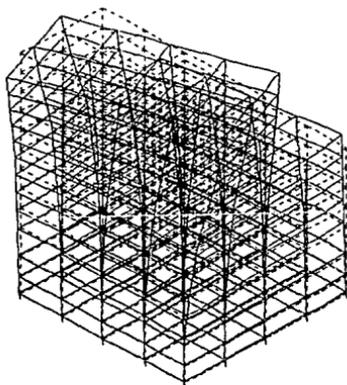
FIG 3.23 EJE 2 PARA ETABS, MODELO 1



PRIMER MODO DE VIBRACION



SEGUNDO MODO DE VIBRACION



TERCER MODO DE VIBRACION

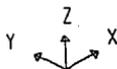
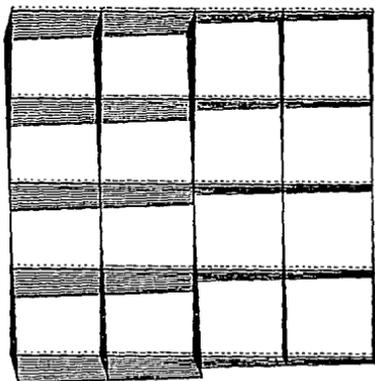
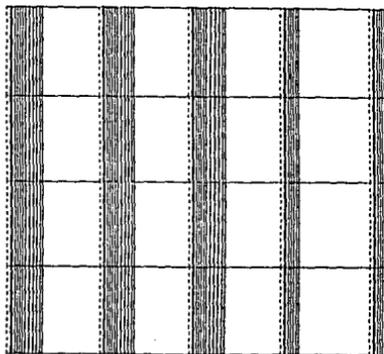


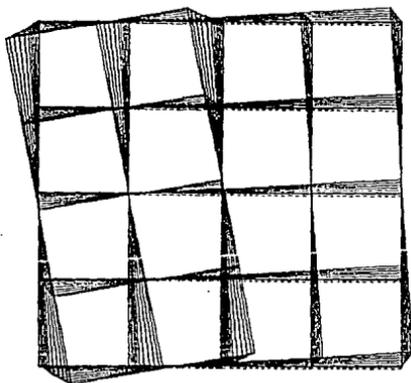
FIG 3.24 VISTA TRIDIMENSIONAL DE LOS MODOS DE VIBRACION, MODELO 1



PRIMER MODO DE VIBRACION



SEGUNDO MODO DE VIBRACION



TERCER MODO DE VIBRACION



FIG 3.25 VISTA EN PLANTA DE LOS MODOS DE VIBRACION, MODELO 1

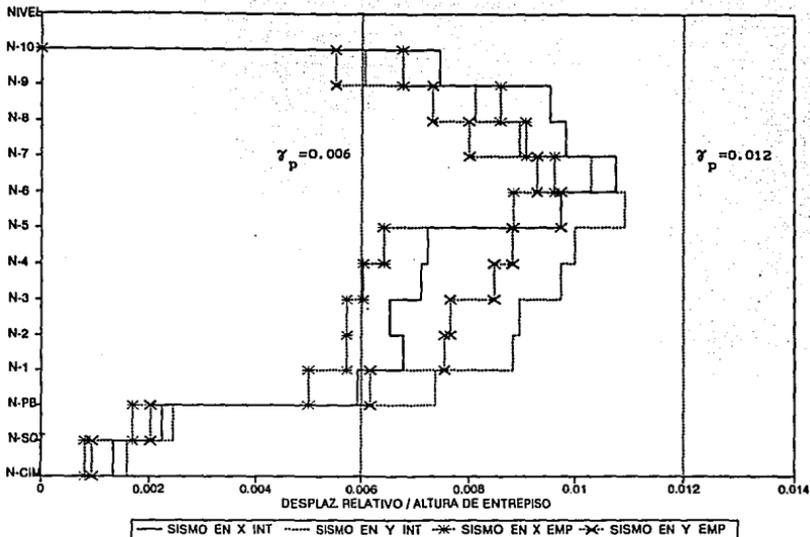


FIG 3.26 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 1

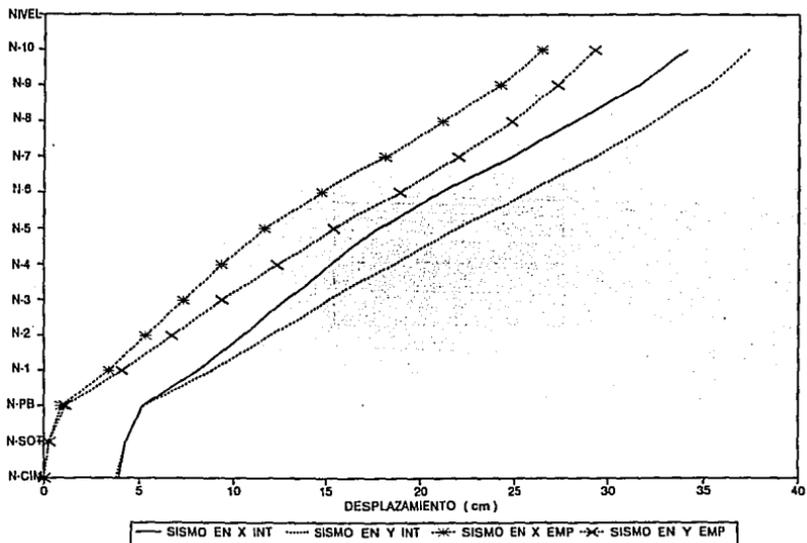
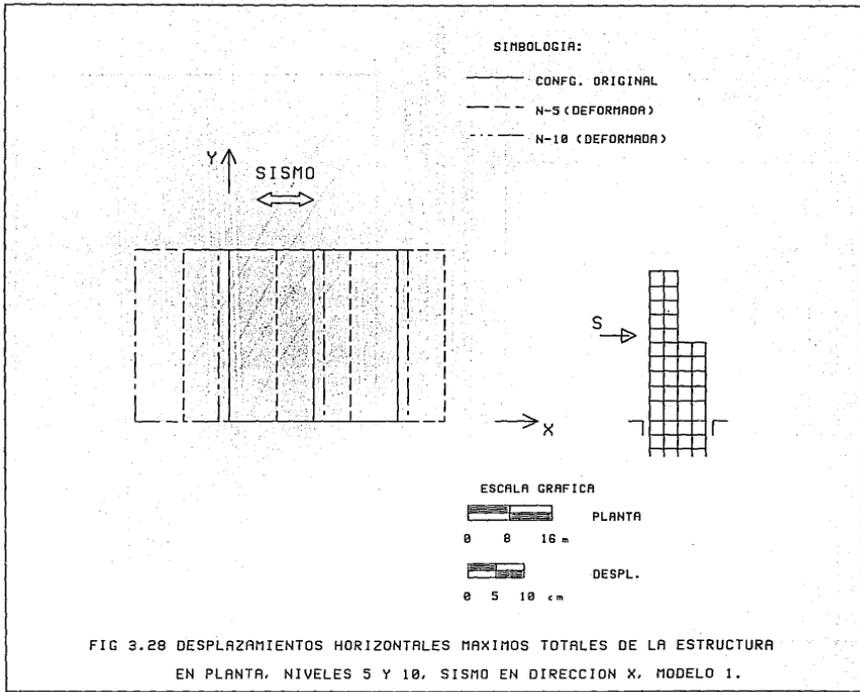
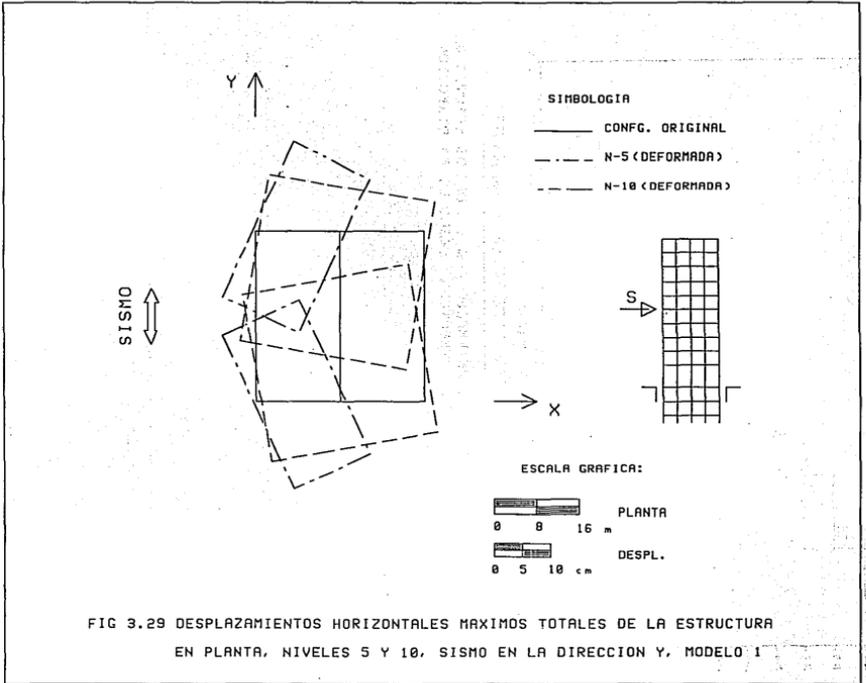


FIG 3.27 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS TOTALES CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 1





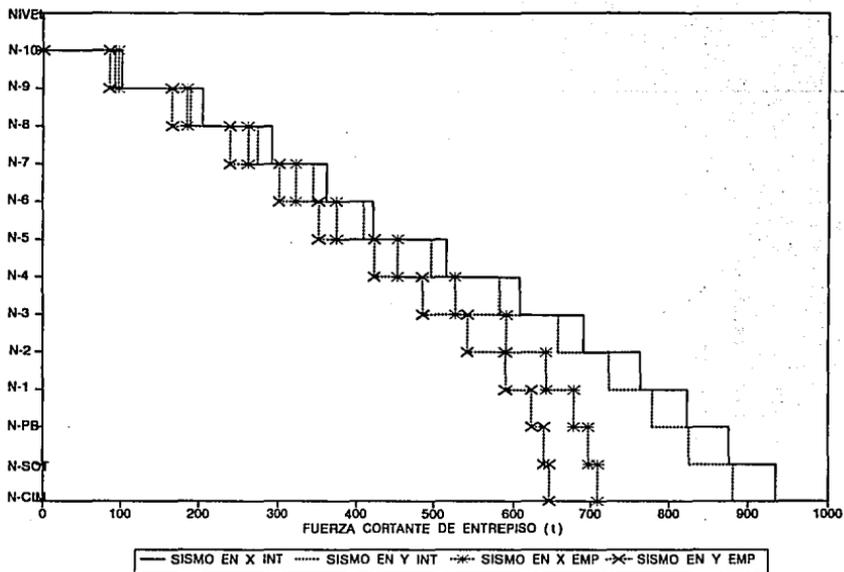


FIG 3.30 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO, CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN LA DIRECCION X y Y, MODELO 1

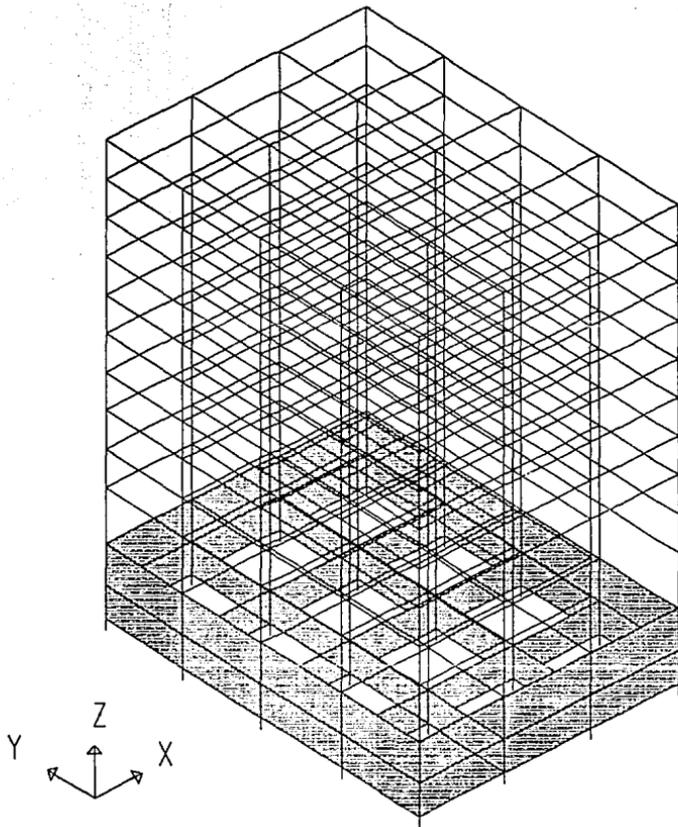


FIG 3.31 MODELO MATEMATICO PARA ETABS, EDIFICIO 2

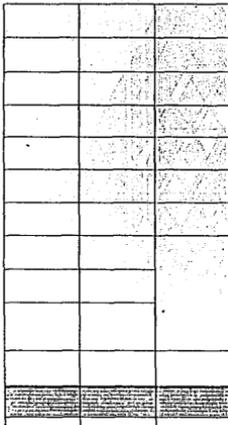


FIG 3.32 EJE C PARA ETABS, MODELO 2

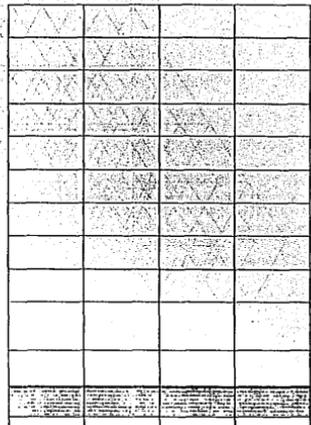
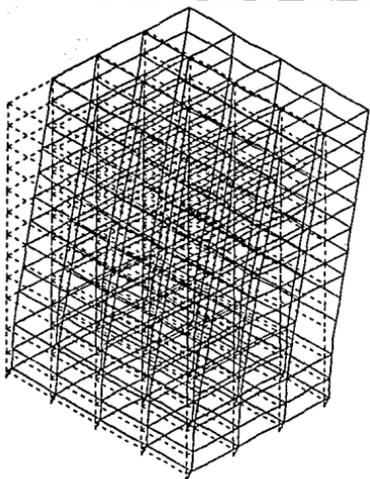
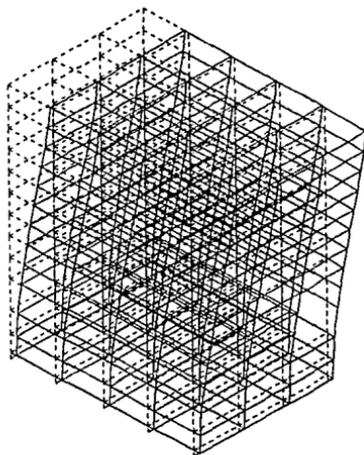


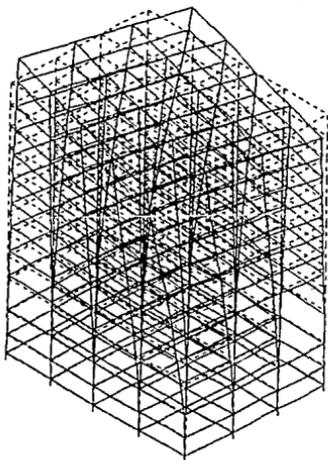
FIG 3.33 EJE 2 PARA ETABS, MODELO 2



PRIMER MODO DE VIBRACION



SEGUNDO MODO DE VIBRACION



TERCER MODO DE VIBRACION

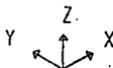
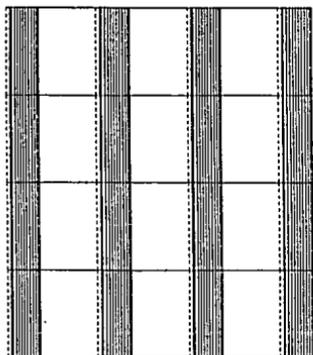
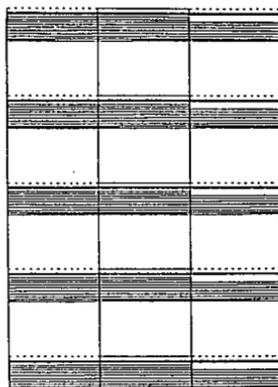


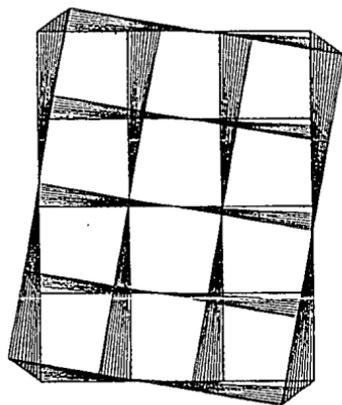
FIG 3.34 VISTA TRIDIMENSIONAL DE LOS MODOS DE VIBRACION, MODELO 2



PRIMER MODO DE VIBRACION



SEGUNDO MODO DE VIBRACION



TERCER MODO DE VIBRACION



FIG 3.35 VISTA EN PLANTA DE LOS MODOS DE VIBRACION, MODELO 2

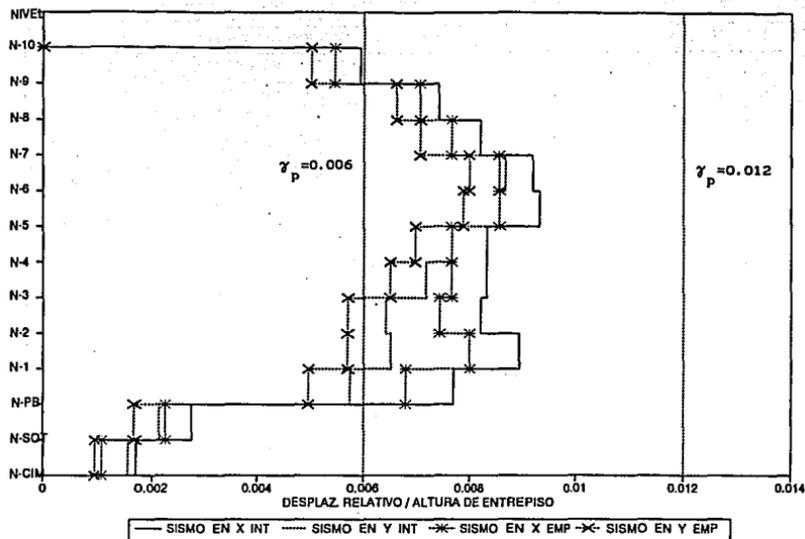


FIG 3.36 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTRESPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 2

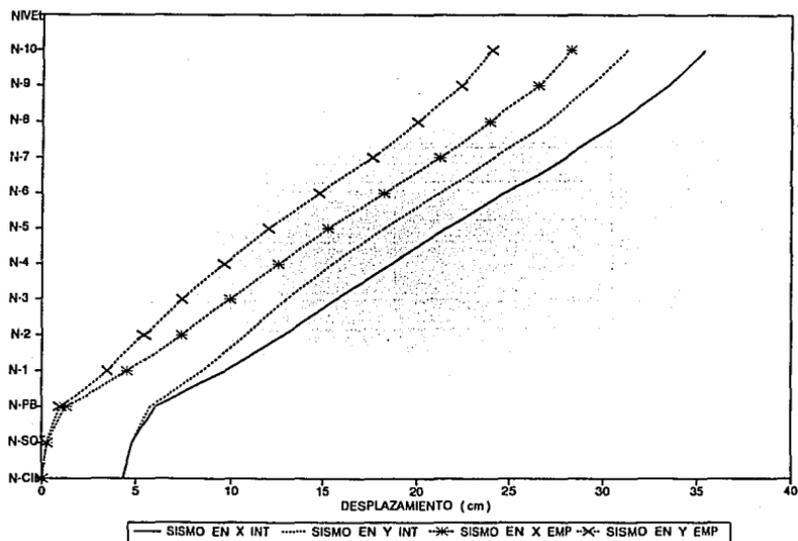
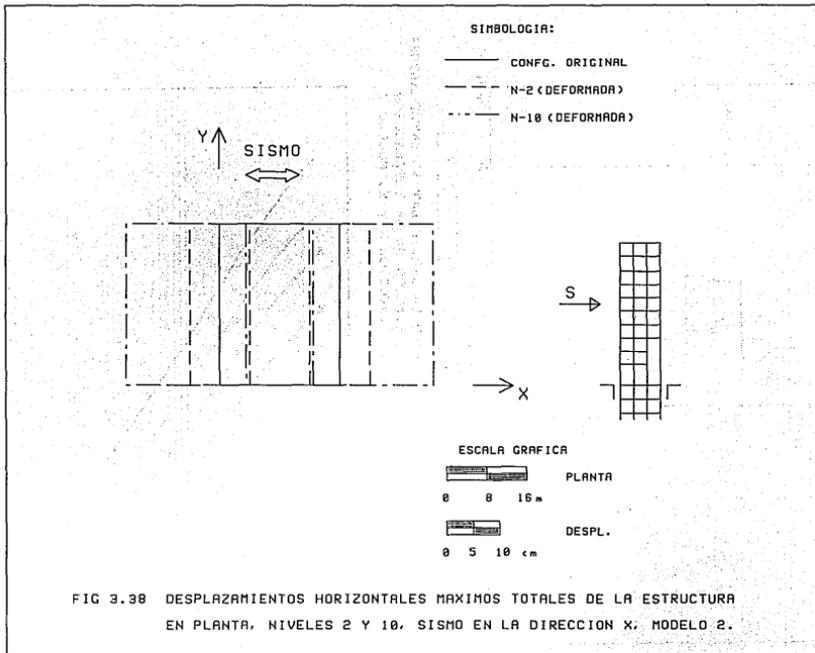
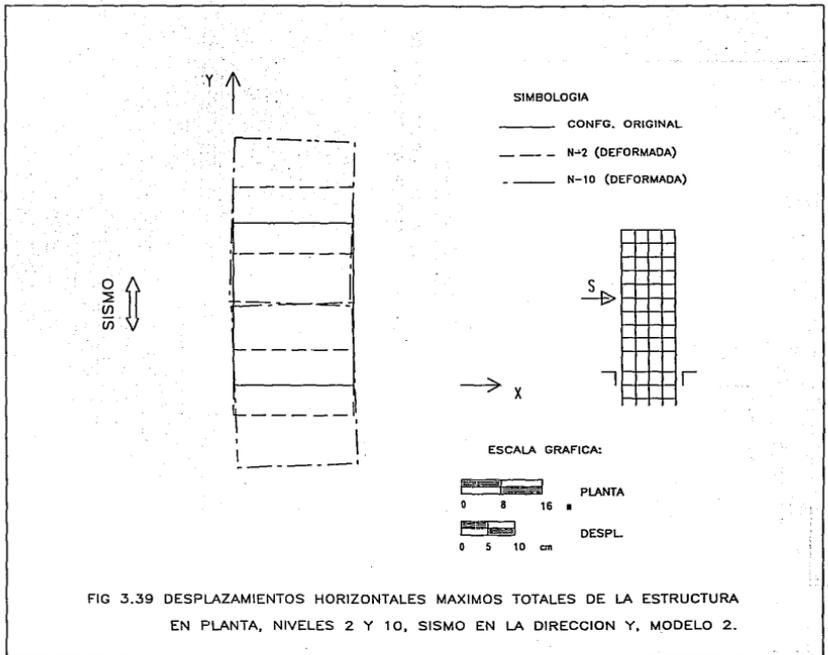


FIG 3.37 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS TOTALES CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 2





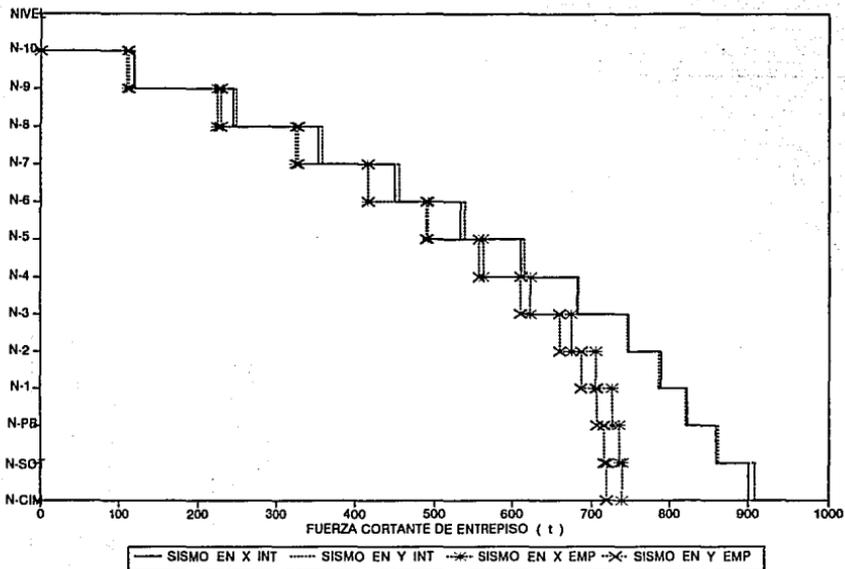


FIG 3.40 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 2

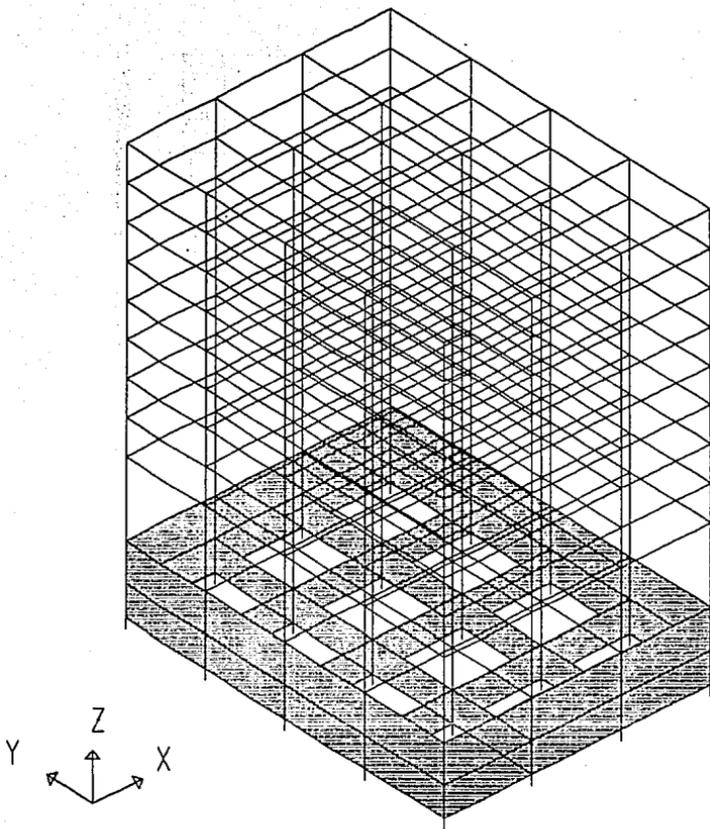
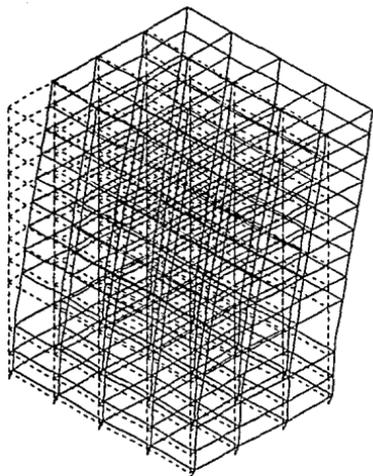
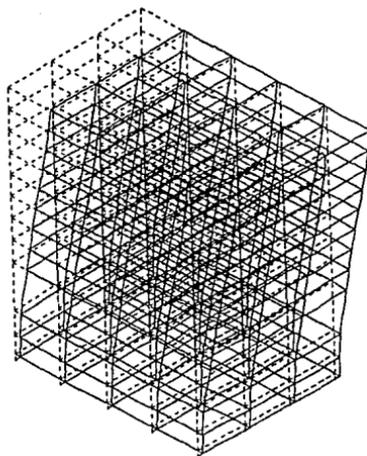


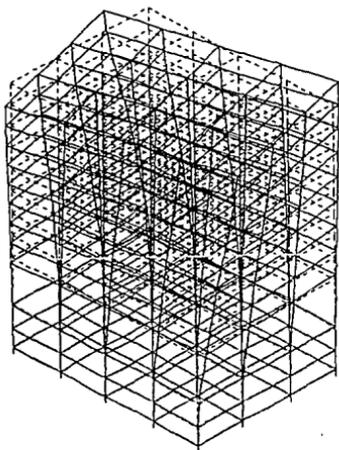
FIG 3.41 MODELO MATEMATICO PARA ETABS, EDIFICIO 3



PRIMER MODO DE VIBRACION



SEGUNDO MODO DE VIBRACION



TERCER MODO DE VIBRACION

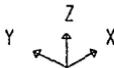
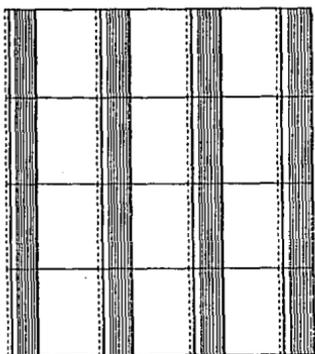
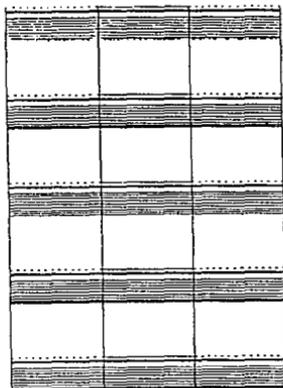


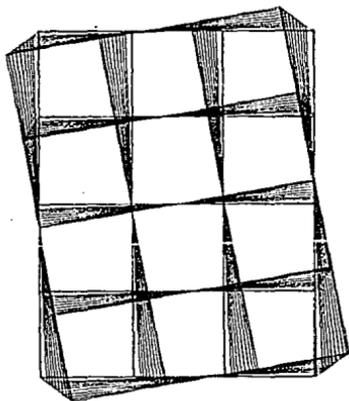
FIG 3.44 VISTA TRIDIMENSIONAL DE LOS MODOS DE VIBRACION, MODELO 3



PRIMER MODO DE VIBRACION



SEGUNDO MODO DE VIBRACION



TERCER MODO DE VIBRACION



FIG 3.45 VISTA EN PLANTA DE LOS MODOS DE VIBRACION, MODELO 3

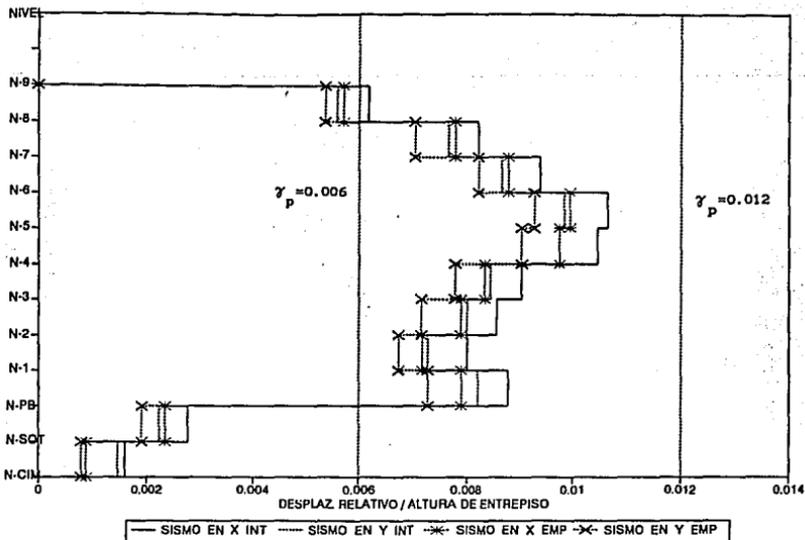


FIG 3.46 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 3

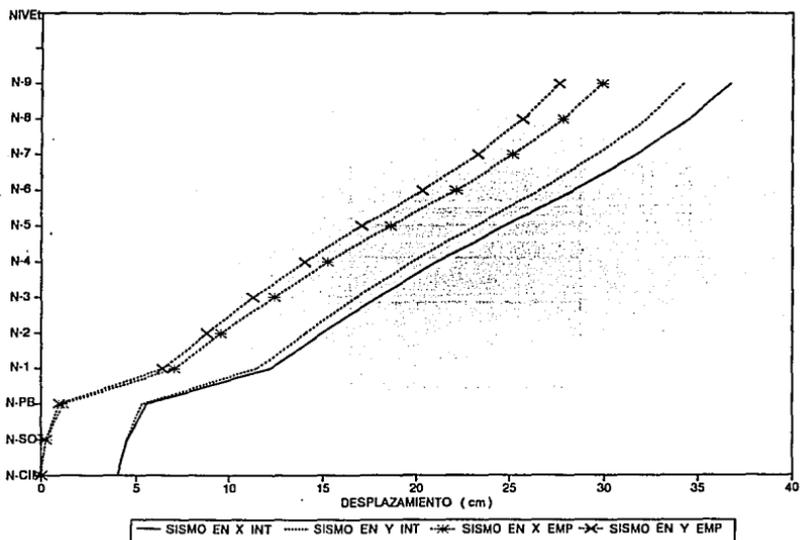
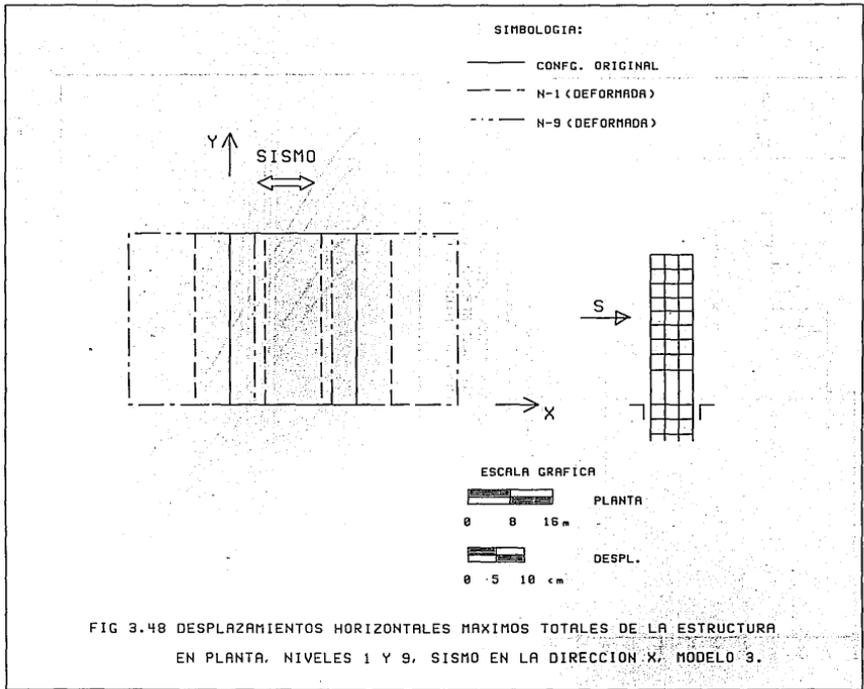


FIG 3.47 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS TOTALES CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 3



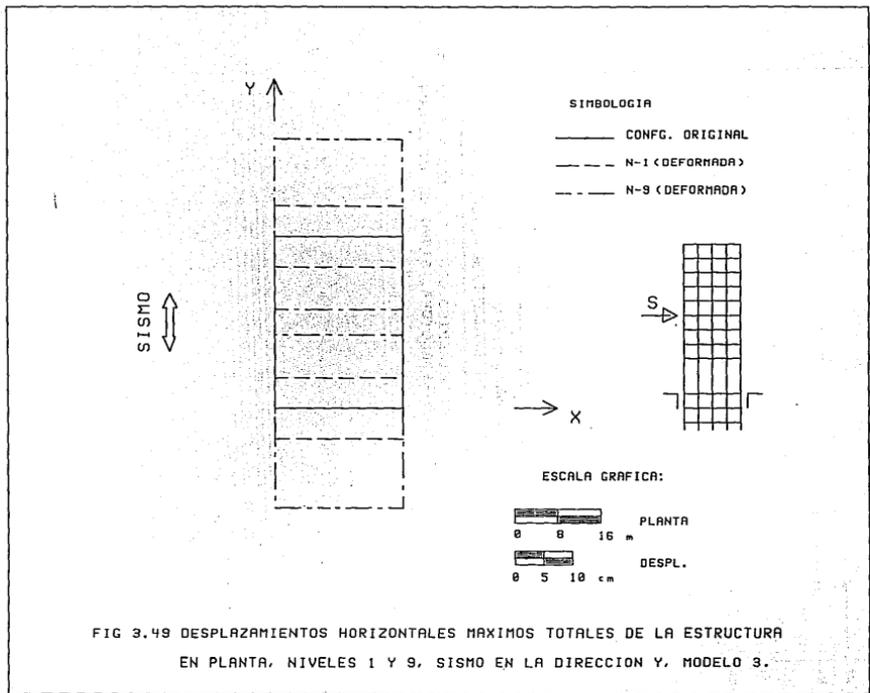


FIG 3.49 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS TOTALES DE LA ESTRUCTURA EN PLANTA, NIVELES 1 Y 9, SISMO EN LA DIRECCION Y, MODELO 3.

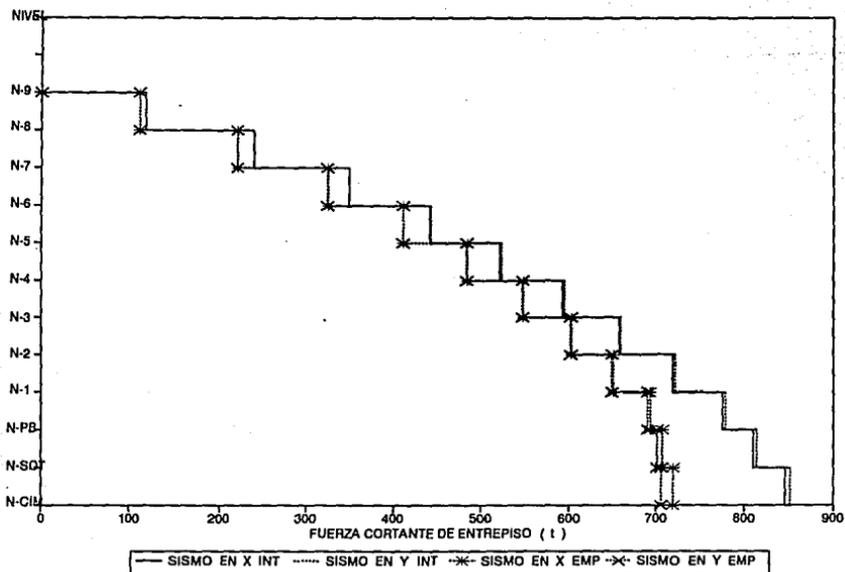


FIG 3.50 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, SISMO EN DIRECCION X y Y, MODELO 3

NIVEL

ARMADO EN VIGA

N-10

3Ø8+3Ø6	3Ø8+2Ø6	3Ø8+2Ø6	3Ø8+3Ø6
Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5
4Ø6	4Ø6	4Ø6	4Ø6

N-9

5Ø8+2Ø6	4Ø8+3Ø6	4Ø8+3Ø6	6Ø8
Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5
5Ø6	2Ø6+1Ø6	2Ø8+1Ø6	5Ø6

N-8

5Ø8+3Ø6	6Ø8	6Ø8	6Ø8+3Ø6
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
4Ø6+3Ø5	3Ø8	3Ø8	4Ø6+3Ø5

N-7

Ø8Ø	7Ø8	7Ø8	Ø8Ø
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
3Ø8+1Ø6	3Ø8	3Ø8	3Ø8+1Ø6

N-6

Ø8Ø	7Ø8	7Ø8	Ø8Ø
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
3Ø8+1Ø6	3Ø8	3Ø8	3Ø8+1Ø6

N-5

7Ø8	4Ø8+3Ø6	4Ø8+3Ø6	5Ø8+3Ø6	5Ø8+2Ø6	5Ø8+2Ø6	4Ø8+3Ø6
Ø15	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø12.5
3Ø8	2Ø8+1Ø6	2Ø8+1Ø6	3Ø8	3Ø8	3Ø8	2Ø8+1Ø6

N-4

5Ø8+3Ø6	4Ø8+3Ø6	4Ø8+3Ø6	6Ø8	6Ø8	3Ø8+3Ø6	3Ø8+3Ø6	6Ø8
Ø15	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
3Ø8	2Ø8+1Ø6	2Ø8+1Ø6	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8

N-3

7Ø8	6Ø8	6Ø8	6Ø8	6Ø8	7Ø8	7Ø8	5Ø8+3Ø6
Ø10							
3Ø8							

N-2

7Ø8	6Ø8	6Ø8	5Ø8+3Ø6	5Ø8+3Ø6	7Ø8	7Ø8	5Ø8+3Ø6
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8

N-1

7Ø8	6Ø8	6Ø8	6Ø8	6Ø8	3Ø8+3Ø6	5Ø8+3Ø6	5Ø8+3Ø6
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8

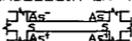
PB

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN VIGA



As^- : ACERO NEGATIVO

s : SEPARACION DE ESTRIBOS

As^+ : ACERO POSITIVO

FIG 3.51 ARMADO EN VIGAS, EJE C, MODELO 1

NIVEL

ARMADO EN COLUMNA

N-10

e15	16#6	e15	20#6	e15	16#6
-----	------	-----	------	-----	------

N-9

e15	16#6	e15	16#6	e15	16#6
-----	------	-----	------	-----	------

N-8

e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6
-----	------	-----	------	-----	------

e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6
-----	------	-----	------	-----	------

N-7

e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6
-----	------	-----	------	-----	------

e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6
-----	------	-----	------	-----	------

N-6

e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6
-----	------	-----	------	-----	------

e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6
-----	------	-----	------	-----	------

N-5

e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6
-----	----------	-----	----------	-----	----------

e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	e15	4#8+24#6	e15	4#8+20#6
-----	----------	-----	----------	-----	----------	-----	----------	-----	----------

N-4

e15	4#8+20#6								
-----	----------	-----	----------	-----	----------	-----	----------	-----	----------

e15	4#8+20#6								
-----	----------	-----	----------	-----	----------	-----	----------	-----	----------

N-3

e15	12#8+12#6								
-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------

e15	12#8+12#6								
-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------

N-2

e15	12#8+12#6								
-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------

e15	12#8+12#6								
-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------

N-1

e20	24#12	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e20	24#10
-----	-------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-------

e20	24#12	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e20	24#10
-----	-------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-------

PB

e20	24#12	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e20	24#10
-----	-------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-----------	-----	-------

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN COLUMNA



As : AREA DE ACERO

s : SEPARACION DE ESTRIBOS

FIG 3.52 ARMADO EN COLUMNAS, EJE C, MODELO 1

NIVEL



ARMADO EN VIGA

N-10

396 Ø125	316 Ø125	396 Ø125	316 Ø125		
296+195	296+195	296+195	296+195		

N-9

488 Ø125	288+316 Ø125	288+316 Ø125	288+316 Ø125		
296+295	296+295	296+295	296+295		

N-8

398 Ø125	388+316 Ø125	388+316 Ø125	388+316 Ø125		
396+295	396+295	396+295	396+295		

N-7

688 Ø125	488+296 Ø125	488+296 Ø125	488+296 Ø125		
396+395	486+395	486+395	396+395		

N-6

588 Ø10	488+316 Ø125	488+316 Ø125	488+316 Ø125		
396+395	486+395	486+395	396+395		

N-5

688 Ø10	488+316 Ø125	488+316 Ø125	488+316 Ø125		
396+395	486+395	486+395	486+295		

N-4

688 Ø10	488+316 Ø125	488+316 Ø125	488+316 Ø125		
396+395	486+395	486+395	486+295		

N-3

588+396 Ø10	618 Ø125	688 Ø125	618 Ø125		
398	488	488	488		

N-2

588+396 Ø10	618 Ø125	618 Ø125	618 Ø125		
398	488	488	488		

N-1

488+496 Ø10	618 Ø125	618 Ø125	618 Ø125		
398	488	488	488		

PB

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
 ESTRIBOS DEL No. 3
 SIMBOLOGIA EN VIGA



As⁺: ACERO NEGATIVO
 s : SEPARACION DE ESTRIBOS
 As⁻: ACERO POSITIVO

FIG 3.53 ARMADO EN VIGAS, EJE 2, MODELO 1

NIVEL



ARMADO EN COLUMNA

N-10

e15	16#6	e15	20#6	e15	20#6	
e15	16#6	e15	16#6	e15	16#6	
e15	16#6	e15	16#6	e15	16#6	
e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6	
e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6	
e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6	
e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6	
e15	20#6	e15	20#6	e15	20#6	
e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	
e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	
e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	
e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	e15	4#8+20#6	
e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	
e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	
e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	
e20	20#10+8#8	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	
e20	20#10+8#8	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	
e20	20#10+8#8	e15	12#8+12#6	e15	12#8+12#6	

NOTAS

ACERO DE $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN COLUMNA



As : AREA DE ACERO

s : SEPARACION DE ESTRIBOS

FIG 3.54 ARMADO EN COLUMNAS, EJE 2, MODELO 1

NIVEL

ARMADO EN VIGA

N-10

3#B+2#6	4#B	4#B	4#B	4#B	3#B+2#6
Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5
2#B	2#B	2#B	2#B	2#B	2#B

N-9

4#B+3#6	3#B	3#B	4#B+2#6	4#B+2#6	4#B+3#6
Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5	Ø12.5
2#B+1#6	2#B+1#6	2#B+1#6	2#B+1#6	2#B+1#6	2#B+1#6

N-8

3#B+3#6	6#B	6#B	6#B	6#B	5#B+3#6
Ø15	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø15
3#B	2#B+1#6	2#B+1#6	2#B+1#6	2#B+1#6	3#B

N-7

7#B	5#B+3#6	5#B+3#6	5#B+3#6	5#B+3#6	7#B
Ø12.5	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø12.5
3#B+1#6	3#B	3#B	3#B	3#B	3#B+1#6

N-6

8#B	7#B	7#B	7#B	7#B	8#B
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
3#B+1#6	3#B	3#B	3#B	3#B	3#B+1#6

N-5

8#B	8#B	8#B	8#B	8#B	9#B
Ø8	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø8
4#B	4#B	4#B	4#B	4#B	4#B

N-4

8#B	8#B	8#B	8#B	8#B	9#B
Ø8	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø8
4#B	4#B	4#B	4#B	4#B	4#B

N-3

9#B	8#B	8#B	9#B	9#B	9#B
Ø8	Ø10	Ø10	Ø8	Ø8	Ø8
4#B	5#B	5#B	6#B	6#B	4#B

N-2

10#B	9#B	9#B	10#B		
Ø8	Ø8	Ø8	Ø8		
5#B	6#B	6#B	6#B		

N-1

10#B	9#B	9#B	10#B		
Ø8	Ø8	Ø8	Ø8		
5#B	6#B	6#B	6#B		

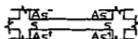
PB

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN VIGA



As- : ACERO NEGATIVO

s : SEPARACION DE ESTRIBOS

As+ : ACERO POSITIVO

FIG 3.55 ARMADO EN VIGAS, EJE C, MODELO 2

NIVEL

ARMADO EN COLUMNA

N-10

Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5
N-9	Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	Ø12.5
Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5
N-8	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15
Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6
N-7	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15
Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6
N-6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15
Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6	Ø15	4#8+16#6
N-5	Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20
Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8
N-4	Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20
Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8
N-3	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20
Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8
N-2	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20
Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8
N-1	Ø20	24#10	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20
Ø20	24#10	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8
PB	Ø20	24#10	Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN COLUMNA



As : AREA DE ACERO

s : SEPARACION DE ESTRIBOS

FIG 3.56 ARMADO EN COLUMNAS, EJE C, MODELO 2

NIVEL



ARMADO EN VIGA

N-10

3#8	2#8+2#5	2#8+2#5	2#8+2#5
#12.5	#12.5	#12.5	#12.5
4#5	4#5	4#5	4#5

N-9

4#8	3#8+1#6	3#8+1#6	3#8+1#6
#12.5	#12.5	#12.5	#12.5
2#6+2#5	3#6	3#6	3#6

N-8

3#8	3#8+3#6	3#8+3#6	3#8+3#6
#12.5	#12.5	#12.5	#12.5
2#6+3#5	2#6+3#5	2#6+3#5	2#6+3#5

N-7

4#8+3#6	5#8	5#8	5#8
#12.5	#12.5	#12.5	#12.5
2#6+4#5	5#6	2#6+4#5	5#6

N-6

6#8	6#8	6#8	6#8
#10	#10	#10	#12.5
3#8	3#8	3#8	3#8

N-5

7#8	6#8	6#8	6#8
#10	#10	#10	#10
3#8	4#8	4#8	4#8

N-4

7#8	6#8	6#8	6#8
#10	#10	#10	#10
3#8	4#8	4#8	4#8

N-3

7#8	6#8+1#6	6#8+1#6	6#8+1#6
#10	#10	#10	#10
3#8+1#6	5#8	5#8	4#8+1#6

N-2

7#8	6#8+1#6	6#8+1#6	6#8+1#6
#10	#10	#10	#10
3#8+1#6	5#8	5#8	4#8+1#6

N-1

7#8	6#8+1#6	6#8+1#6	6#8+1#6
#10	#10	#10	#10
4#8	4#8+1#6	4#8+1#6	4#8

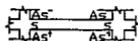
PB

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN VIGA



A_s^- : ACERO NEGATIVO

s: SEPARACION DE ESTRIBOS

A_s^+ : ACERO POSITIVO

FIG 3.57 ARMADO EN VIGAS, EJE 2, MODELO 2

NIVEL

SIMETRICO

ARMADO EN COLUMNA

N-10	012.5	24#5	012.5	24#5	012.5	24#5	
N-9	012.5	24#5	012.5	24#5	012.5	24#5	
N-8	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	
	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	
N-7	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	
	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	
N-6	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	
	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	015	4#8+16#6	
N-5	020	16#8	020	16#8	020	16#8	
	020	16#8	020	16#8	020	16#8	
N-4	020	16#8	020	16#8	020	16#8	
	020	16#8	020	16#8	020	16#8	
N-3	020	20#8	020	20#8	020	20#8	
	020	20#8	020	20#8	020	20#8	
N-2	020	20#8	020	20#8	020	20#8	
	020	20#8	020	20#8	020	20#8	
N-1	020	24#12	020	20#8	020	20#8	
	020	24#12	020	20#8	020	20#8	
PB	020	24#12	020	20#8	020	20#8	

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN COLUMNA



As = AREA DE ACERO

s = SEPARACION DE ESTRIBOS

FIG 3.58 ARMADO EN COLUMNAS, EJE 2, MODELO 2

NIVEL

— SIMETRICO —

ARMADO EN VIGA

ARMADO EN COLUMNA

N-9

2#B+4#G Ø12.5	2#B+4#G Ø12.5	2#B+4#G Ø12.5	4#G+20#5 Ø12.5	Ø12.5
------------------	------------------	------------------	-------------------	-------

24#3

N-8

4#B+3#G Ø12.5	4#B+3#G Ø12.5	4#B+3#G Ø12.5	24#5 Ø12.5	Ø12.5
------------------	------------------	------------------	---------------	-------

24#5

N-7

2#B+1#G Ø15	2#B+1#G Ø15	2#B+1#G Ø15	24#5 Ø15	Ø15
----------------	----------------	----------------	-------------	-----

24#5

N-6

3#B+3#G Ø15	3#B+3#G Ø15	3#B+3#G Ø15	4#B+16#6 Ø15	Ø15
----------------	----------------	----------------	-----------------	-----

4#B+16#6

N-5

3#B Ø10	3#B Ø10	3#B Ø10	4#B+16#6 Ø15	Ø15
------------	------------	------------	-----------------	-----

4#B+16#6

N-4

5#B+4#G Ø10	5#B+4#G Ø10	5#B+4#G Ø10	4#B+16#6 Ø15	Ø15
----------------	----------------	----------------	-----------------	-----

4#B+16#6

N-3

2#B+3#G Ø10	2#B+3#G Ø10	2#B+3#G Ø10	4#B+16#6 Ø15	Ø15
----------------	----------------	----------------	-----------------	-----

4#B+16#6

N-2

6#B+3#G Ø10	6#B+3#G Ø10	6#B+3#G Ø10	4#B+16#6 Ø15	Ø15
----------------	----------------	----------------	-----------------	-----

4#B+16#6

N-1

2#B+3#G Ø8	2#B+3#G Ø8	2#B+3#G Ø8	16#8 Ø20	Ø20
---------------	---------------	---------------	-------------	-----

16#8

PB

2#B+3#G Ø8	2#B+3#G Ø8	2#B+3#G Ø8	16#8 Ø20	Ø20
---------------	---------------	---------------	-------------	-----

16#8

5#B Ø8	5#B Ø8	5#B Ø8	20#8 Ø20	Ø20
-----------	-----------	-----------	-------------	-----

20#8

4#B Ø8	5#B Ø8	5#B Ø8	20#8 Ø20	Ø20
-----------	-----------	-----------	-------------	-----

20#8

10#B Ø8	9#B Ø10	9#B Ø10	20#8 Ø20	Ø20
------------	------------	------------	-------------	-----

24#12

5#B Ø8	5#B Ø8	5#B Ø8	20#8 Ø20	Ø20
-----------	-----------	-----------	-------------	-----

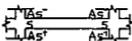
24#12

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN VIGA



AS⁻: ACERO NEGATIVO
s: SEPARACION DE ESTRIBOS
AS⁺: ACERO POSITIVO

SIMBOLOGIA EN COLUMNA



As: AREA DE ACERO

FIG 3.59 ARMADO EN VIGAS Y COLUMNAS, EJE C, MODELO 3

NIVEL

SIMETRICO

ARMADO EN VIGA

N-9

3Ø6 Ø125	3Ø6 Ø125	3Ø6 Ø125	3Ø6 Ø125		
4Ø5	4Ø5	4Ø5	4Ø5		

N-8

4Ø8	2Ø8+3Ø6 Ø125	2Ø8+3Ø6 Ø125	2Ø8+3Ø6 Ø125		
2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8		

N-7

3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8		
Ø15	Ø125	Ø15	Ø15		
2Ø8+1Ø5	Ø8	2Ø8	2Ø8		

N-6

4Ø8+3Ø6	4Ø8+3Ø6	4Ø8+3Ø6	4Ø8+3Ø6		
Ø125	Ø125	Ø125	Ø125		
2Ø8+1Ø6	2Ø8+1Ø6	2Ø8+1Ø6	2Ø8+1Ø6		

N-5

6Ø8	6Ø8	6Ø8	6Ø8		
Ø10	Ø125	Ø10	Ø125		
3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8		

N-4

5Ø8+3Ø6	6Ø8	6Ø8	6Ø8		
Ø10	Ø12	Ø12	Ø12		
3Ø8	4Ø8	4Ø8	4Ø8		

N-3

4Ø8+4Ø6	6Ø8	6Ø8	6Ø8		
Ø10	Ø12	Ø12	Ø12		
3Ø8	4Ø8	4Ø8	3Ø8+1Ø6		

N-2

6Ø8+3Ø6	7Ø8	7Ø8	7Ø8		
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10		
4Ø8	4Ø8+3Ø6	5Ø8	5Ø8		

N-1

6Ø8+4Ø6	6Ø8+3Ø6	6Ø8+3Ø6	6Ø8+3Ø6		
Ø10	Ø10	Ø10	Ø10		
5Ø8	6Ø8	6Ø8	4Ø8+3Ø6		

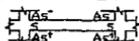
PB

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN VIGA



As⁻: ACERO NEGATIVO

s: SEPARACION DE ESTRIBOS

As⁺: ACERO POSITIVO

FIG 3.60 ARMADO EN VIGAS, EJE 2, MODELO 3

NIVEL

SI METRICO

ARMADO EN COLUMNA

N-9

Ø12.5	24#5	Ø12.5	4#6+20#5	Ø12.5	4#6+20#5	
-------	------	-------	----------	-------	----------	--

N-8

Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	Ø12.5	24#5	
-------	------	-------	------	-------	------	--

N-7

Ø15	4#B+16#6	Ø15	4#B+16#6	Ø15	4#B+16#6	
-----	----------	-----	----------	-----	----------	--

N-6

Ø15	4#B+16#6	Ø15	4#B+16#6	Ø15	4#B+16#6	
-----	----------	-----	----------	-----	----------	--

N-5

Ø15	4#B+16#6	Ø15	4#B+16#6	Ø15	4#B+16#6	
-----	----------	-----	----------	-----	----------	--

N-4

Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8	
-----	------	-----	------	-----	------	--

N-3

Ø20	16#8	Ø20	16#8	Ø20	16#8	
-----	------	-----	------	-----	------	--

N-2

Ø20	20#8	Ø20	20#8	Ø20	20#8	
-----	------	-----	------	-----	------	--

N-1

Ø20	32#12	Ø20	20#8	Ø20	20#8	
-----	-------	-----	------	-----	------	--

PB

Ø20	32#12	Ø20	20#8	Ø20	20#8	
-----	-------	-----	------	-----	------	--

NOTAS

ACERO DE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
ESTRIBOS DEL No. 3

SIMBOLOGIA EN COLUMNA



As : AREA DE ACERO

s : SEPARACION DE ESTRIBOS

FIG 3.61 ARMADO EN COLUMNAS, EJE 2, MODELO 3

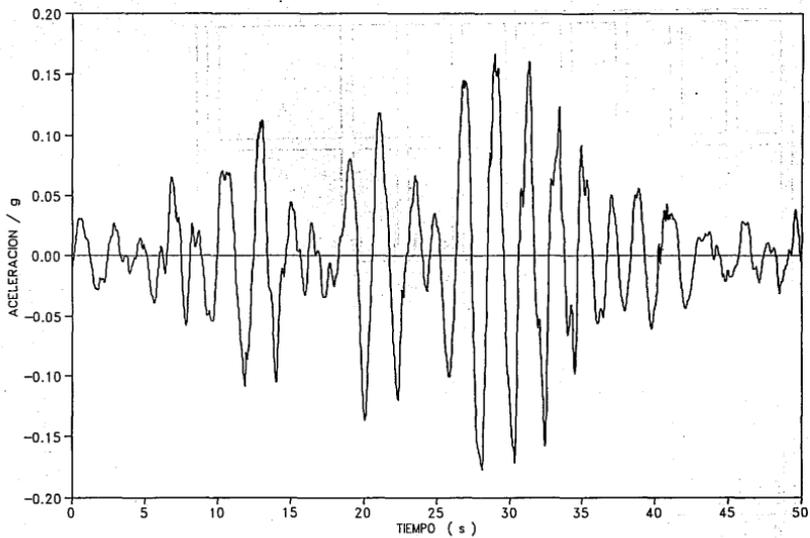
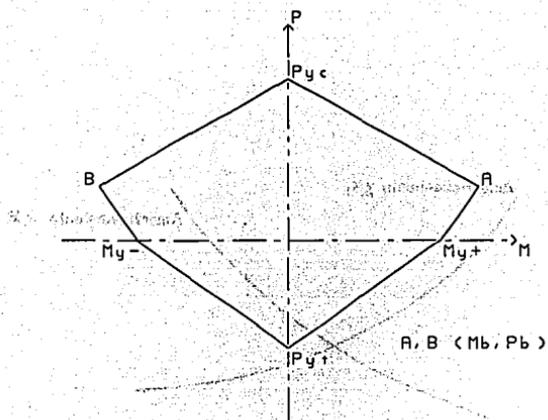
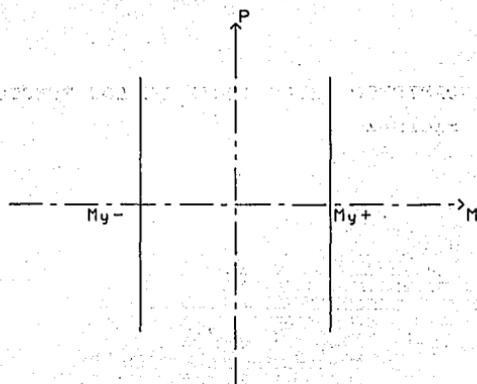


FIG 4.1 REGISTRO DE ACELERACIONES, SCT-EW, 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985



a).- SUPERFICIE DE FLUENCIA EN COLUMNA



b).- SUPERFICIE DE FLUENCIA EN VIGA

FIG 4.2 SUPERFICIES DE FLUENCIA PARA COLUMNA Y VIGA

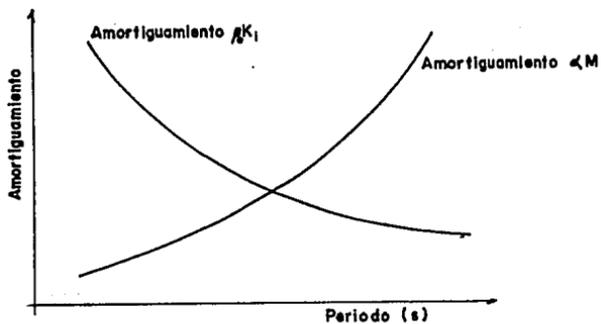


FIG 4.3 AMORTIGUAMIENTO DEPENDIENTE DE LOS EFECTOS DE MASA Y RIGIDEZ

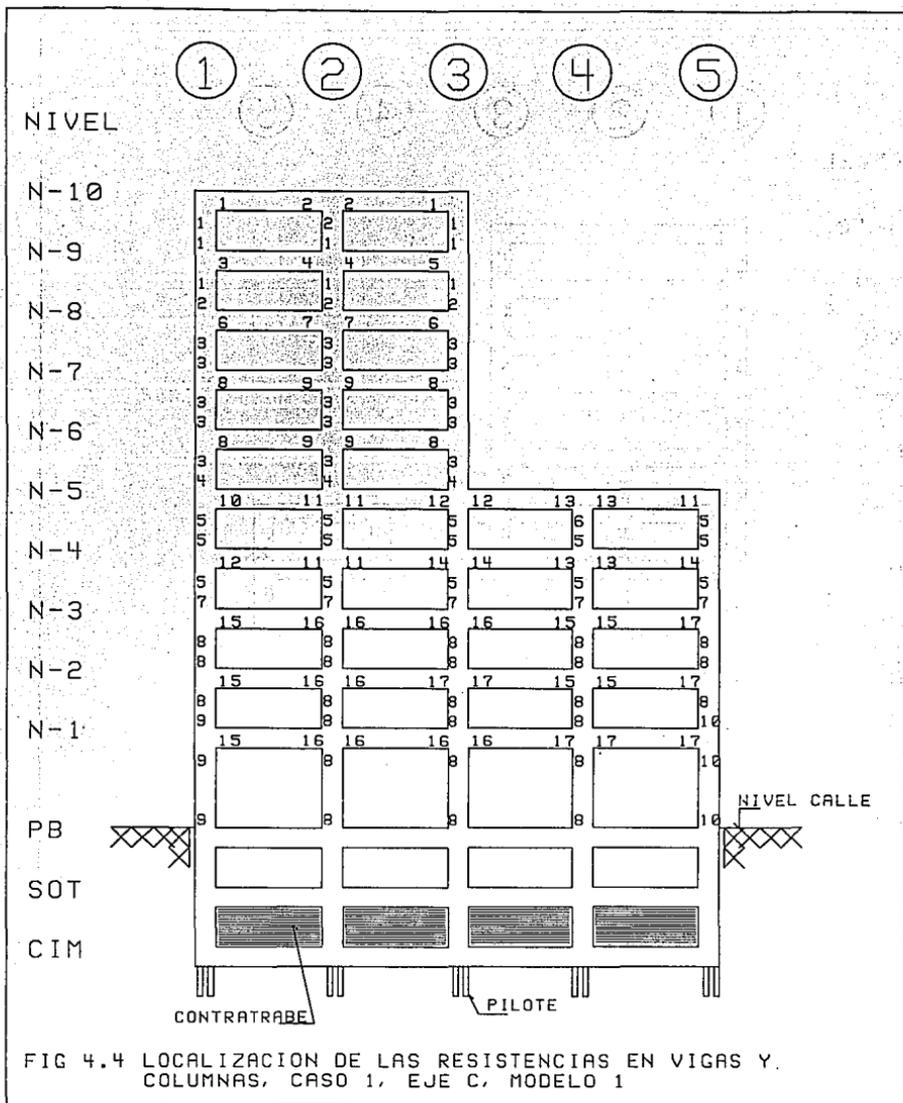


FIG 4.4 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASO 1, EJE C, MODELO 1

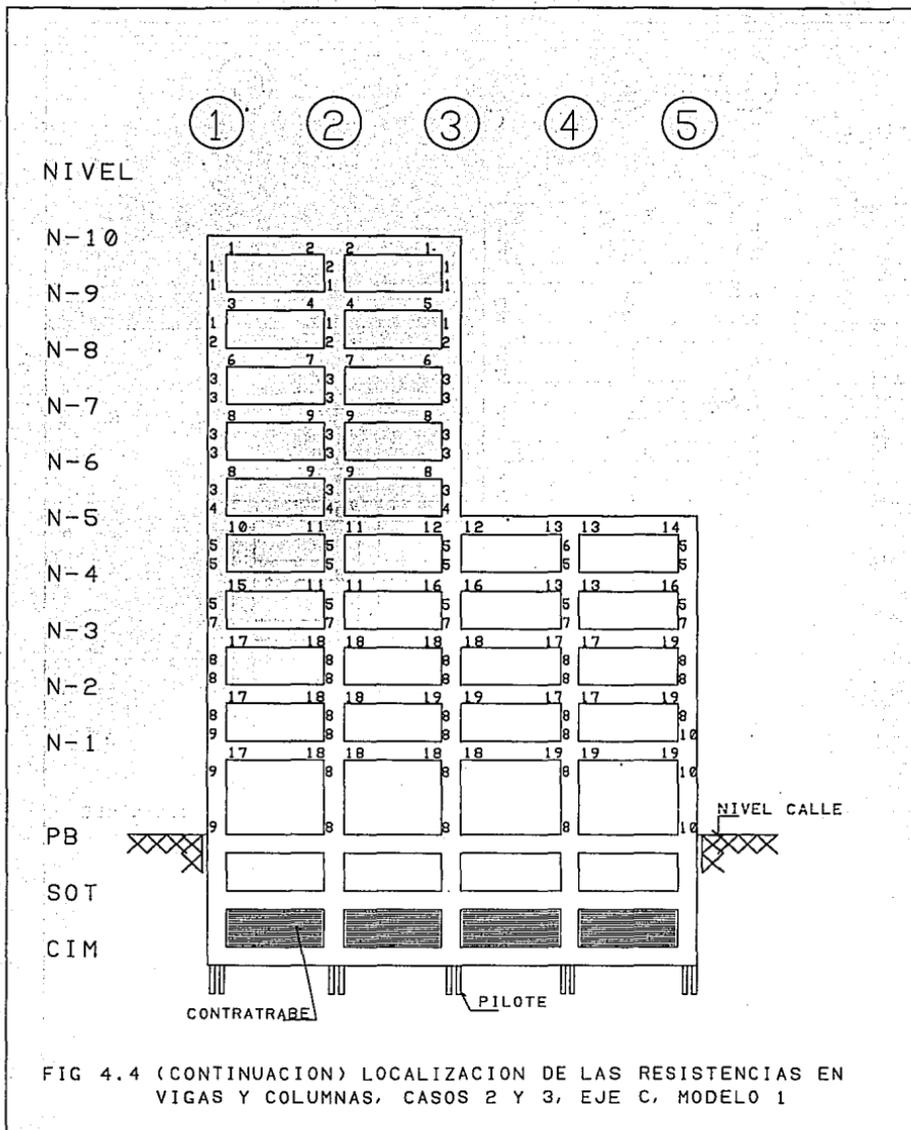


FIG 4.4 (CONTINUACION) LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASOS 2 Y 3, EJE C, MODELO 1

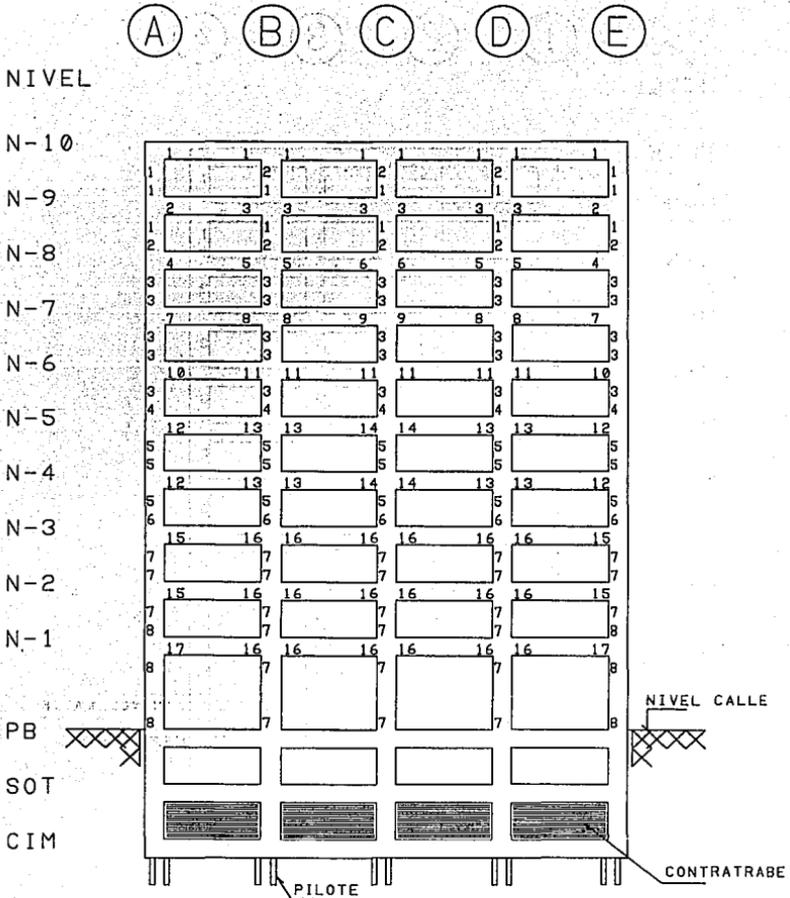


FIG 4.4 (CONTINUACION) LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 1

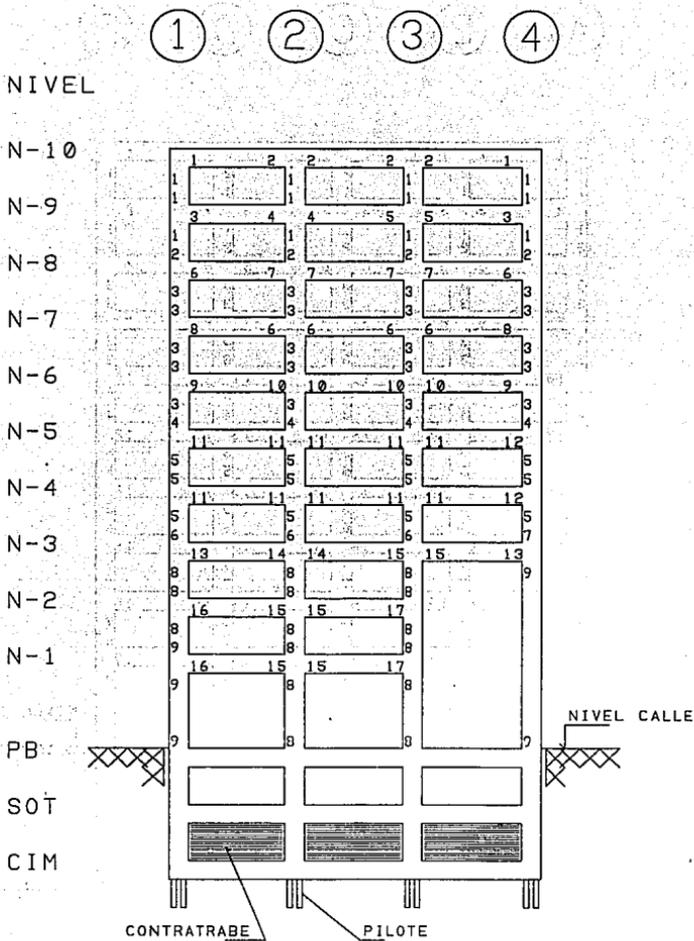


FIG 4.5 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASO 1, EJE C, MODELO 2

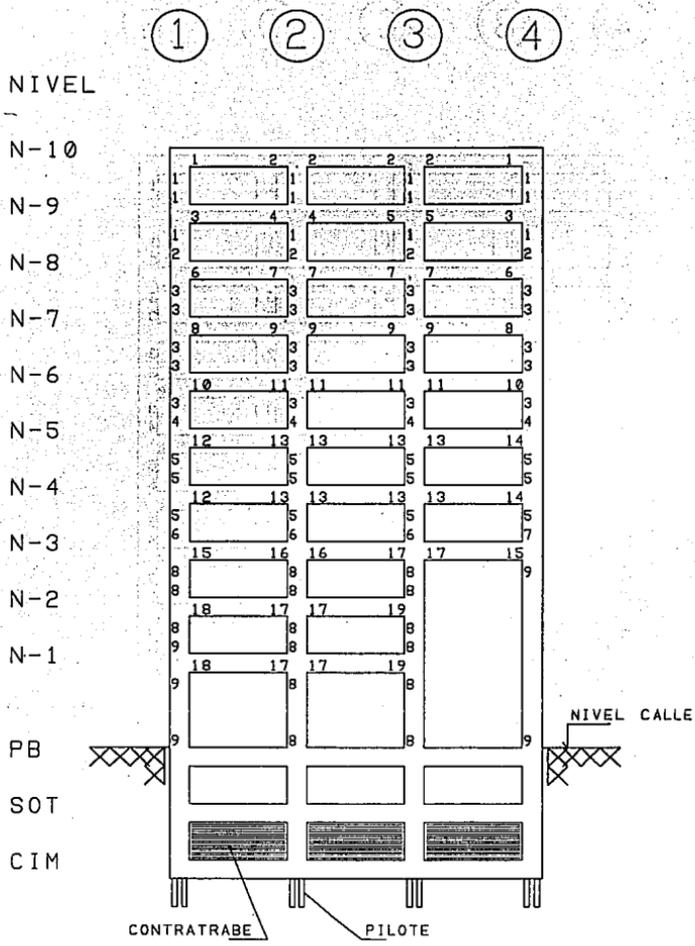


FIG 4.5 (CONTINUACION) LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASOS 2 Y 3, EJE C, MODELO 2

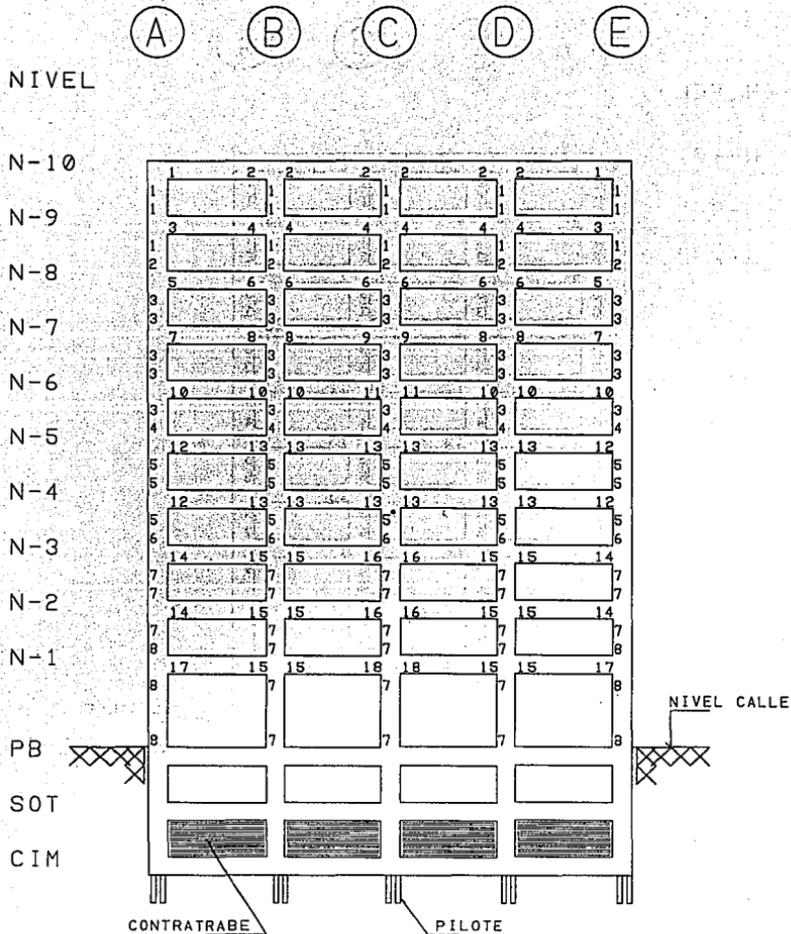


FIG 4.5 (CONTINUACION) LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASOS 1, 2 Y 3, EJE 2, MODELO 2

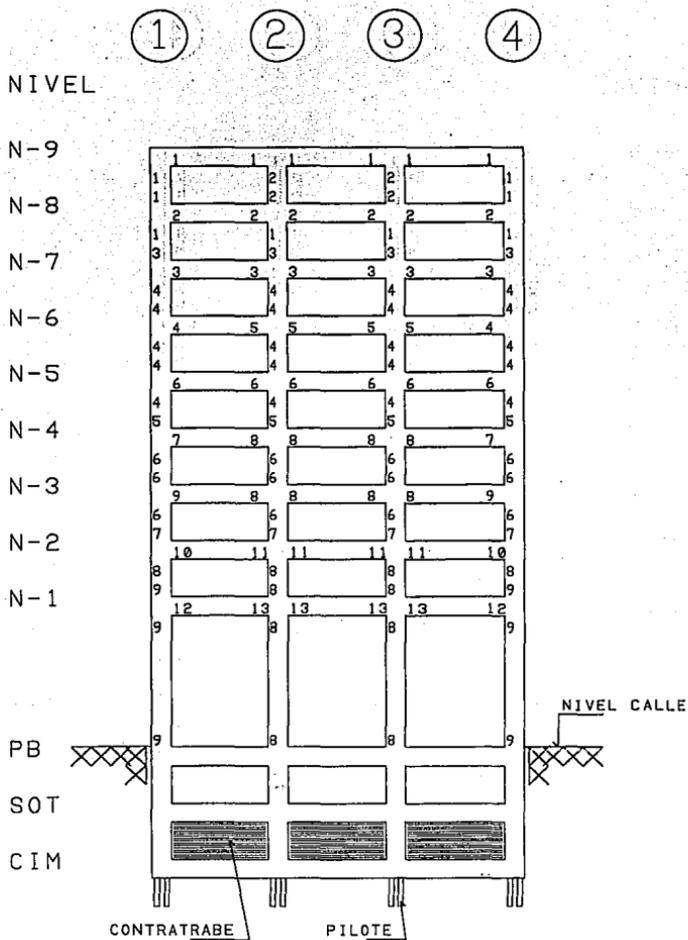


FIG 4.6 LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASO 1, EJE C, MODELO 3

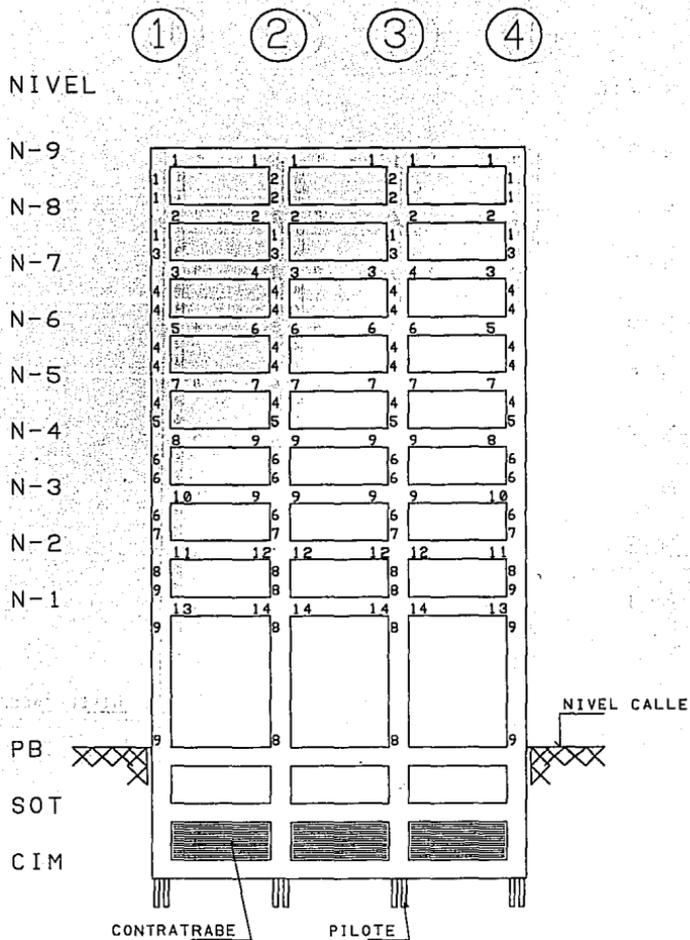


FIG 4.6 (CONTINUACION) LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASOS 2 Y 3, EJE C, MODELO 3

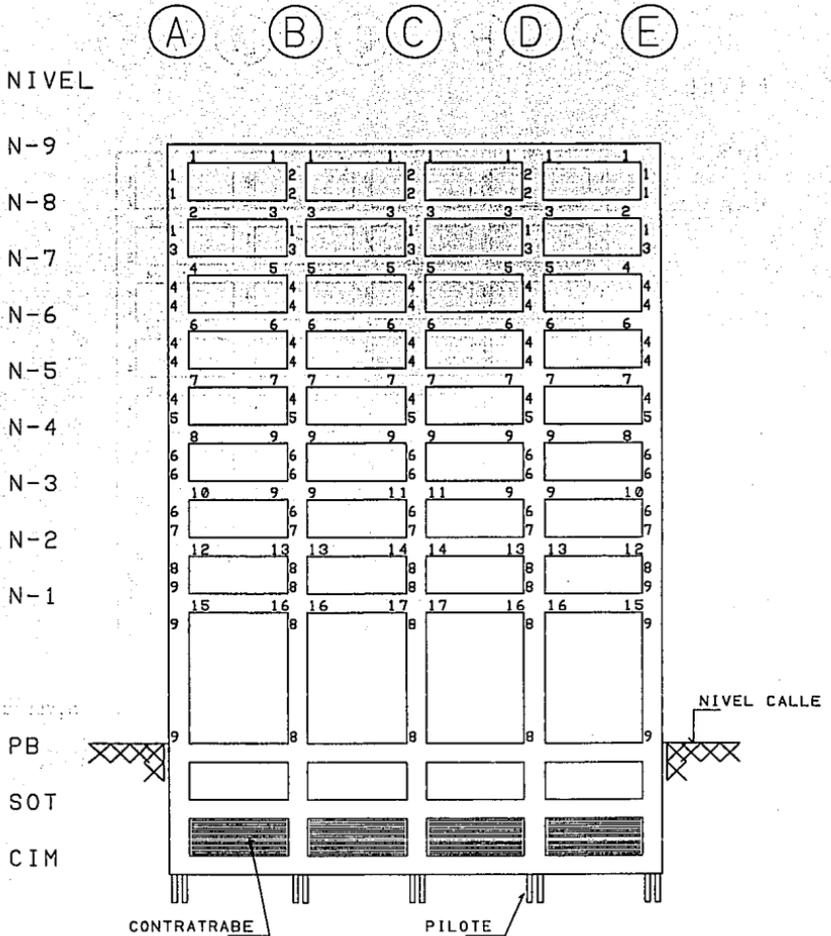


FIG 4.6 (CONTINUACION) LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASO 1, EJE 2, MODELO 3

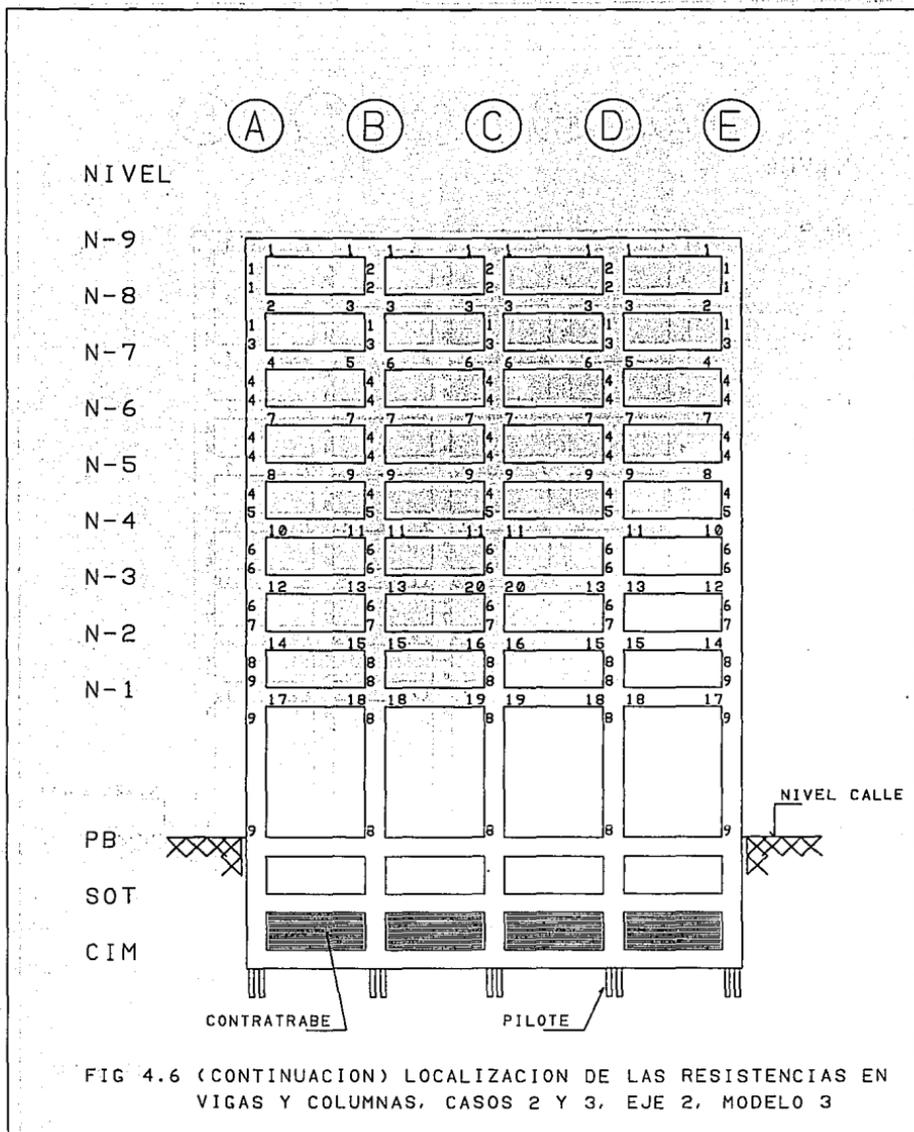


FIG 4.6 (CONTINUACION) LOCALIZACION DE LAS RESISTENCIAS EN VIGAS Y COLUMNAS, CASOS 2 Y 3, EJE 2, MODELO 3

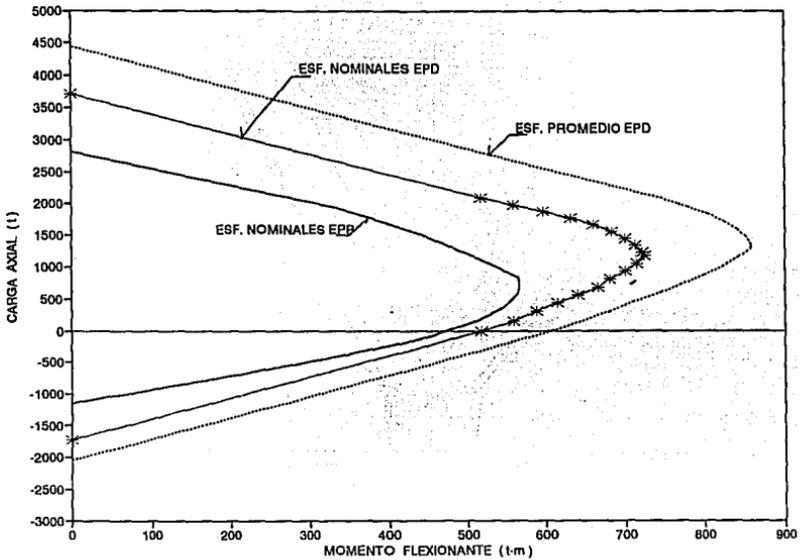


FIG 4.7 DIAGRAMA DE INTERACCION DE UNA COLUMNA TIPO DEL EJE C DEL MODELO 3, CONSIDERANDO ESFUERZOS NOMINALES Y PROMEDIO DE LOS MATERIALES, CURVAS DEL ACERO EPP Y EPD

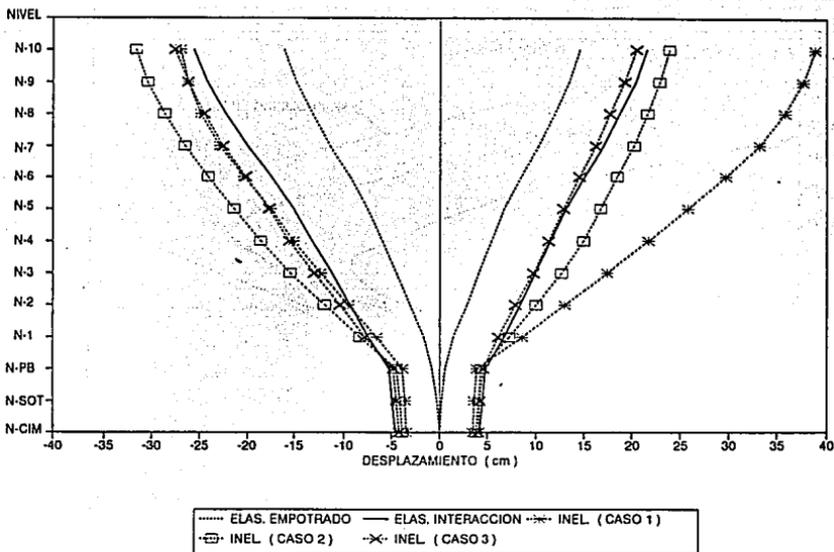


FIG 4.8 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS HORIZONTALES, EJE C, MODELO 1

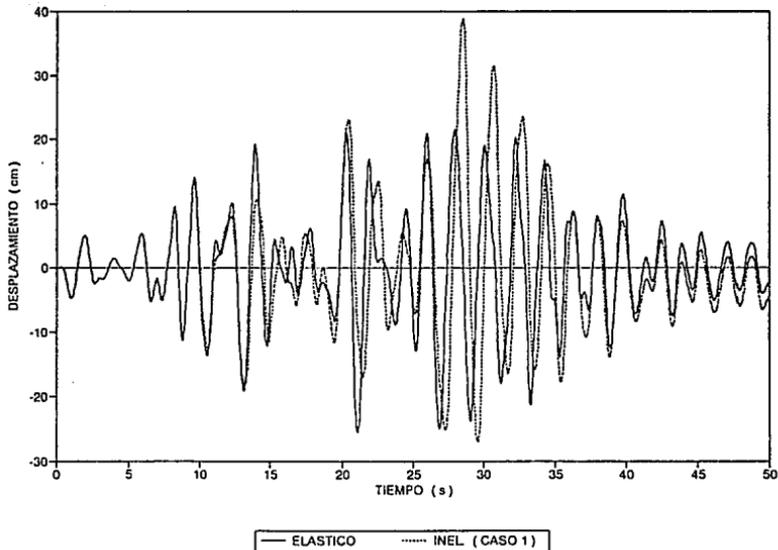


FIG 4.9 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

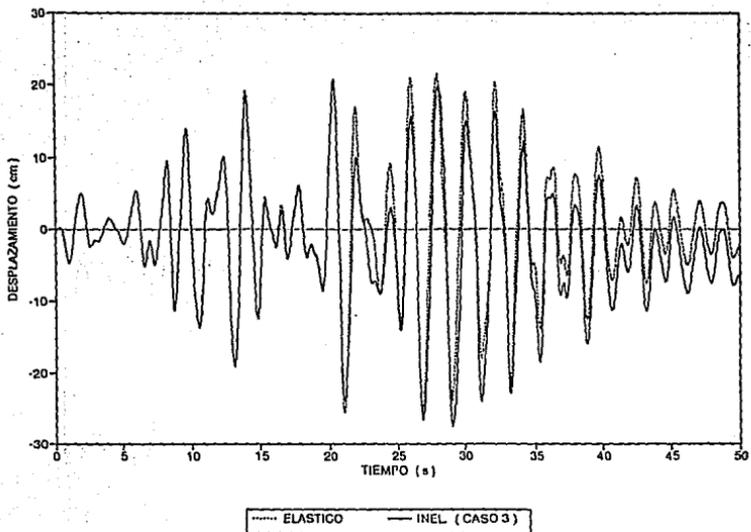


FIG 4.10 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

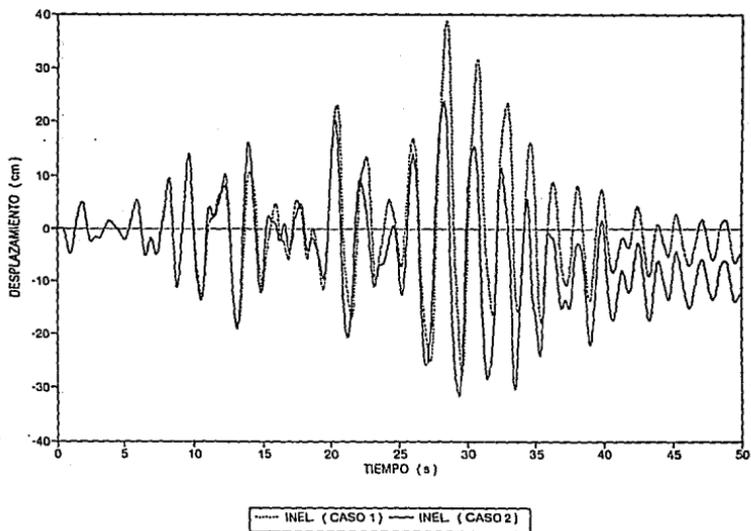


FIG 4.11 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

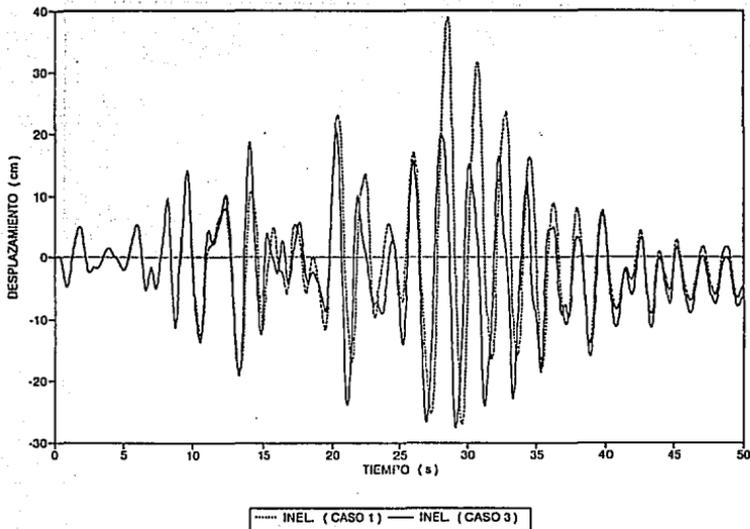


FIG 4.12 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

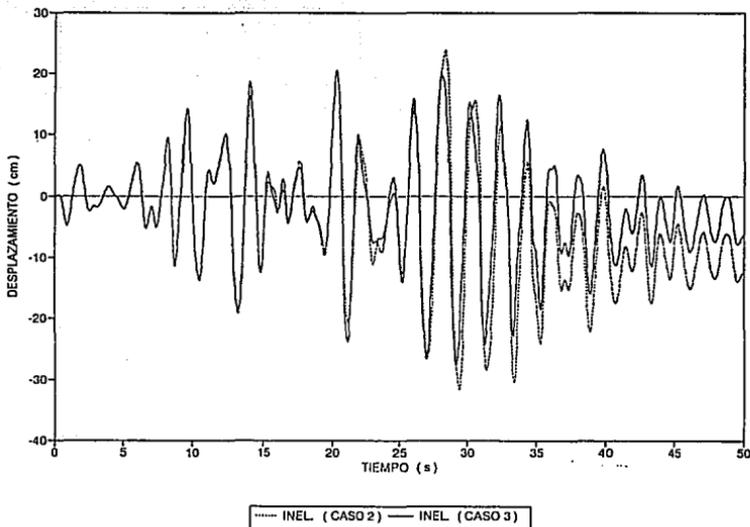


FIG 4.13 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

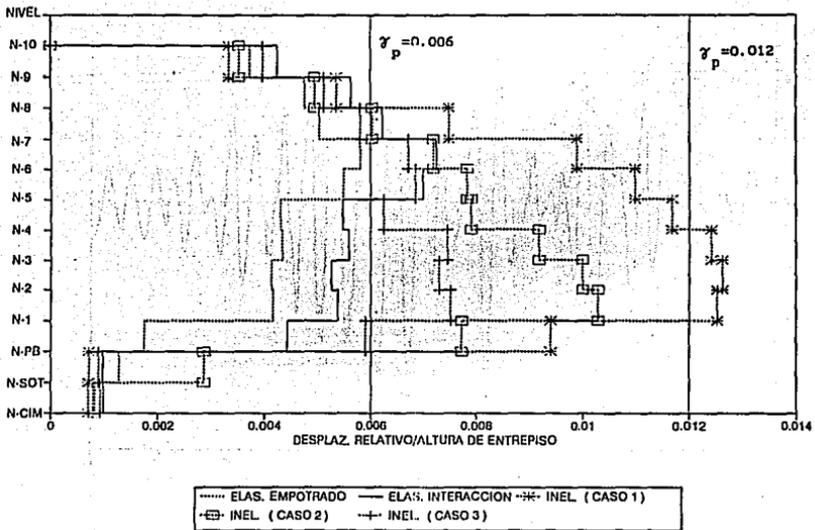


FIG. 4.14 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, EJE C, MODELO 1

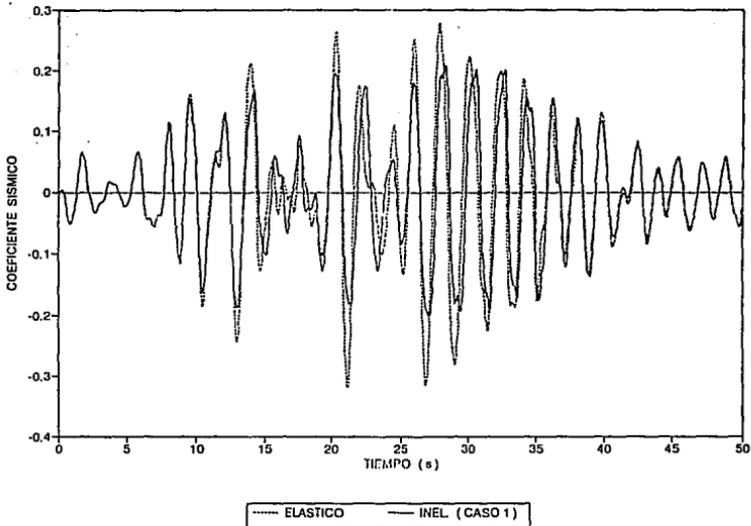


FIG. 4.15 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

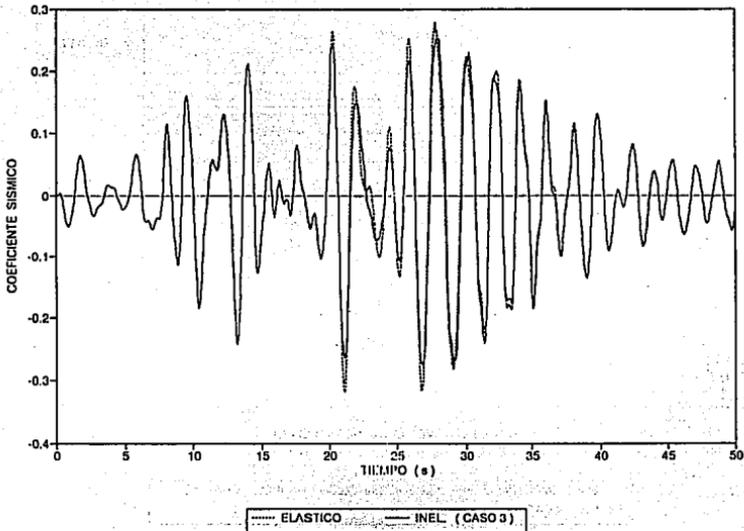


FIG 4.16 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

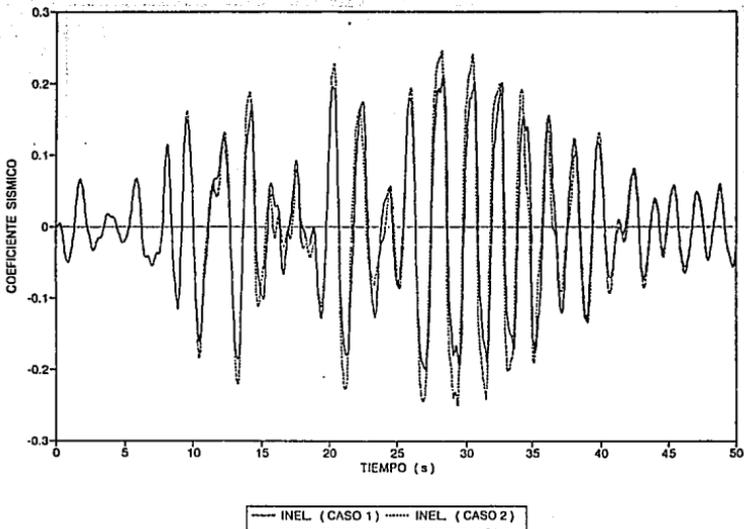


FIG 4.17 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

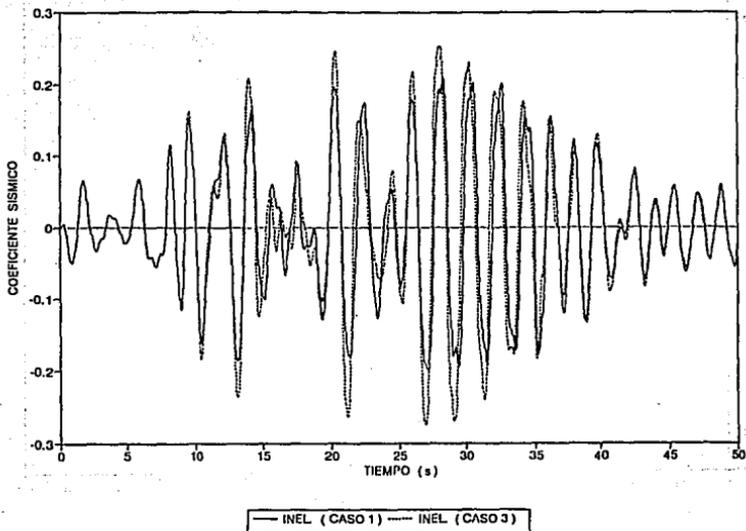


FIG 4.18 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

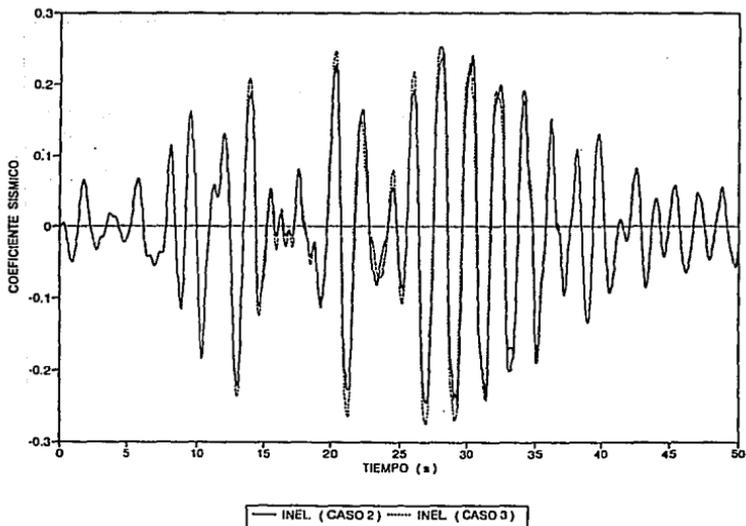


FIG 4.19 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

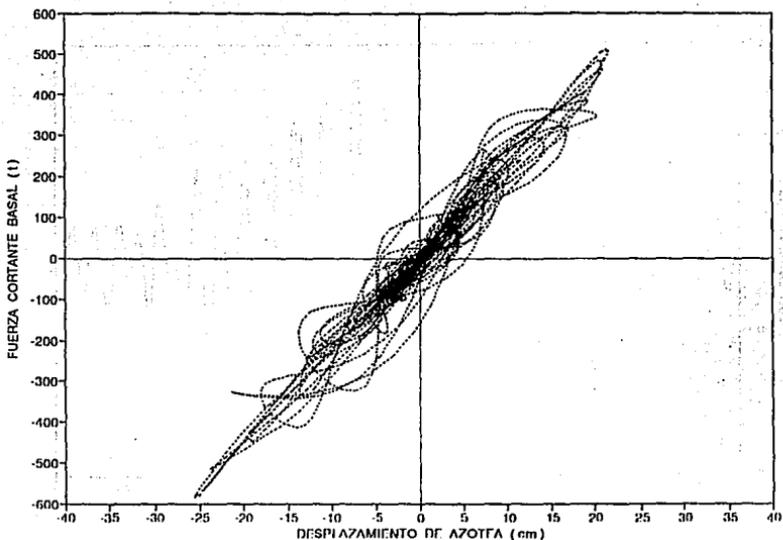


FIG 4.20 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (ELASTICO), MODELO 1

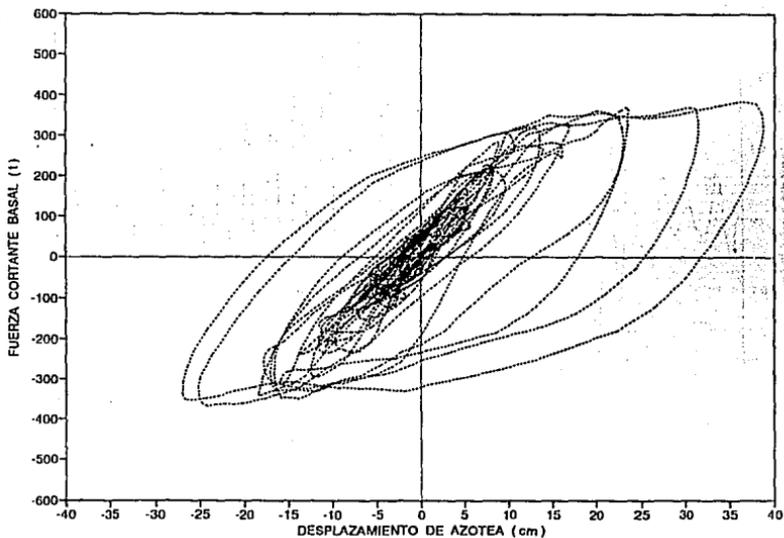


FIG 4.21 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASO 1), MODELO 1

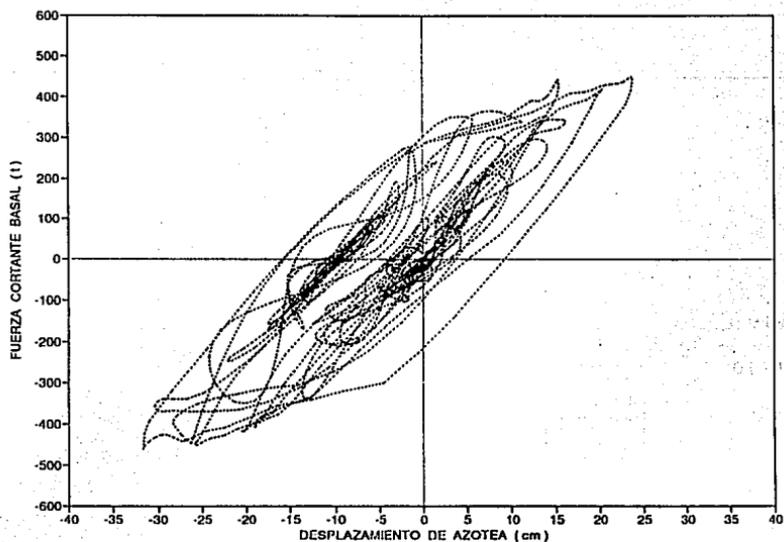


FIG 4.22 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASO 2) MODELO 1

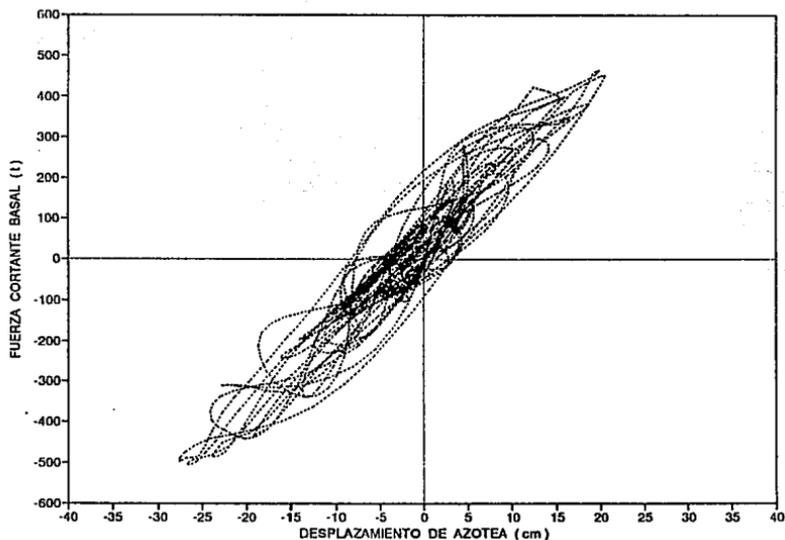


FIG 4.23 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASO 3), MODELO 1

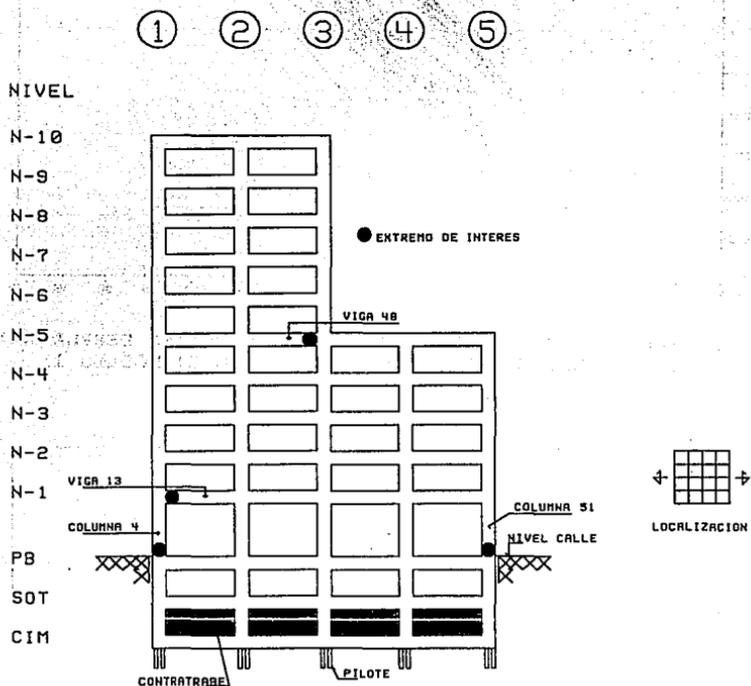


FIG 4.24 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, EJE C, MODELO 1

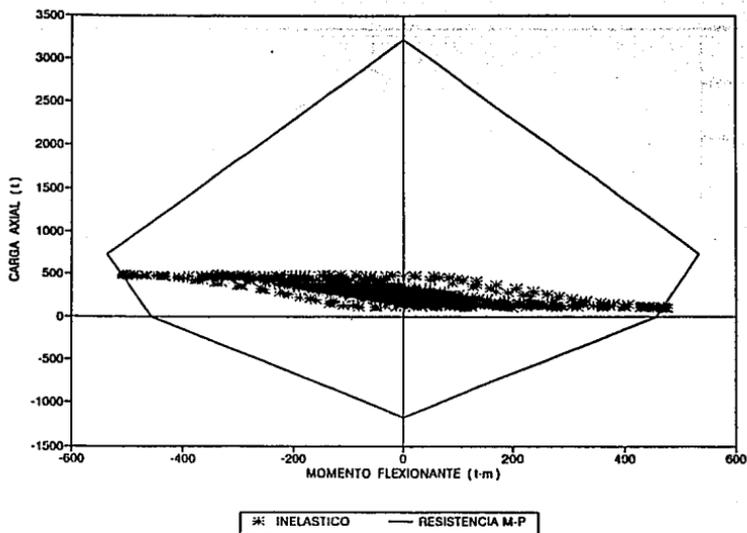


FIG 4.25 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASO 1), MODELO 1

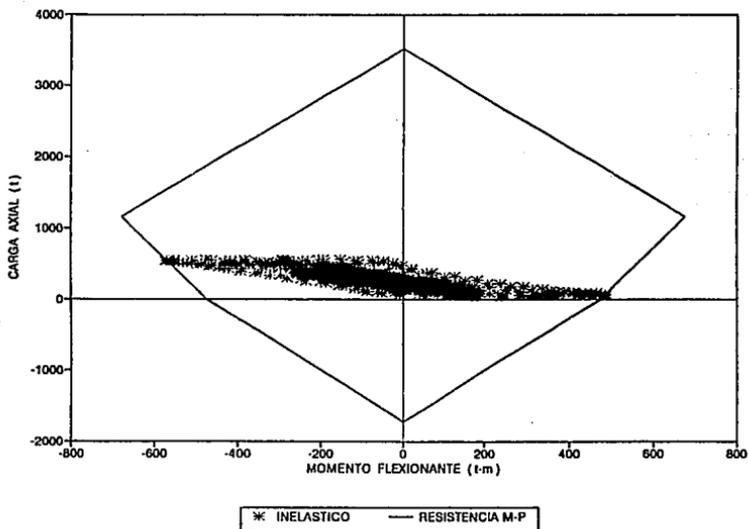


FIG 4.26 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASO 2), MODELO 1

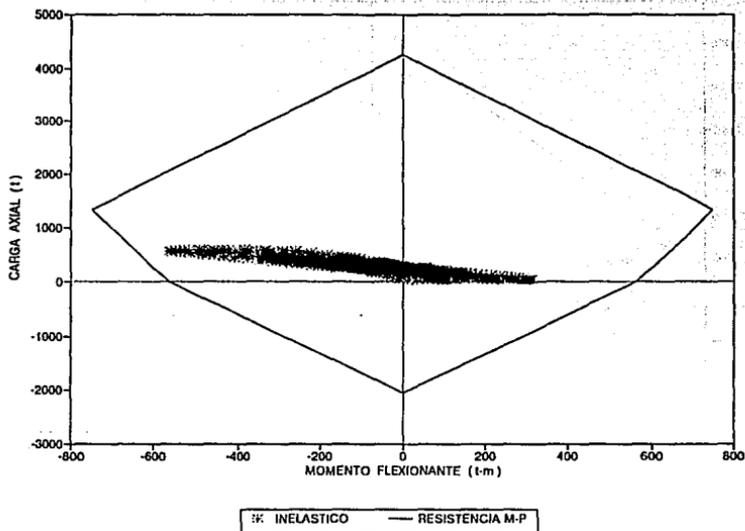


FIG 4.27 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASO 3), MODELO 1

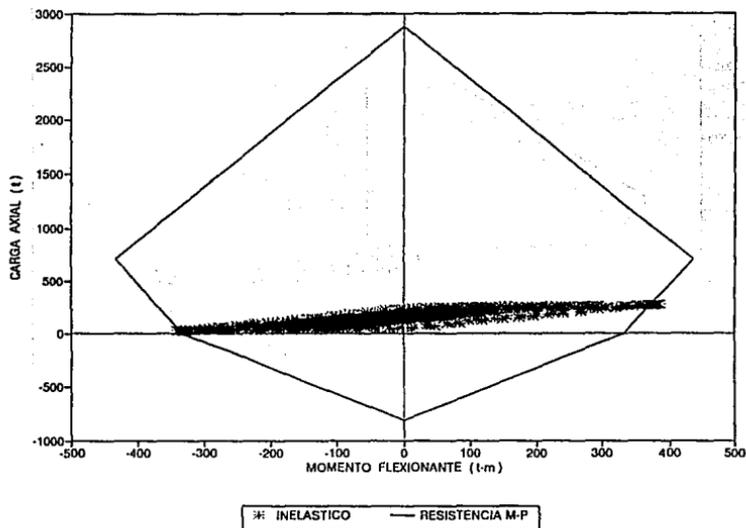


FIG 4.28 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 51, EJE C (INELASTICO, CASO 1), MODELO 1

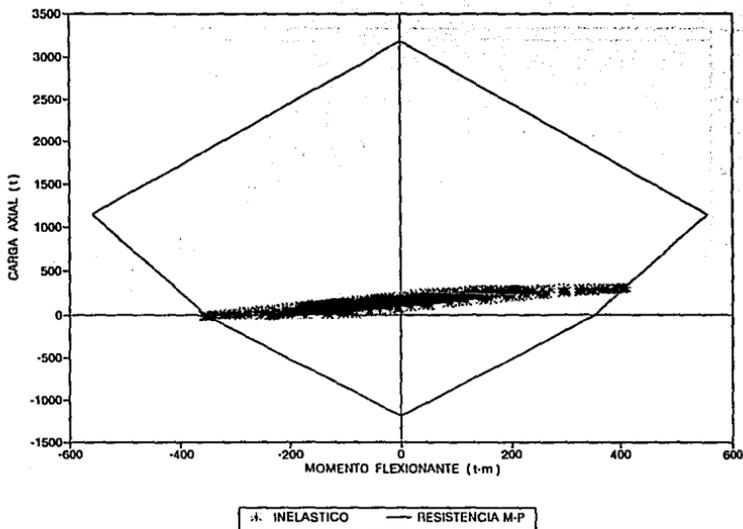


FIG 4.29 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 51, EJE C (INELASTICO, CASO 2), MODELO 1

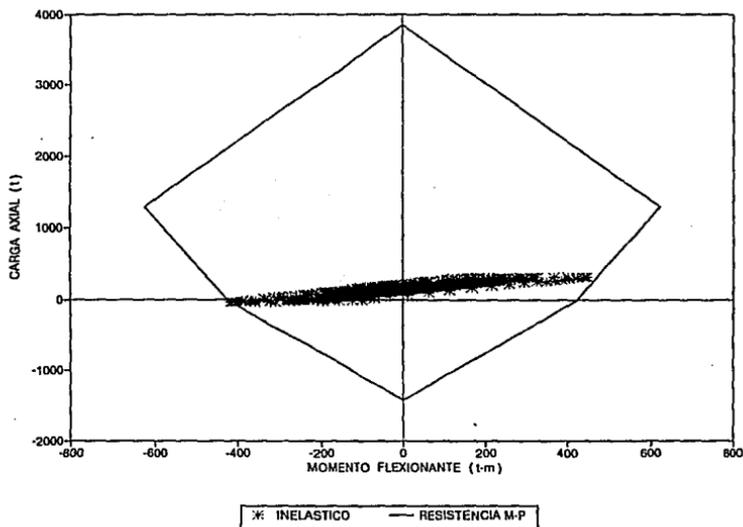


FIG 4.30 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 51, EJE C (INELASTICO, CASO 3), MODELO 1

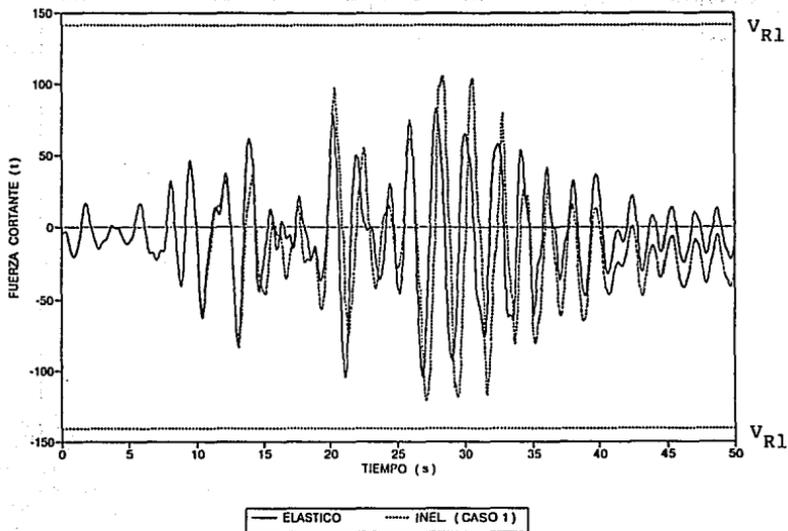


FIG 4.31 HISTORIAS DE FUERZA CORTANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

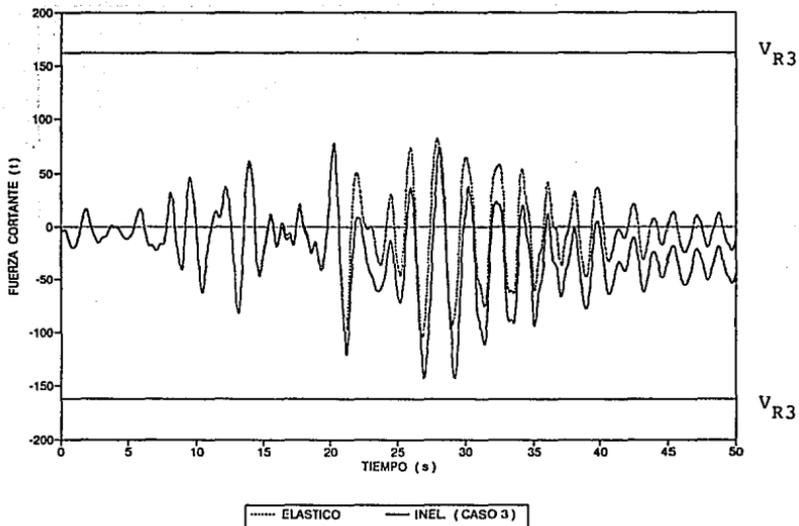


FIG 4.32 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

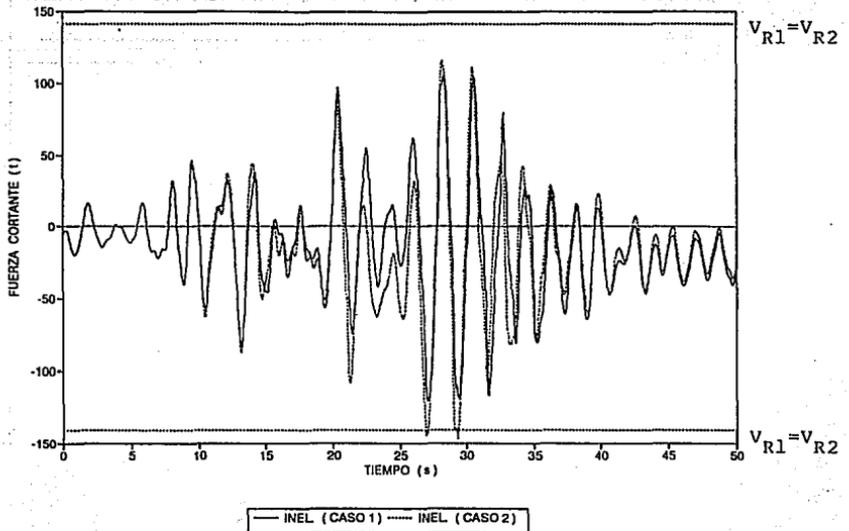


FIG 4.33 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

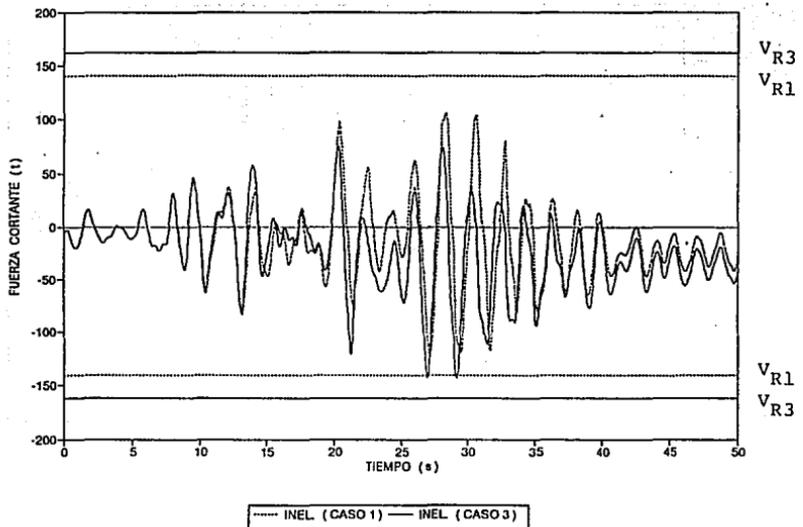


FIG 4.34 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

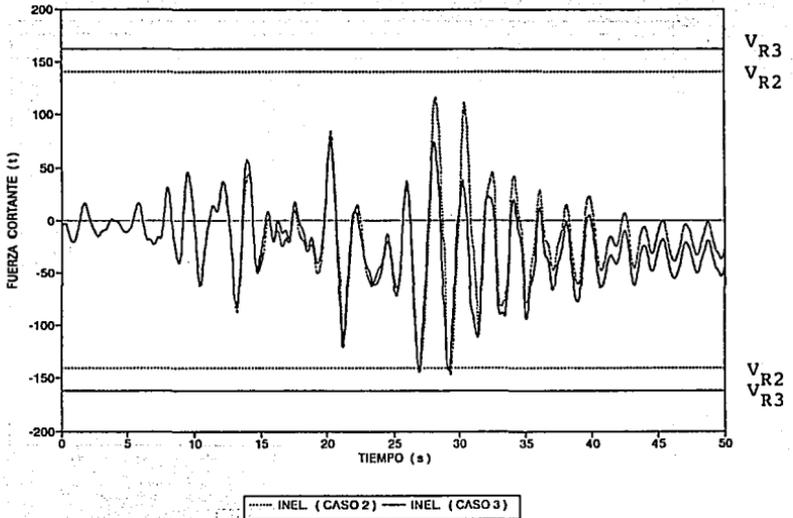


FIG 4.35 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

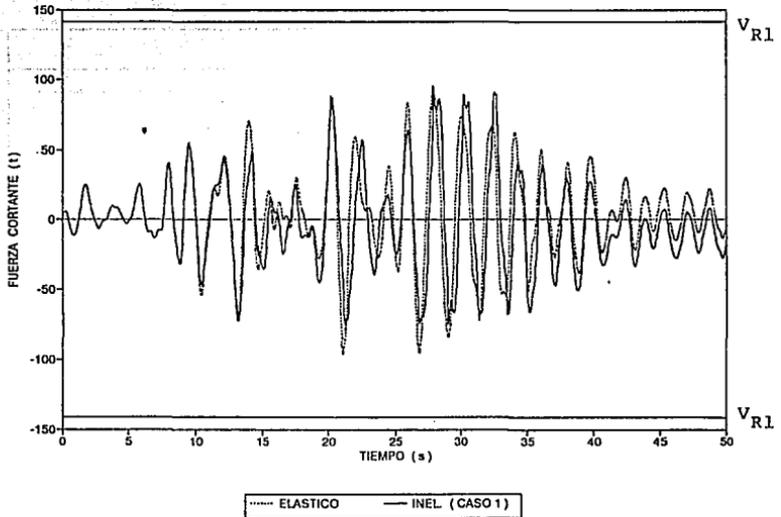


FIG 4.36 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 51, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

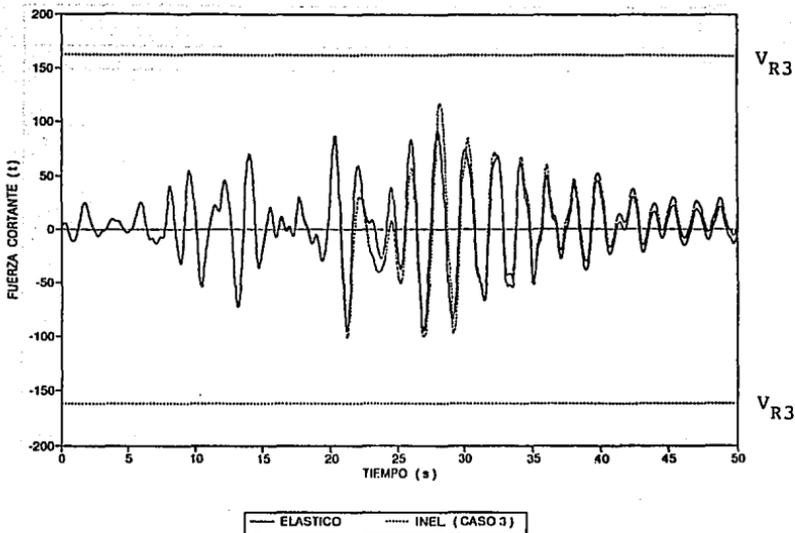


FIG 4.37 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 51, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

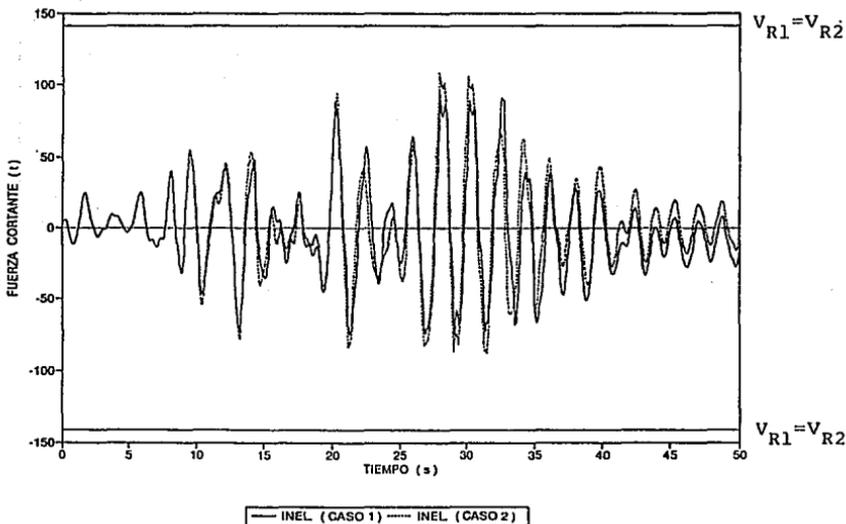


FIG 4.38 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 51, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

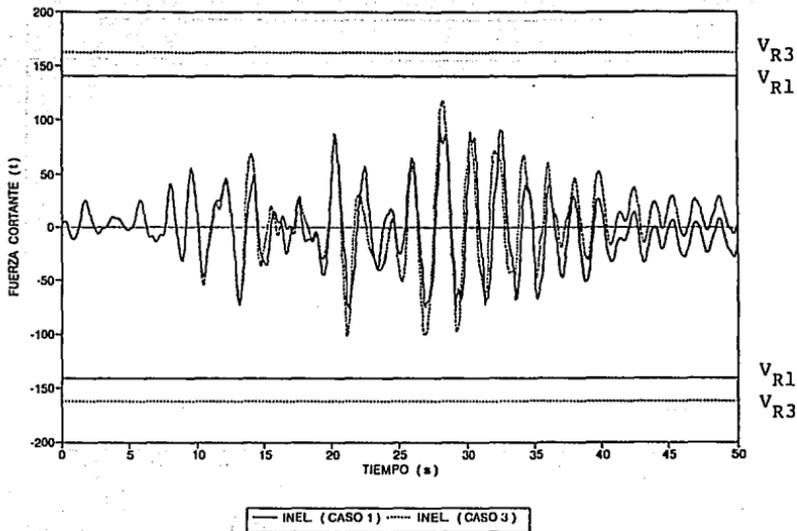


FIG 4.39 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 51, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

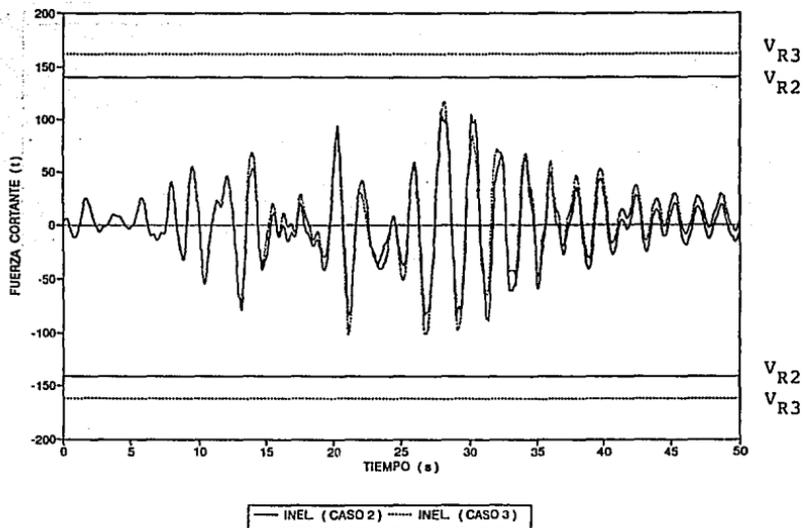


FIG 4.40 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 51, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

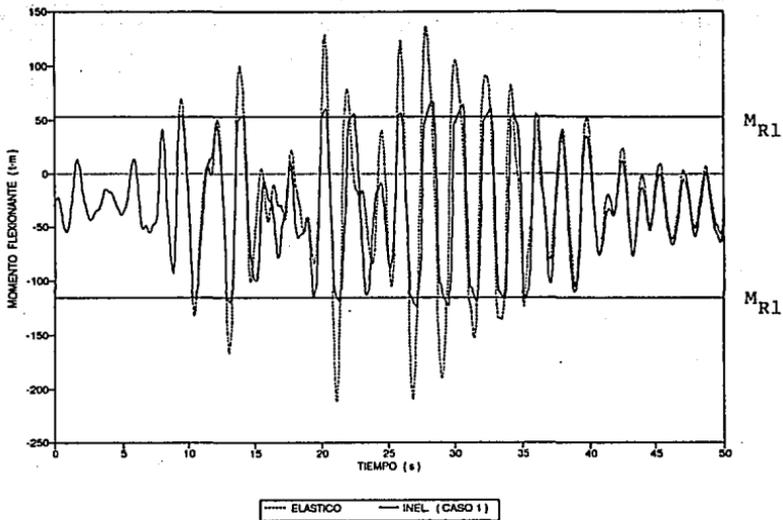


FIG 4.41 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

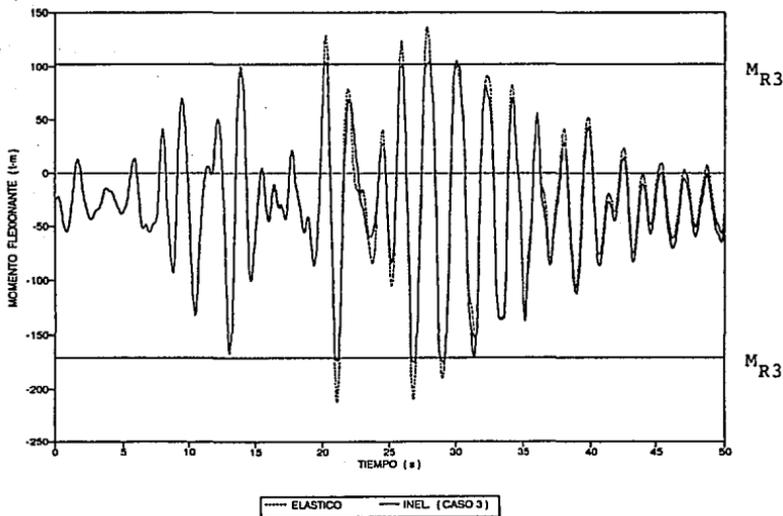


FIG 4.42 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

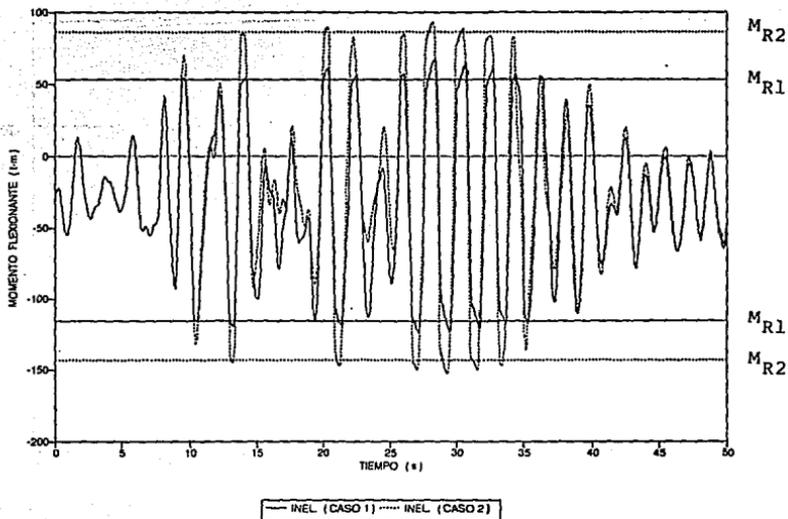


FIG 4.43 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

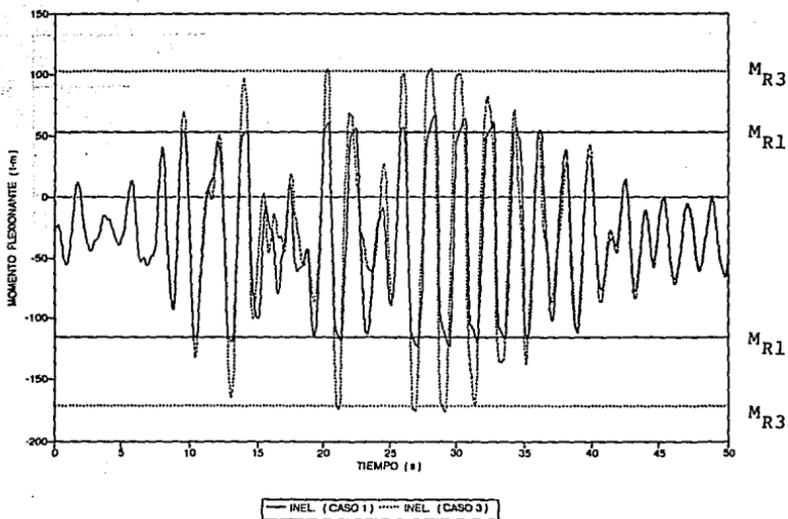


FIG 4.44 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

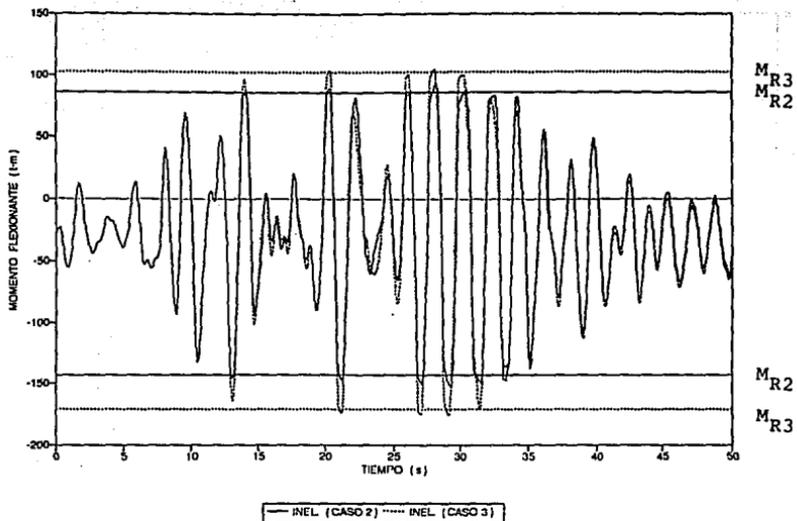


FIG 4.45 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

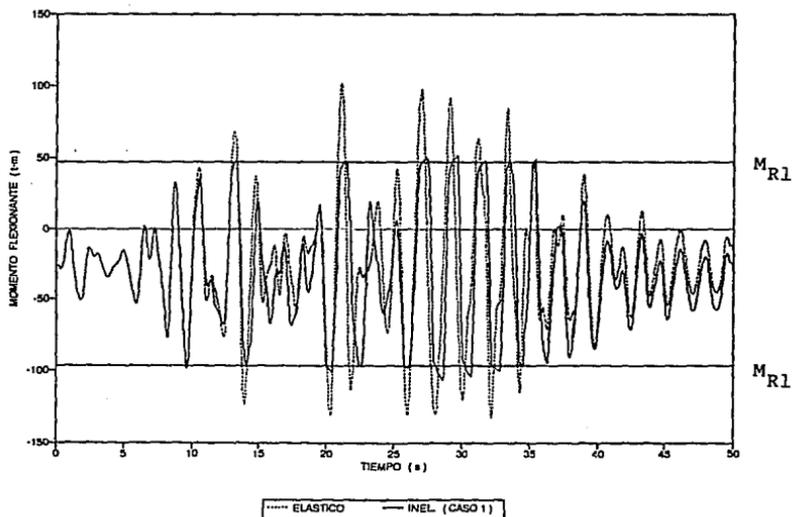


FIG 4.46 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 48, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

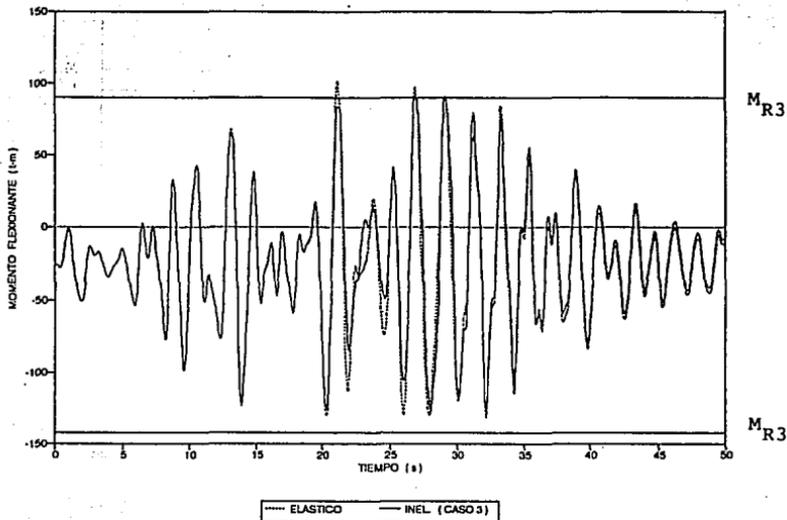


FIG 4.47 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 48, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

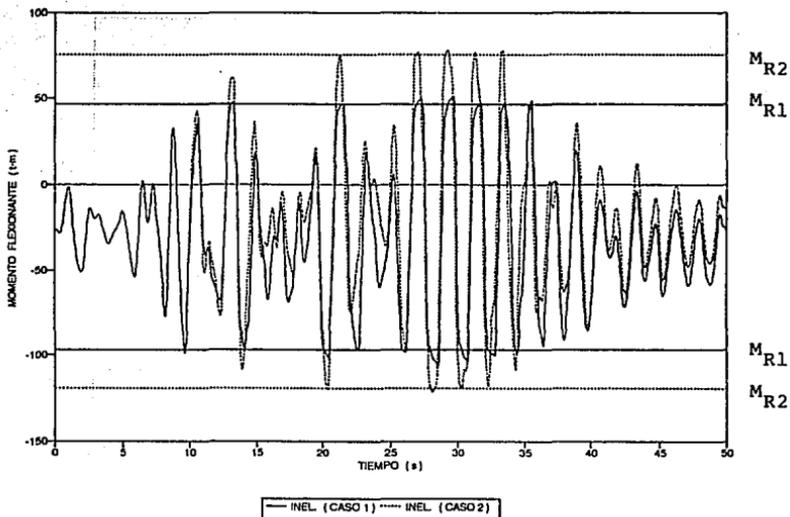


FIG 4.48 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

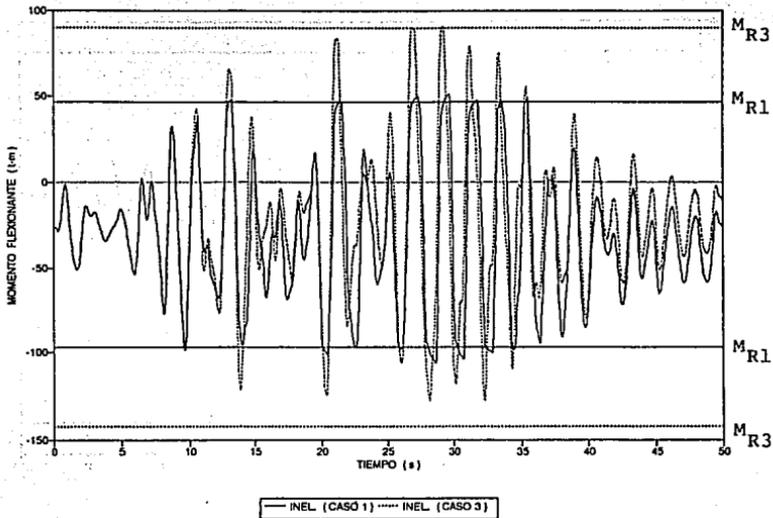


FIG 4.49 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

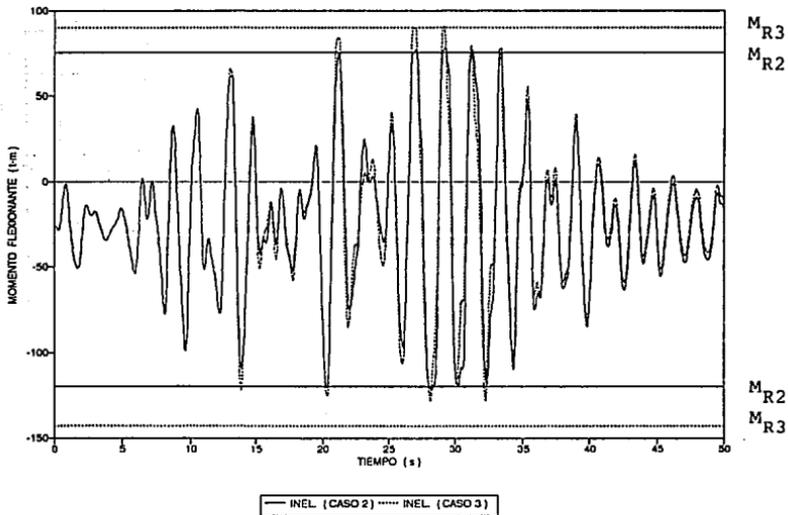


FIG 4.50 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

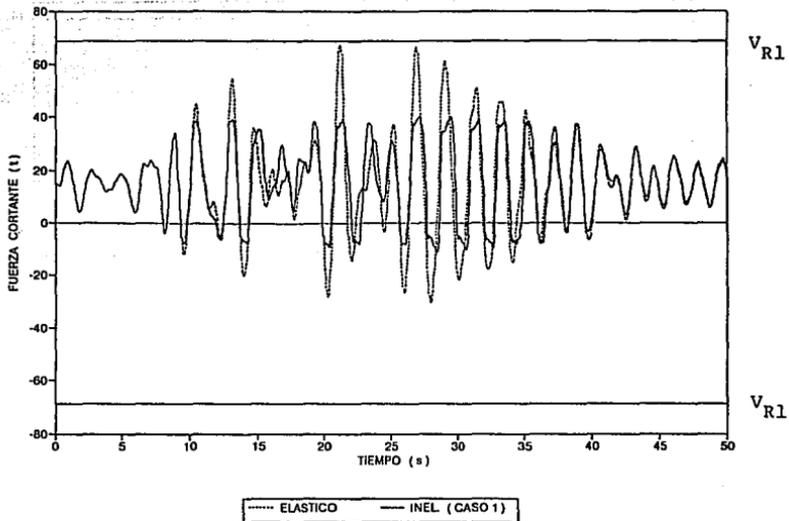


FIG 4.51 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

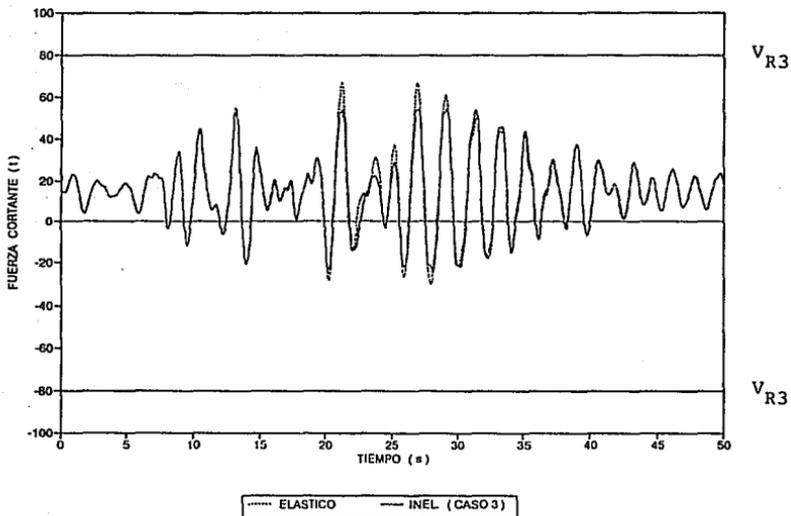


FIG 4.52 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

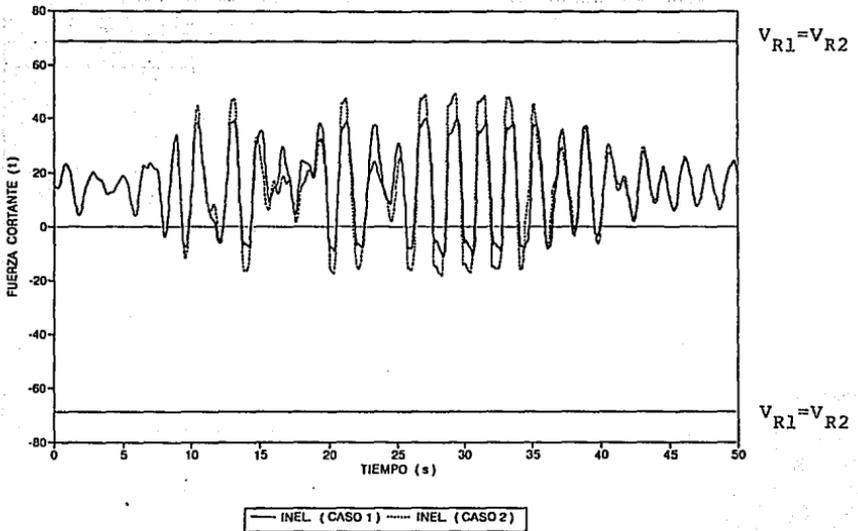


FIG 4.53 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

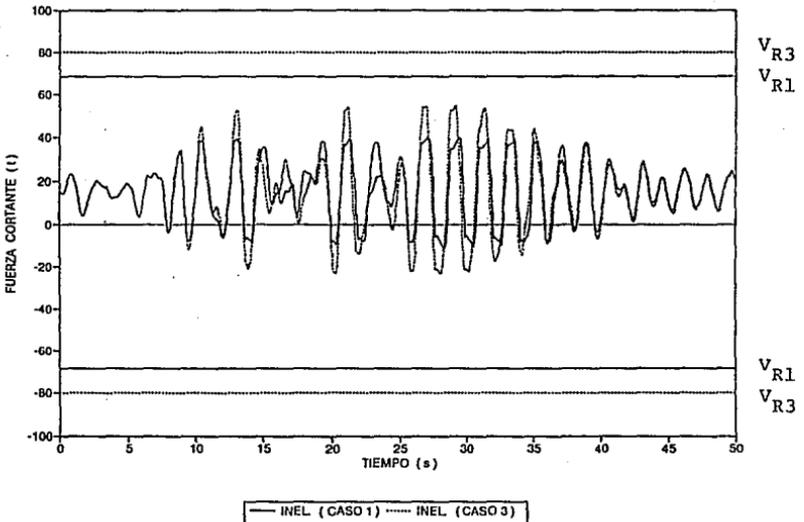


FIG 4.54 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

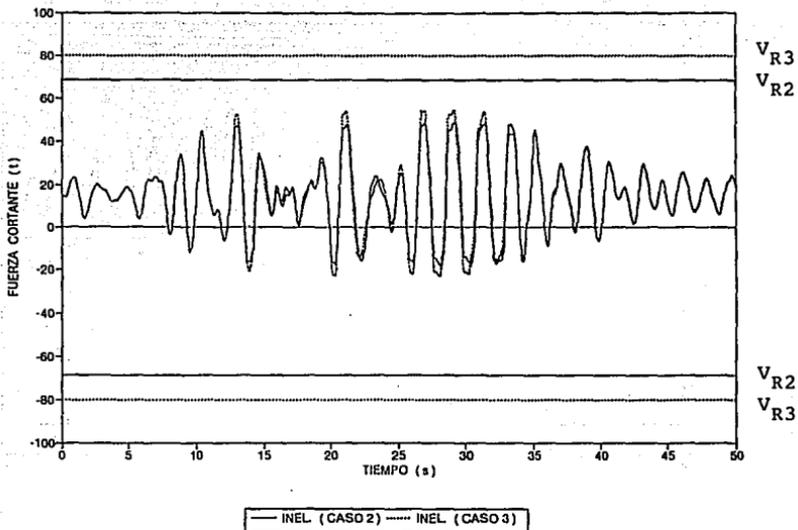


FIG 4.55 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

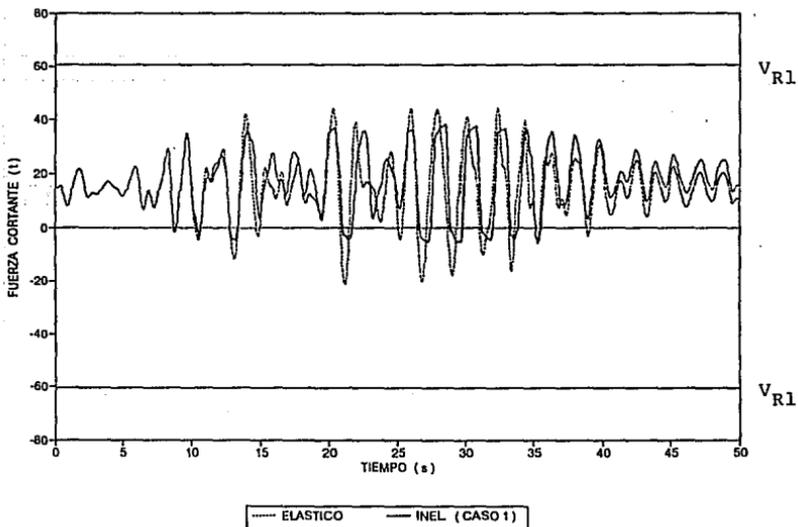


FIG 4.56 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 48, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

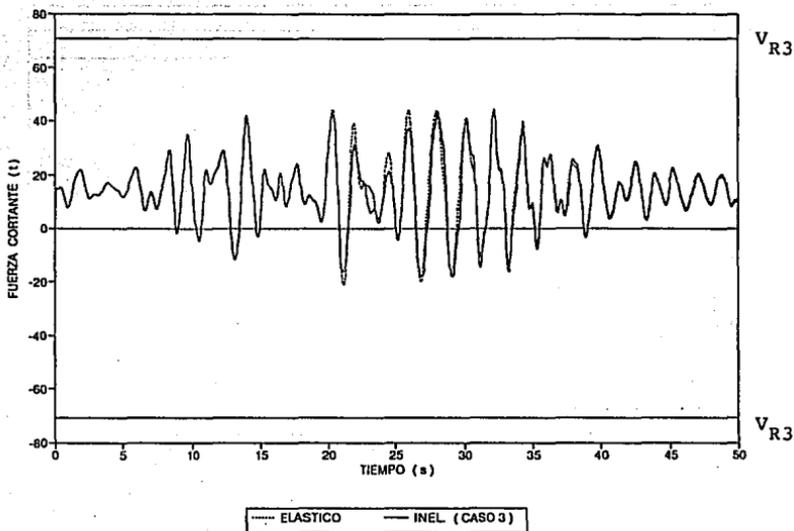


FIG 4.57 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 48, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

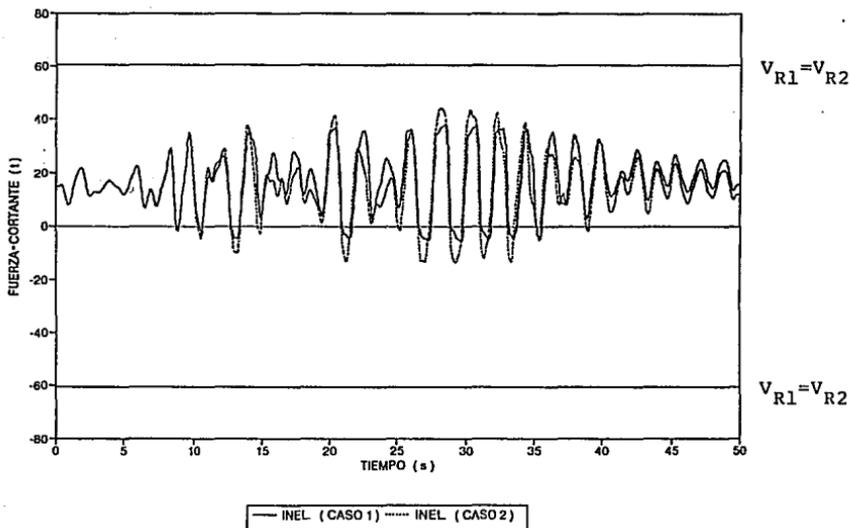


FIG 4.58 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

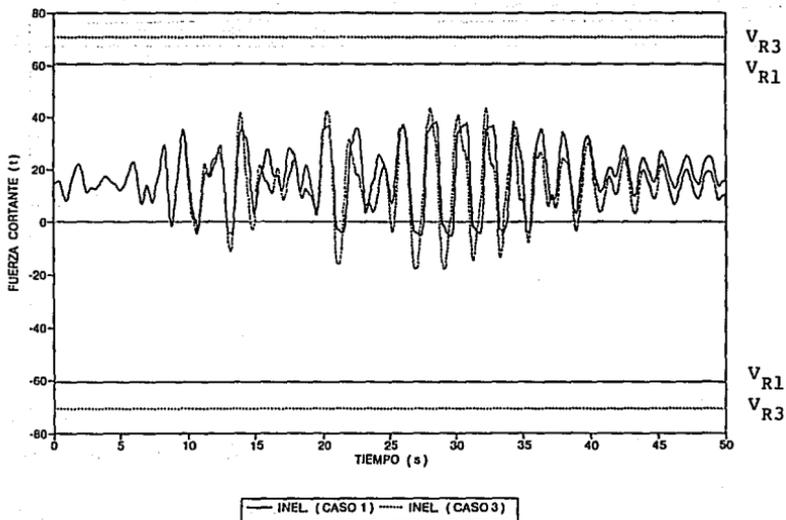


FIG 4.59 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

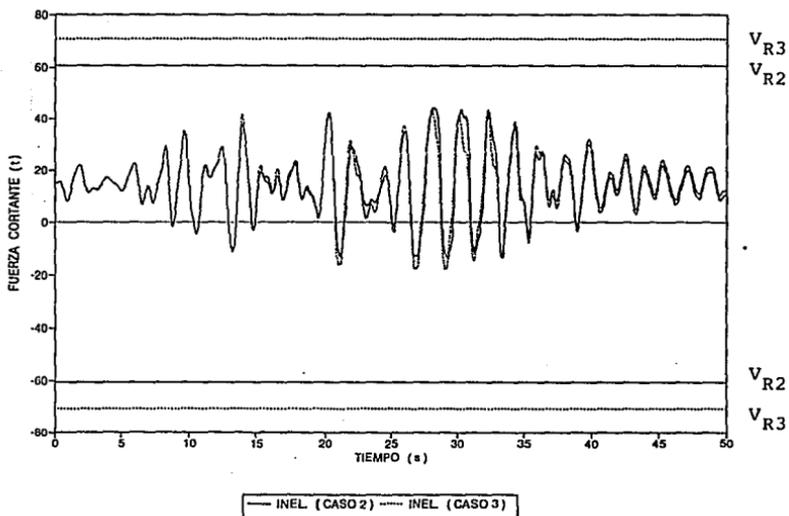


FIG 4.60 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

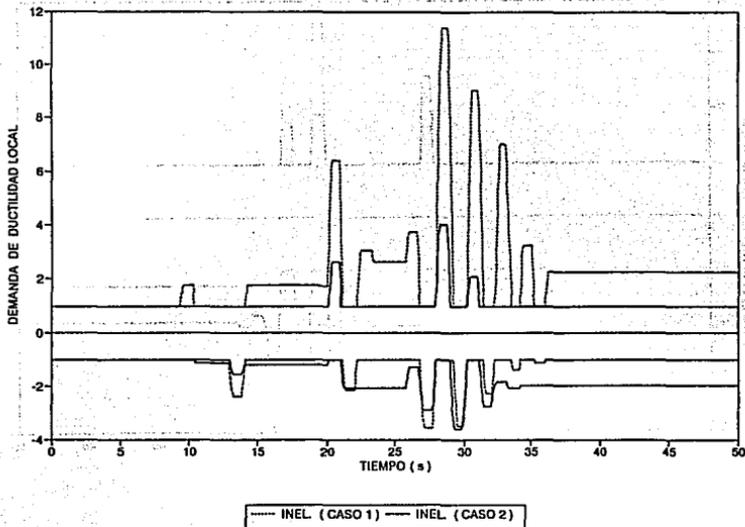


FIG. 4.61 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

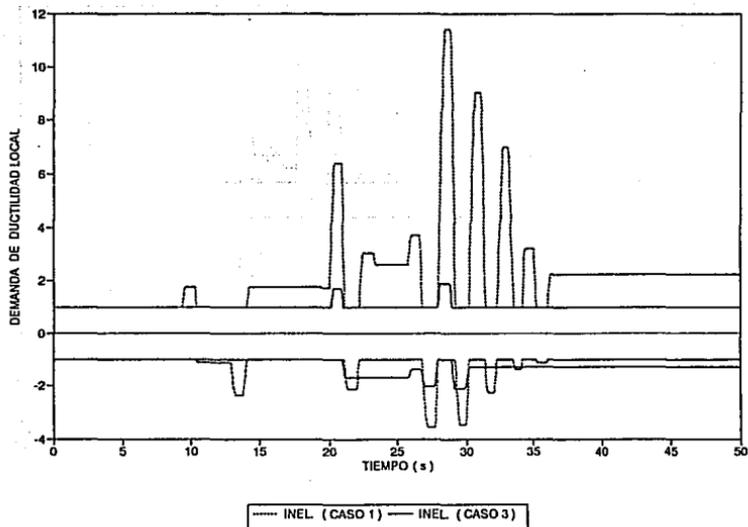


FIG. 4.62 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

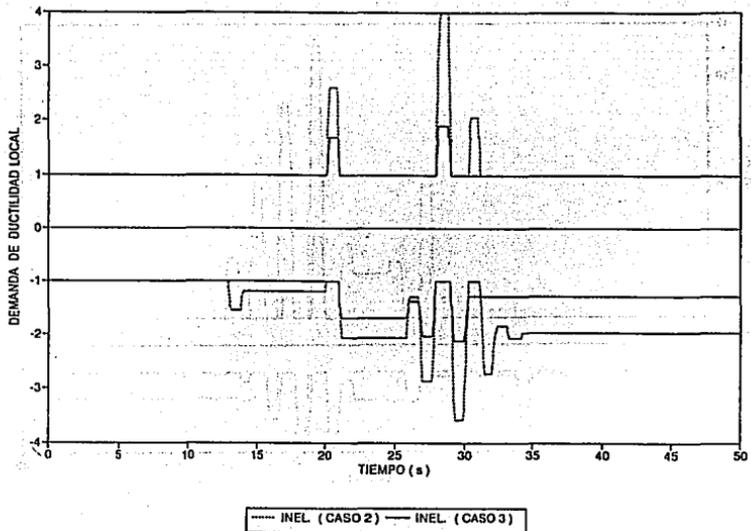


FIG 4.63 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

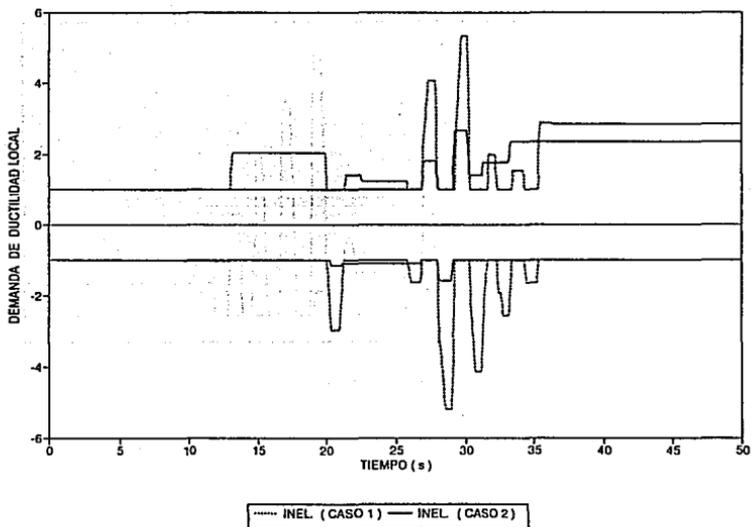


FIG 4.64 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

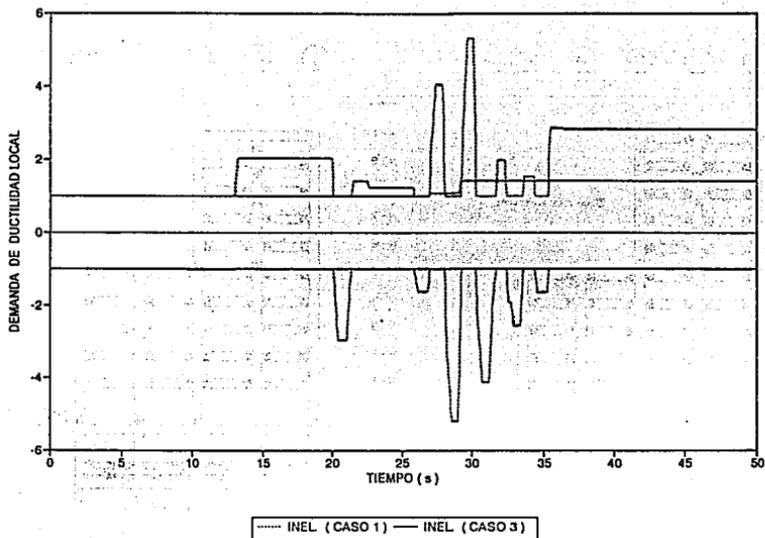


FIG 4.65 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

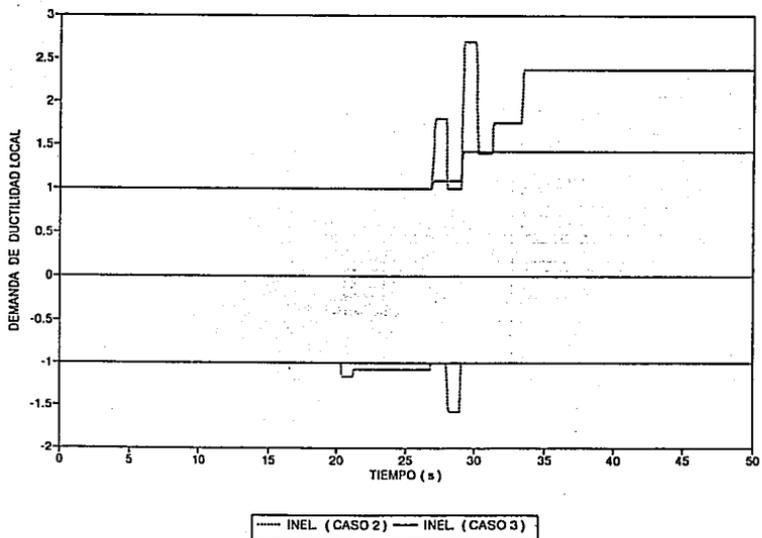


FIG 4.66 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 48, EJE C (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

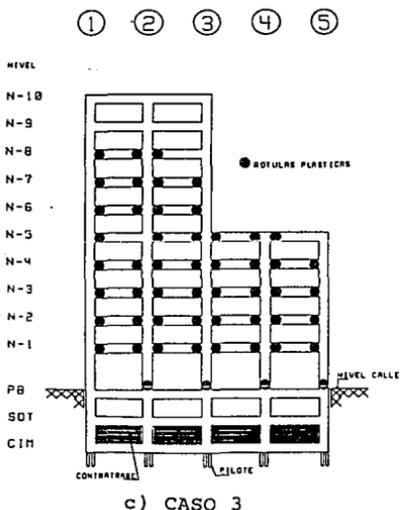
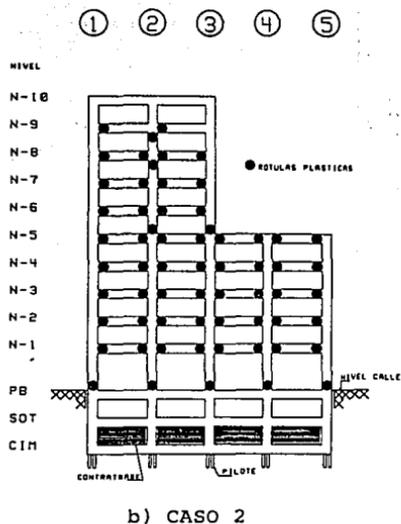
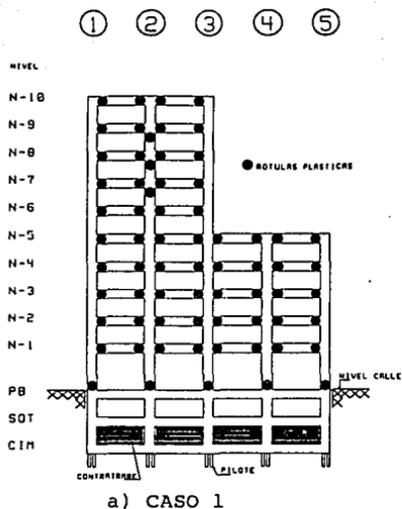
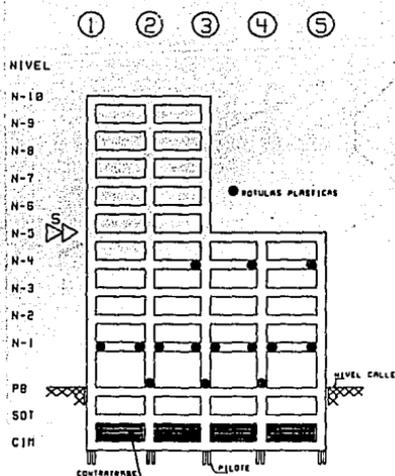
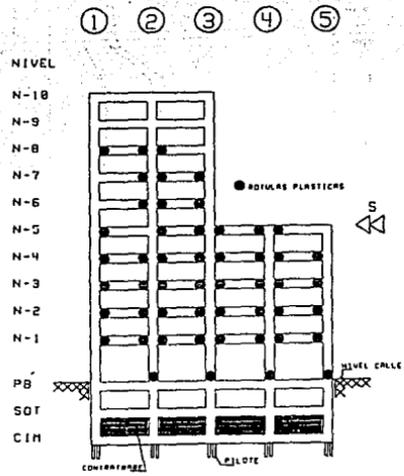


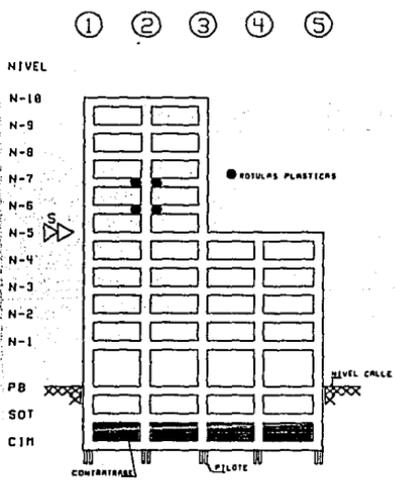
FIG 4.67 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1, 2 Y 3), MODELO 1



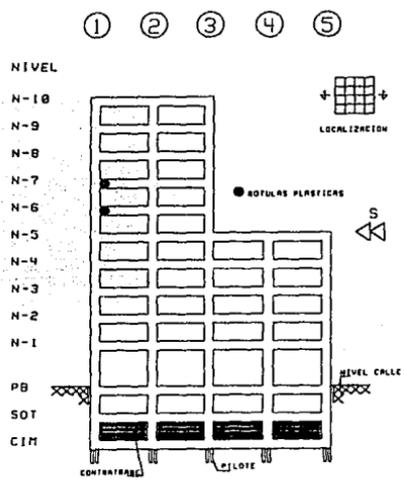
a) INTERVALO 27.52-28.60 s



b) INTERVALO 28.64-29.76 s

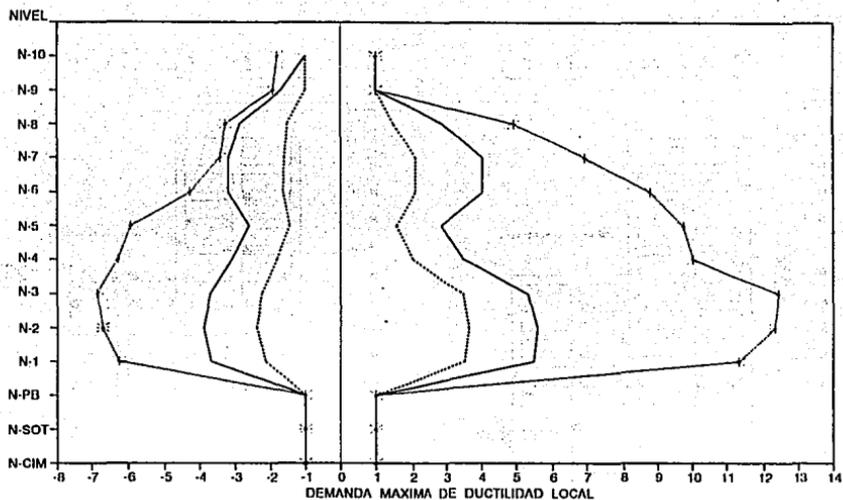


c) INTERVALO 31.92-32.80 s

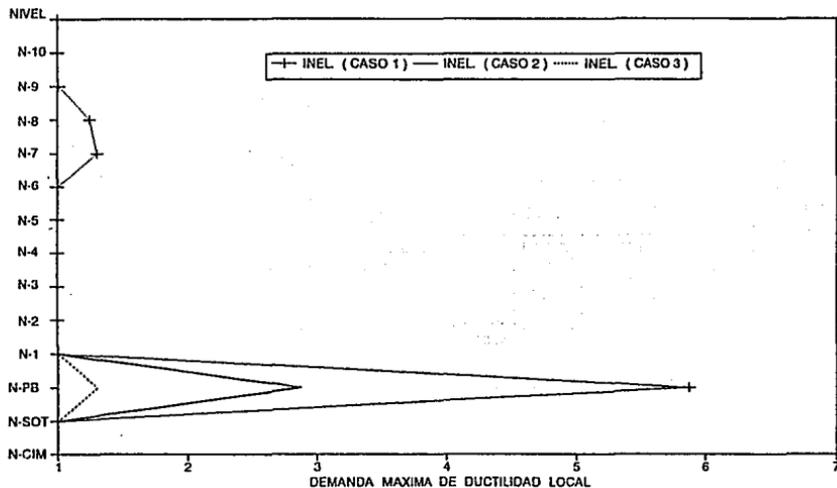


d) INTERVALO 32.84-33.88 s

FIG 4.68 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 1



a) VIGAS



b) COLUMNAS

FIG 4.69 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS Y COLUMNAS ($l_p = d$), EJE C, MODELO 1

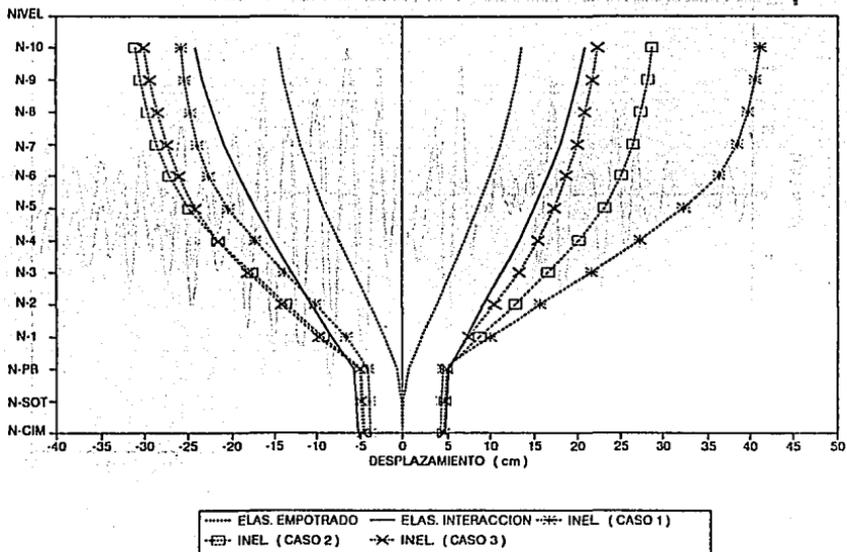


FIG 4.70 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS HORIZONTALES, EJE 2, MODELO 1

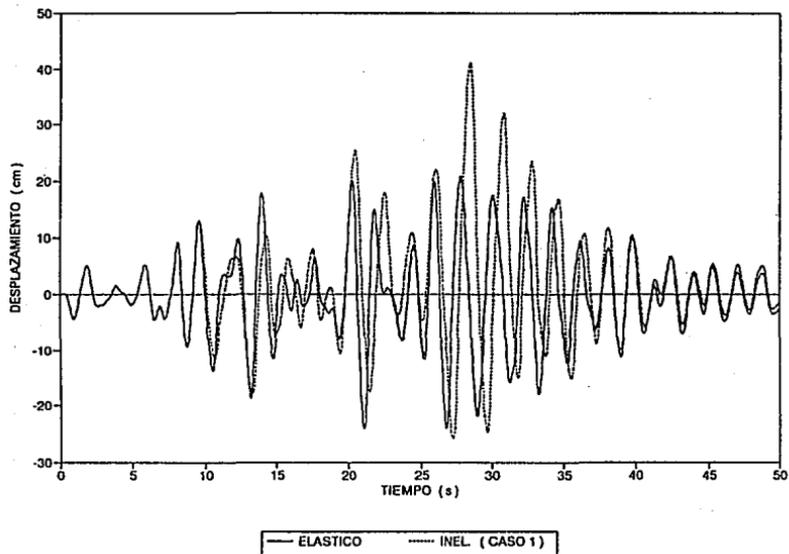


FIG 4.71 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

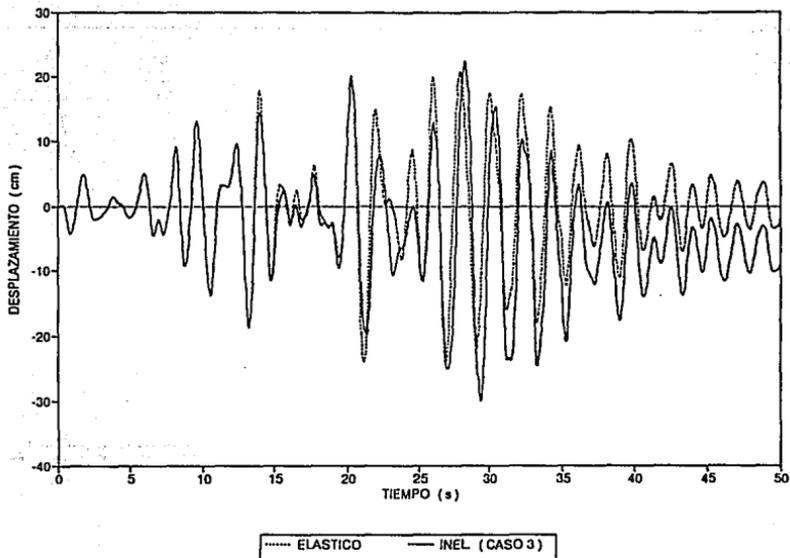


FIG 4.72 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

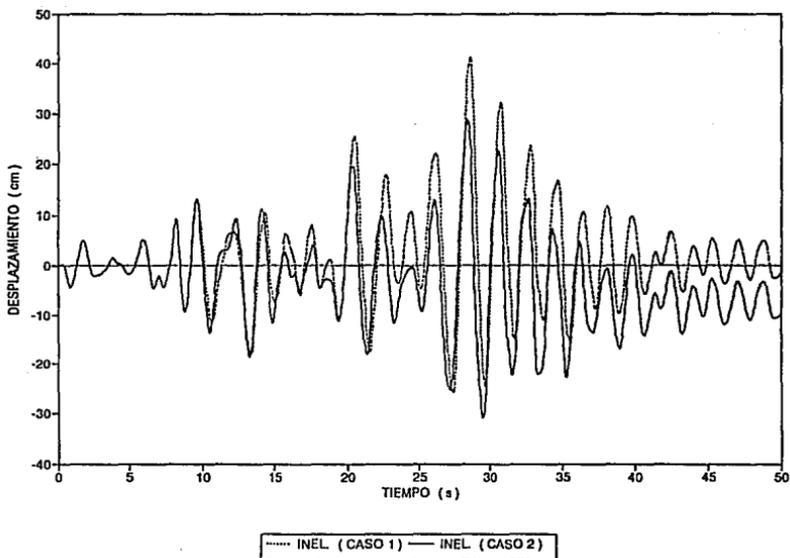


FIG 4.73 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

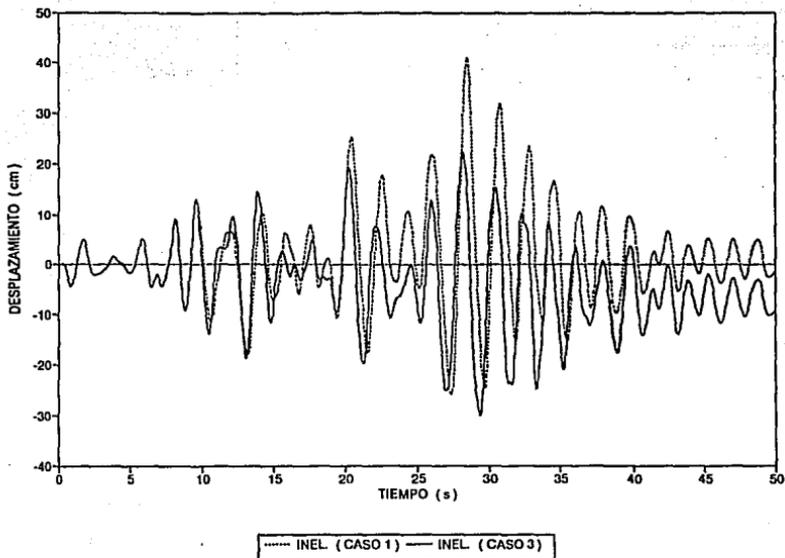


FIG 4.74 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

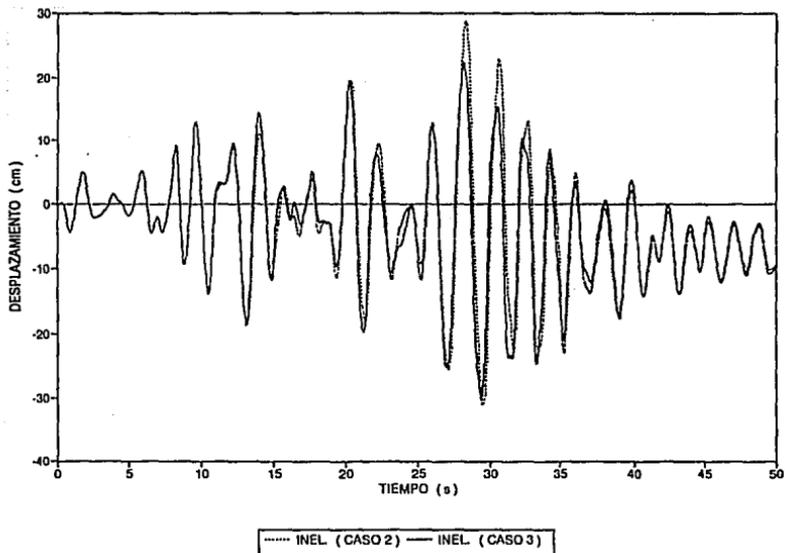


FIG 4.75 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

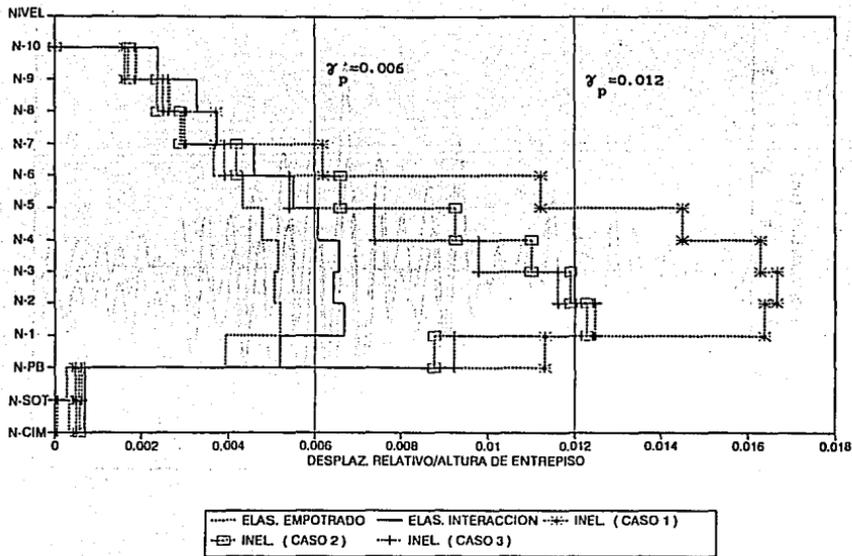


FIG 4.76 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, EJE 2, MODELO 1

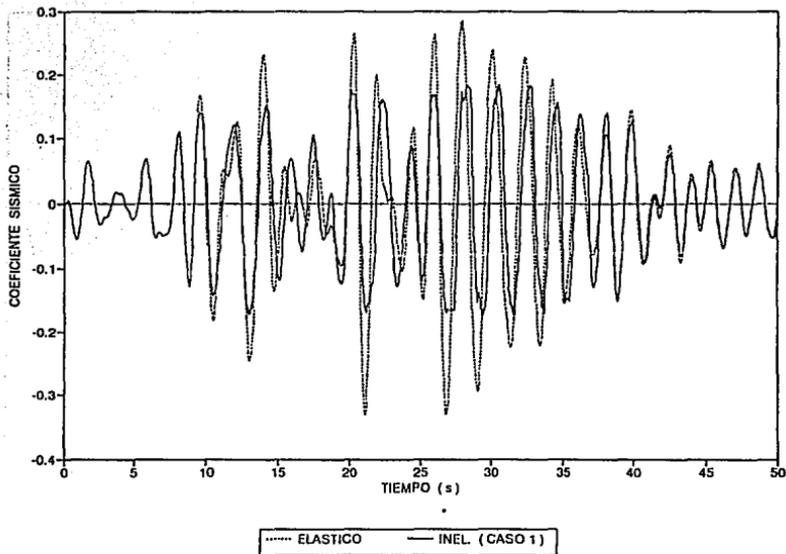


FIG 4.77 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

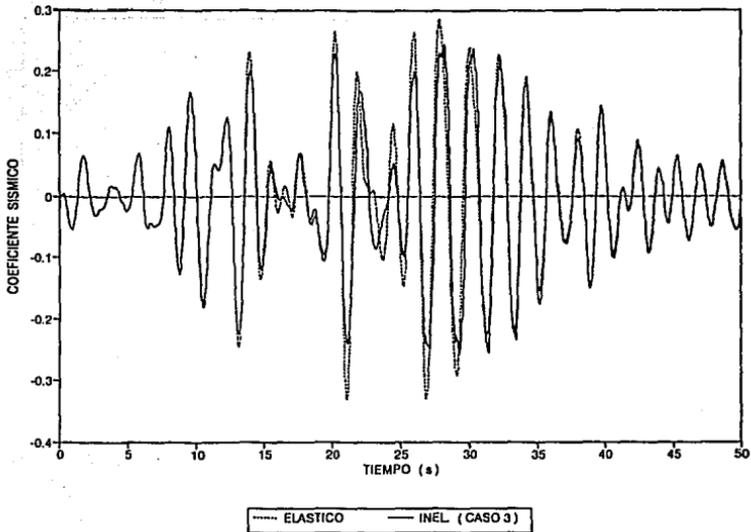


FIG 4.78 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

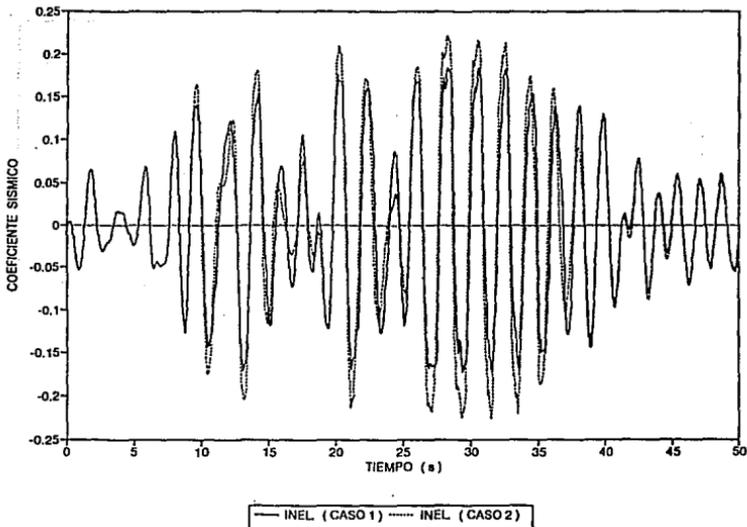


FIG 4.79 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

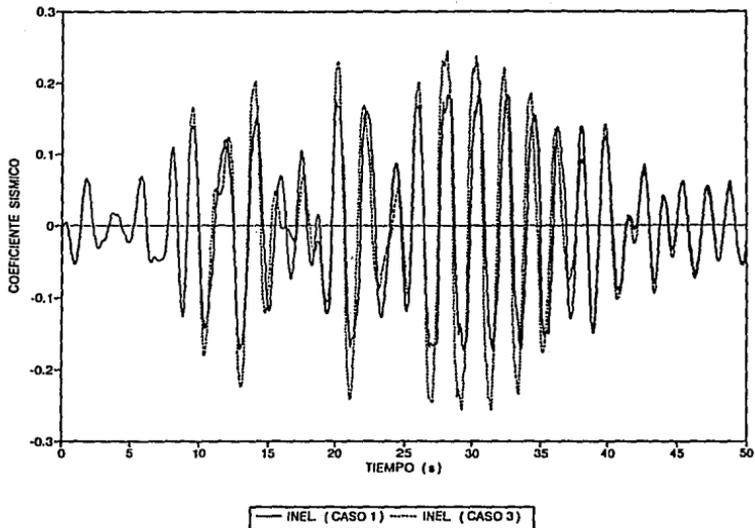


FIG 4.80 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

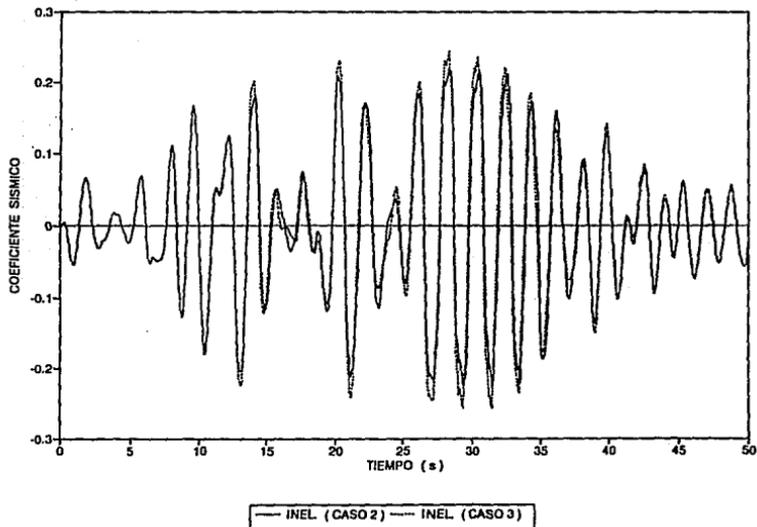


FIG 4.81 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

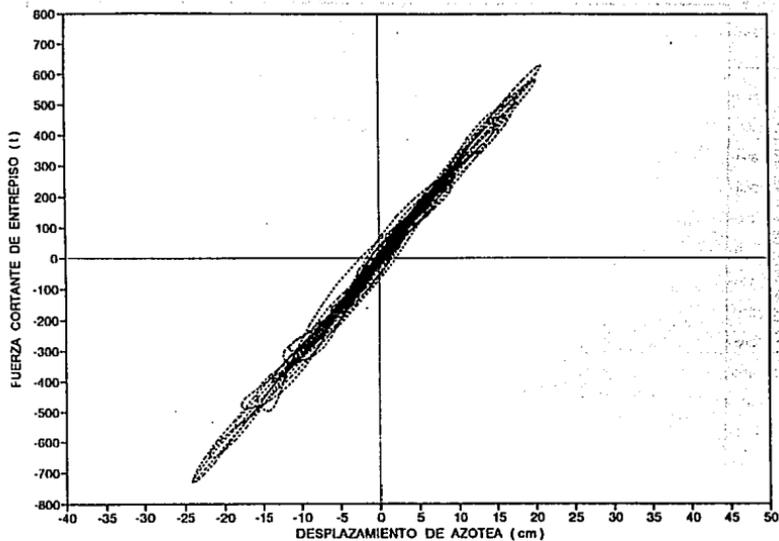


FIG 4.82 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO), MODELO 1

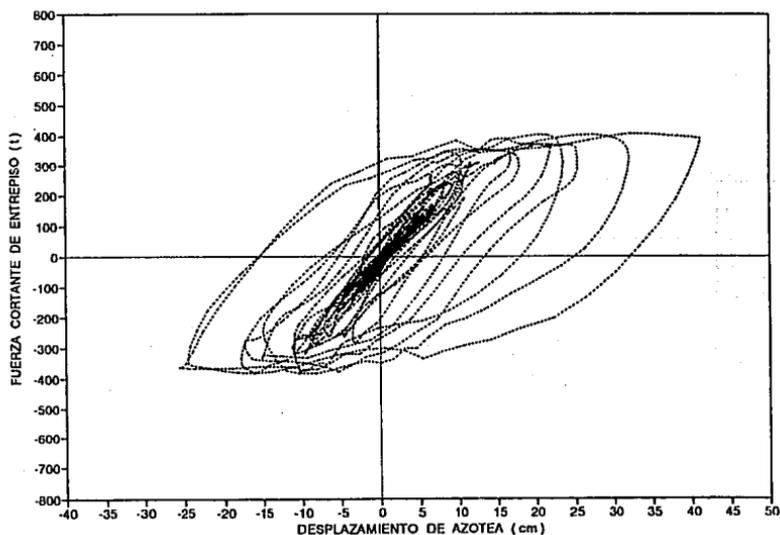


FIG 4.83 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

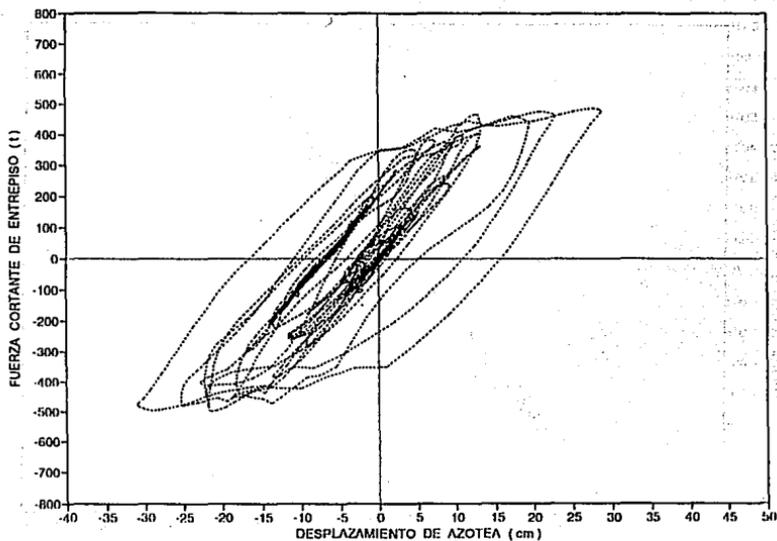


FIG 4.84 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 2), MODELO 1

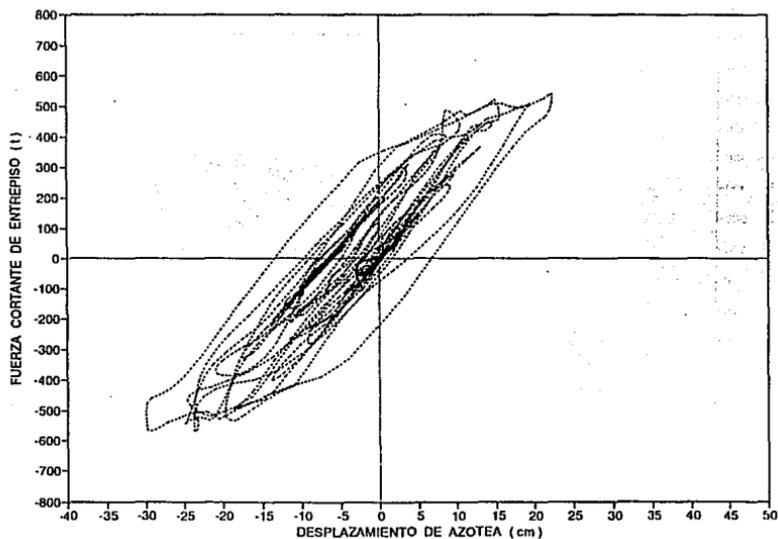


FIG 4.85 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

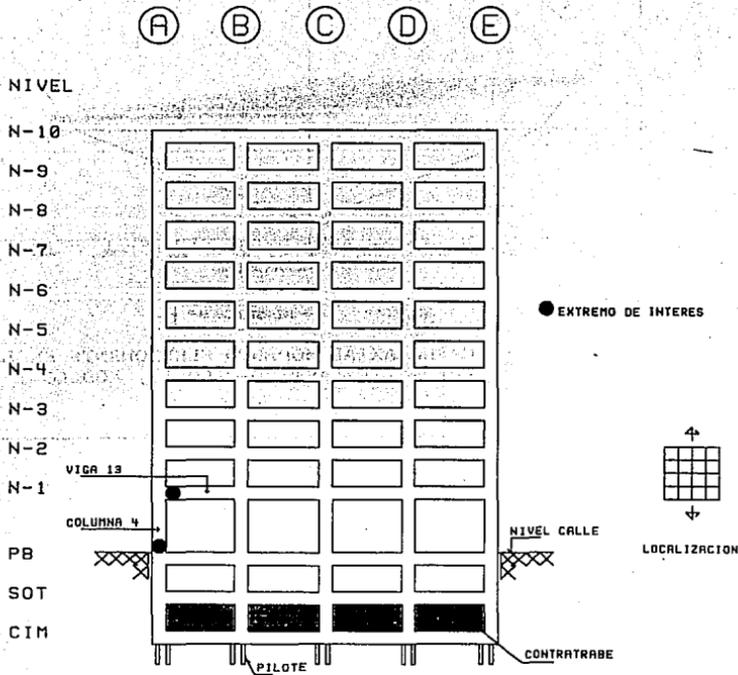


FIG 4.86 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, EJE 2, MODELO 1

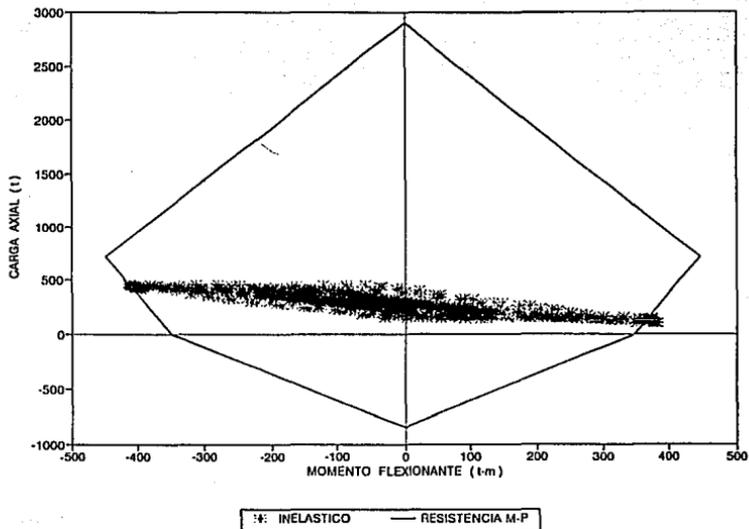


FIG 4.87 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

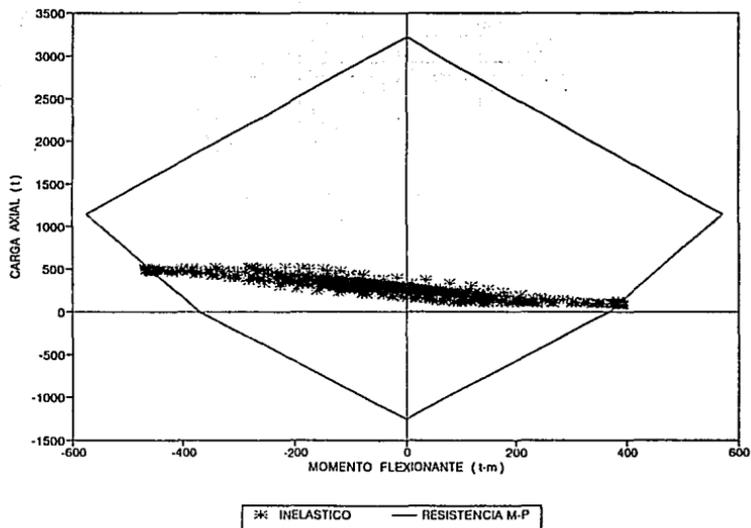


FIG 4.88 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO-CASO 2), MODELO 1

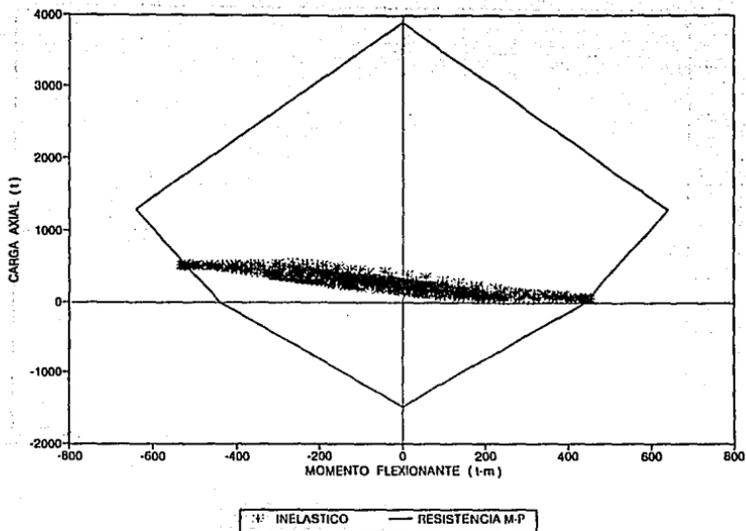


FIG 4.89 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4; EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

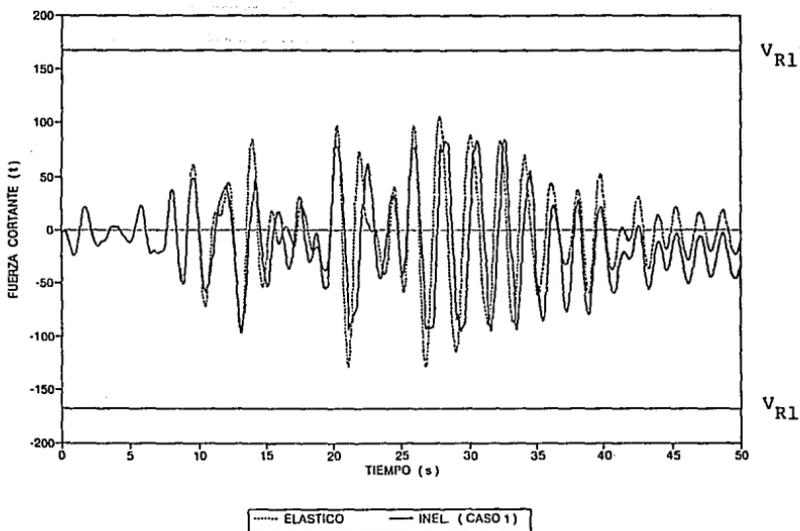


FIG 4.90 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

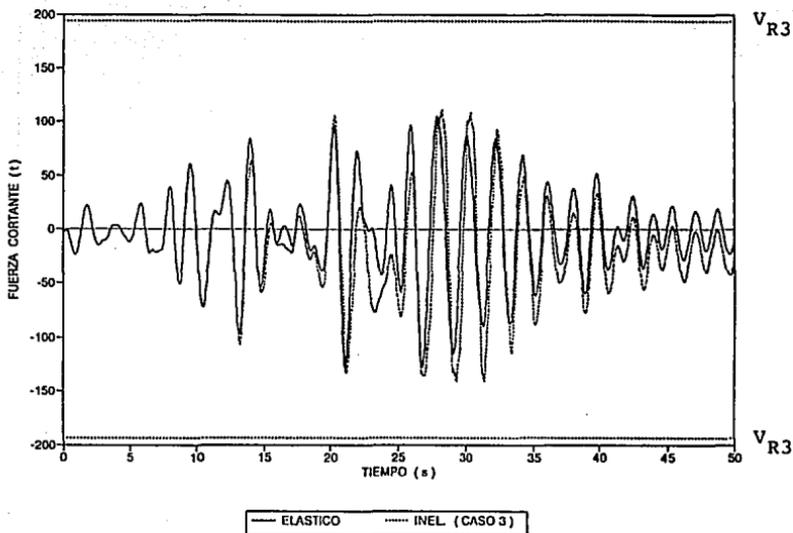


FIG 4.91 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

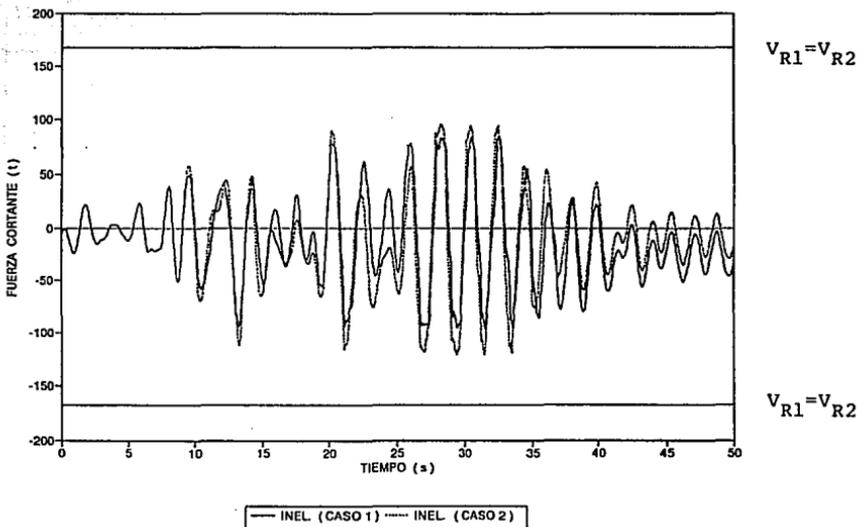


FIG 4.92 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

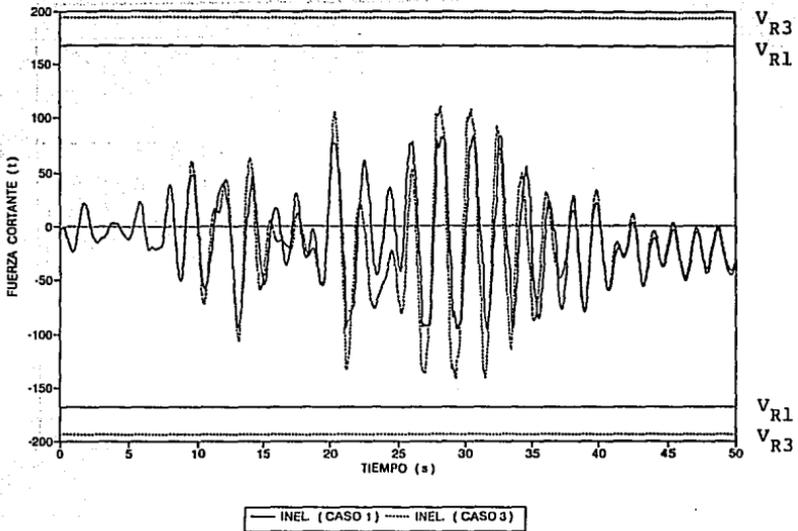


FIG 4.93 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

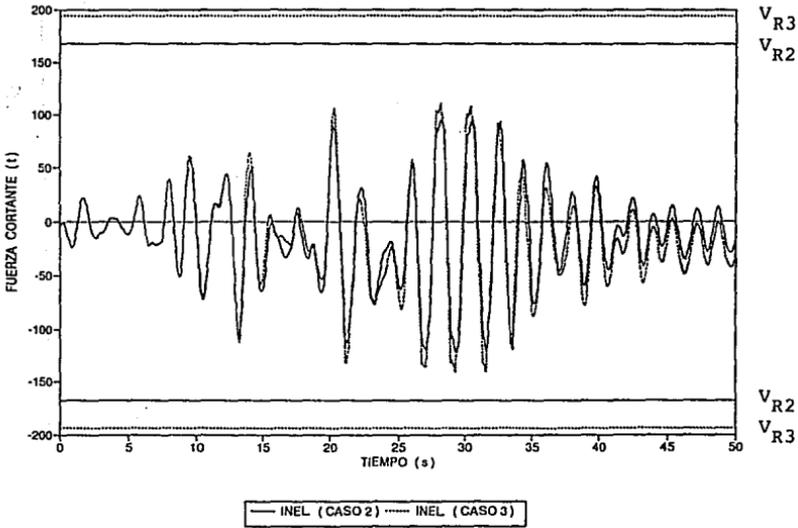


FIG 4.94 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

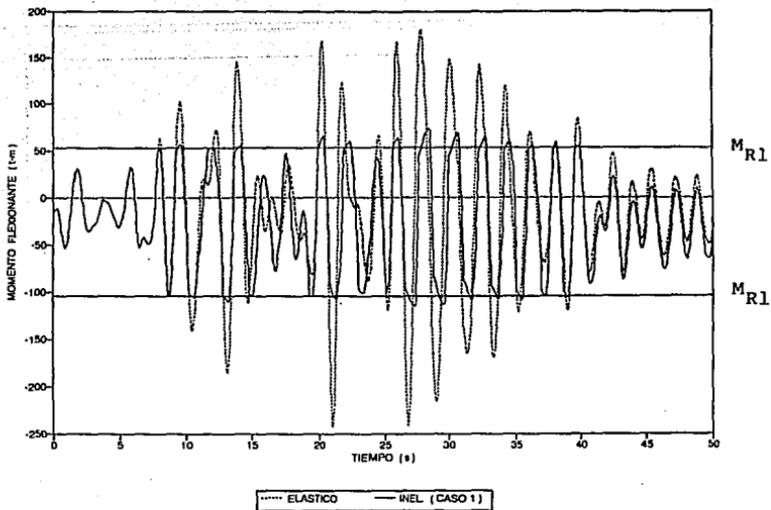


FIG 4.95 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

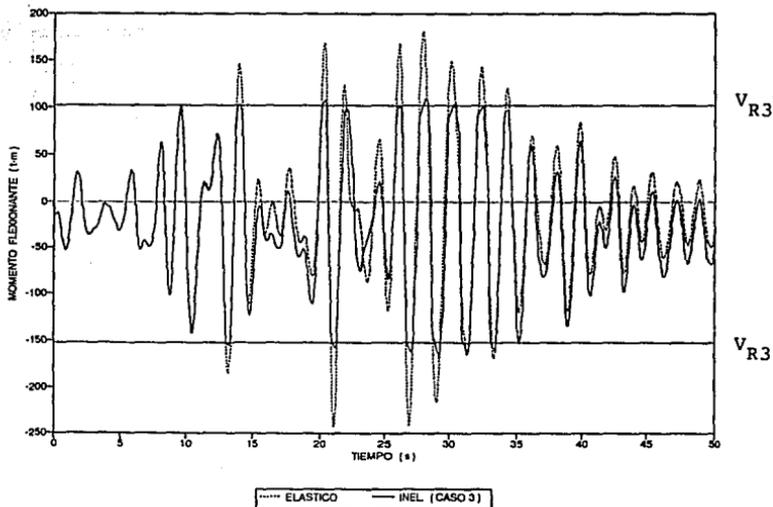


FIG 4.96 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

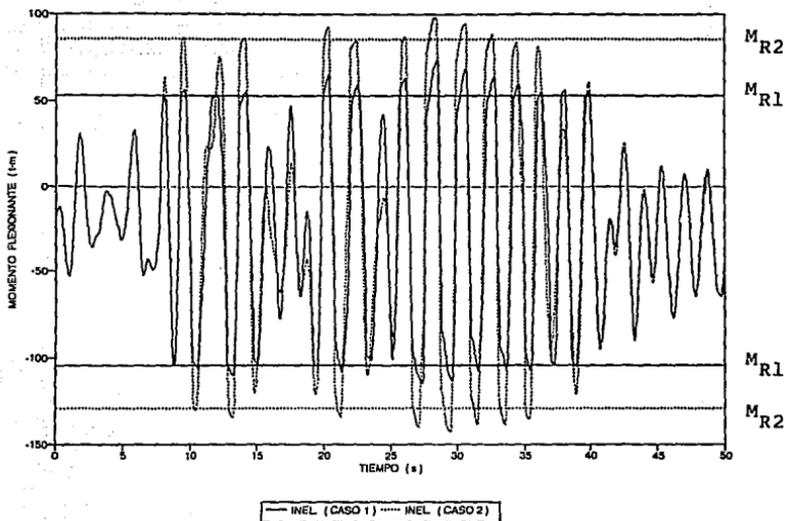


FIG 4.97 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

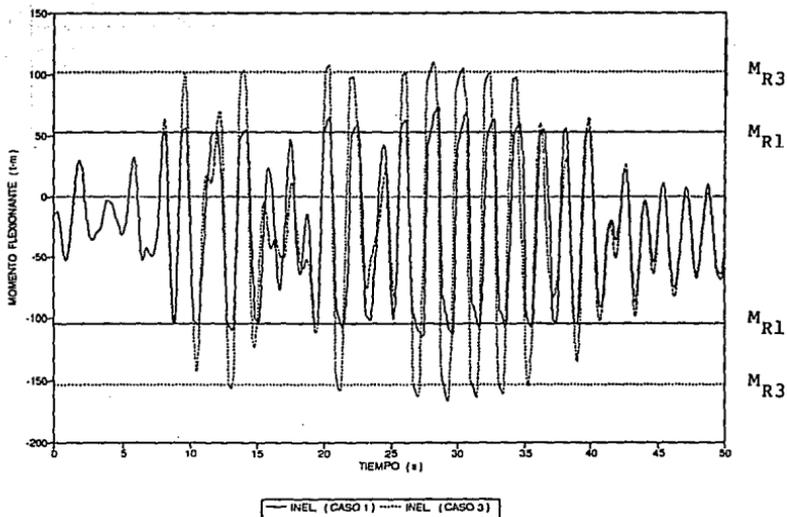


FIG 4.98 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

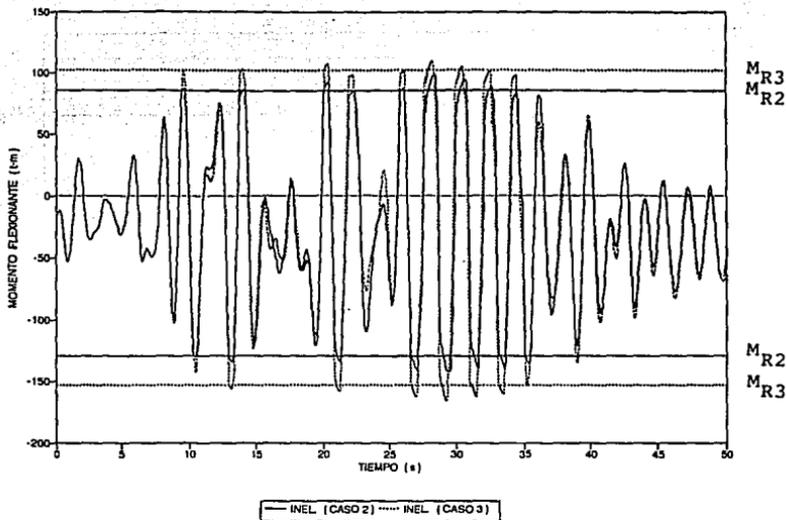


FIG 4.99 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

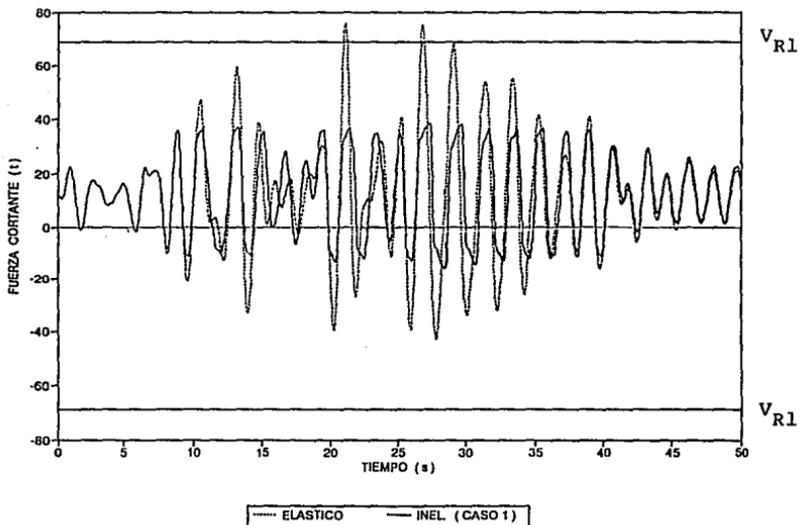


FIG 4.100 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 1

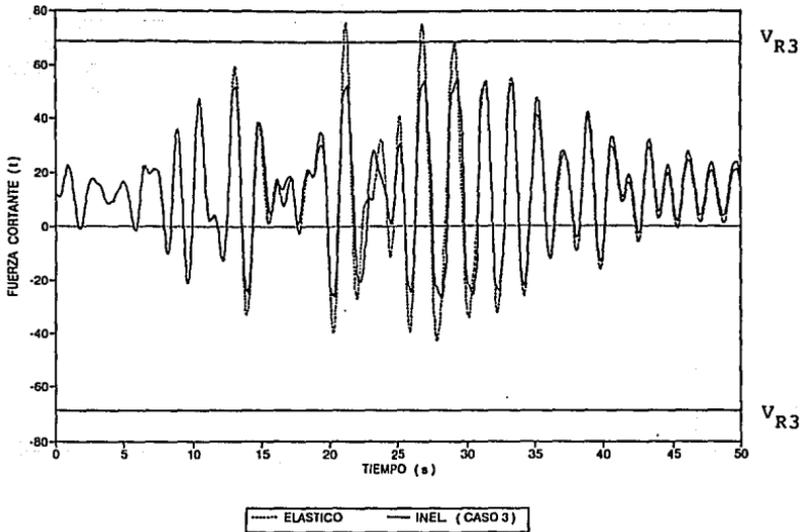


FIG 4.101 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 1

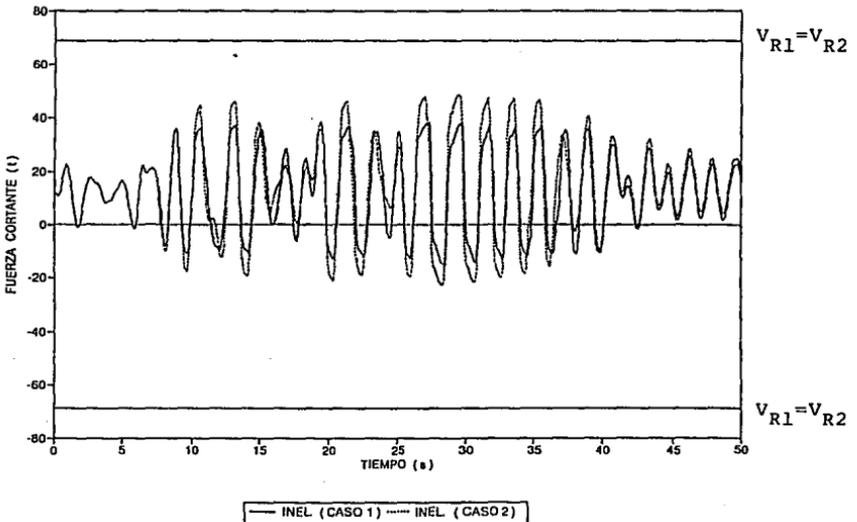


FIG 4.102 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

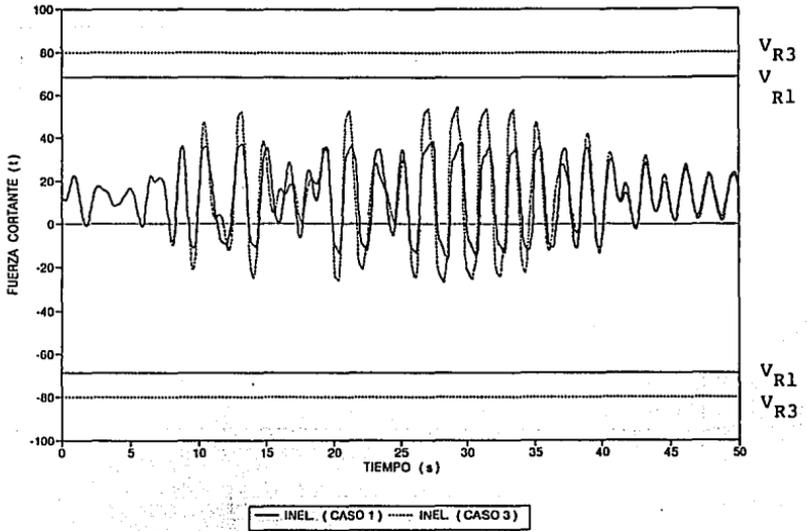


FIG 4.103 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELÁSTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

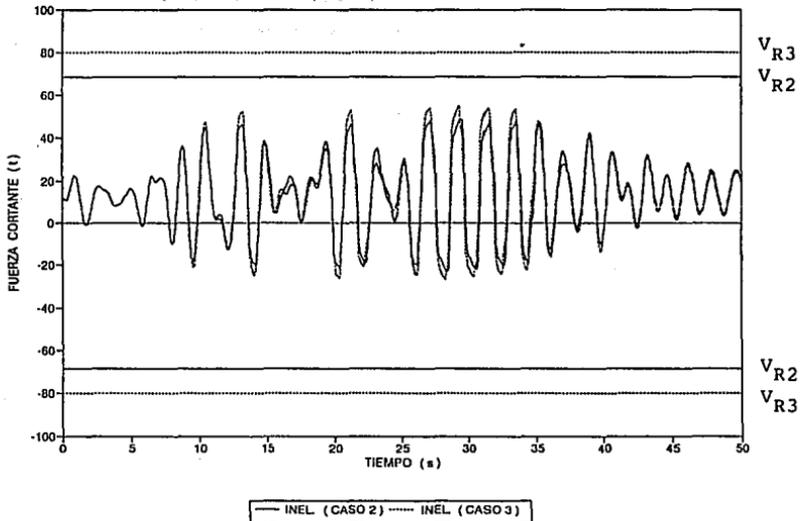


FIG 4.104 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELÁSTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

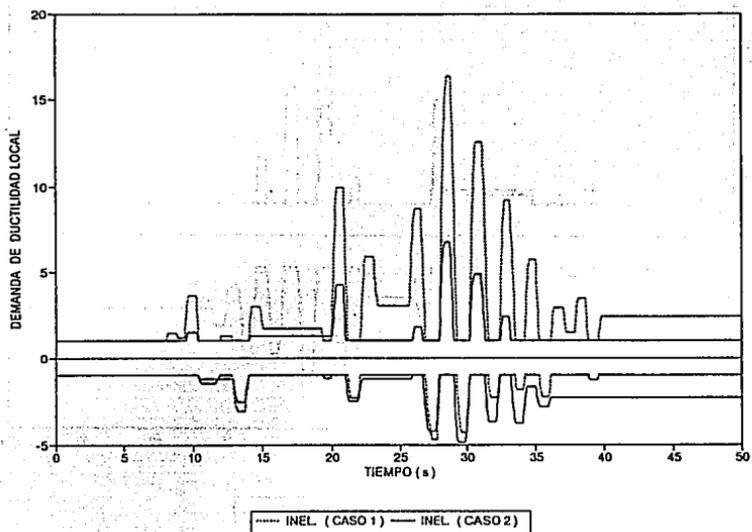


FIG. 4.105 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 1

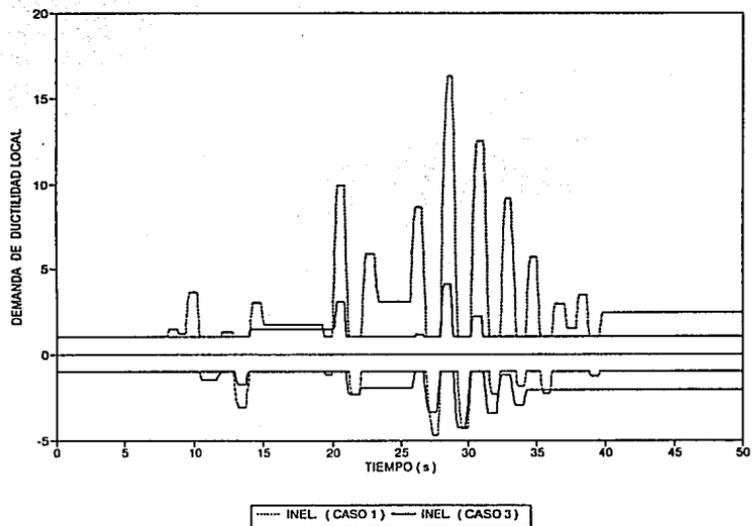


FIG. 4.106 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 1

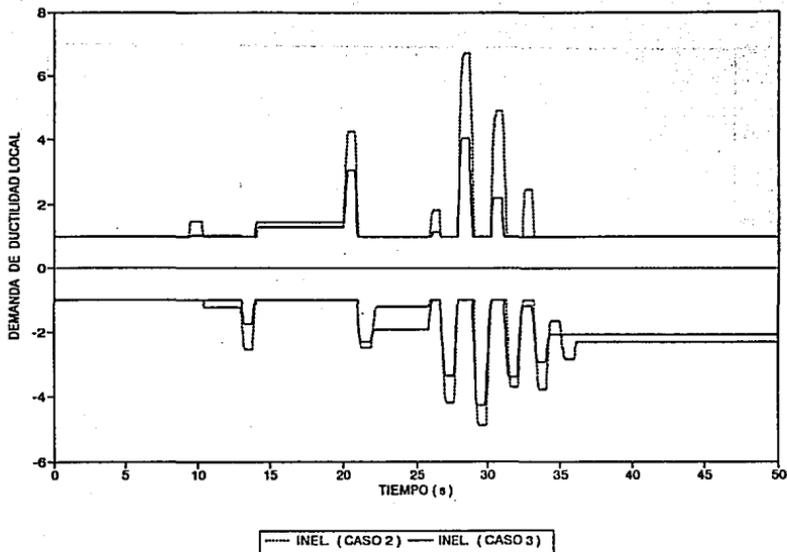


FIG 4.107 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 1

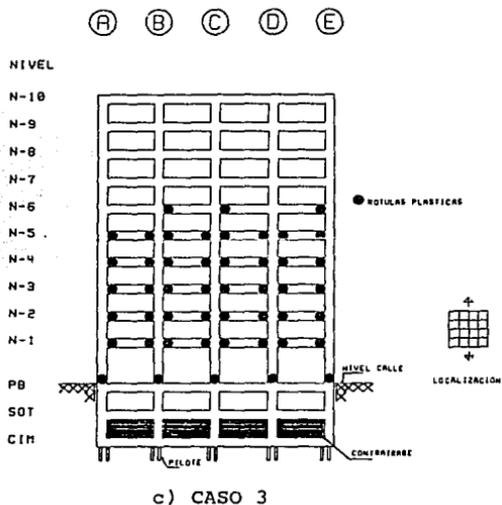
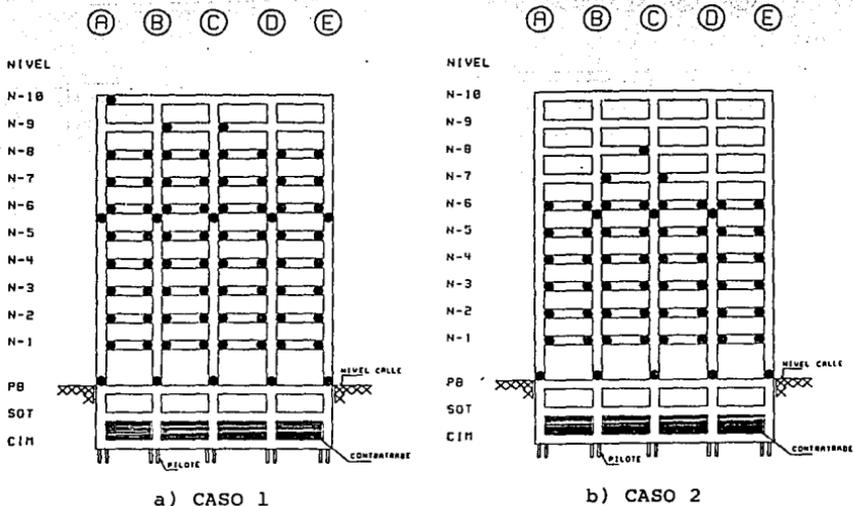
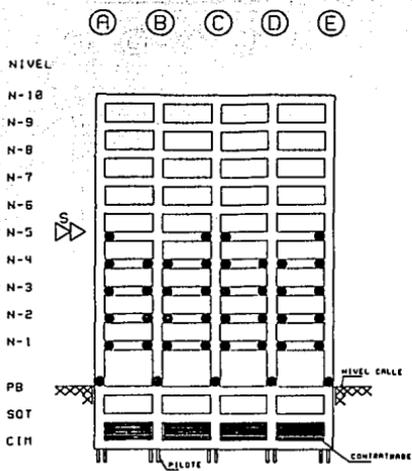
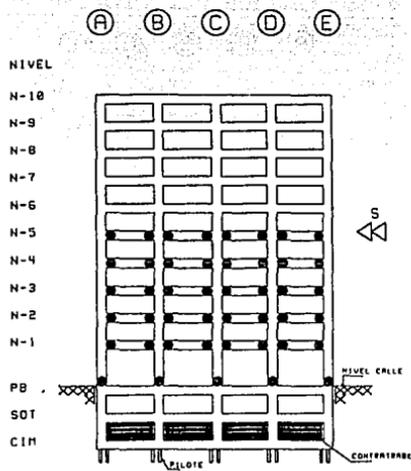


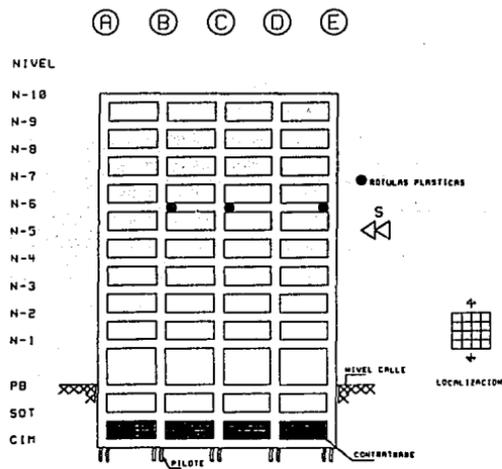
FIG 4.108 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1, 2 Y 3), MODELO 1



a) INTERVALO 27.68-28.68 s

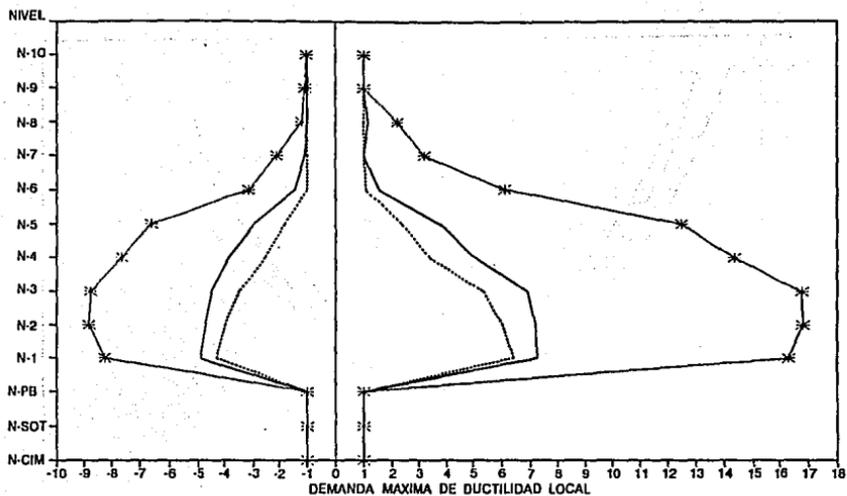


b) INTERVALO 28.72-29.88 s

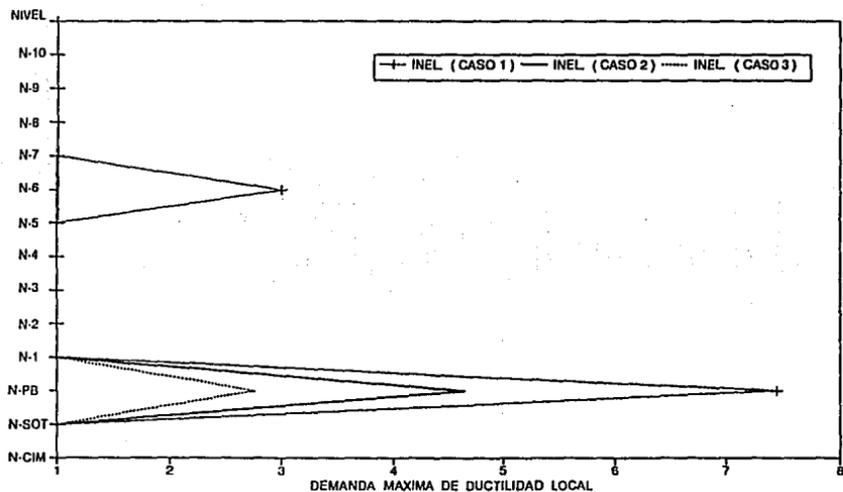


c) INTERVALO 32.84-33.96 s

FIG 4.109 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 1



a) VIGAS



b) COLUMNAS

FIG 4.110 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS Y COLUMNAS ($l_p = d$), EJE 2, MODELO 1

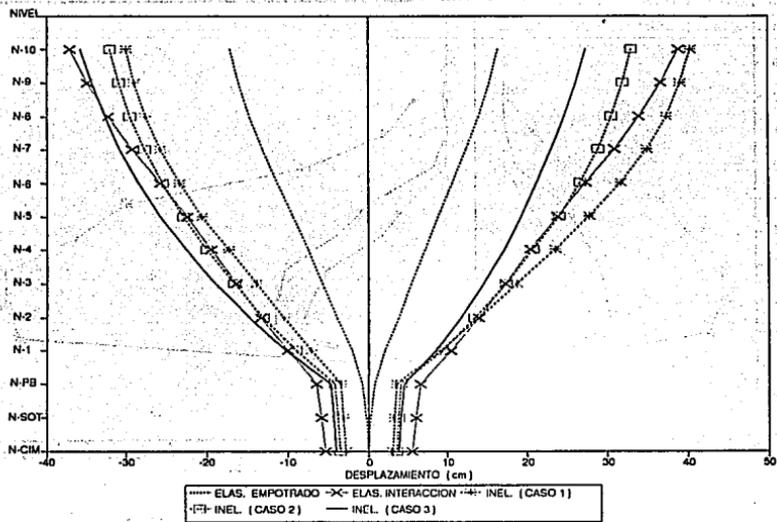


FIG 4.111 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS HORIZONTALES, EJE C, MODELO 2

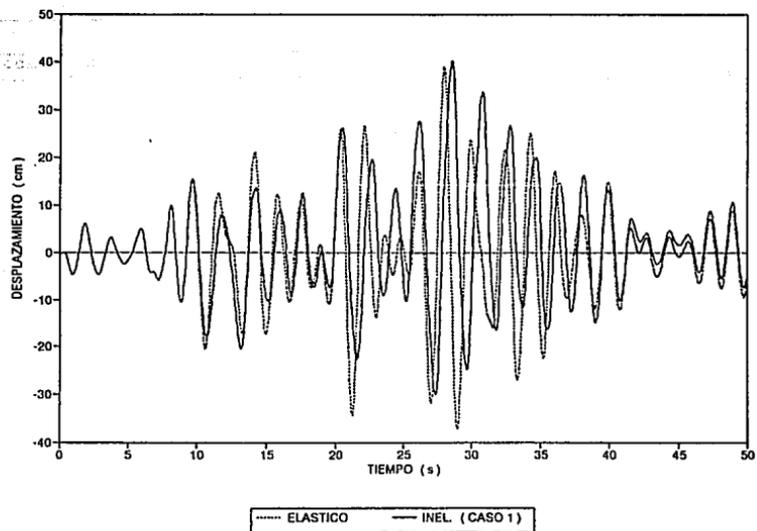


FIG 4.112 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

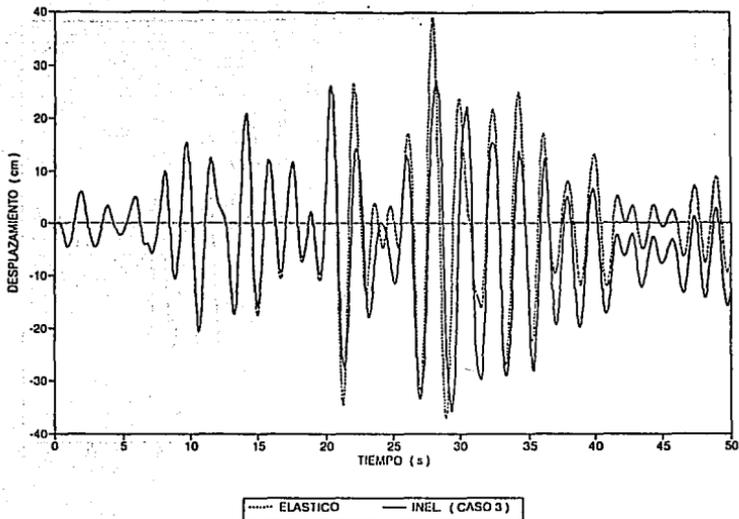


FIG 4.113 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

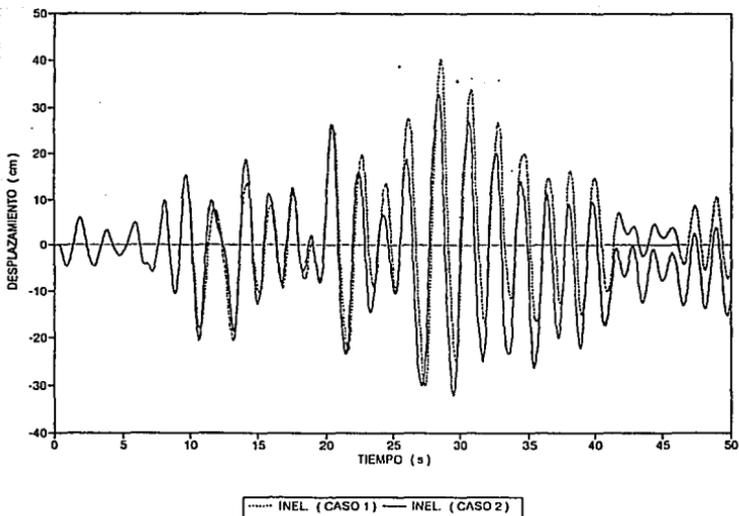


FIG 4.114 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

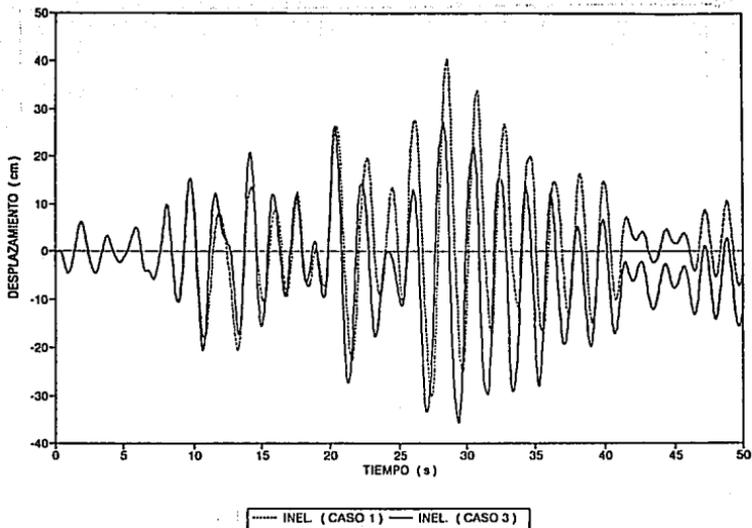


FIG 4.115 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

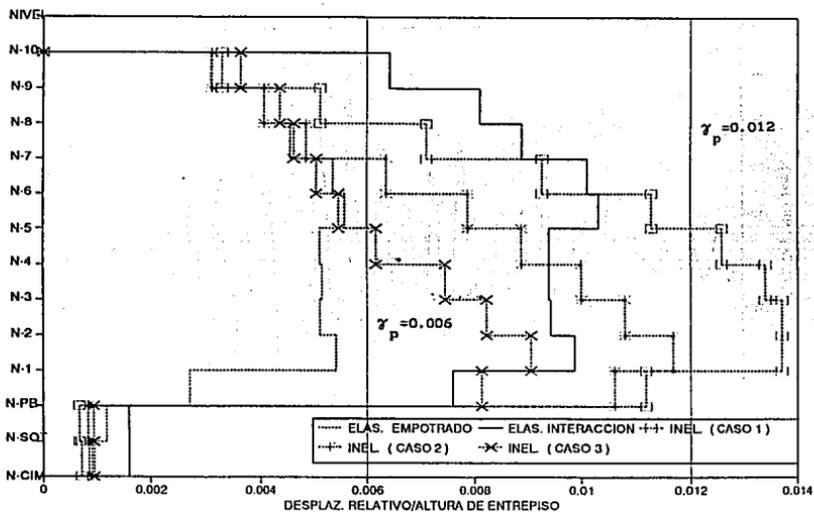


FIG 4.116 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, EJE C, MODELO 2

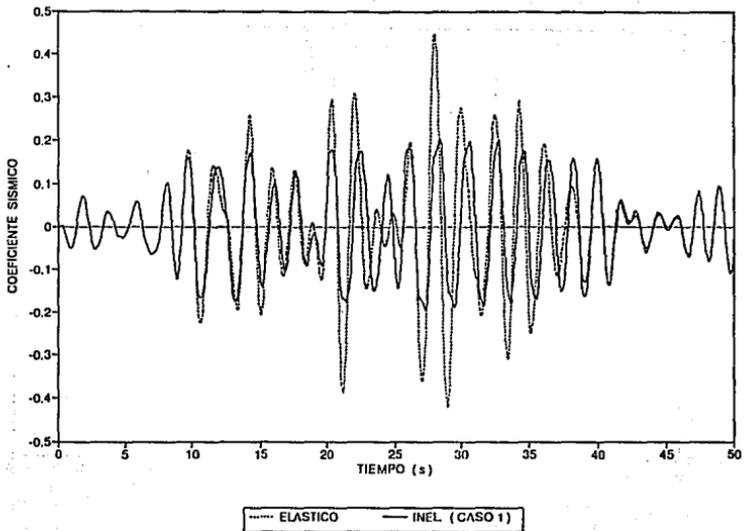


FIG 4.117 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

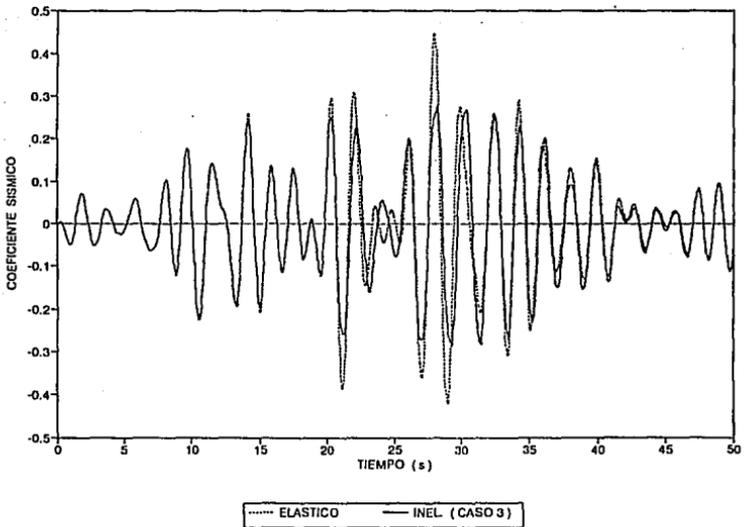


FIG 4.118 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

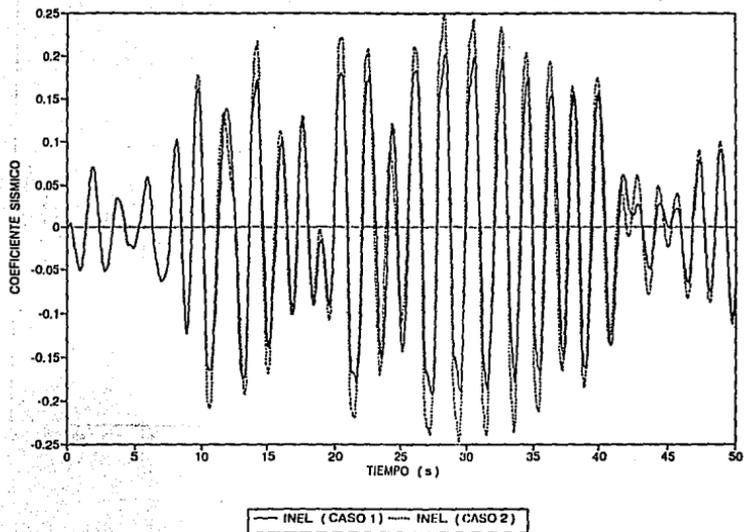


FIG 4.119 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

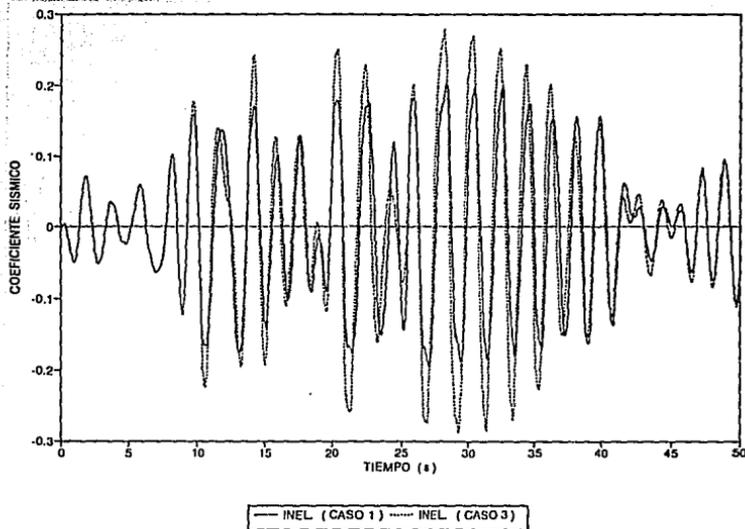


FIG 4.120 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

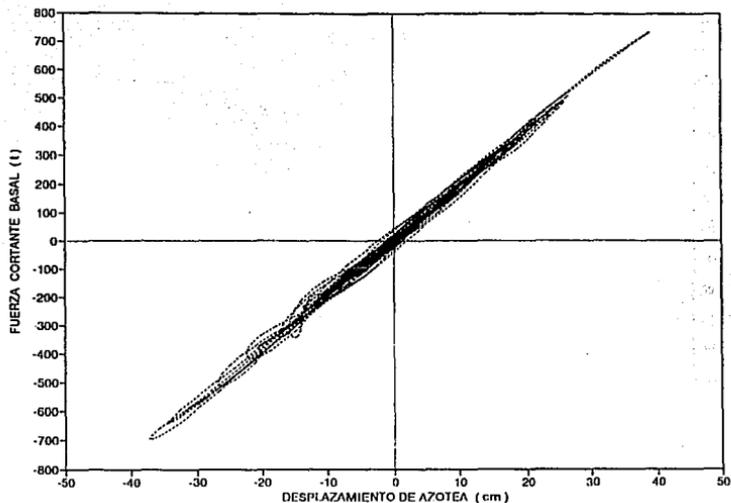


FIG 4.121 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (ELASTICO), MODELO 2

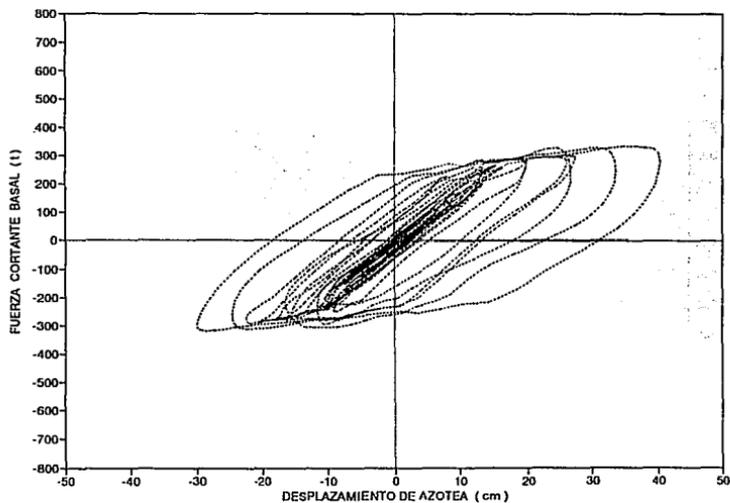


FIG 4.122 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

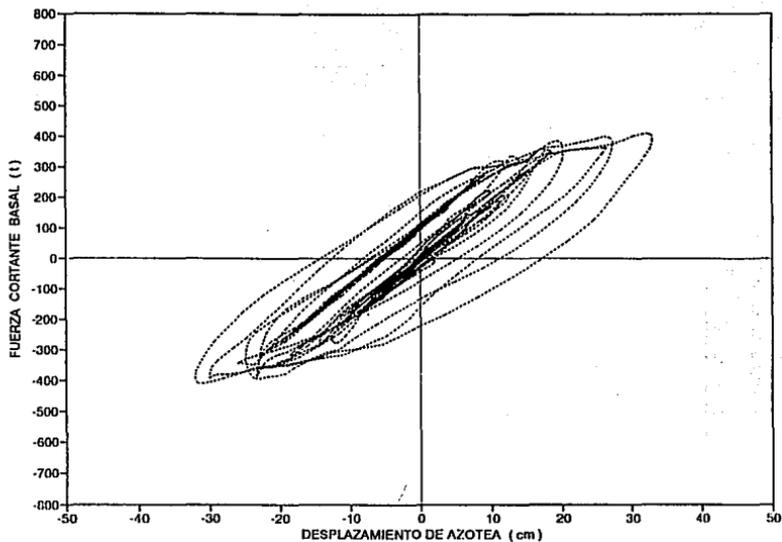


FIG 4.123 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO-CASO 2), MODELO 2

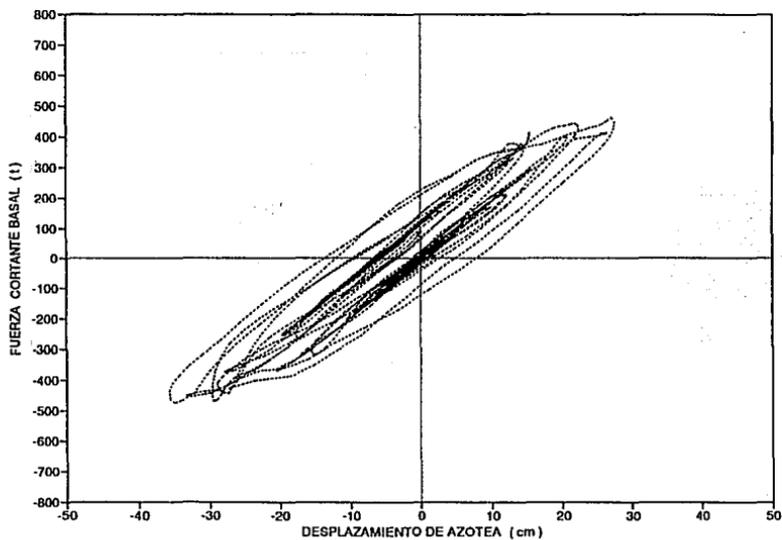


FIG 4.124 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

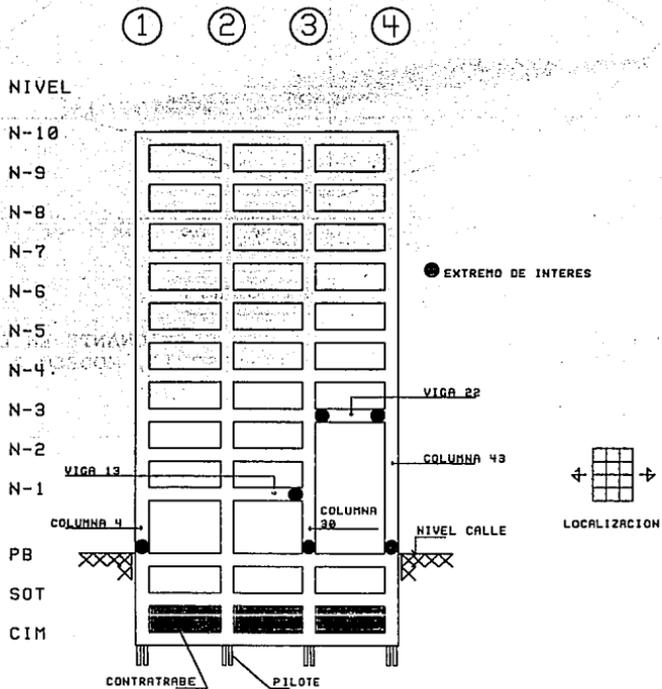


FIG 4.125 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, EJE C, MODELO 2

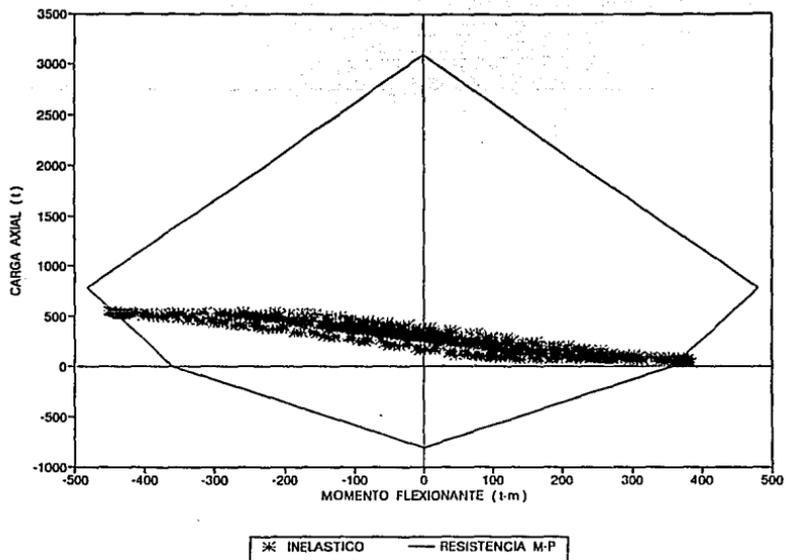


FIG 4.126 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

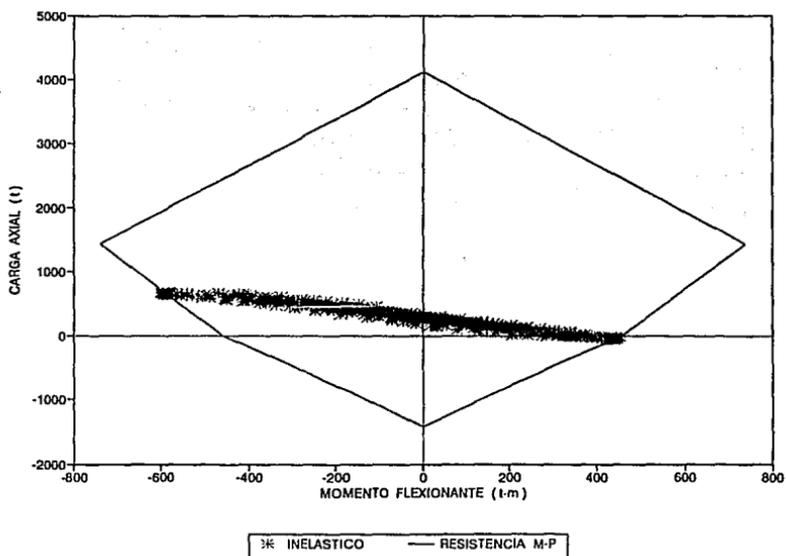


FIG 4.127 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

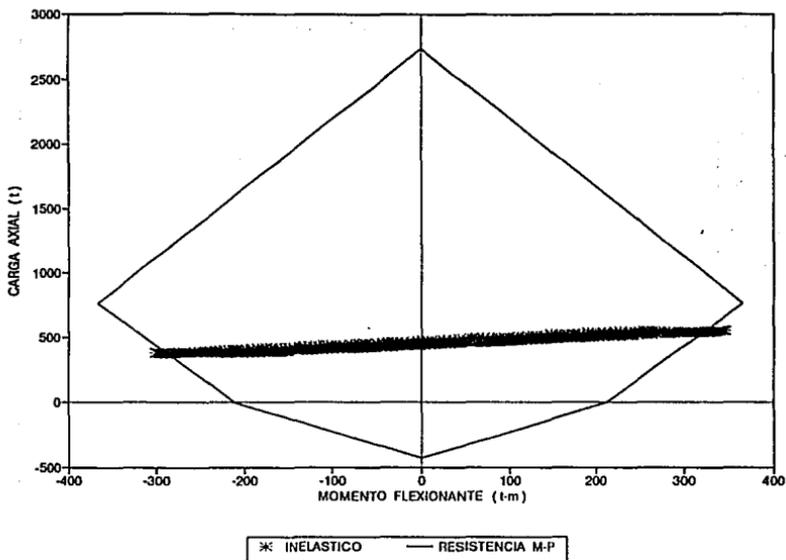


FIG 4.128 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 30, EJE C (INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

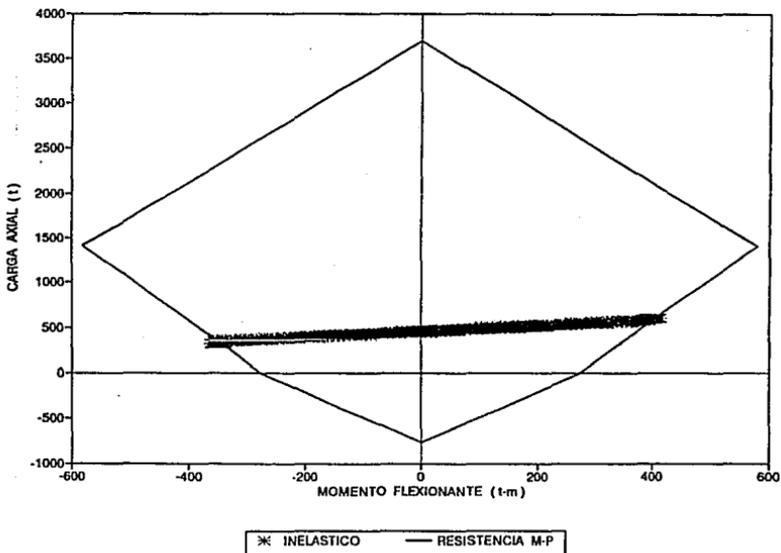


FIG 4.129 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 30, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

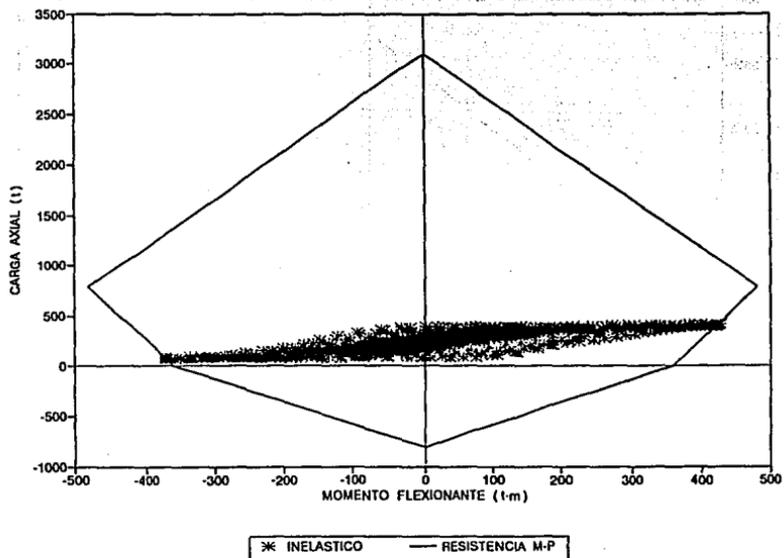


FIG 4.130 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 43, EJE C (INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

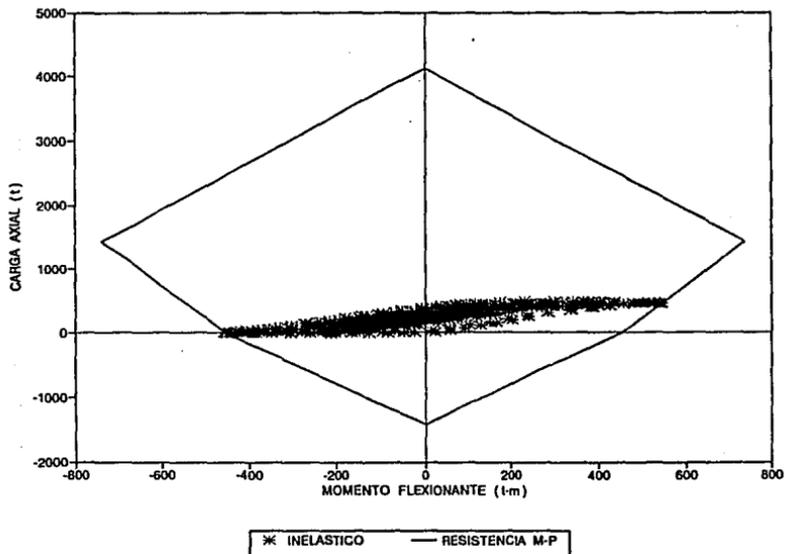


FIG 4.131 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 43, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

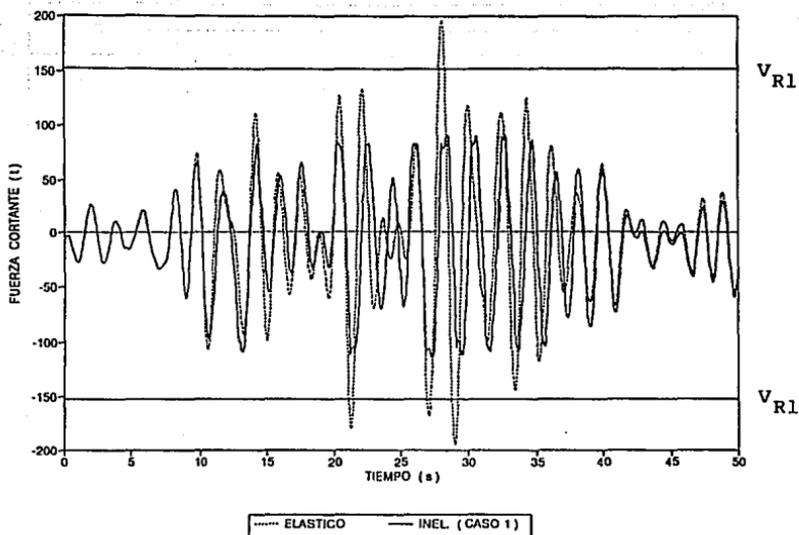


FIG 4.132 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

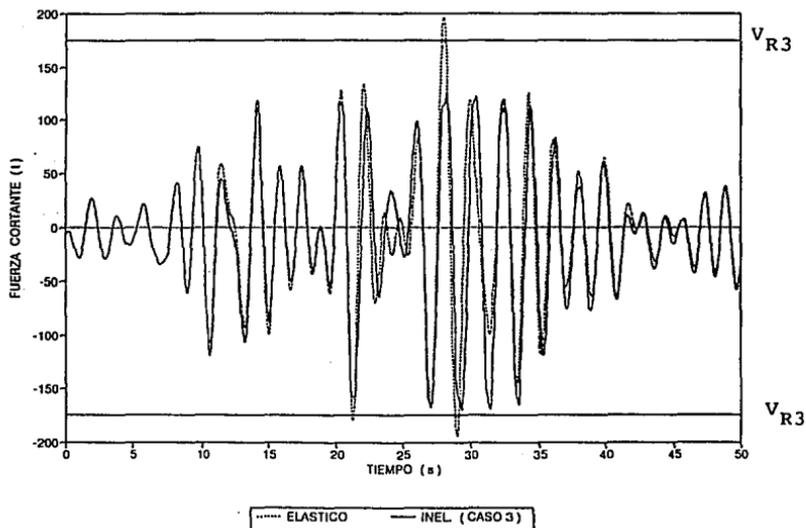


FIG 4.133 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

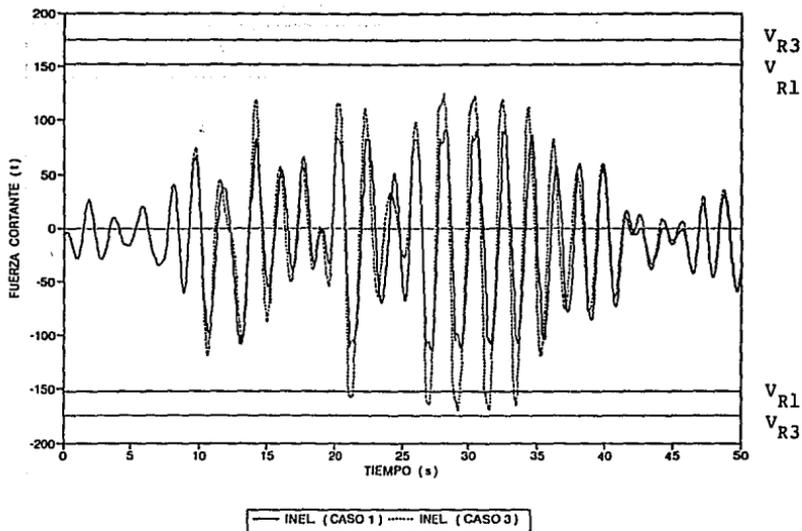


FIG 4.134 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

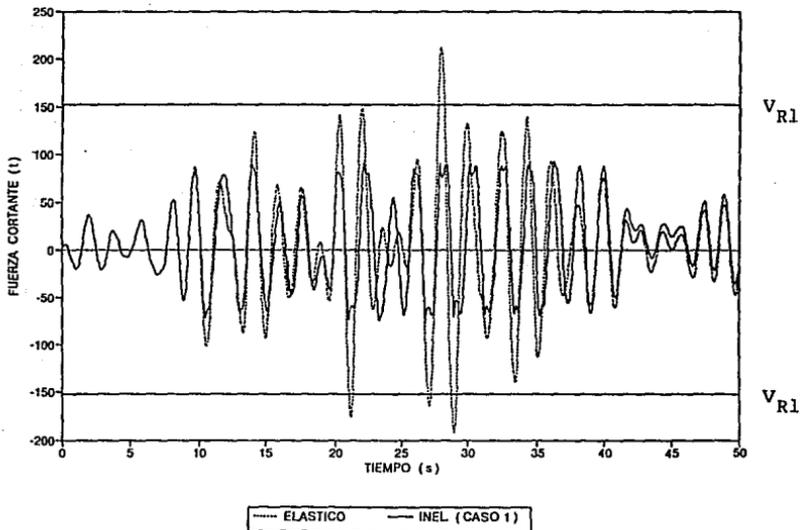


FIG 4.135 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 30, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

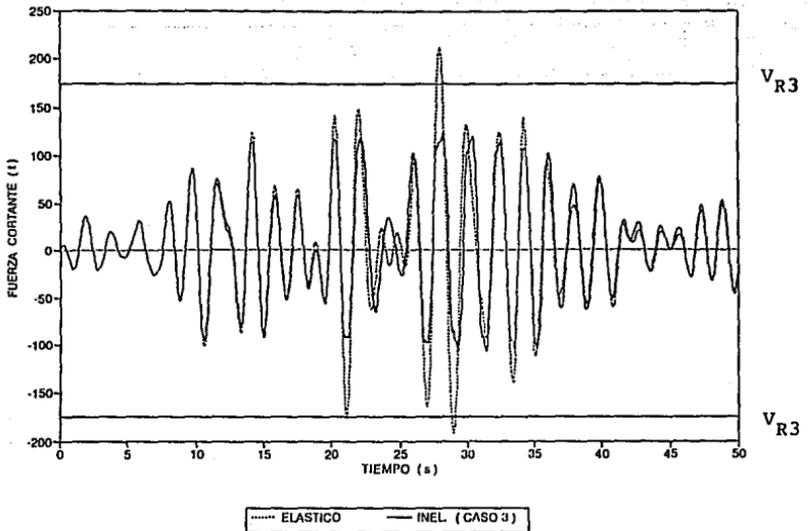


FIG 4.136 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 30, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

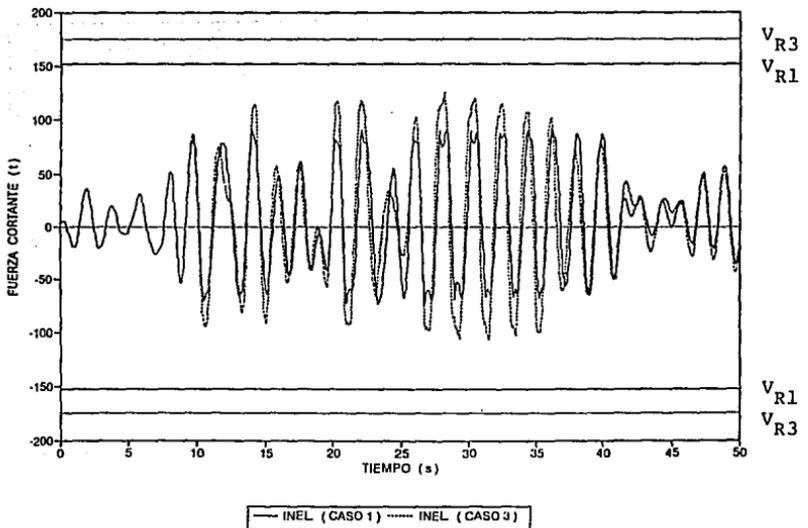


FIG 4.137 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 30, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

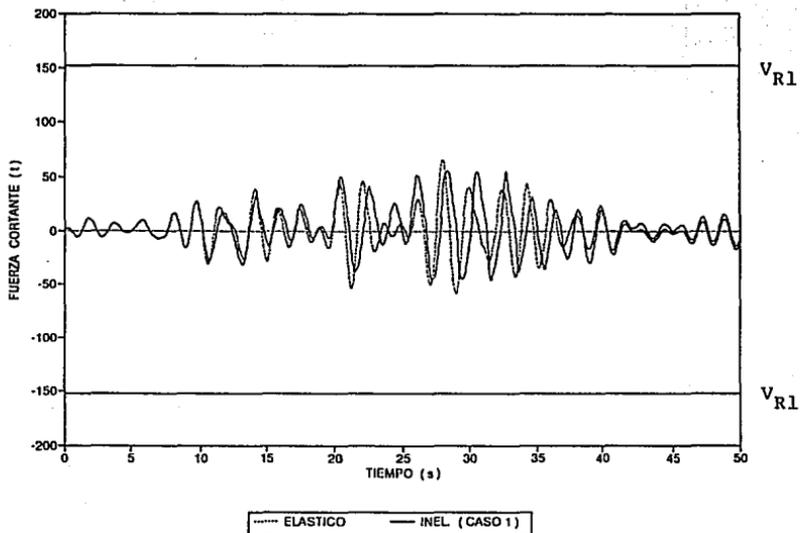


FIG 4.138 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 43, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

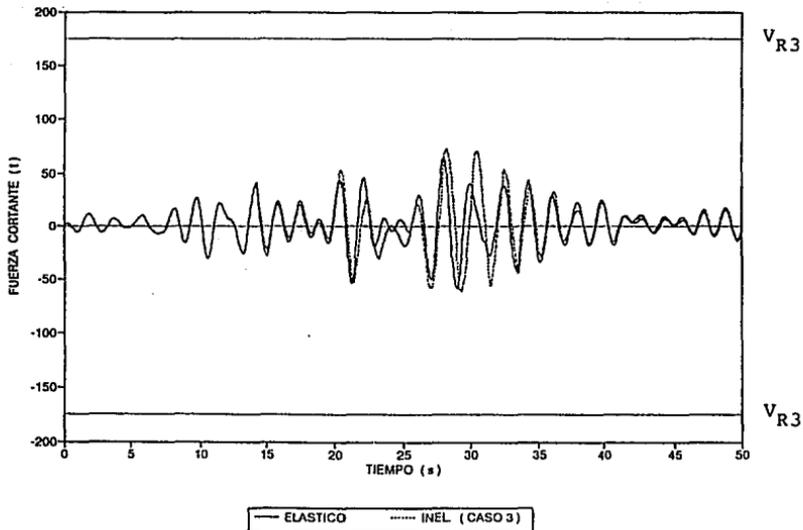


FIG 4.139 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 43, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

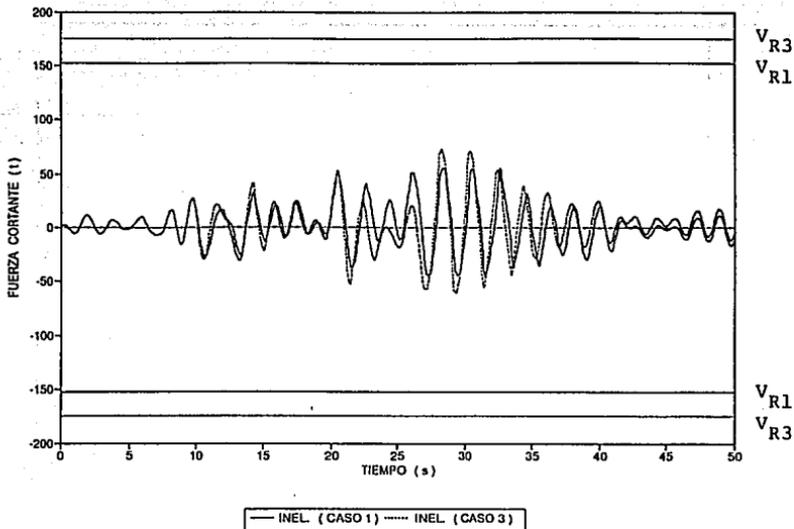


FIG 4.140 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 43, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

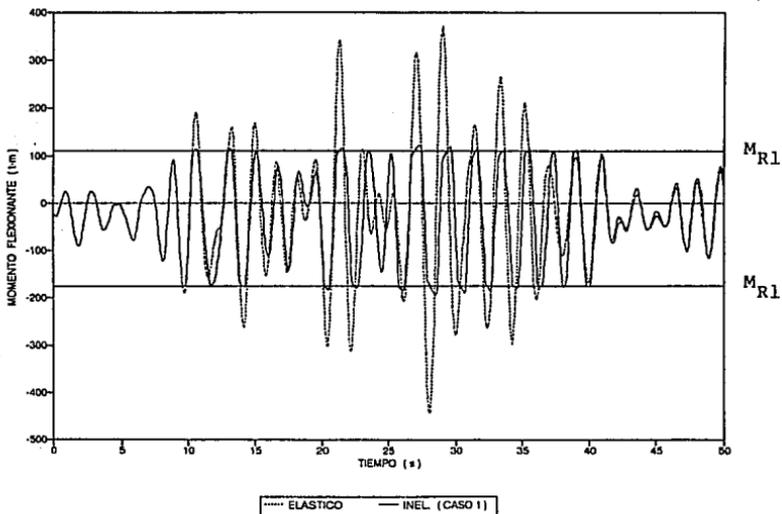


FIG 4.141 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

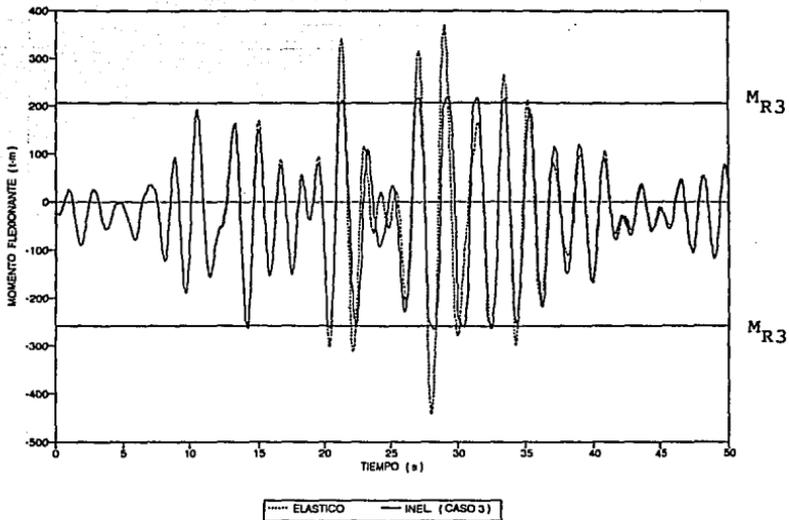


FIG 4.142 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

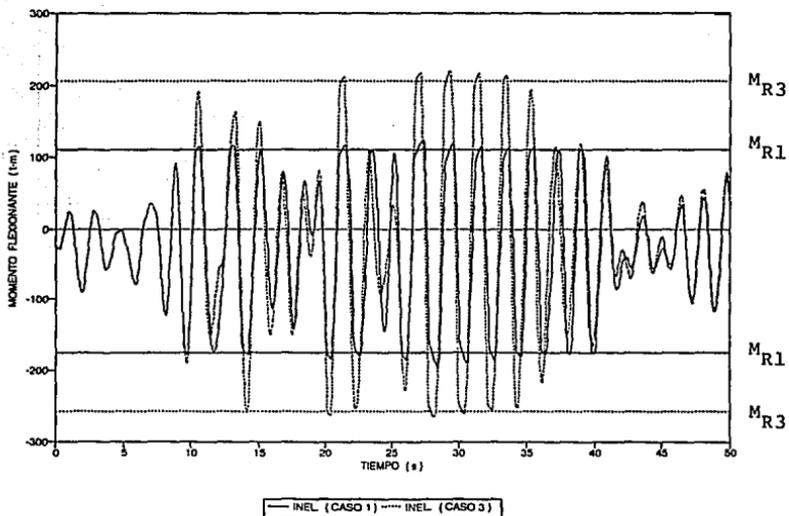


FIG 4.143 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

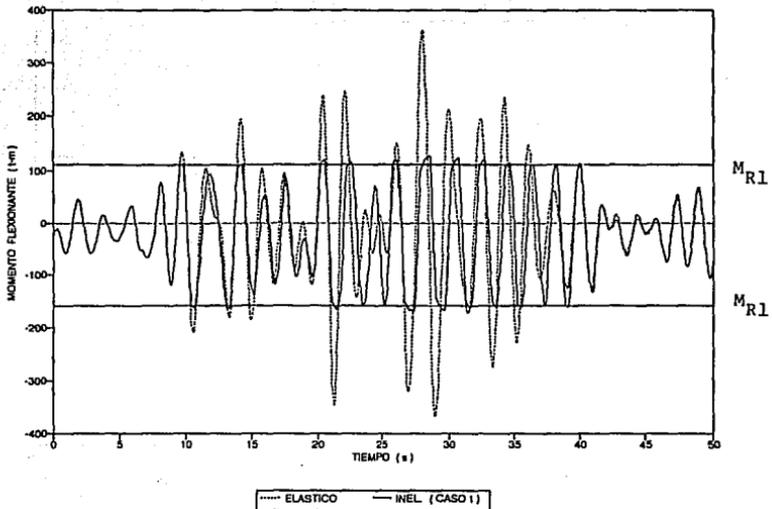


FIG 4.144 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1) MODELO 2

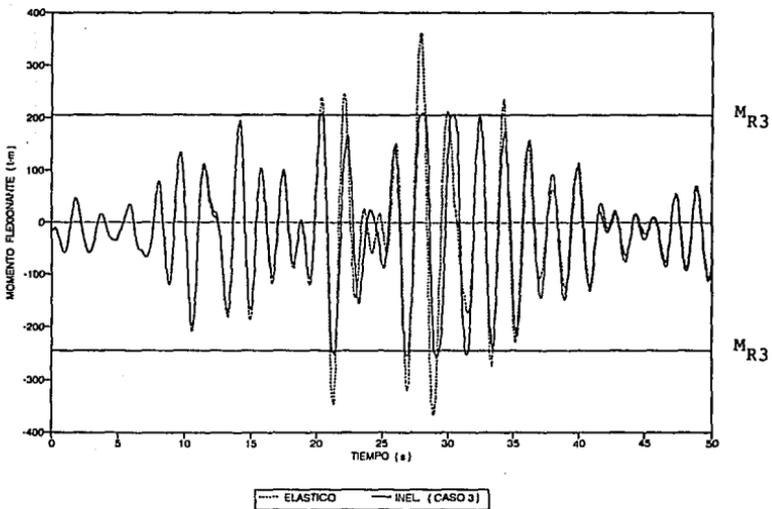


FIG 4.145 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

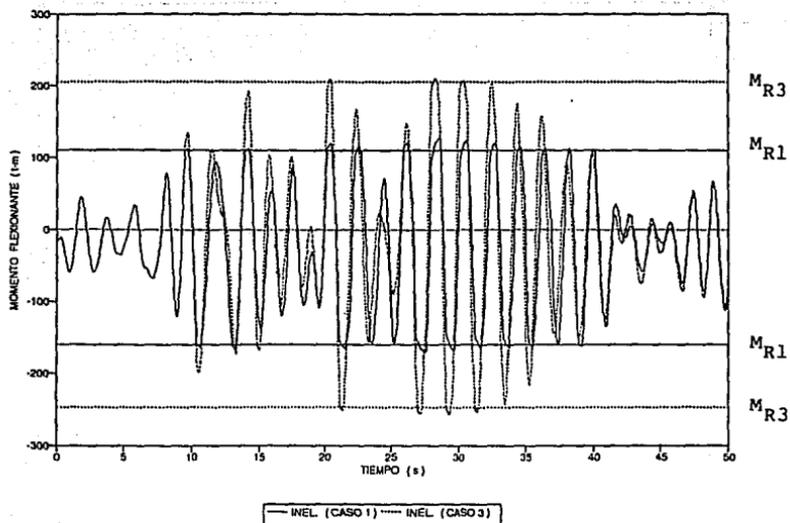


FIG 4.146 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

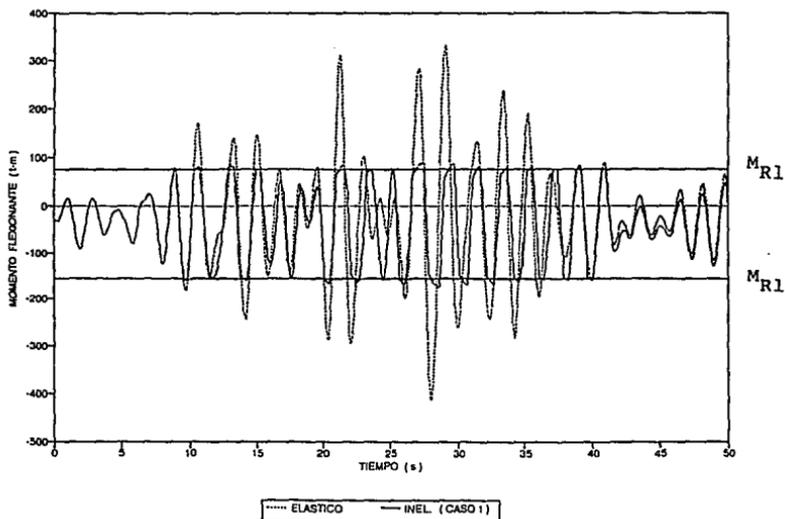


FIG 4.147 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

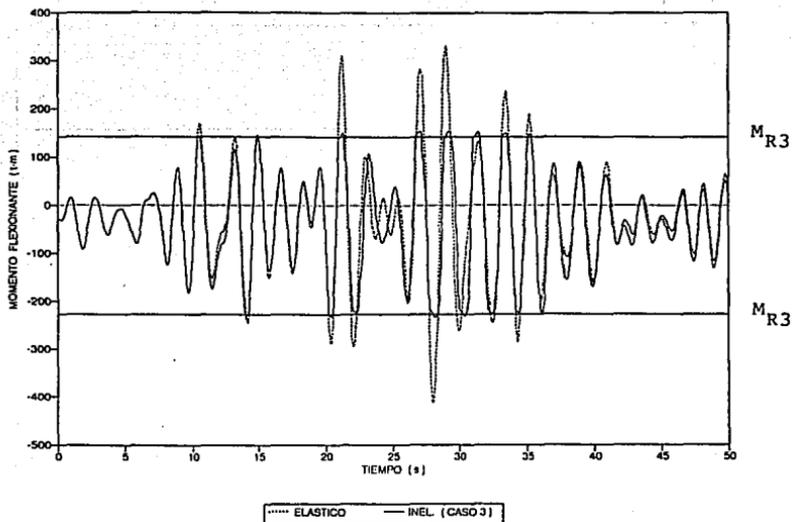


FIG 4.148 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

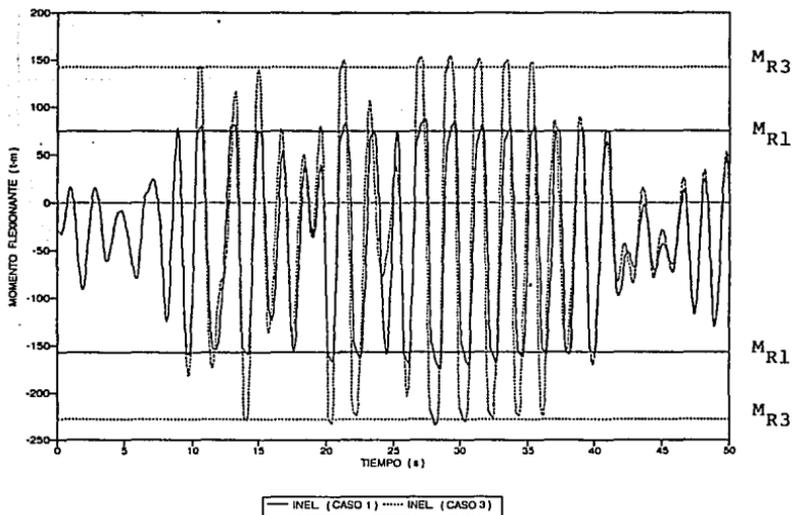


FIG 4.149 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

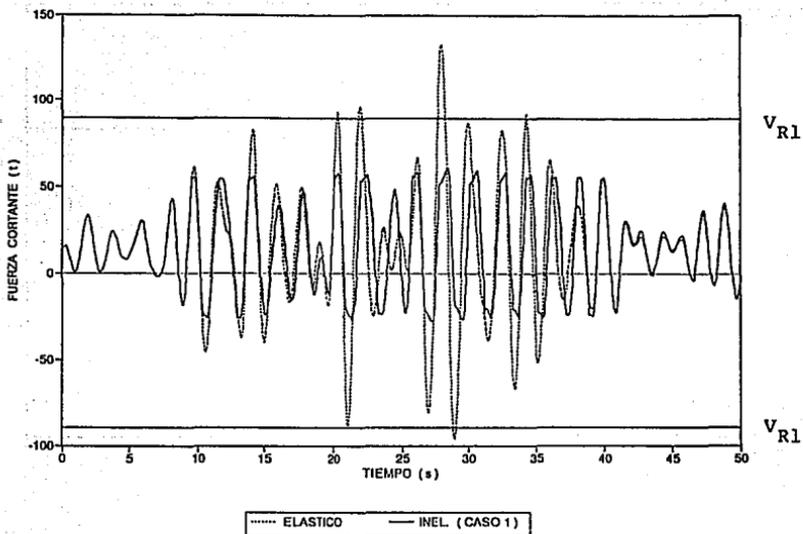


FIG 4.150 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

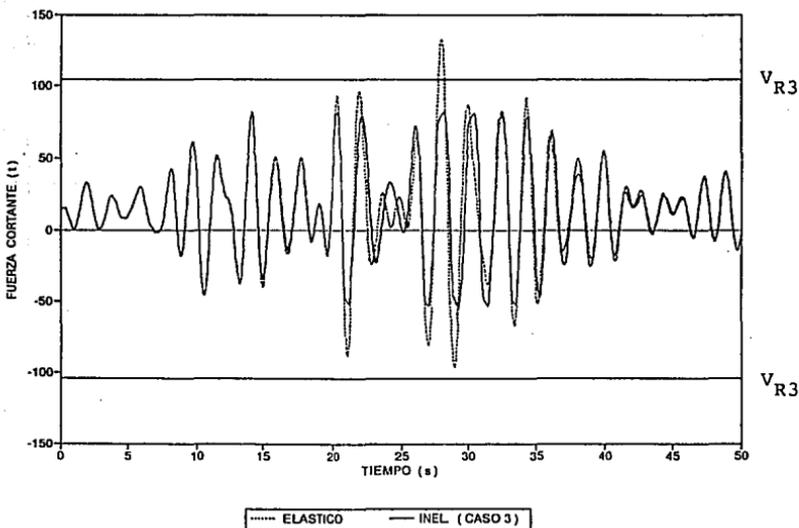


FIG 4.151 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

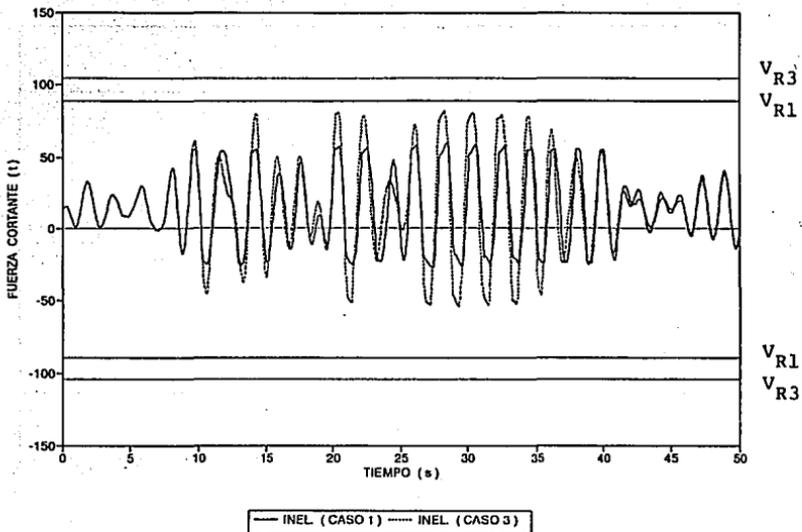


FIG 4.152 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

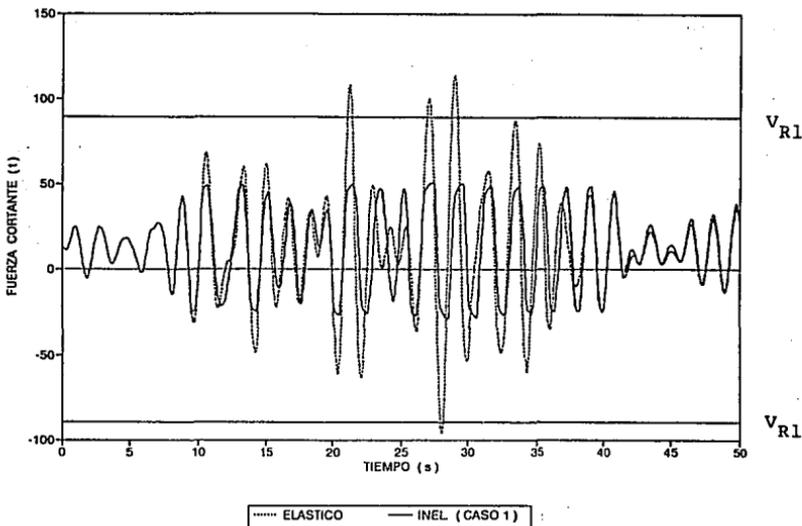


FIG 4.153 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

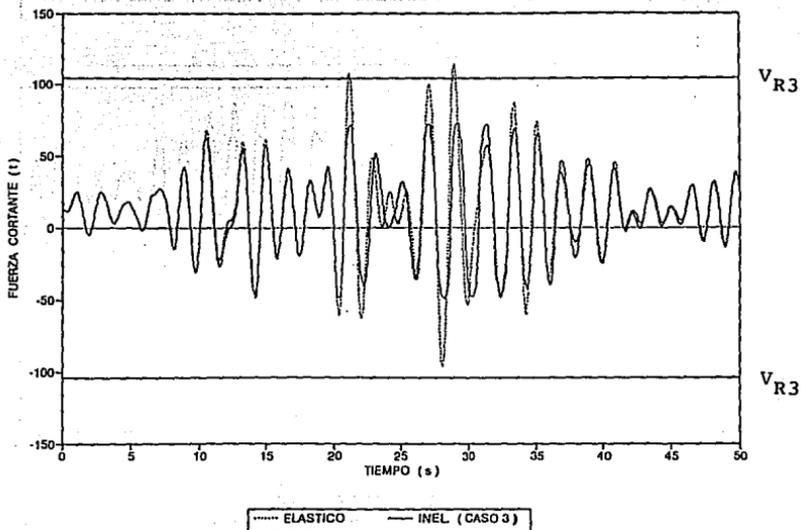


FIG 4.154 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

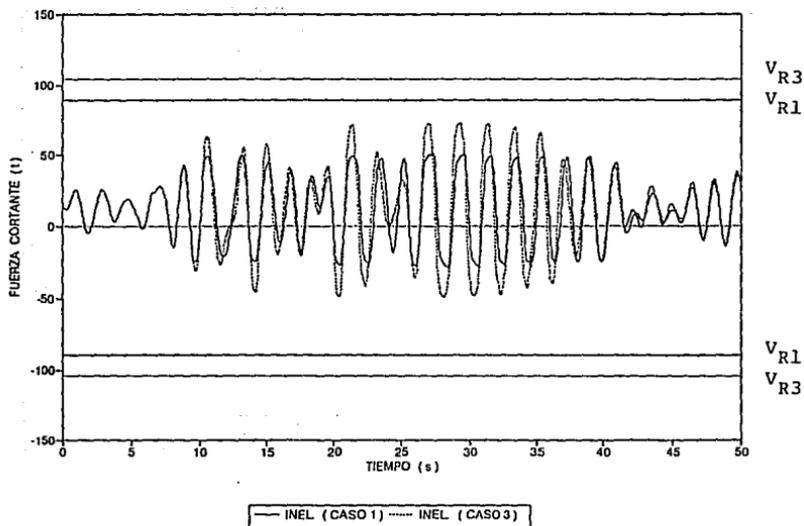


FIG 4.155 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

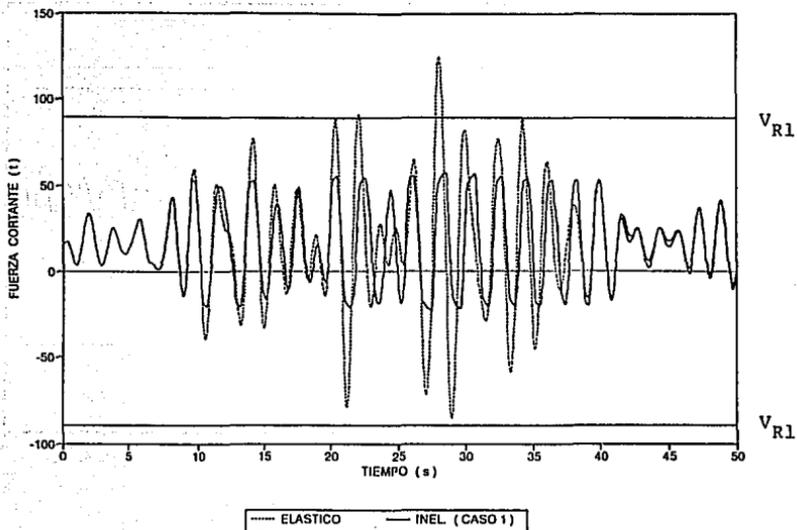


FIG 4.156 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

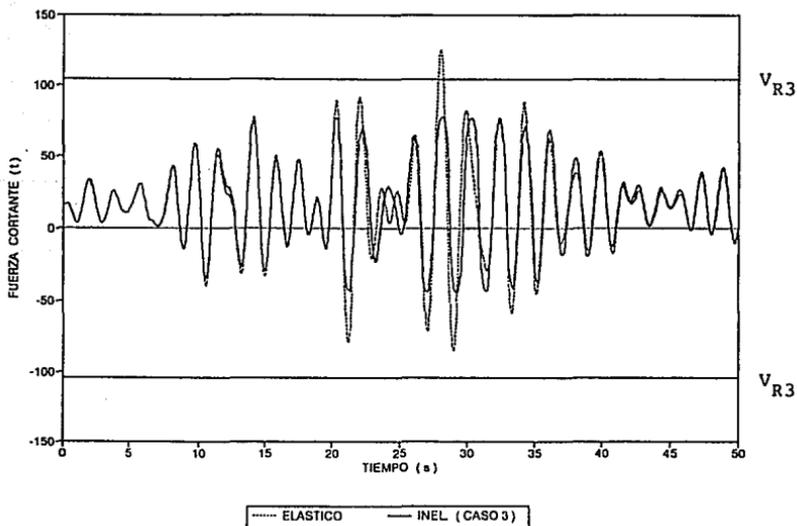


FIG 4.157 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

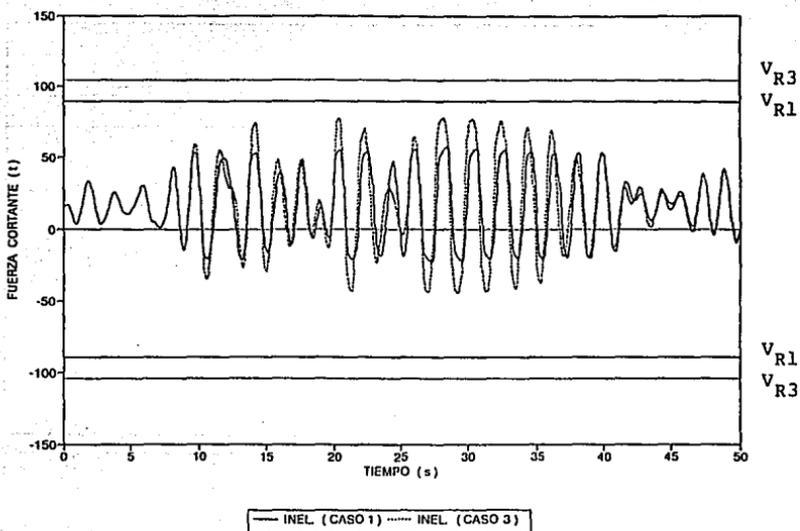


FIG 4.158 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

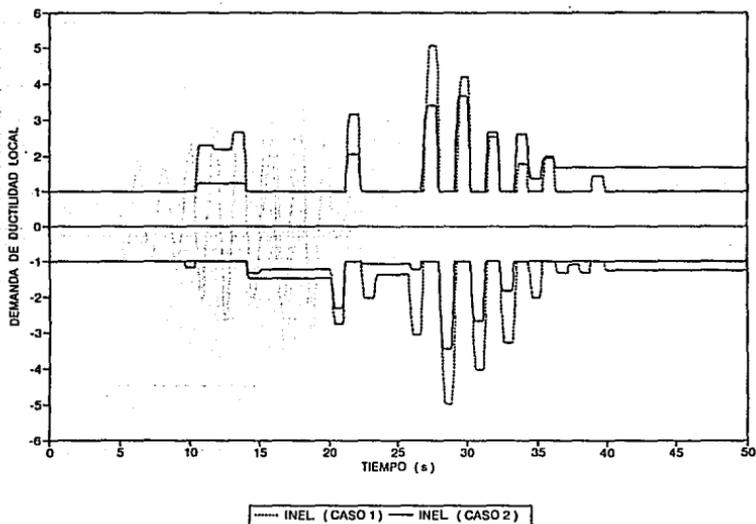


FIG 4.159 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

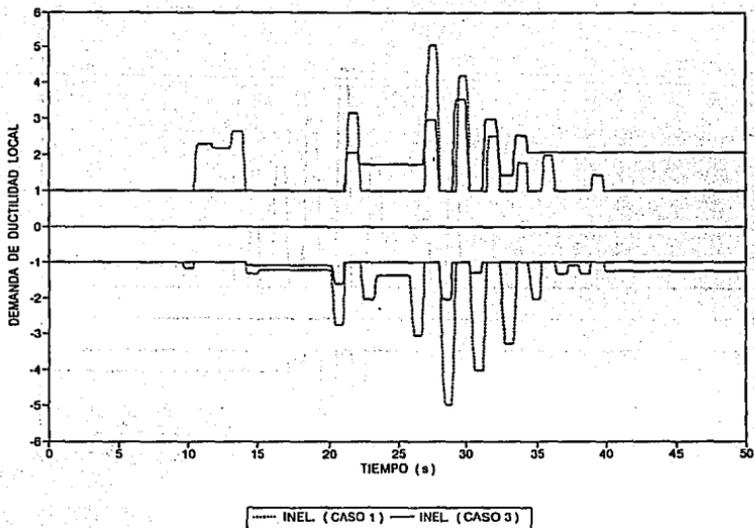


FIG 4.160 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

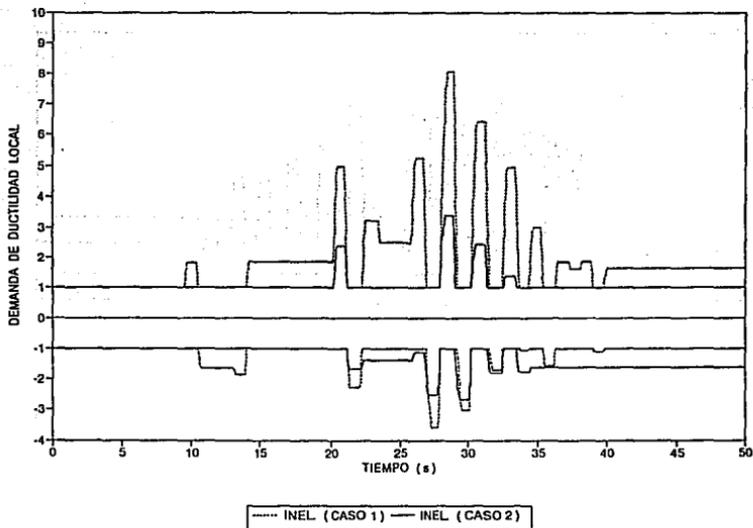


FIG 4.161 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

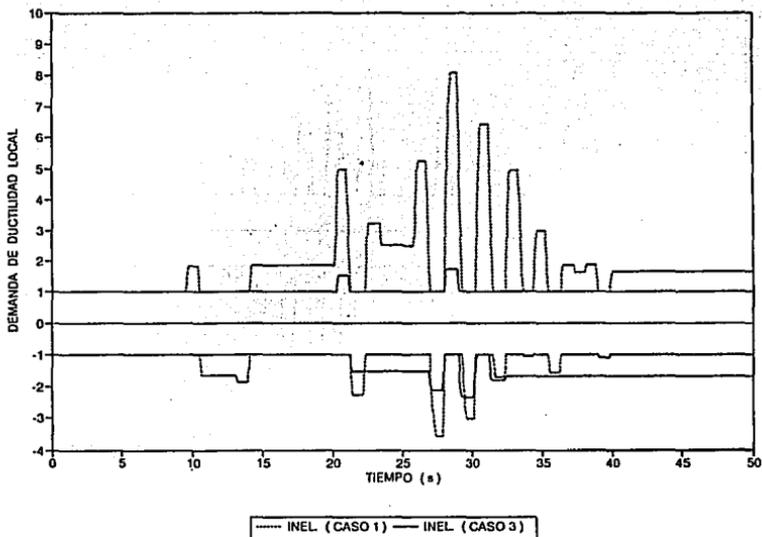


FIG 4.162 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 22 (EXTREMO IZQUIERDO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

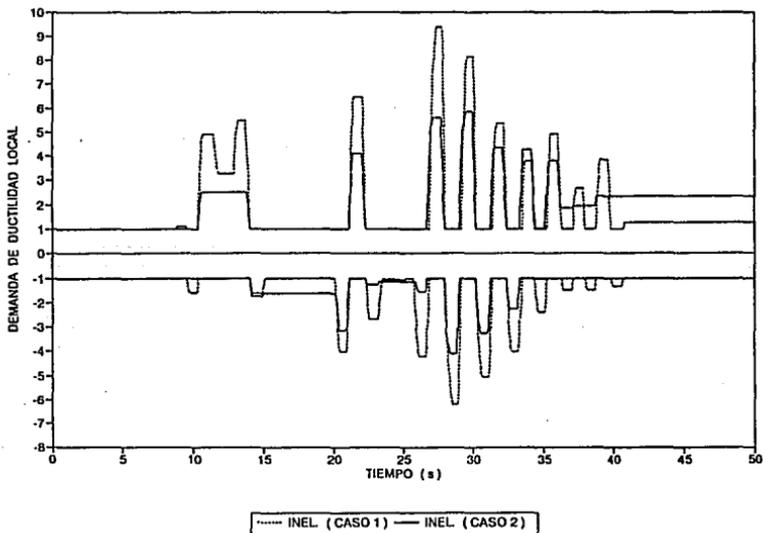


FIG 4.163 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

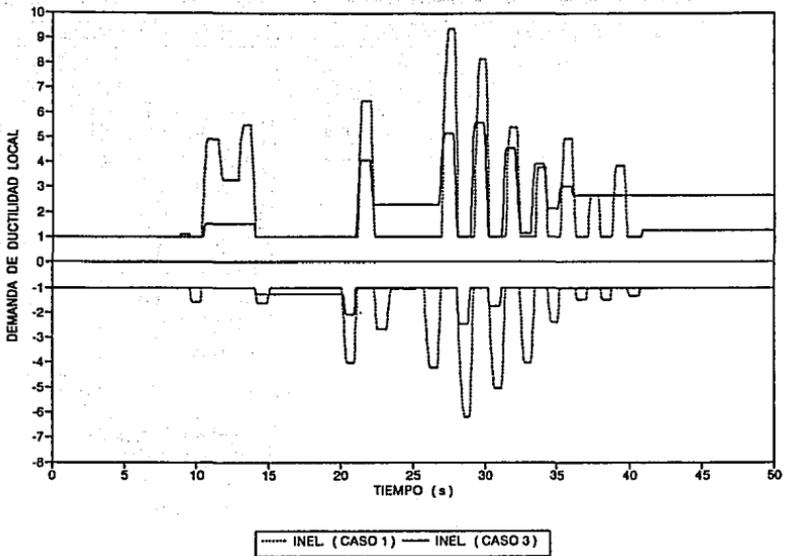


FIG 4.164 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 22 (EXTREMO DERECHO), EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

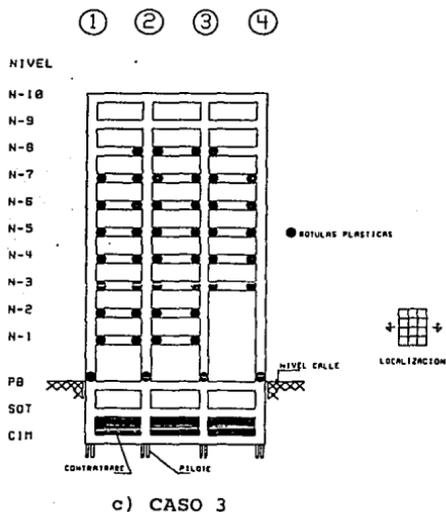
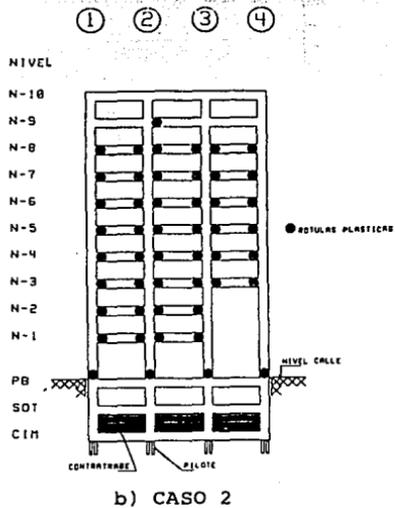
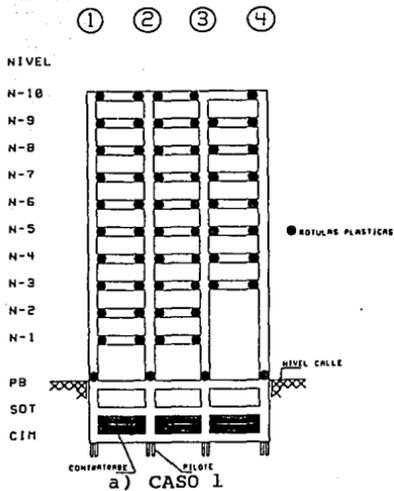
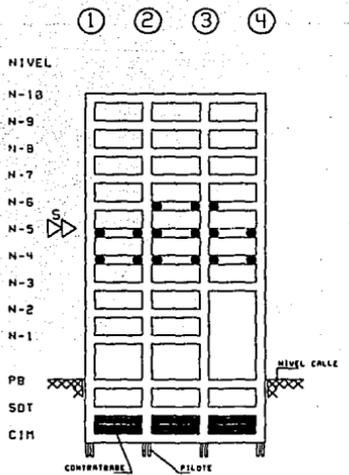
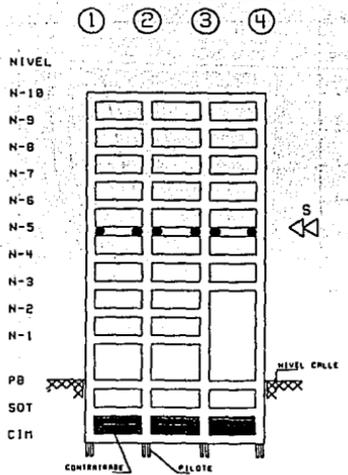


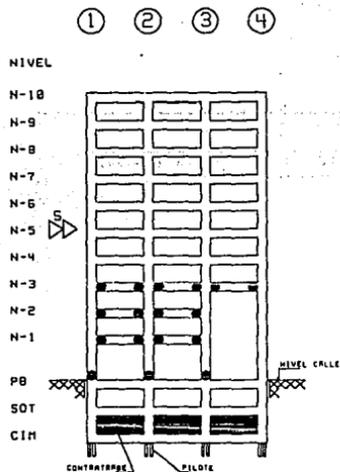
FIG 4.165 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, EJE C
(INELASTICO, CASOS 1, 2 Y 3), MODELO 2



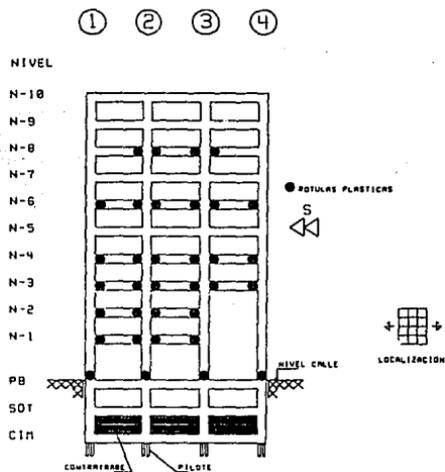
a) INTERVALO 19.88-20.80 s



b) INTERVALO 26.44-27.64 s

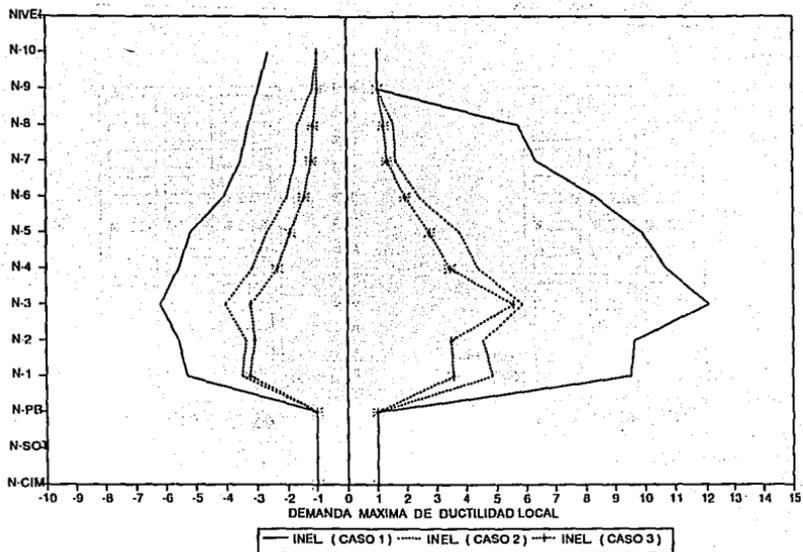


c) INTERVALO 27.68-28.76 s

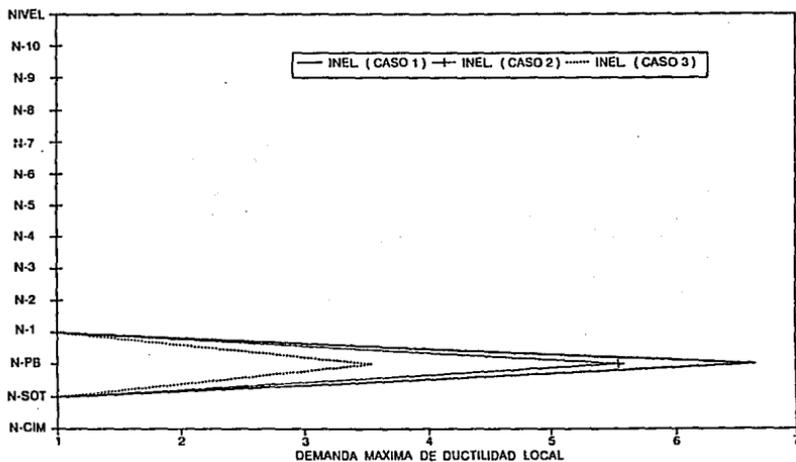


d) INTERVALO 28.80-29.88 s

FIG 4.166 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2



a) VIGAS



b) COLUMNAS

FIG 4.167 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS Y COLUMNAS ($l_p = d$), EJE C, MODELO 2

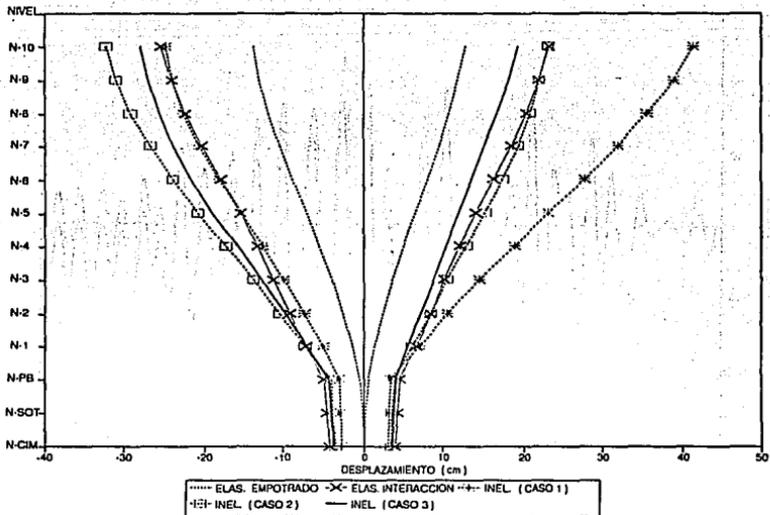


FIG 4.168 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS HORIZONTALES, EJE 2, MODELO 2

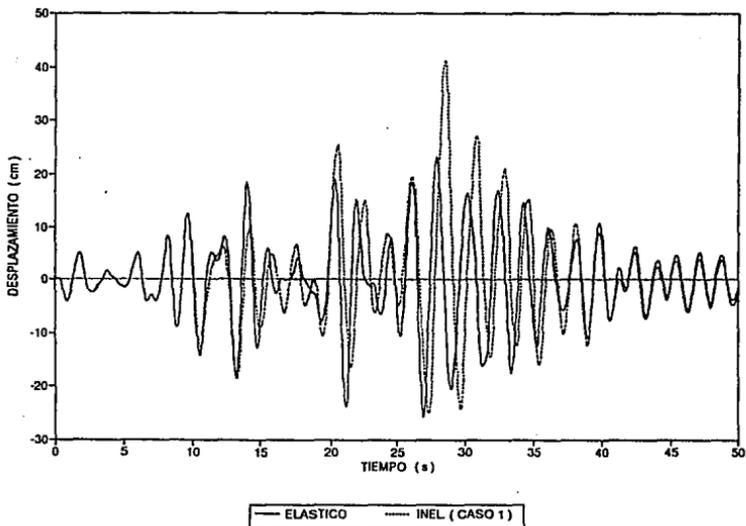


FIG 4.169 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

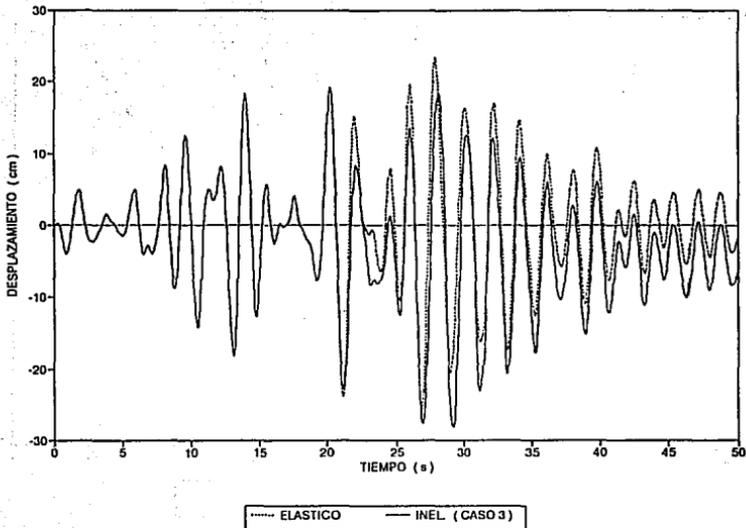


FIG 4.170 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

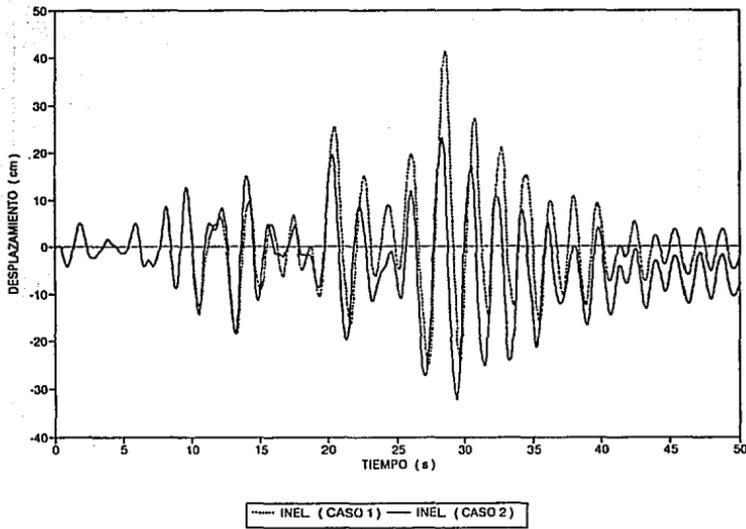


FIG 4.171 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

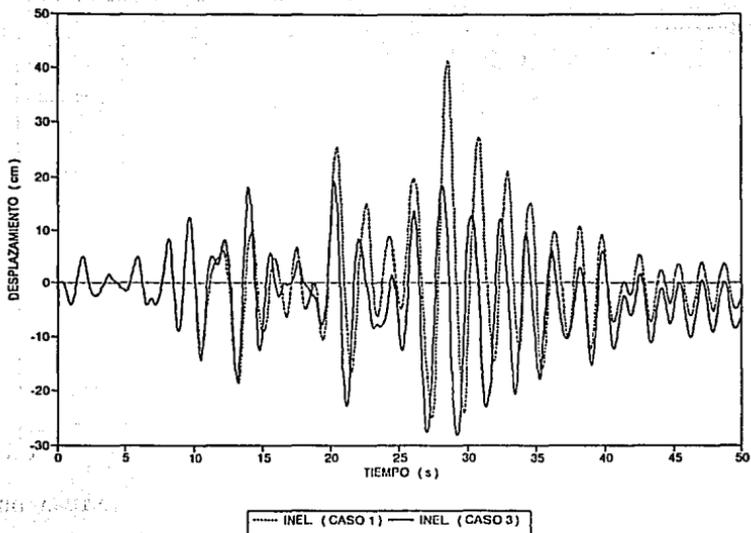


FIG 4.172 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

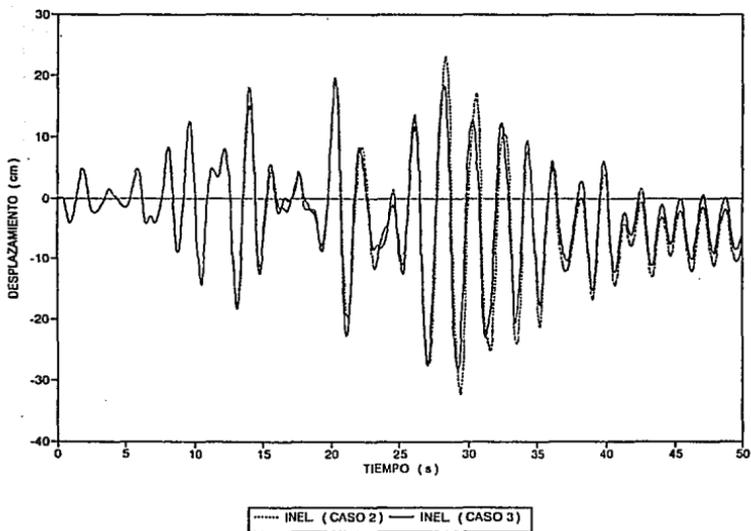


FIG 4.173 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 2

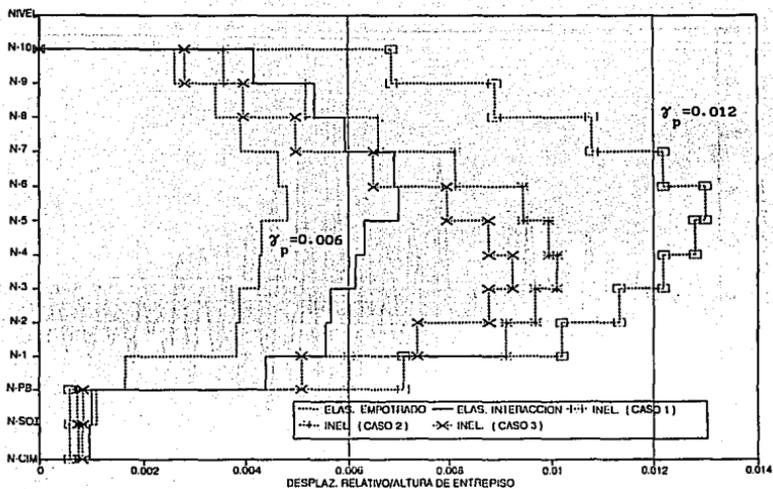


FIG 4.174 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, EJE 2, MODELO 2

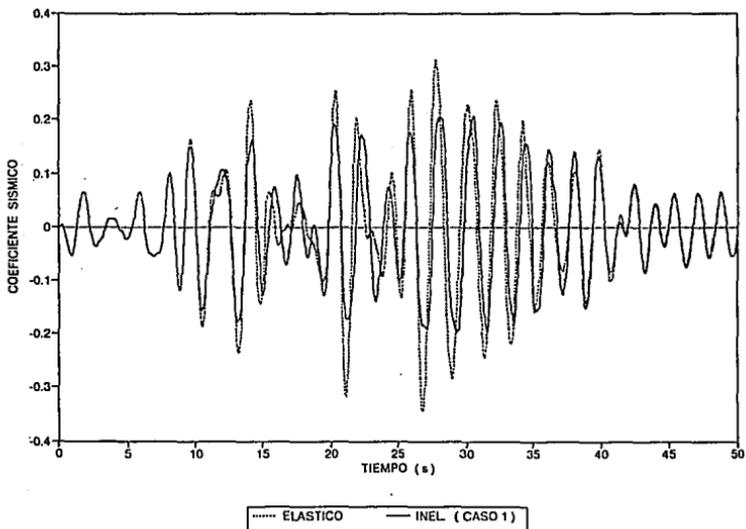


FIG 4.175 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

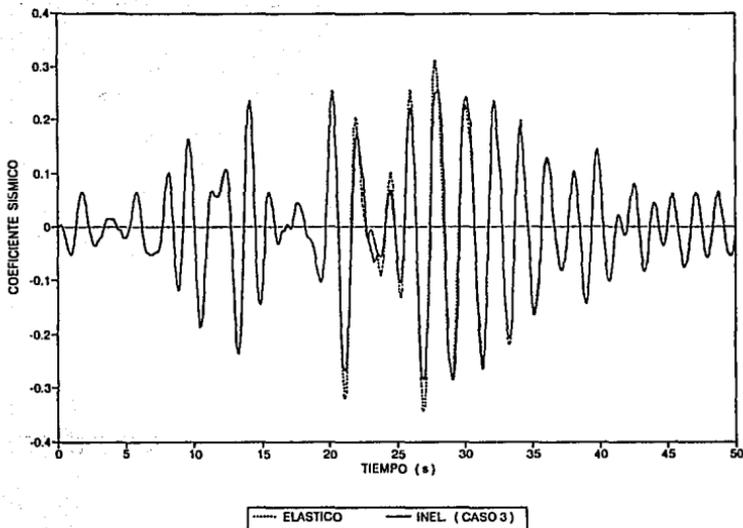


FIG 4.176 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

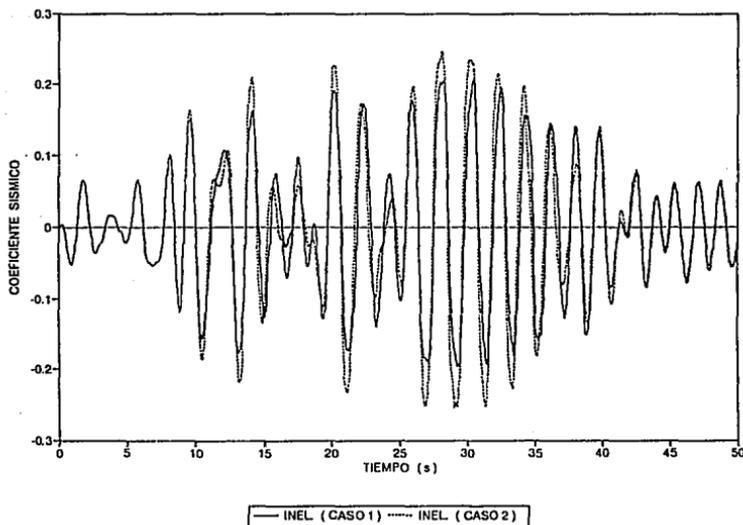


FIG 4.177 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

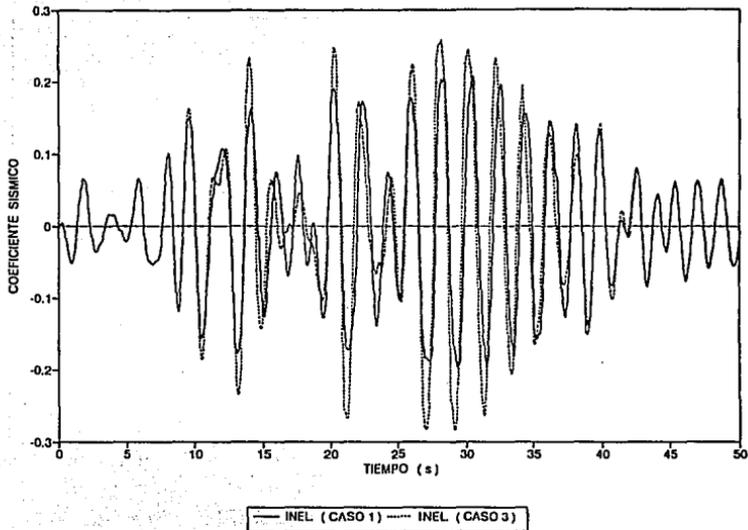


FIG 4.178 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

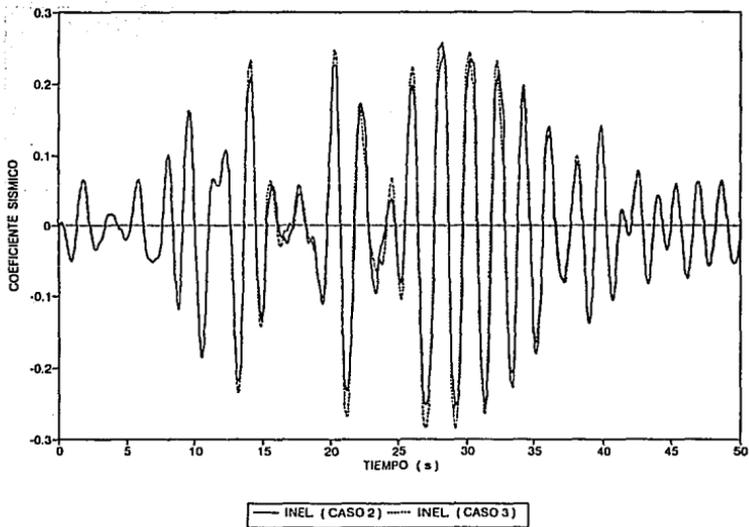


FIG 4.179 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 2 Y 3), MODELO 2

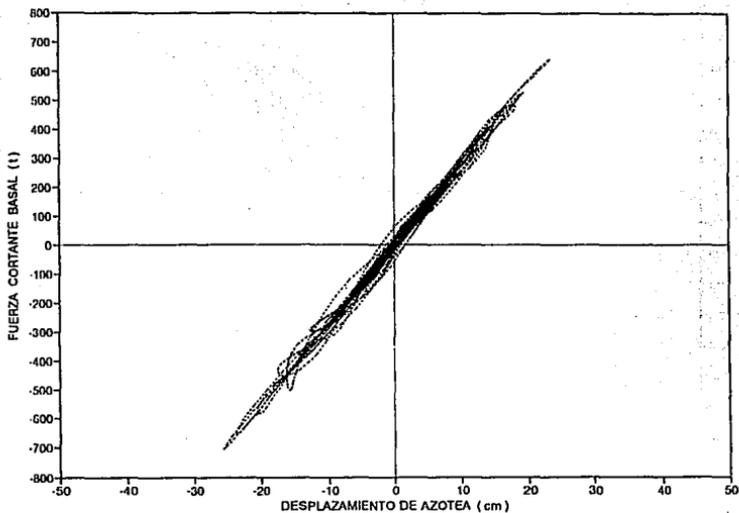


FIG 4.180 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO), MODELO 2

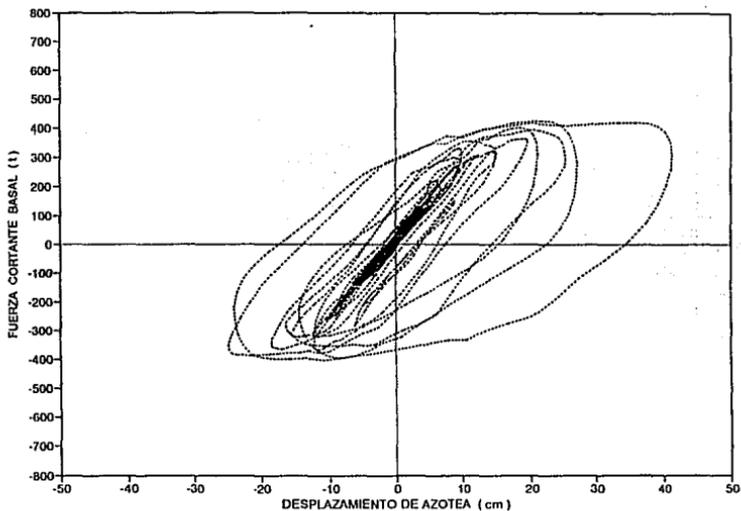


FIG 4.181 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

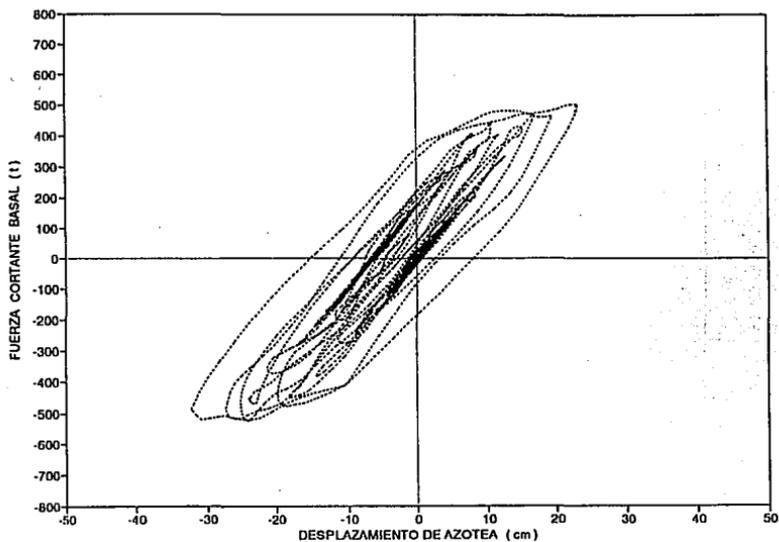


FIG 4.182 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 2), MODELO 2

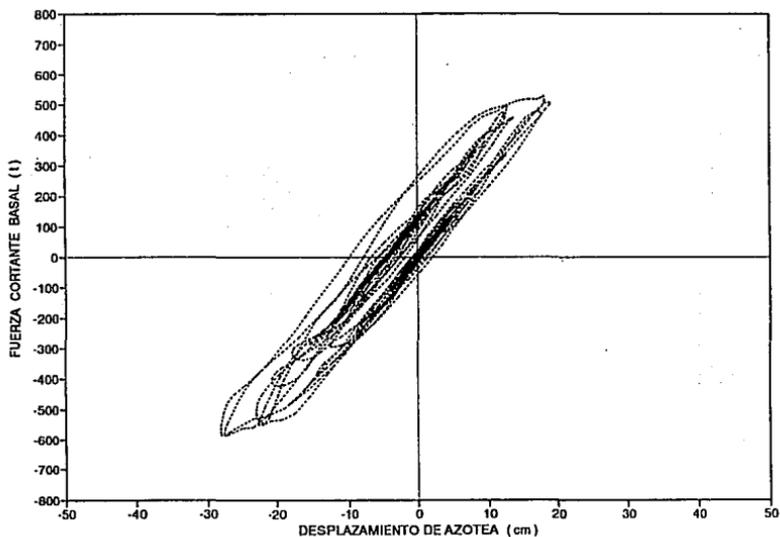


FIG 4.183 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

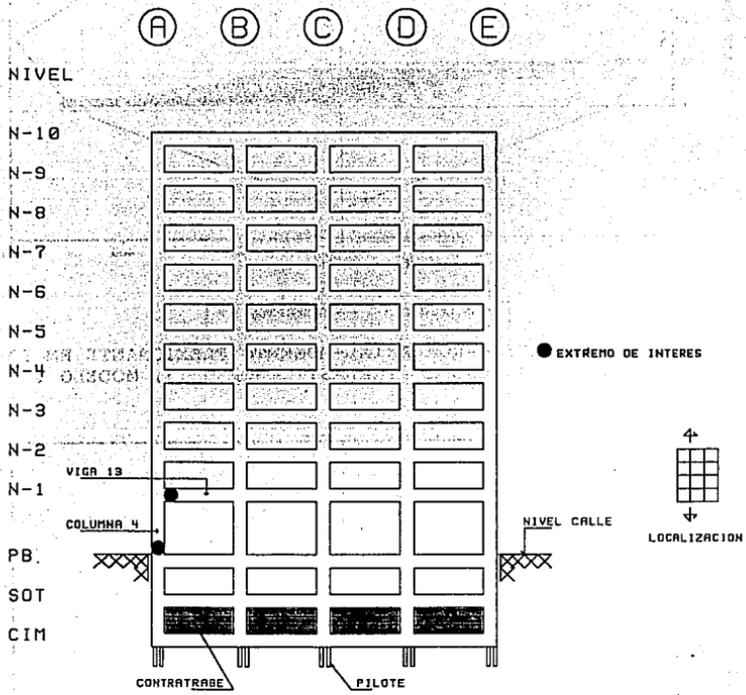


FIG 4.184 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, EJE 2, MODELO 2

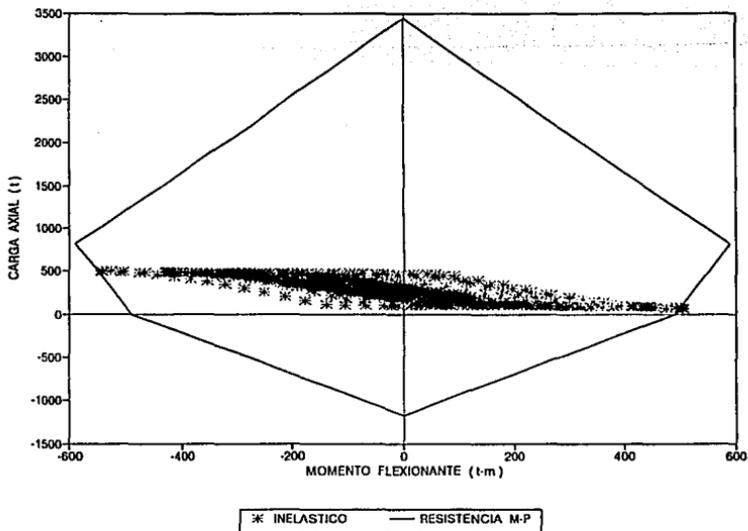


FIG 4.185 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

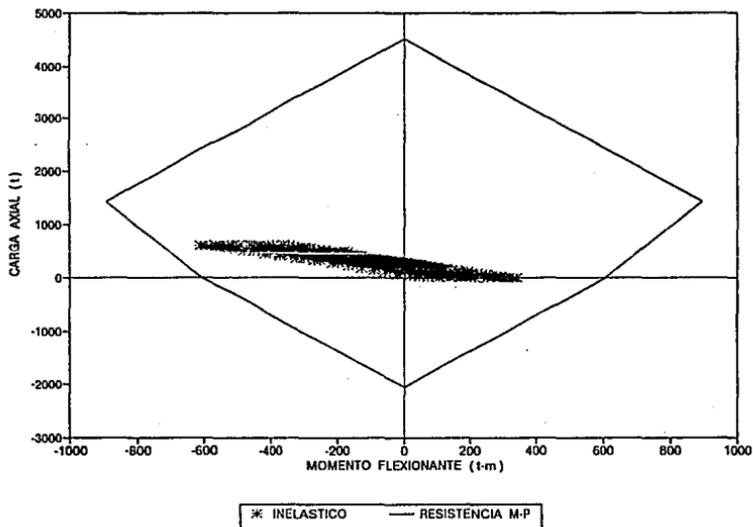


FIG 4.186 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

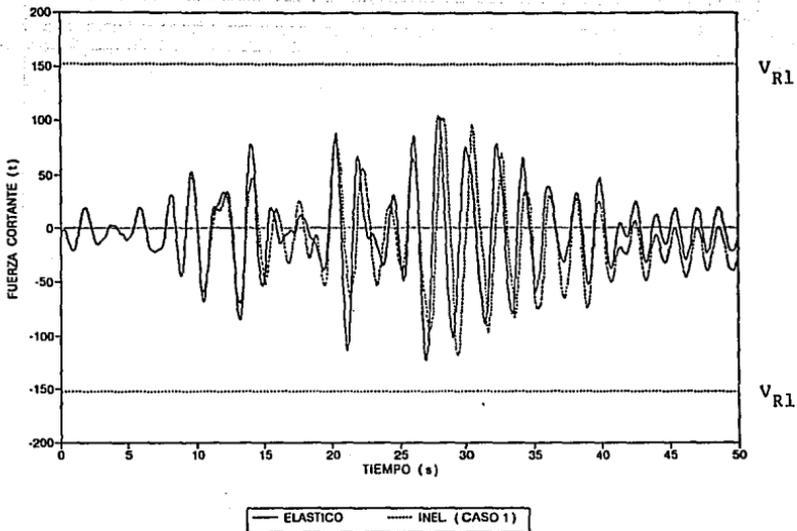


FIG 4.187 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

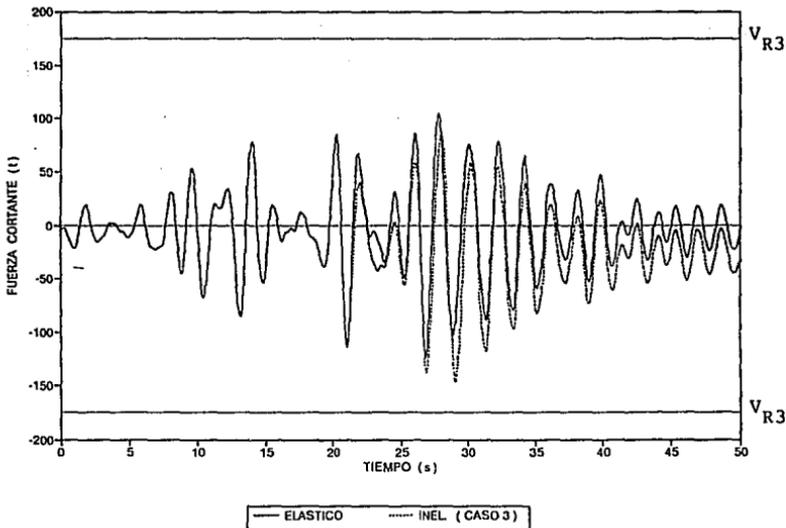


FIG 4.188 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

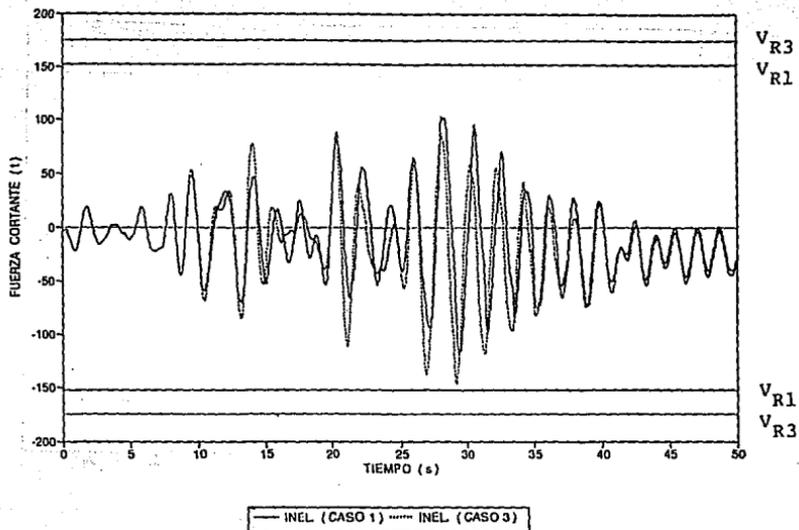


FIG 4.189 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

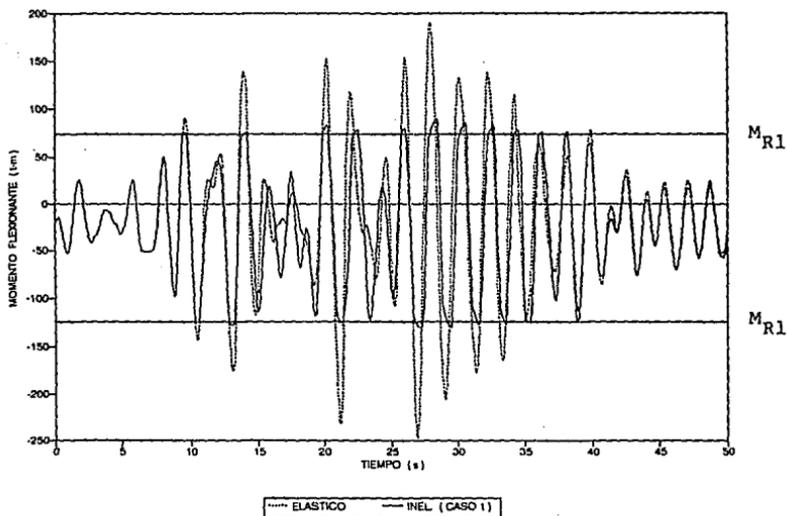


FIG 4.190 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 2

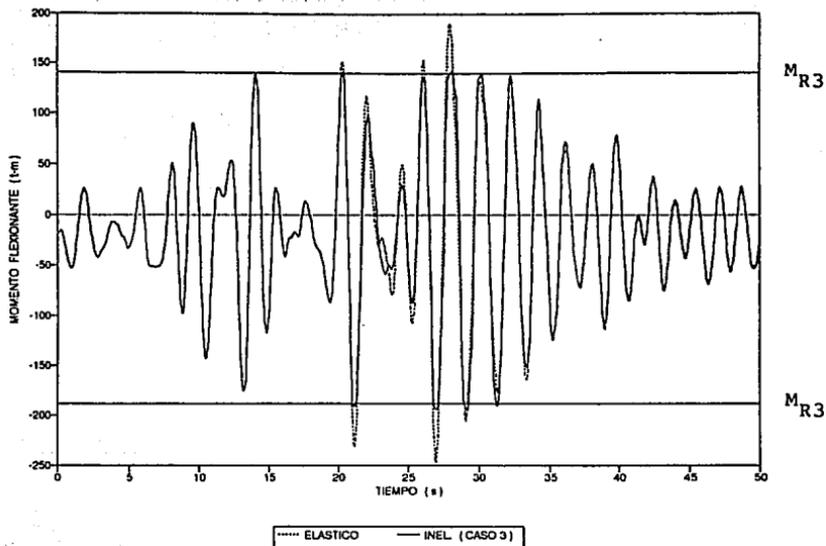


FIG. 4.191 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 2

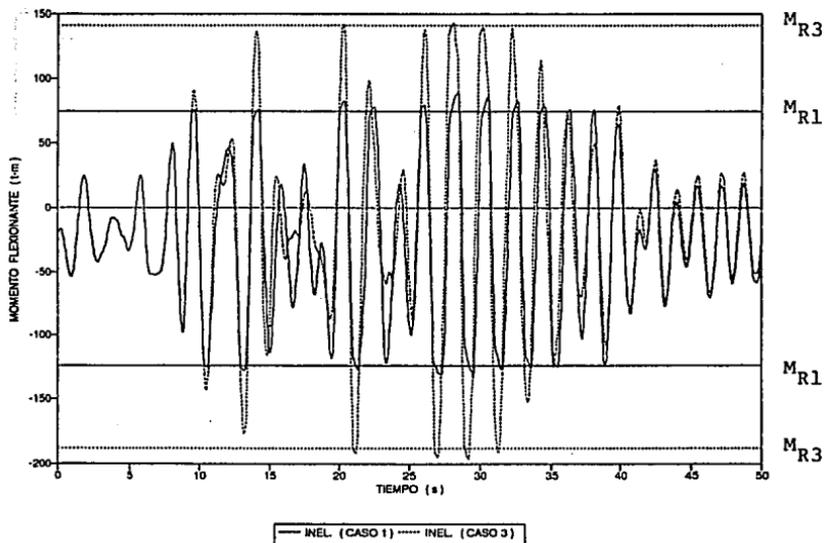


FIG 4.192 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

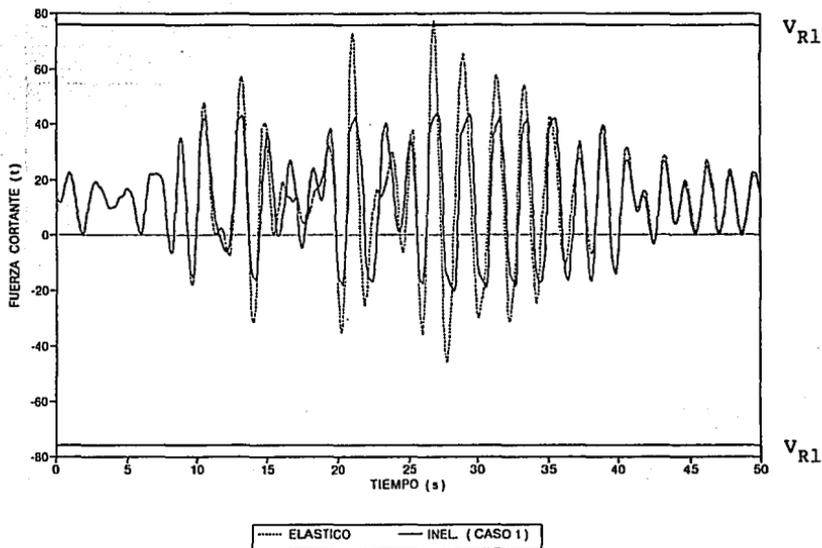


FIG 4.193 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELÁSTICO E INELÁSTICO-CASO 1), MODELO 2

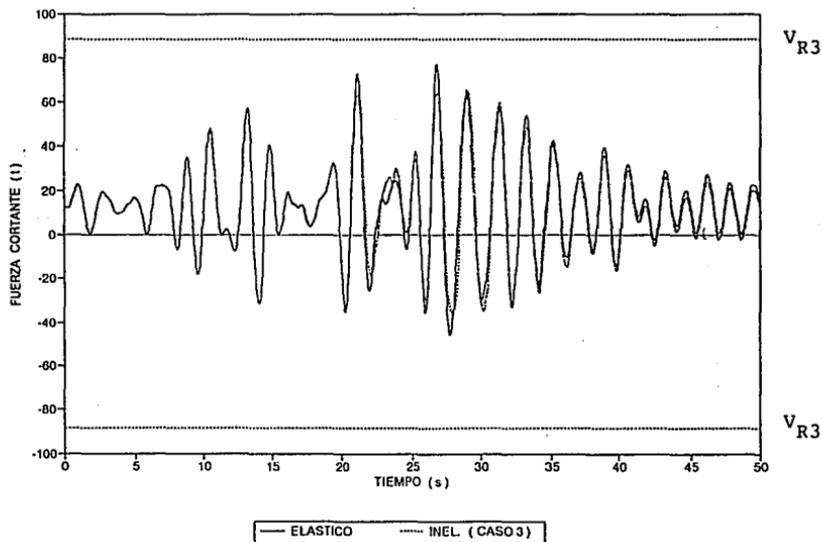


FIG 4.194 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELÁSTICO E INELÁSTICO-CASO 3), MODELO 2

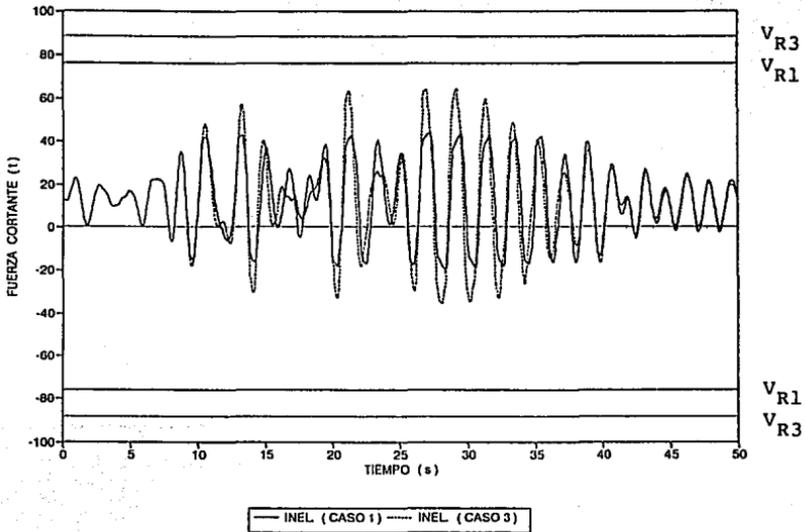


FIG 4.195 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

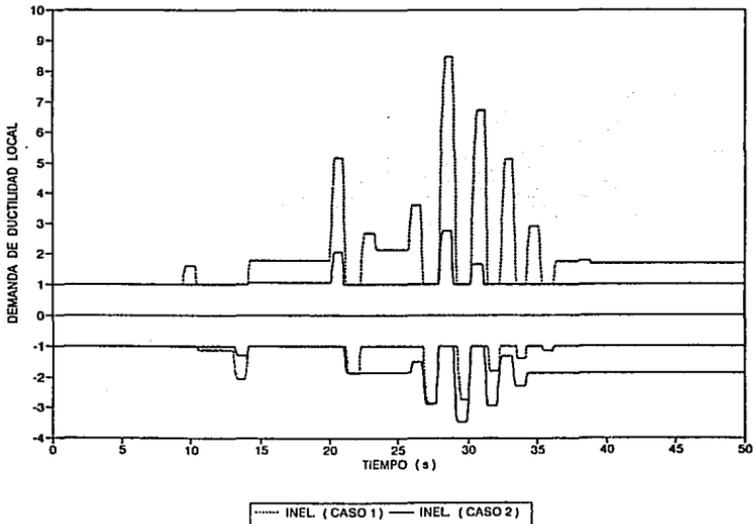


FIG 4.196 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 2

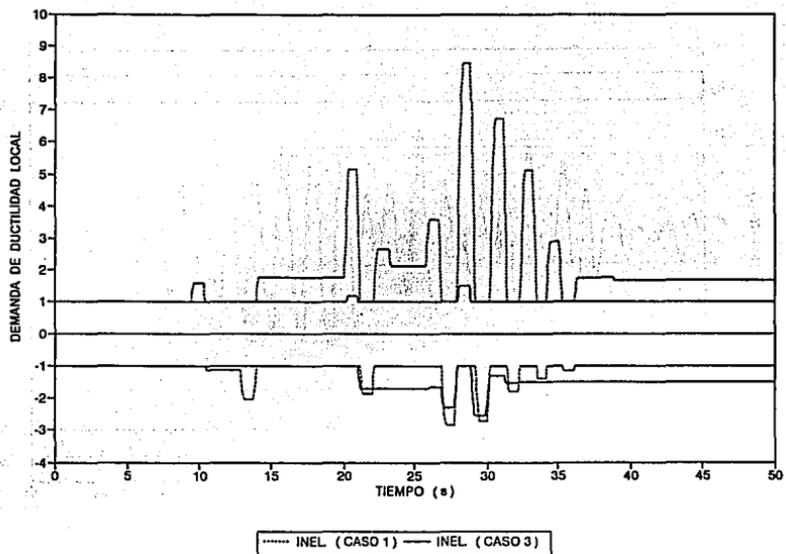


FIG 4.197 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 2

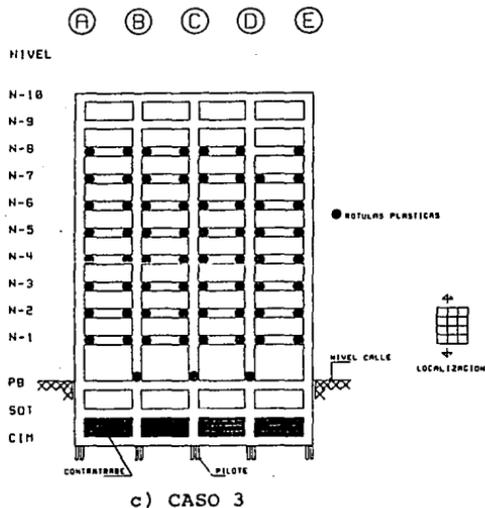
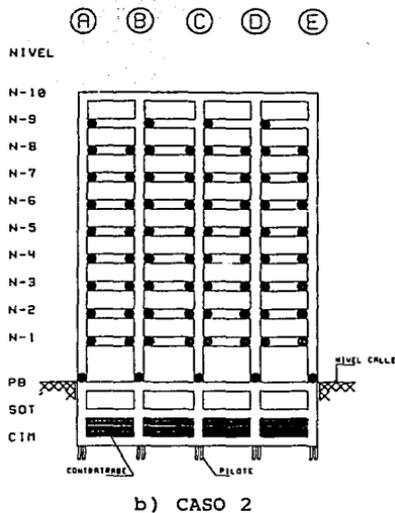
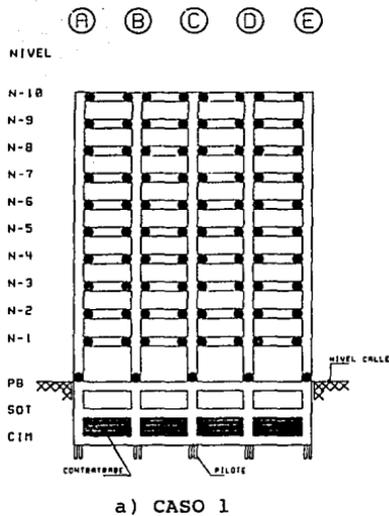
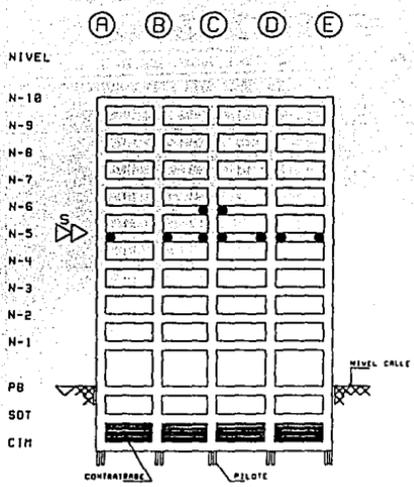
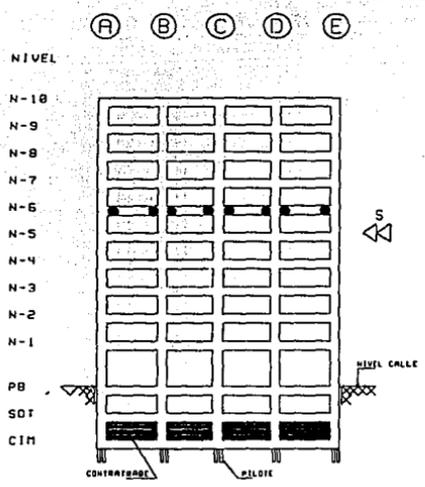


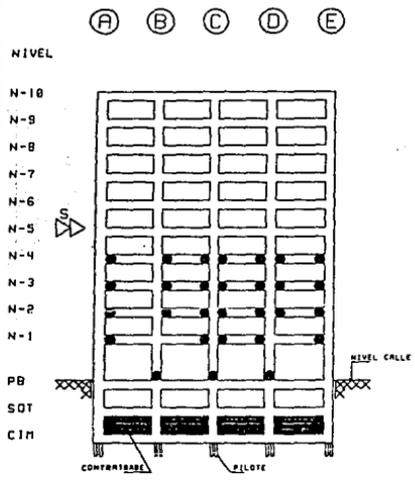
FIG 4.198 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1, 2 Y 3), MODELO 2



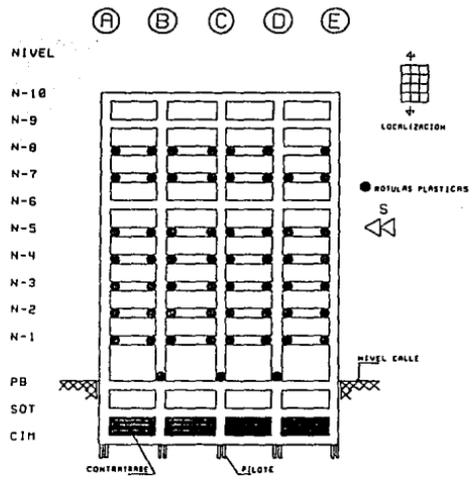
a) INTERVALO 19.76-20.68 s



b) INTERVALO 26.40-27.56 s

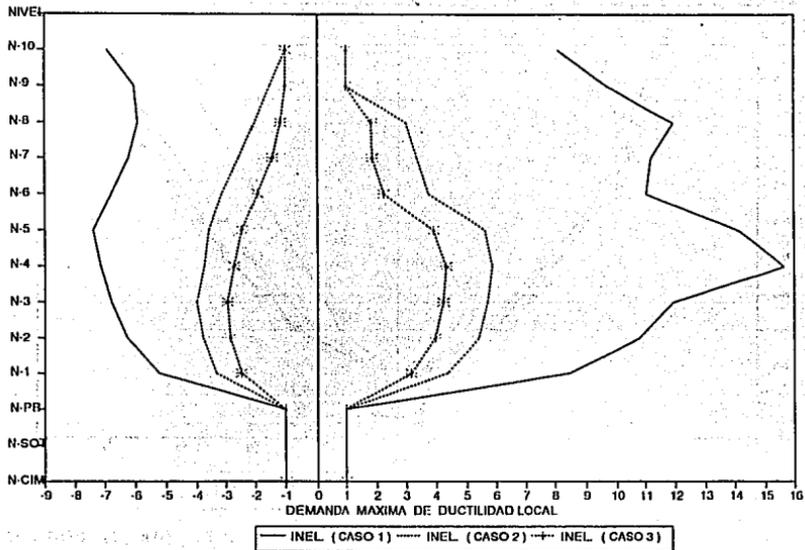


c) INTERVALO 27.60-28.60 s

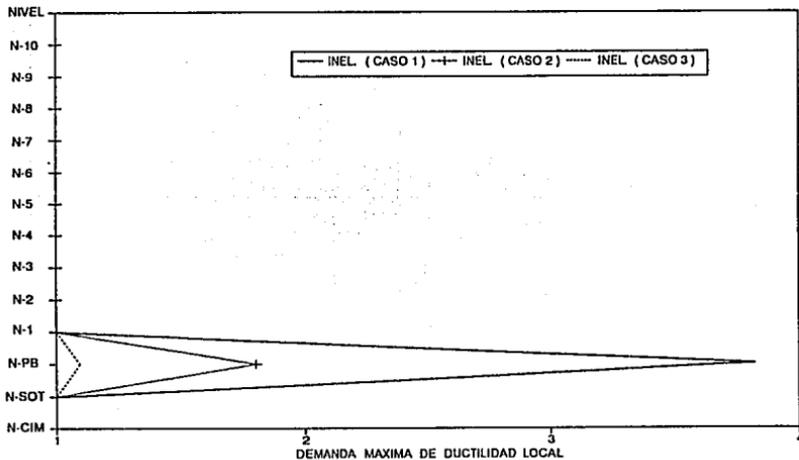


d) INTERVALO 28.64-29.76 s

FIG 4.199 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 2



a) VIGAS



b) COLUMNAS

FIG 4.200 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS Y COLUMNAS ($l_p = d$), EJE 2, MODELO 2

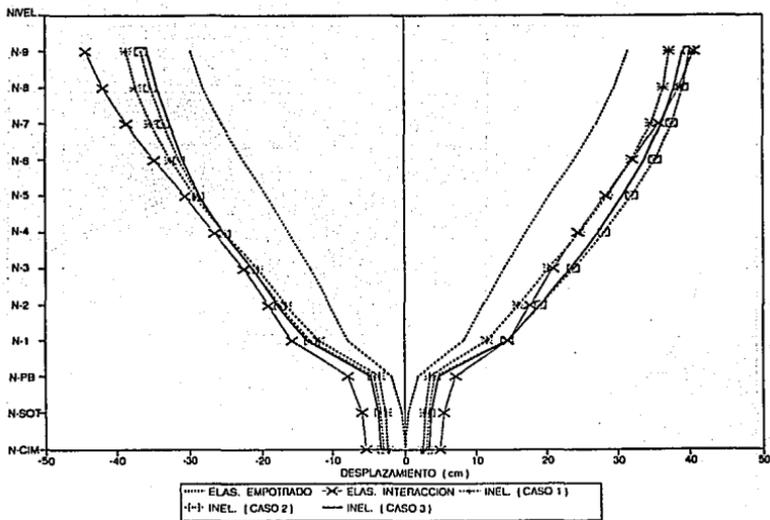


FIG 4.201 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS HORIZONTALES, EJE C, MODELO 3

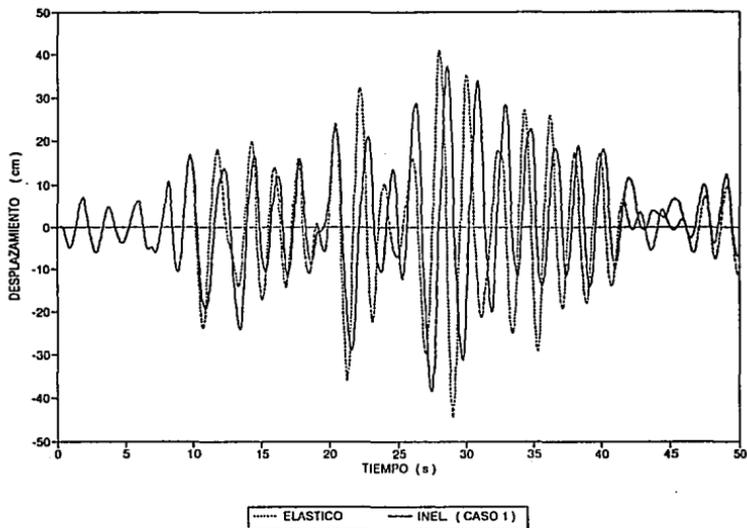


FIG 4.202 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

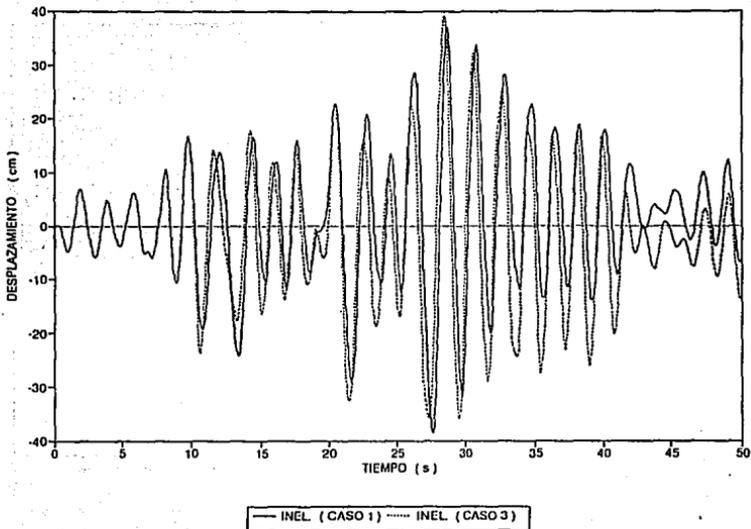


FIG 4.205 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

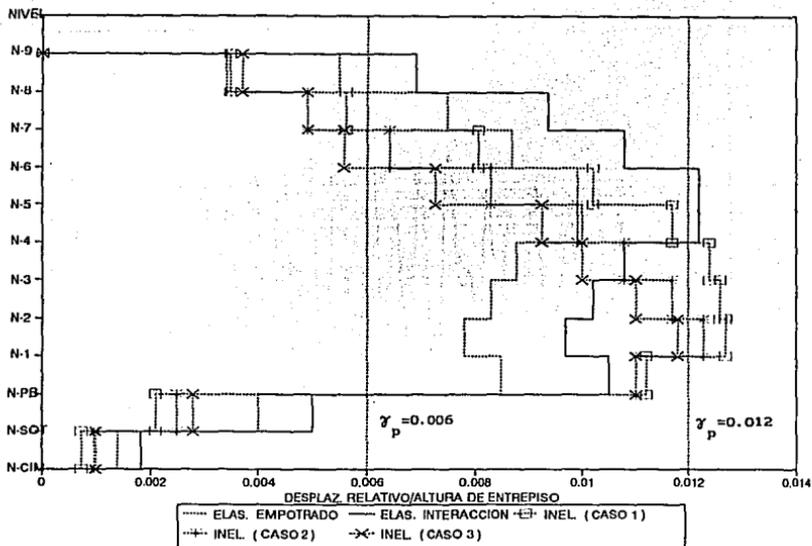


FIG 4.206 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, EJE C, MODELO 3

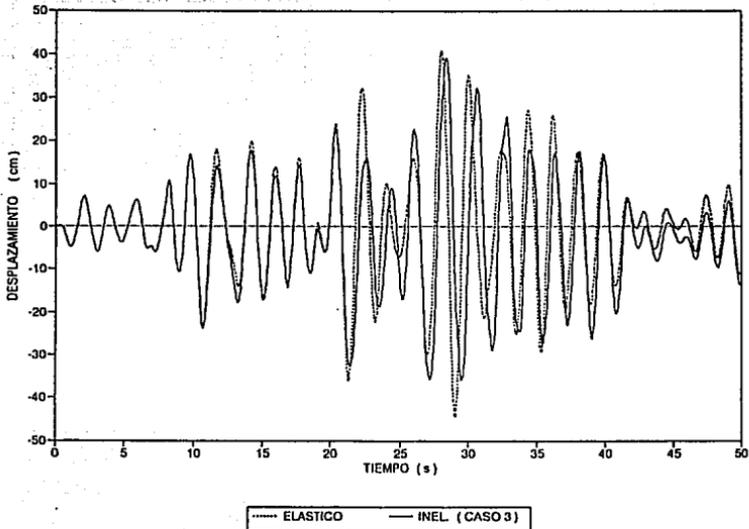


FIG 4.203 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

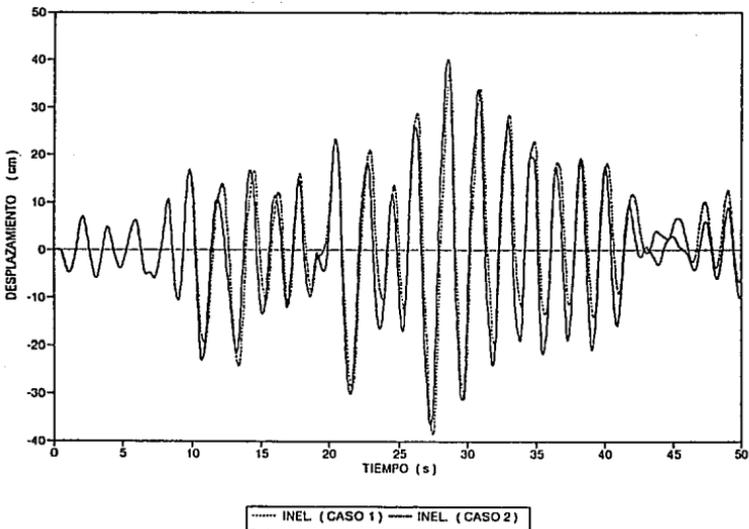


FIG 4.204 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 3

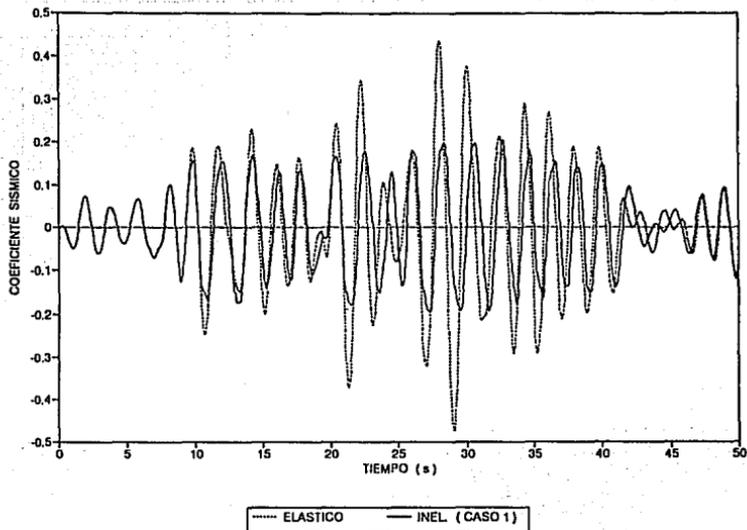


FIG 4.207 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

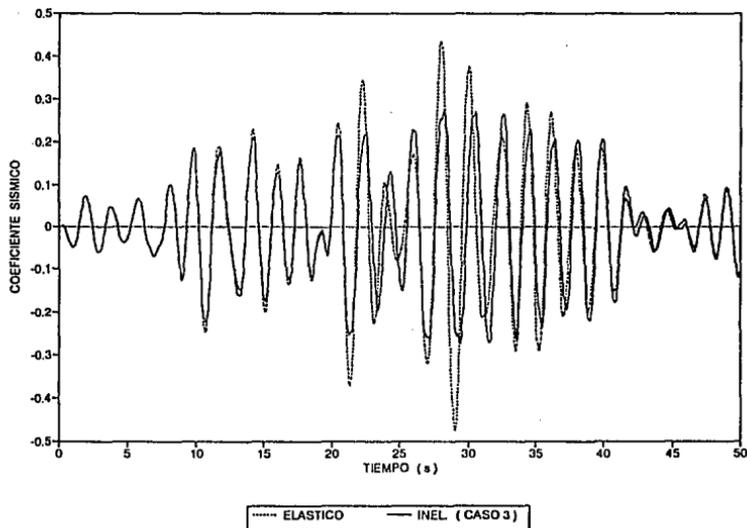


FIG 4.208 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

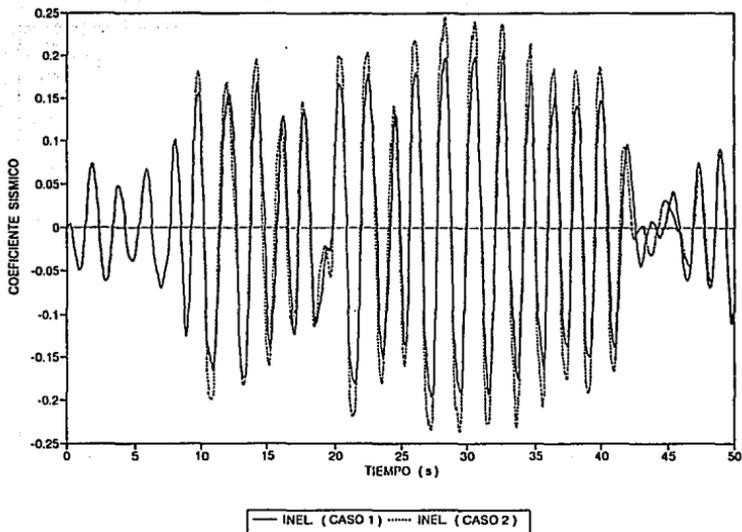


FIG 4.209 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 3

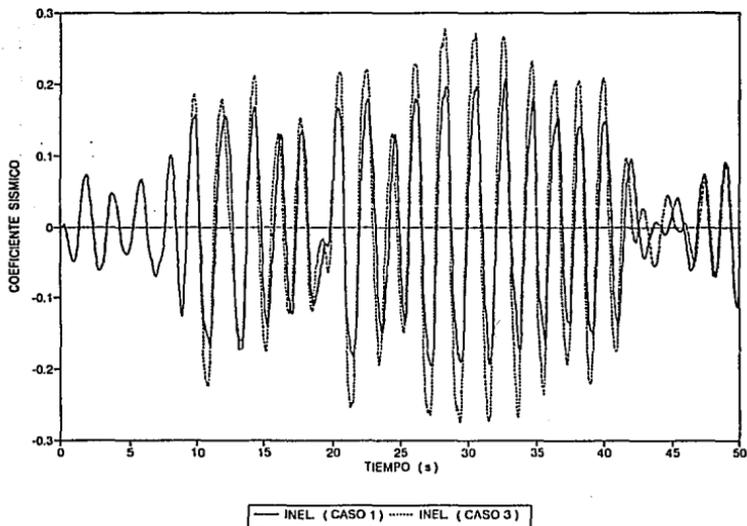


FIG 4.210 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

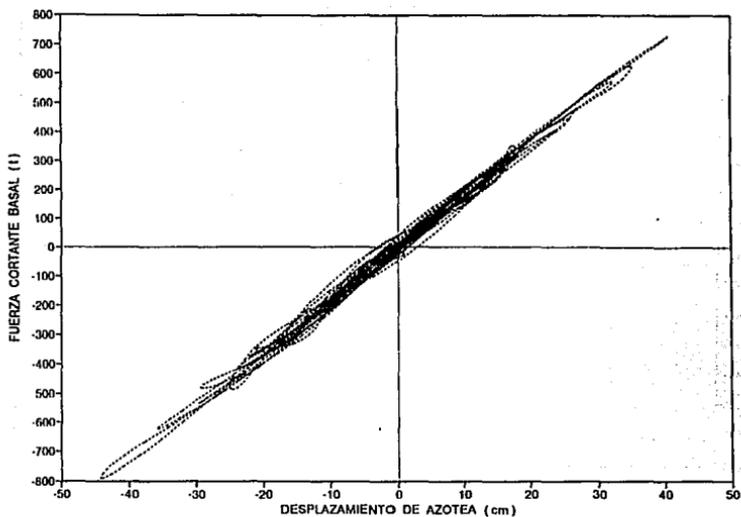


FIG 4.211 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (ELASTICO), MODELO 3

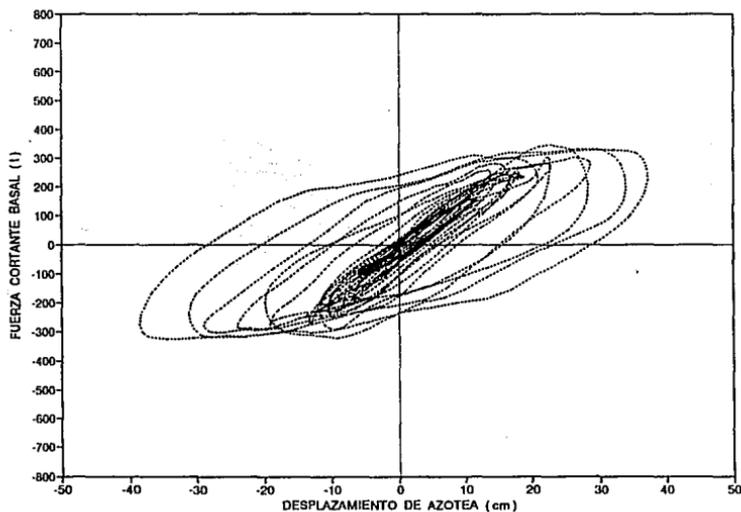


FIG 4.212 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

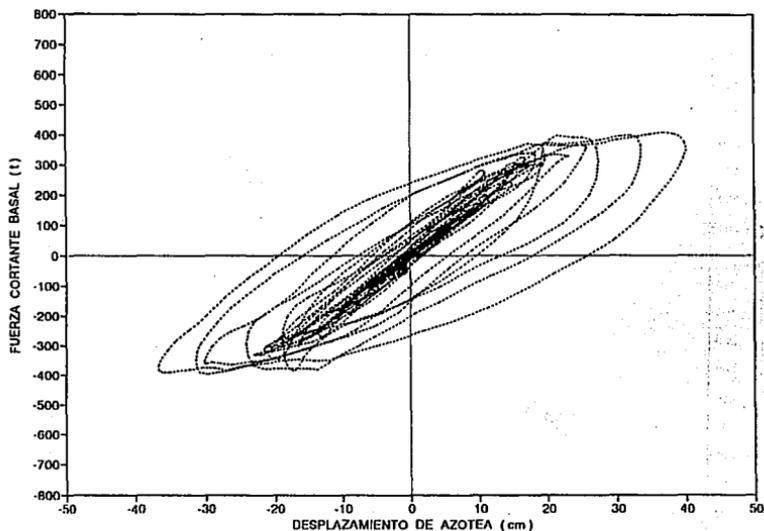


FIG 4.213 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO-CASO 2), MODELO 3

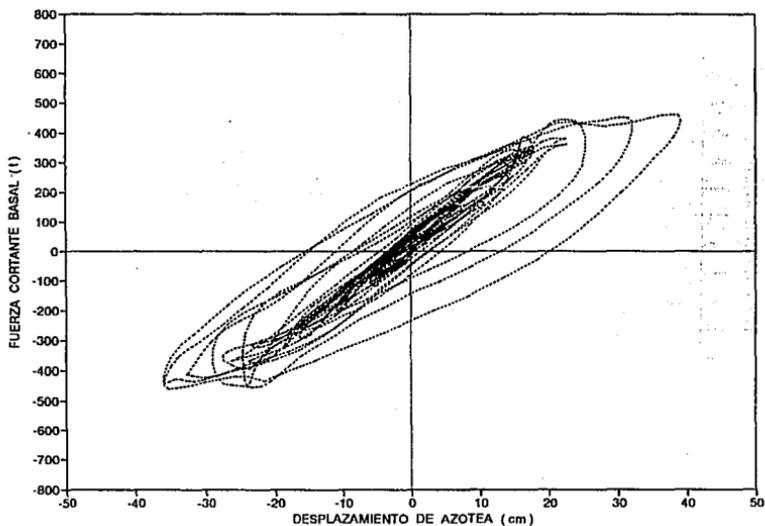


FIG 4.214 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

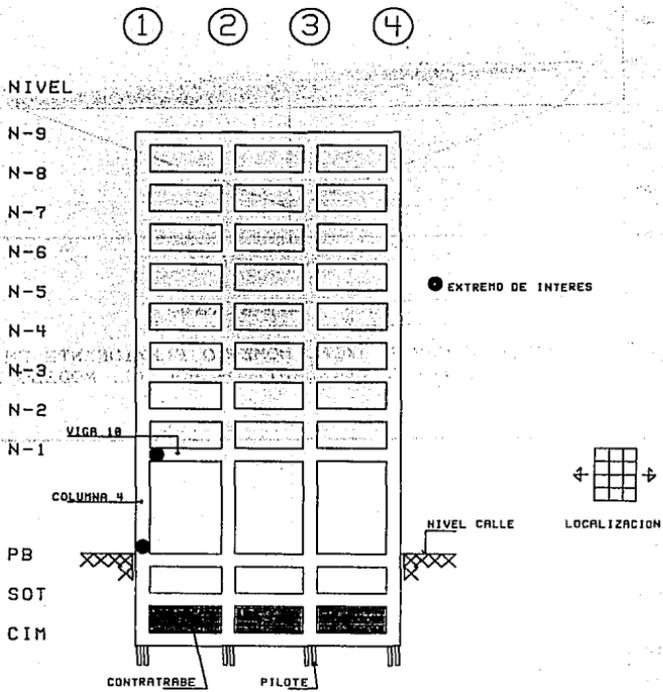


FIG 4.215 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, EJE C, MODELO 3

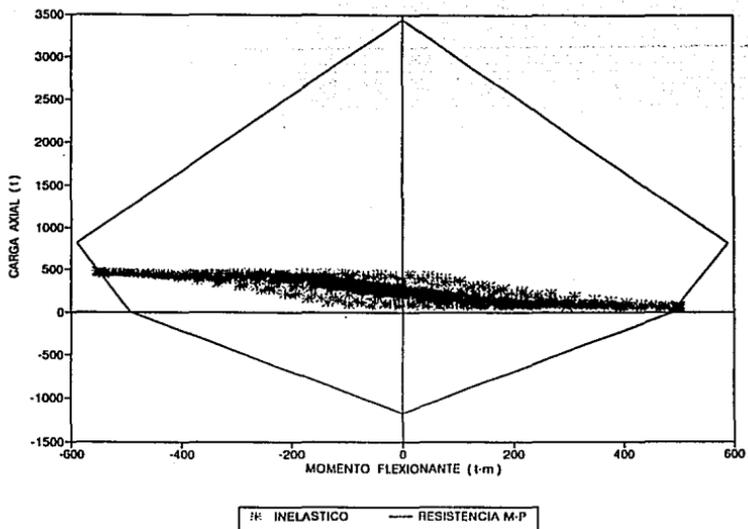


FIG 4.216 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

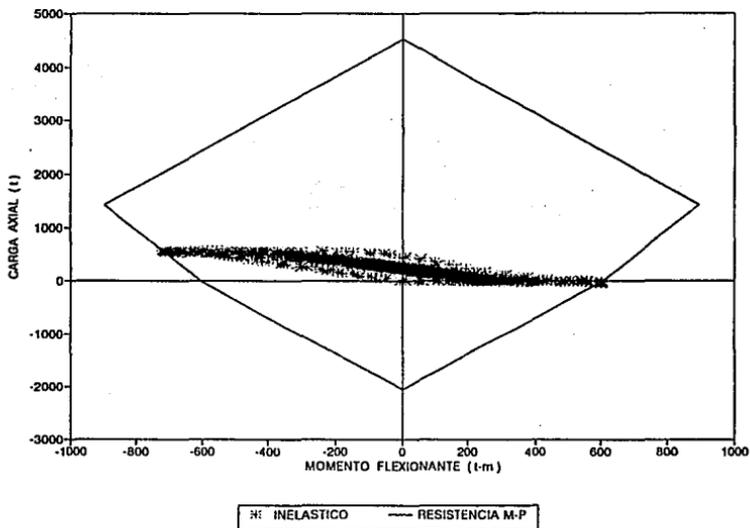


FIG 4.217 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

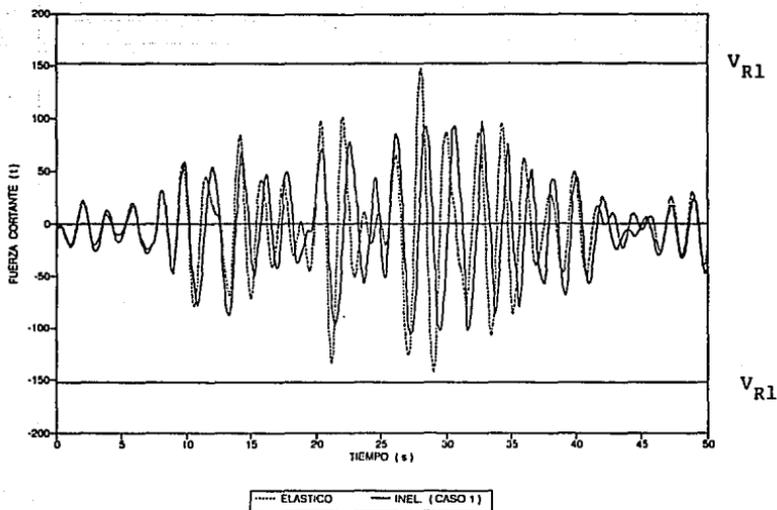


FIG 4.218 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

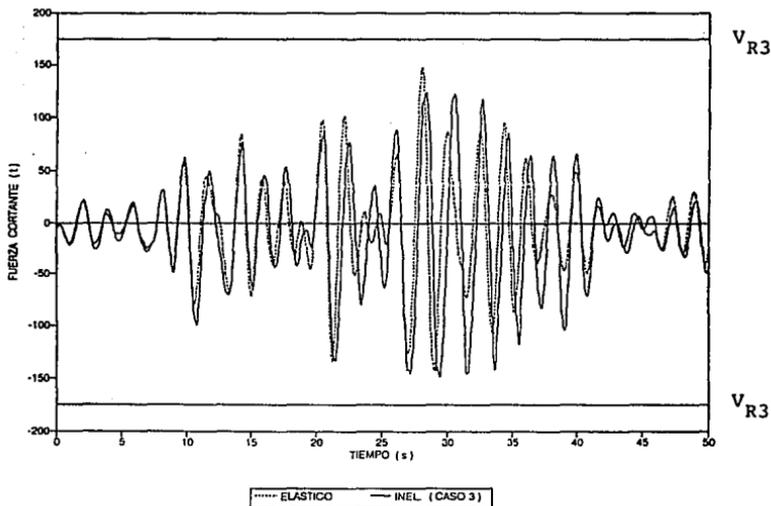


FIG 4.219 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

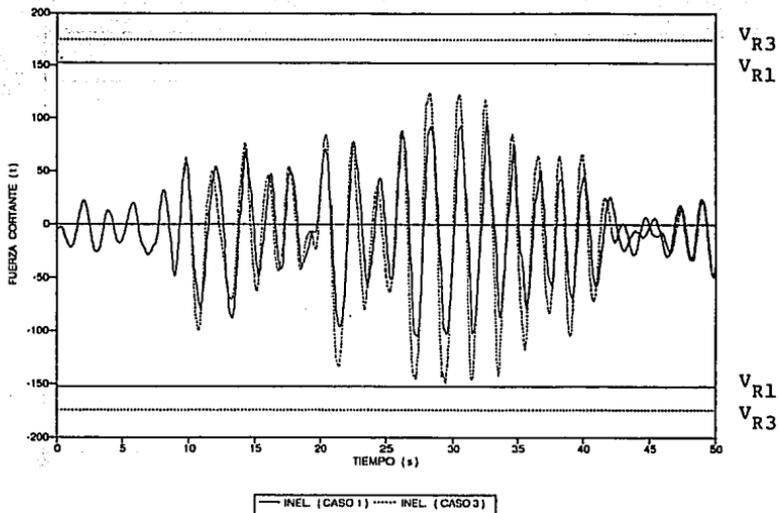


FIG 4.220 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

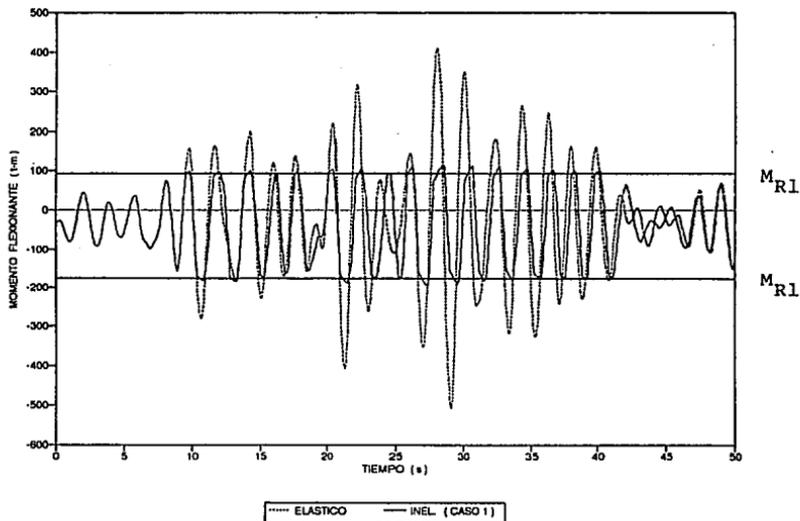


FIG 4.221 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 10, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

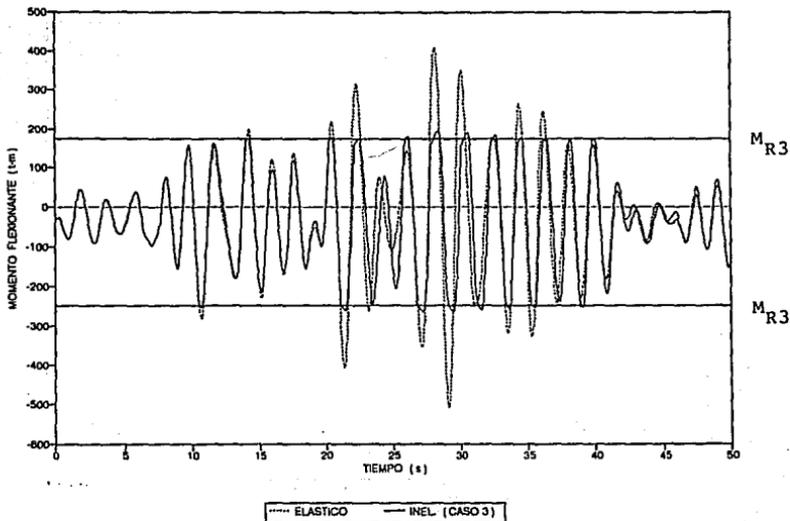


FIG 4.222 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 10, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

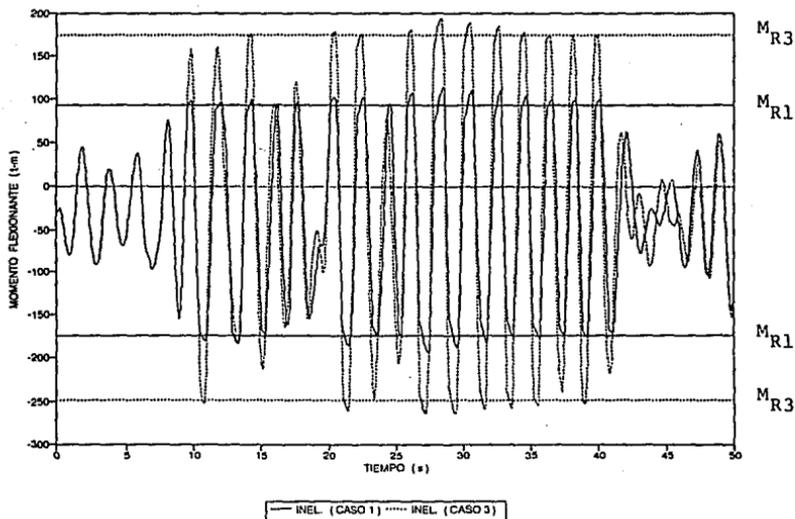


FIG 4.223 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 10, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

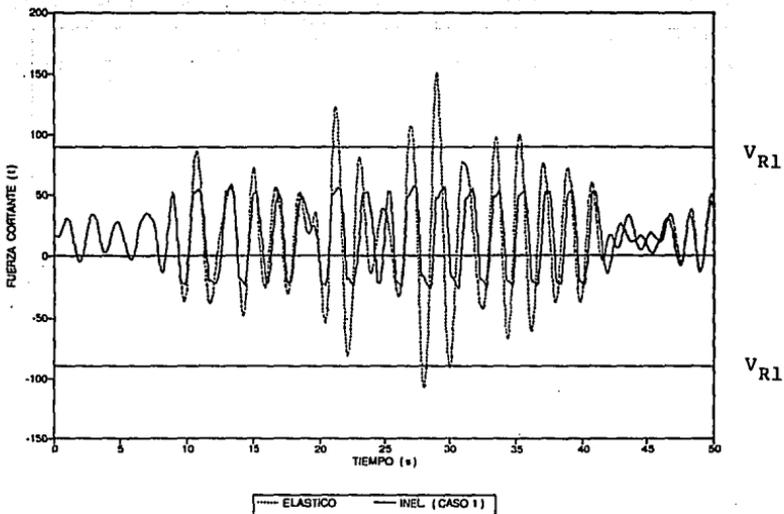


FIG 4.224 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 10, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

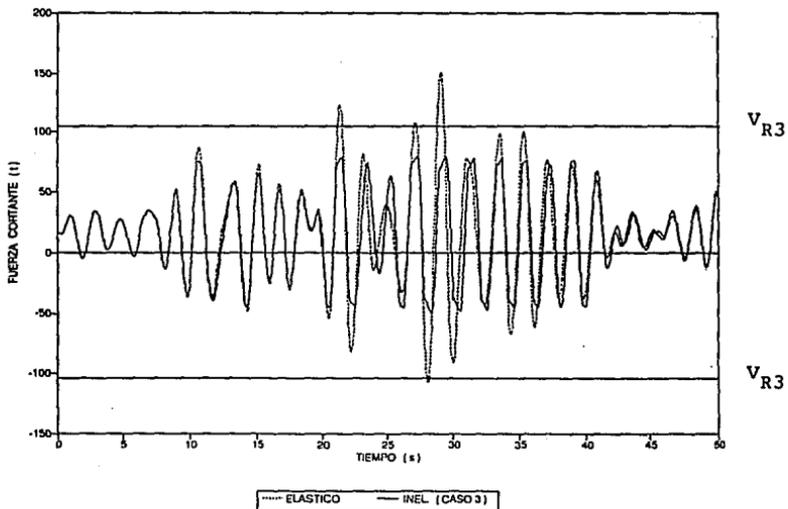


FIG 4.225 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 10, EJE C (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

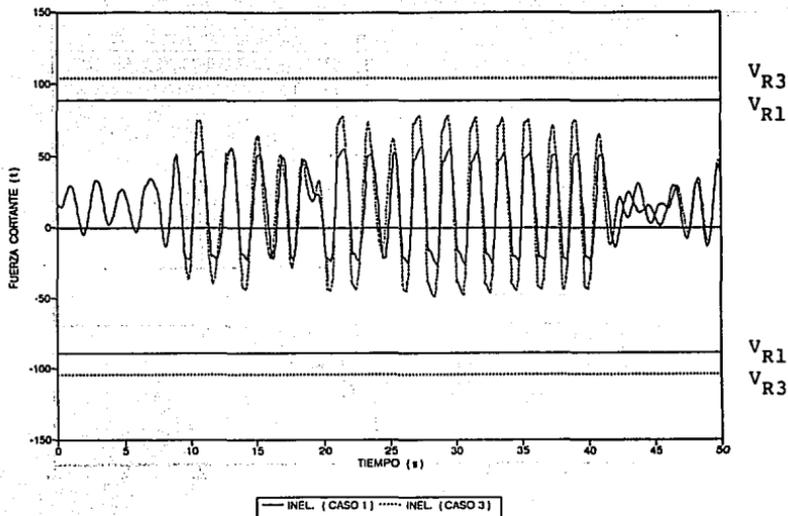


FIG 4.226 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 10, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

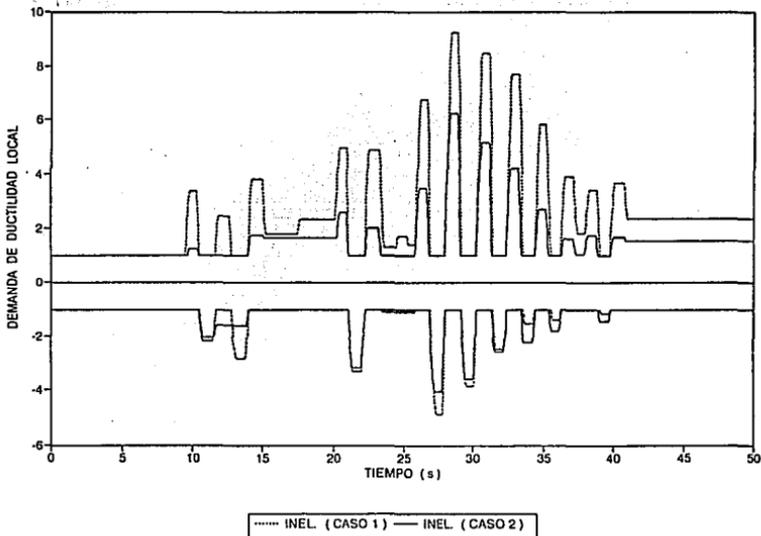


FIG 4.227 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 10, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 3

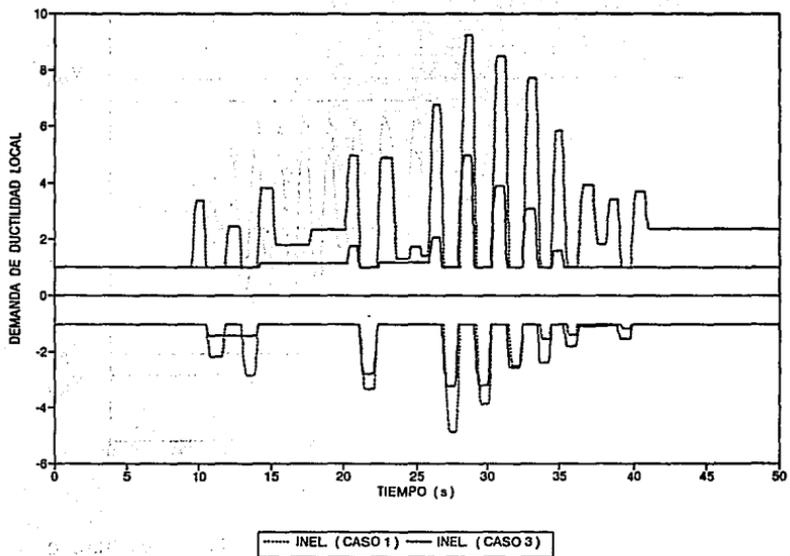


FIG 4.228 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 10, EJE C (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

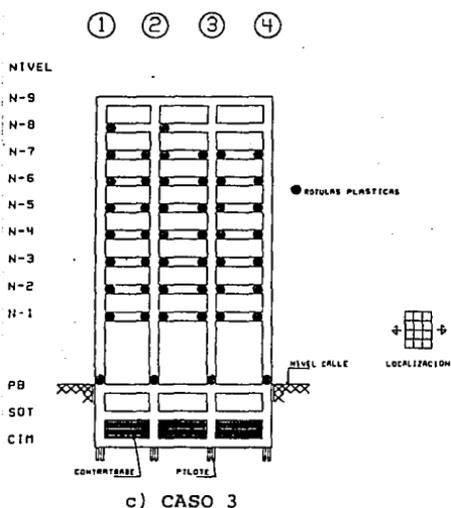
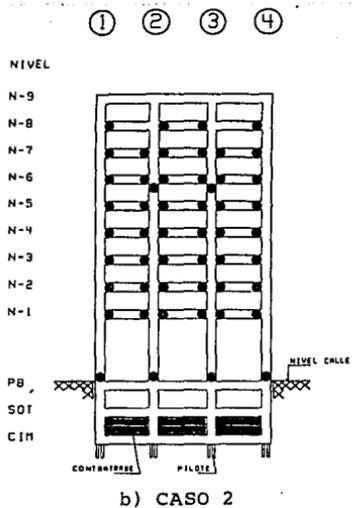
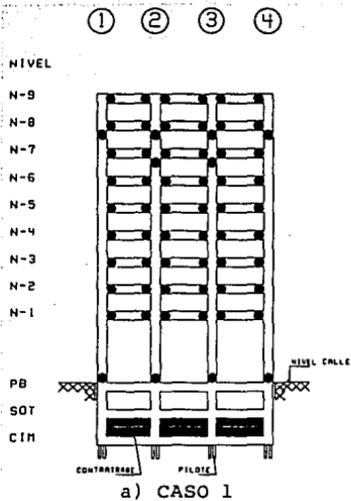
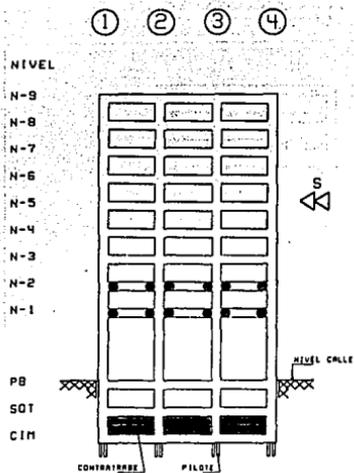
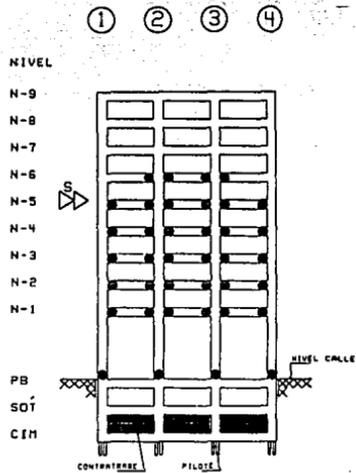


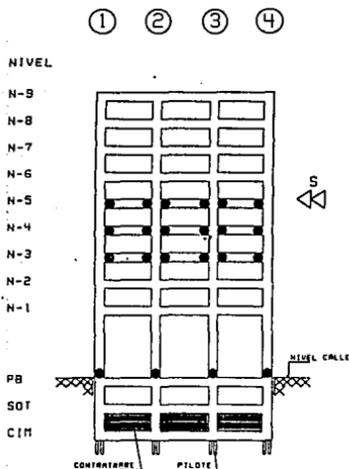
FIG 4.229 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, EJE C (INELASTICO, CASOS 1, 2 Y 3), MODELO 3



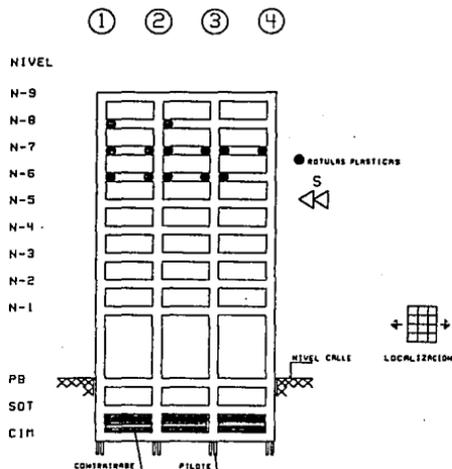
a) INTERVALO 26.56-27.72 s



b) INTERVALO 27.76-28.88

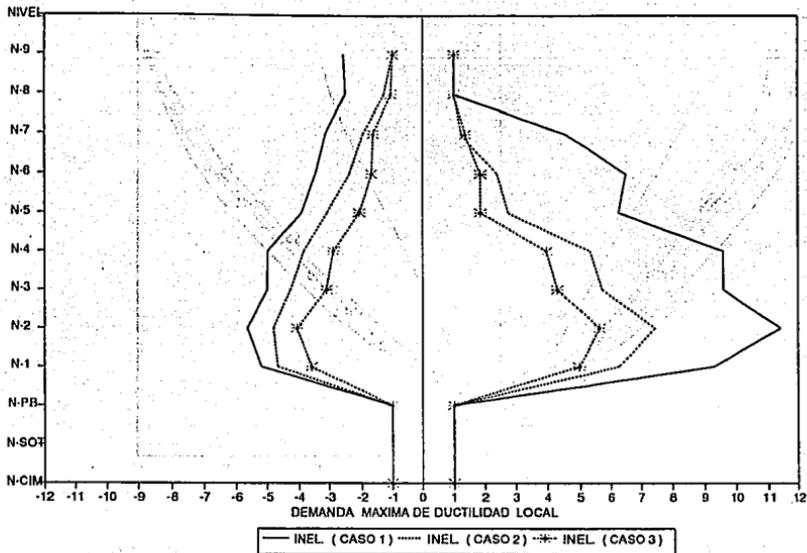


c) INTERVALO 28.92-30.00 s

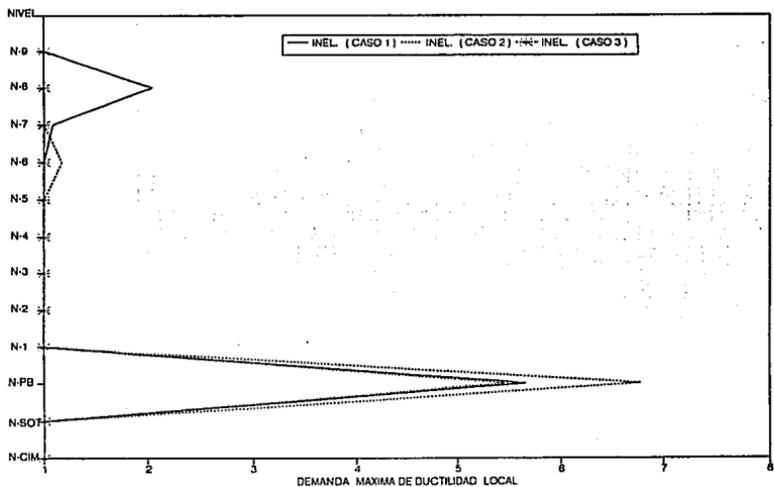


d) INTERVALO 35.00-35.96 s

FIG 4.230 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, EJE C (INELASTICO-CASO 3), MODELO 3



a) VIGAS



b) COLUMNAS

FIG 4.231 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS Y COLUMNAS ($l_p = d$), EJE C, MODELO 3

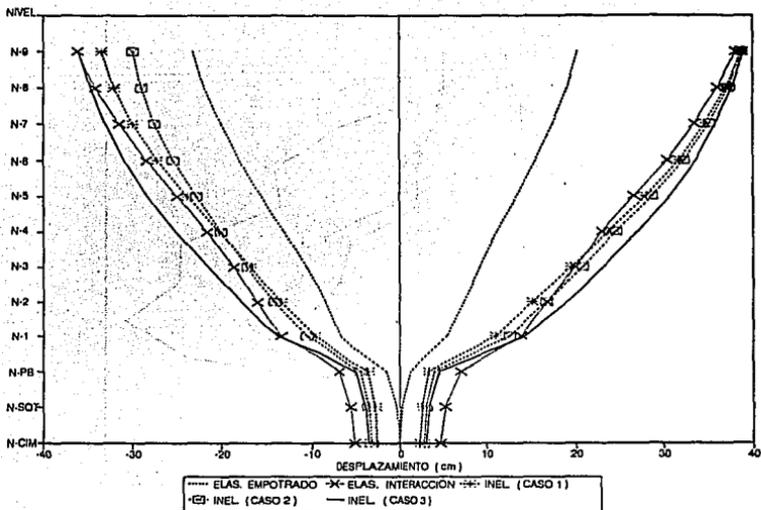


FIG 4.232 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS HORIZONTALES, EJE 2, MODELO 3

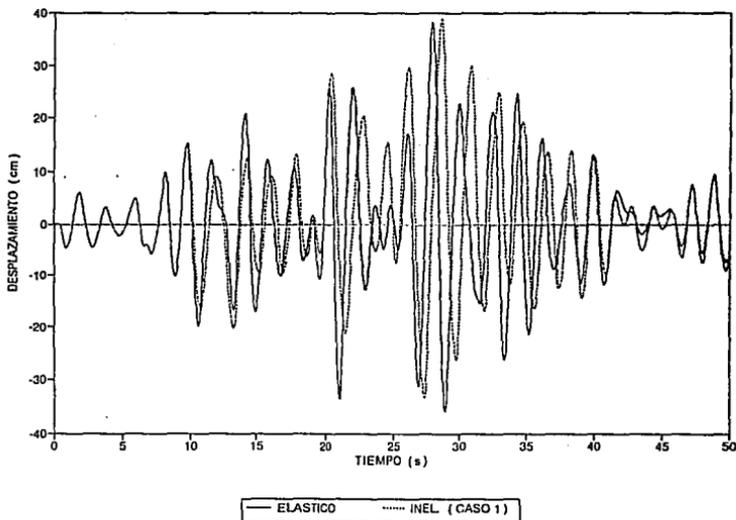


FIG 4.233 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

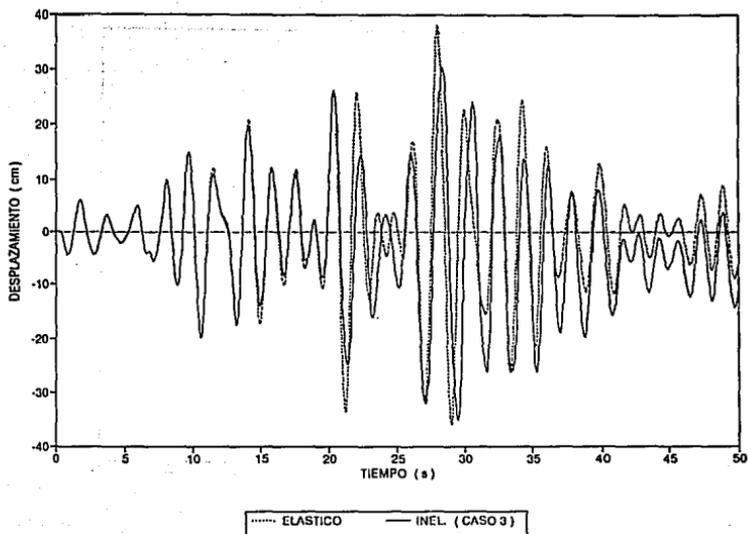


FIG 4.234 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (ELÁSTICO E INELÁSTICO-CASO 3), MODELO 3

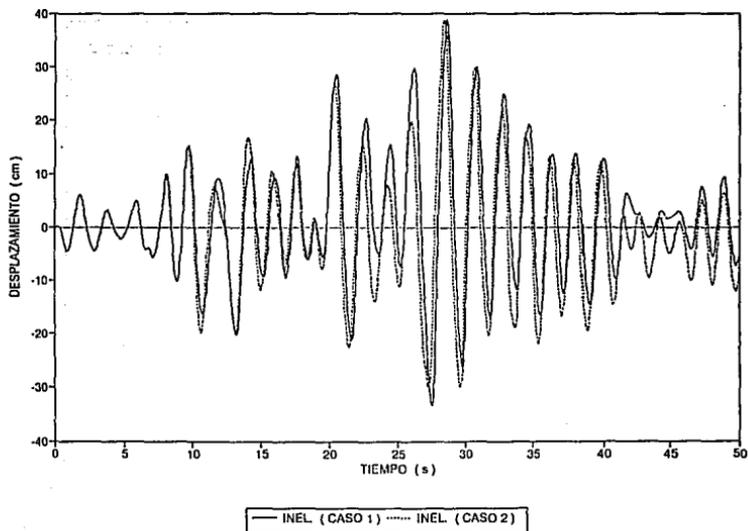


FIG 4.235 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELÁSTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 3

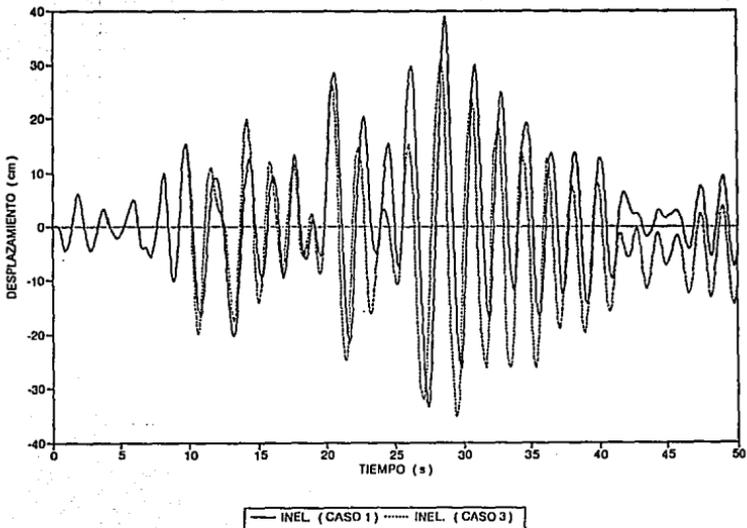


FIG 4.236 HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS A NIVEL DE AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

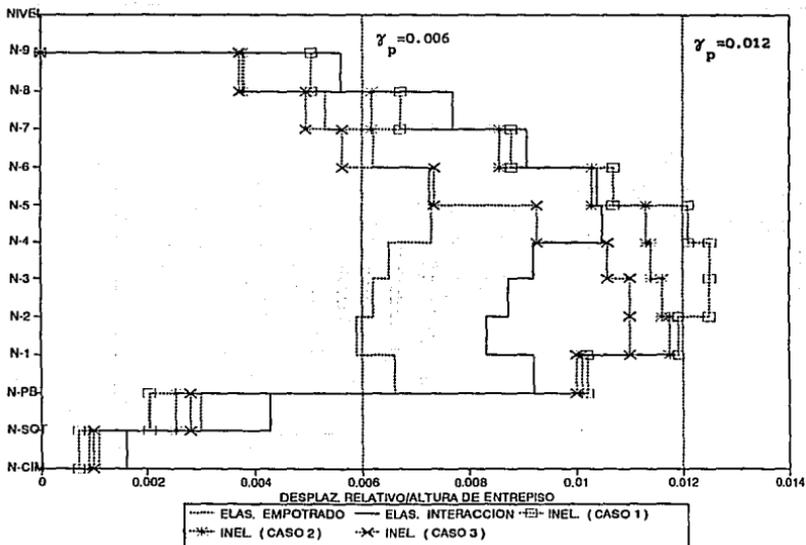


FIG 4.237 RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, EJE 2, MODELO 3

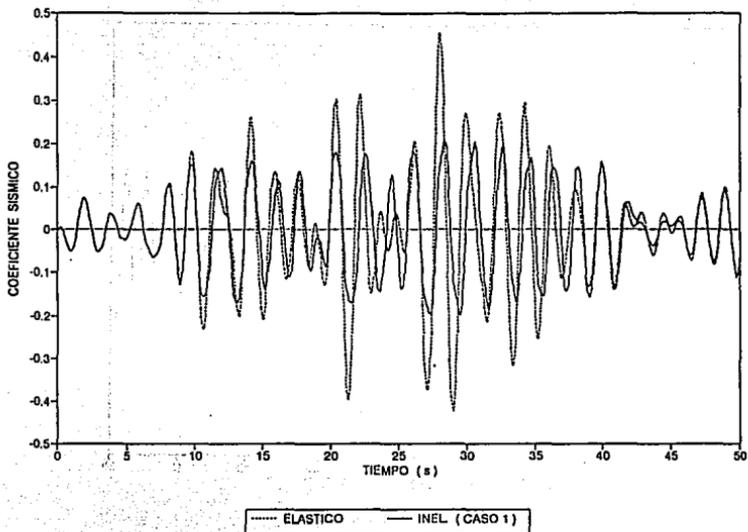


FIG 4.238 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

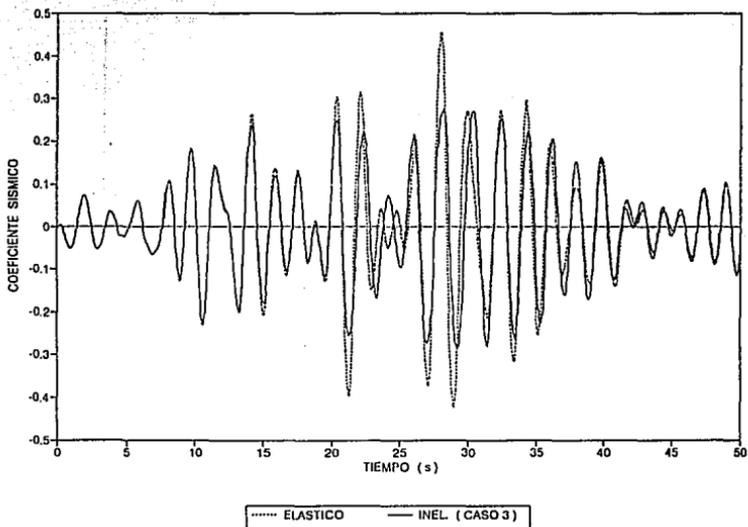


FIG 4.239 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

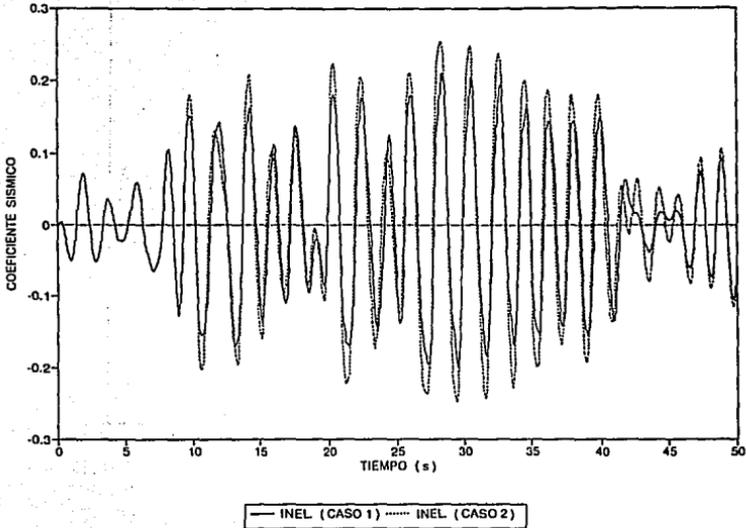


FIG 4.240 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 3

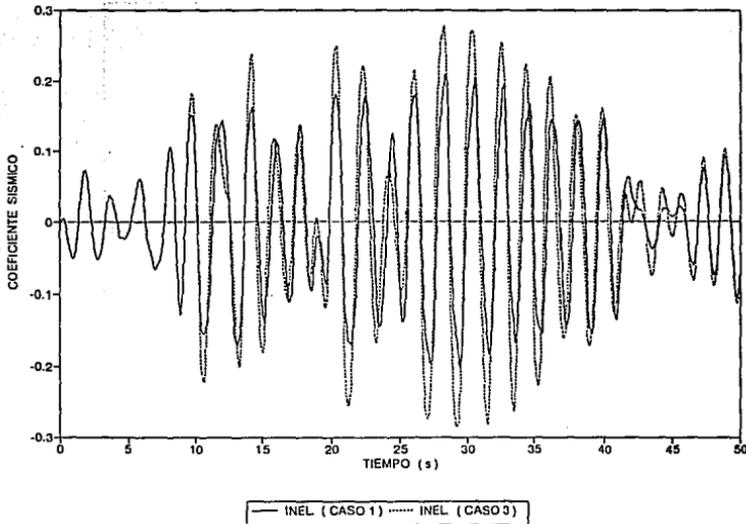


FIG 4.241 HISTORIAS DE COEFICIENTES SISMICOS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

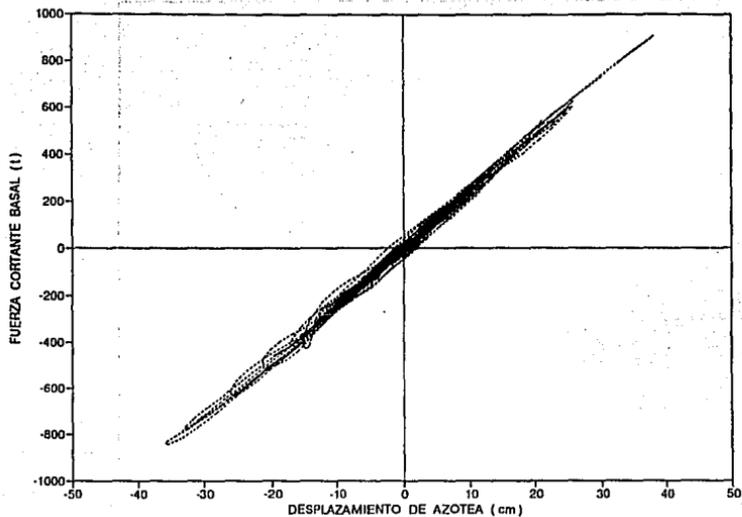


FIG 4.242 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (ELASTICO), MODELO 3

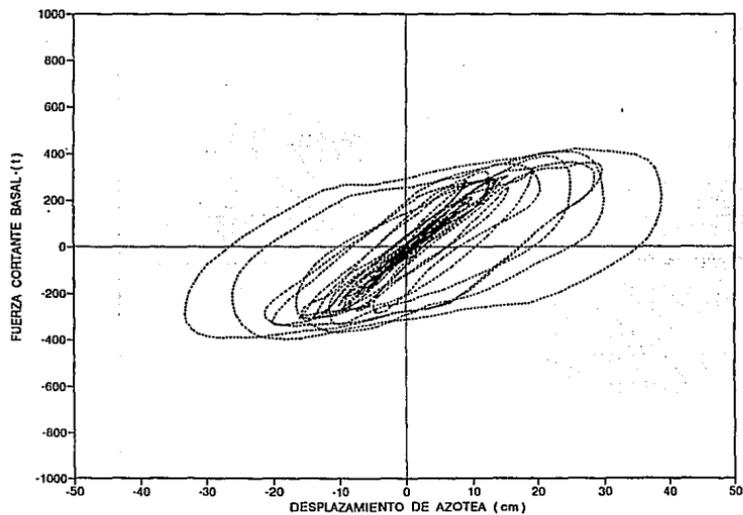


FIG 4.243 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

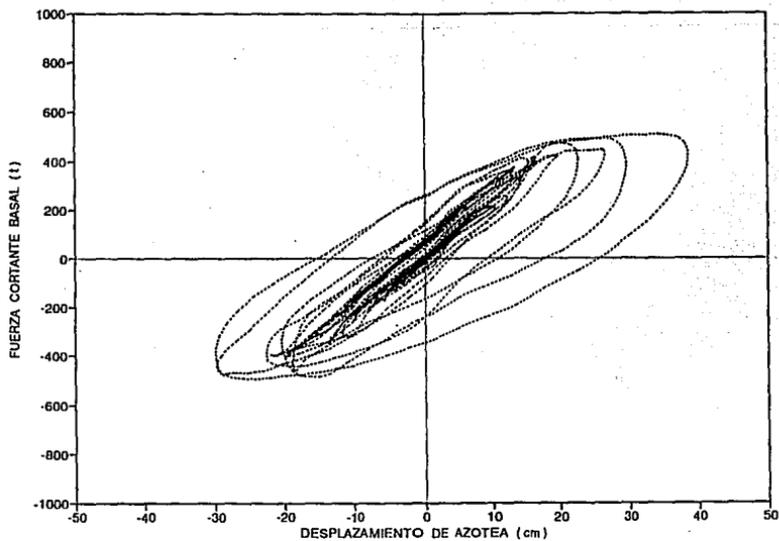


FIG 4.244 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 2), MODELO 3

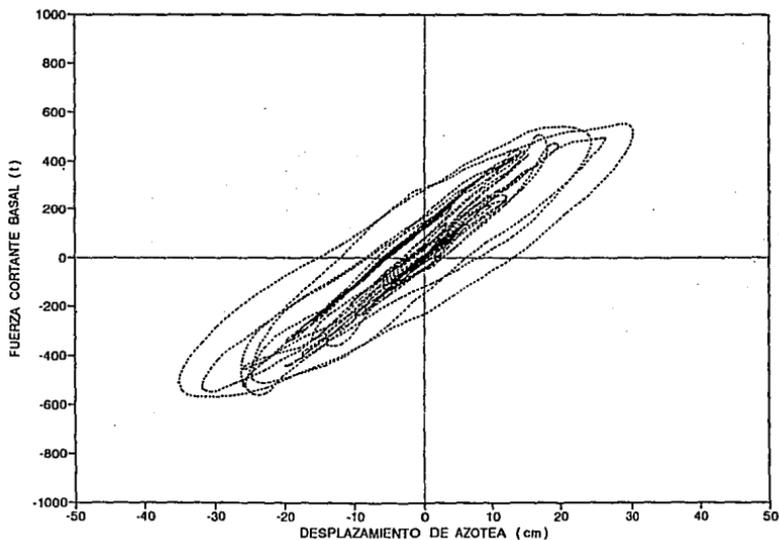


FIG 4.245 RELACIONES FUERZA CORTANTE BASAL CONTRA DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

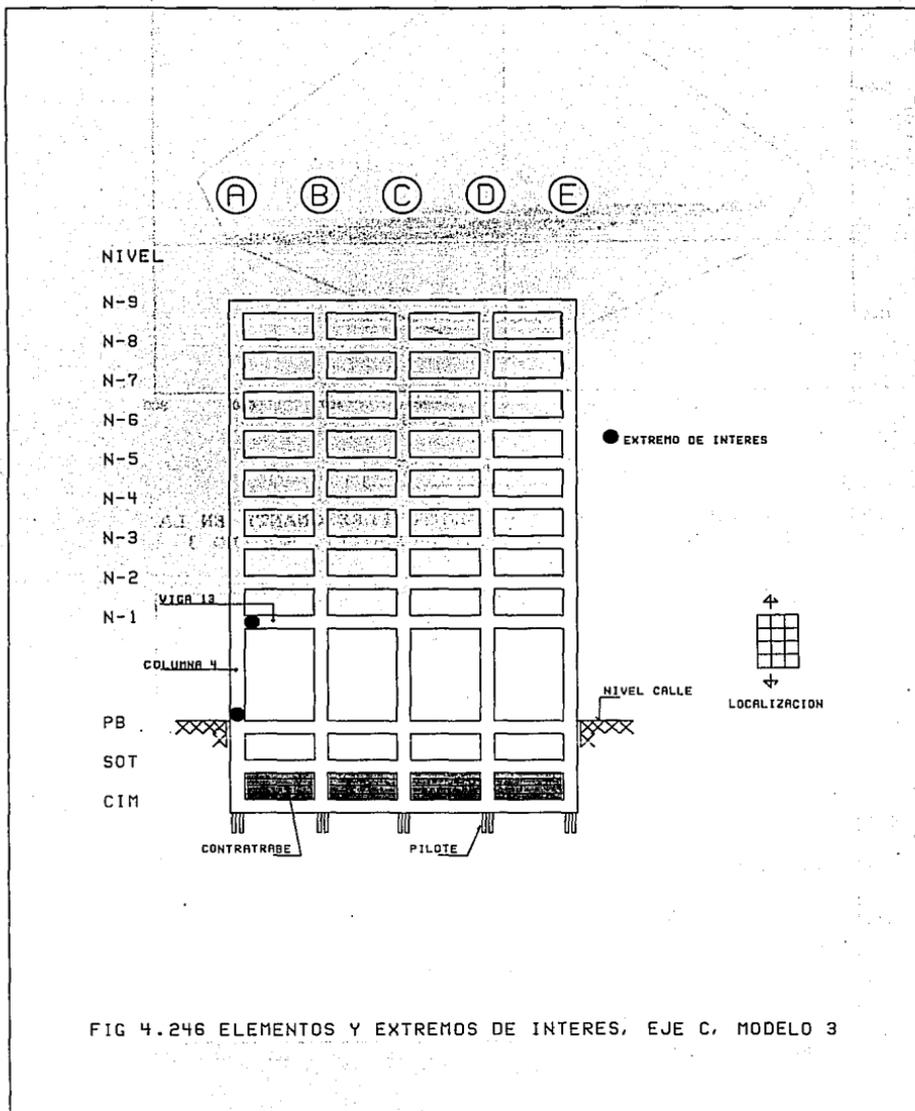


FIG 4.246 ELEMENTOS Y EXTREMOS DE INTERES, EJE C, MODELO 3

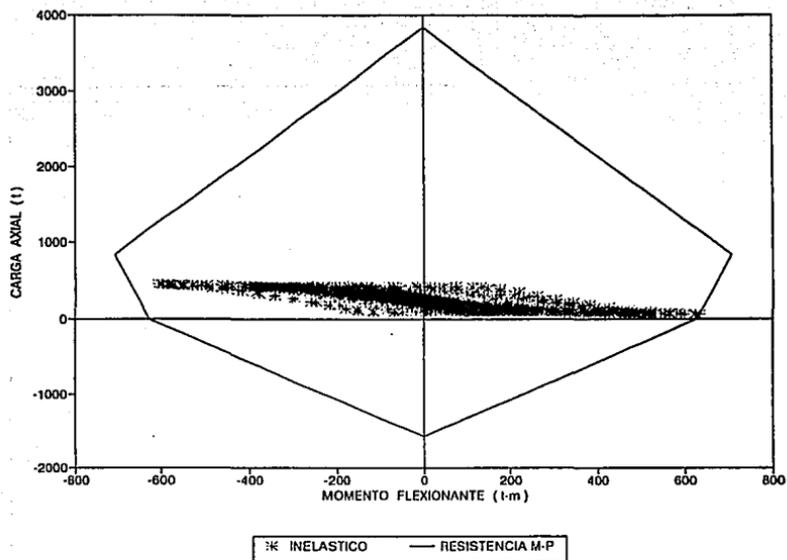


FIG 4.247 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

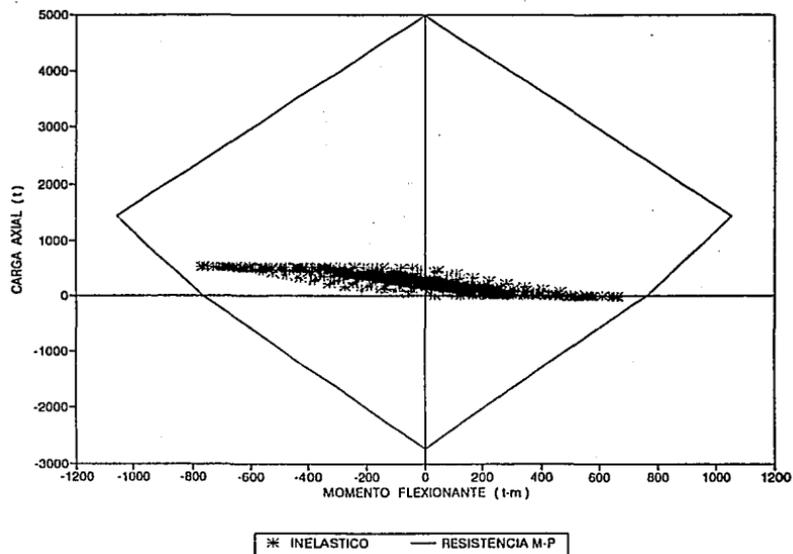


FIG 4.248 RELACIONES CARGA AXIAL-MOMENTO FLEXIONANTE EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

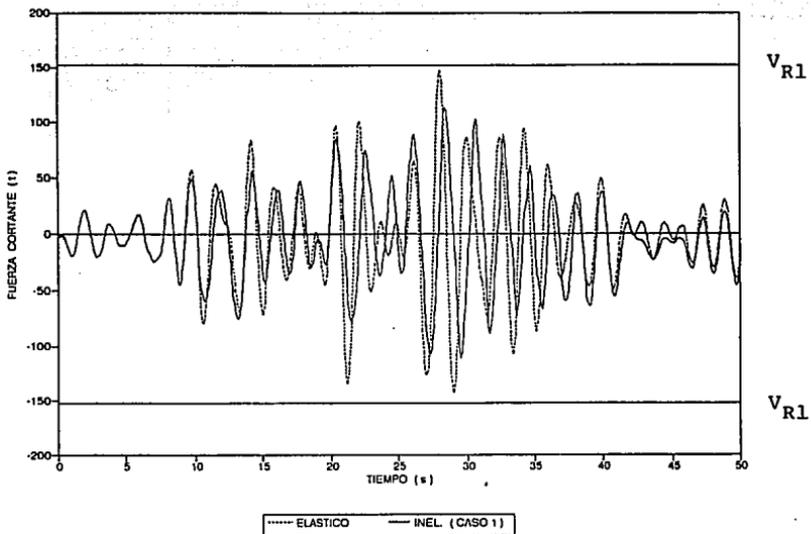


FIG 4.249 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

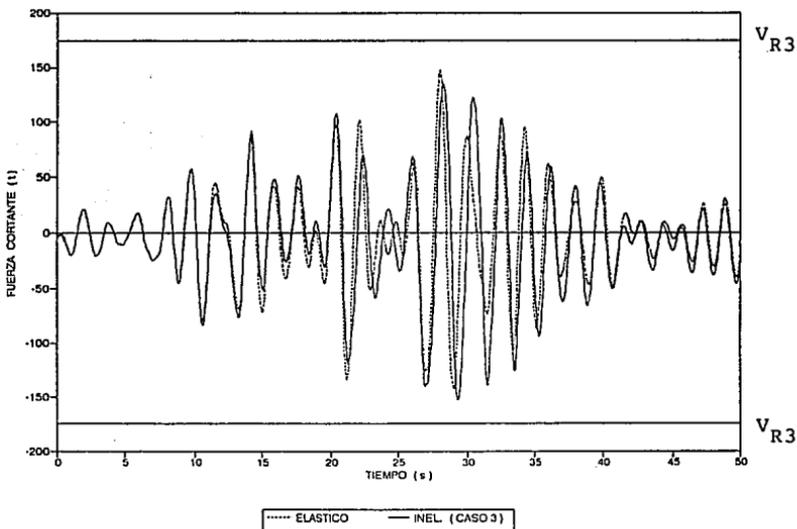


FIG 4.250 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

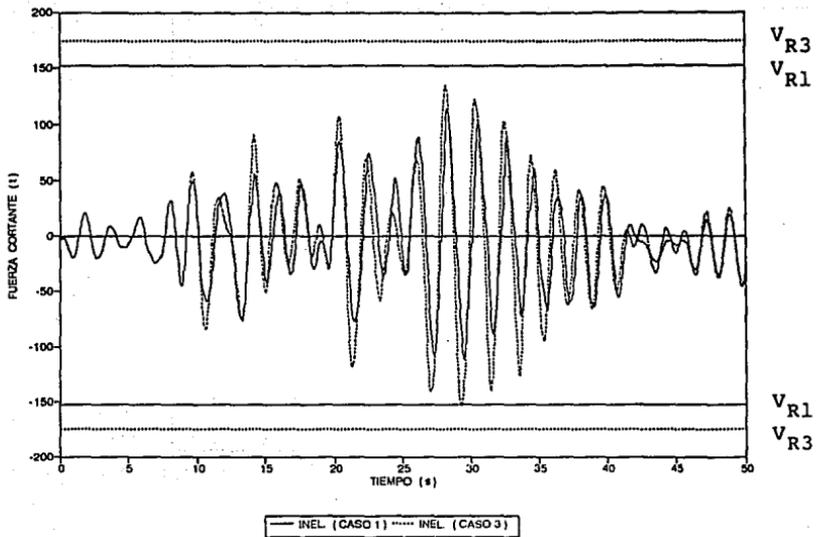


FIG 4.251 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA COLUMNA 4, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

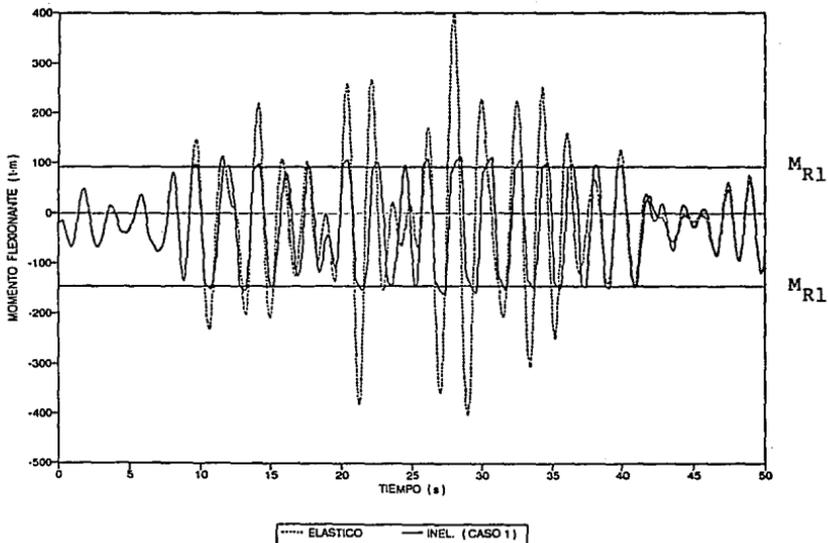


FIG 4.252 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

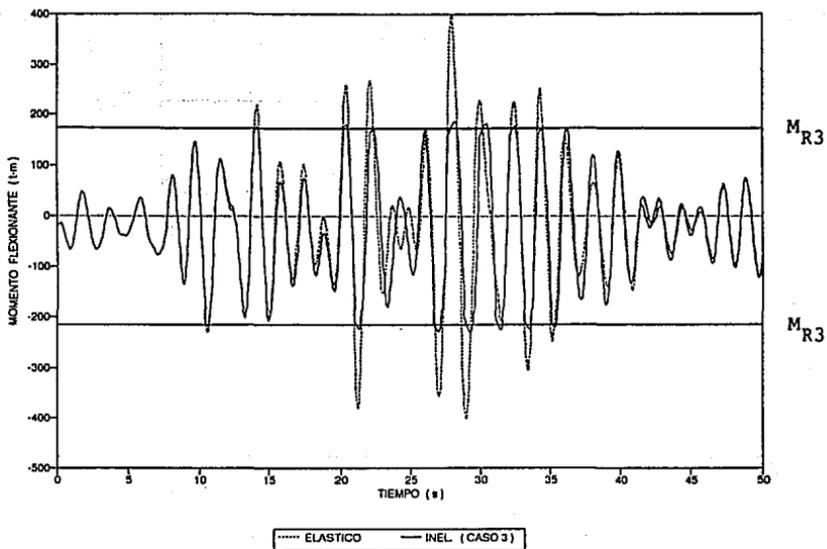


FIG 4.253 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

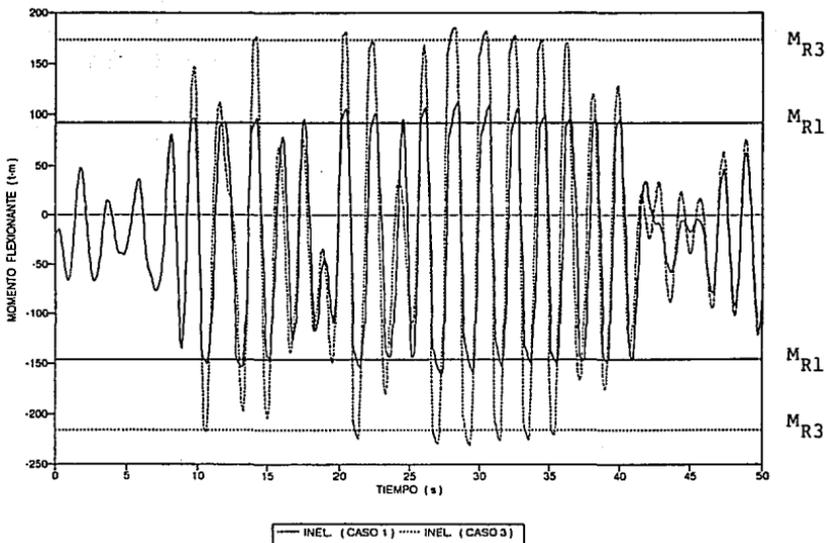


FIG 4.254 HISTORIAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

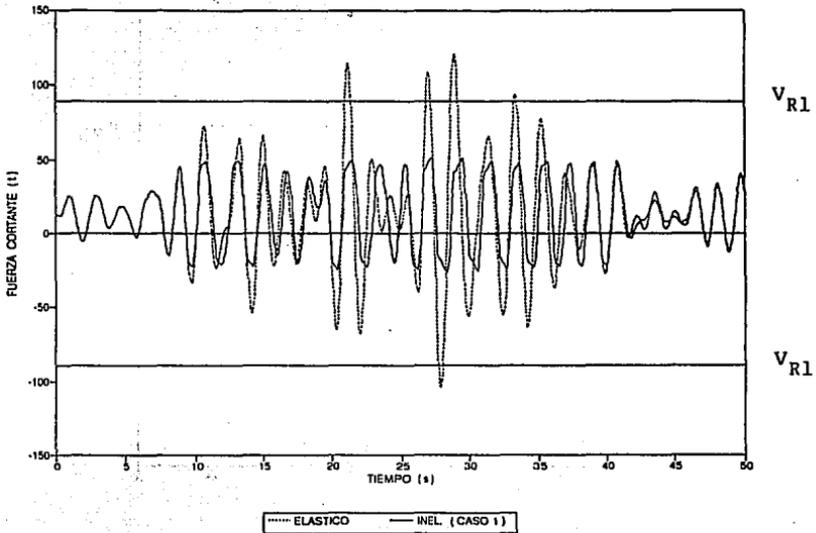


FIG 4.255 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 1), MODELO 3

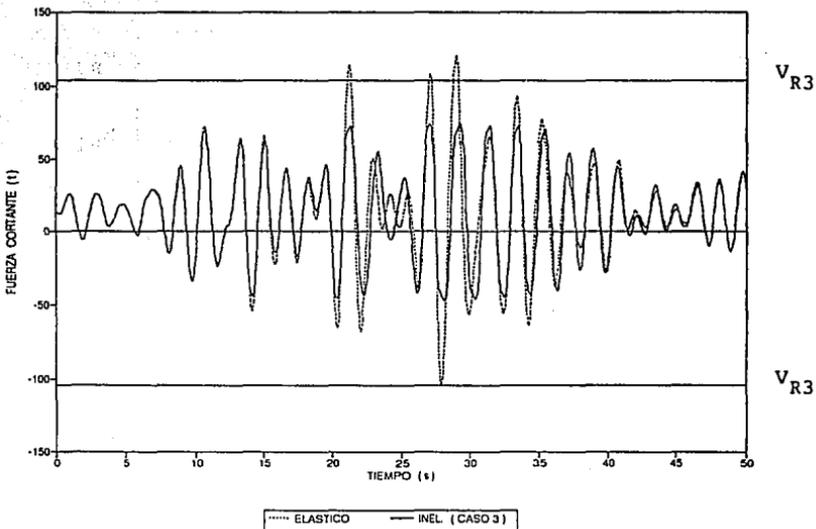


FIG 4.256 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (ELASTICO E INELASTICO-CASO 3), MODELO 3

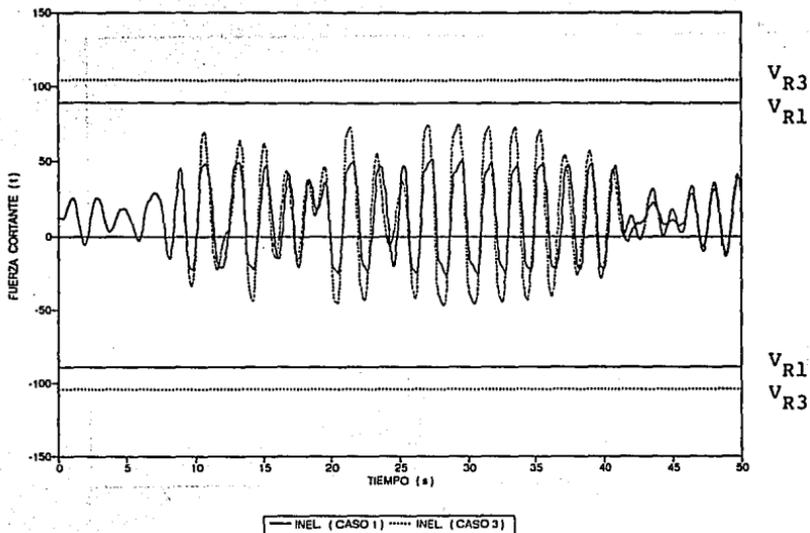


FIG 4.257 HISTORIAS DE FUERZAS CORTANTES EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

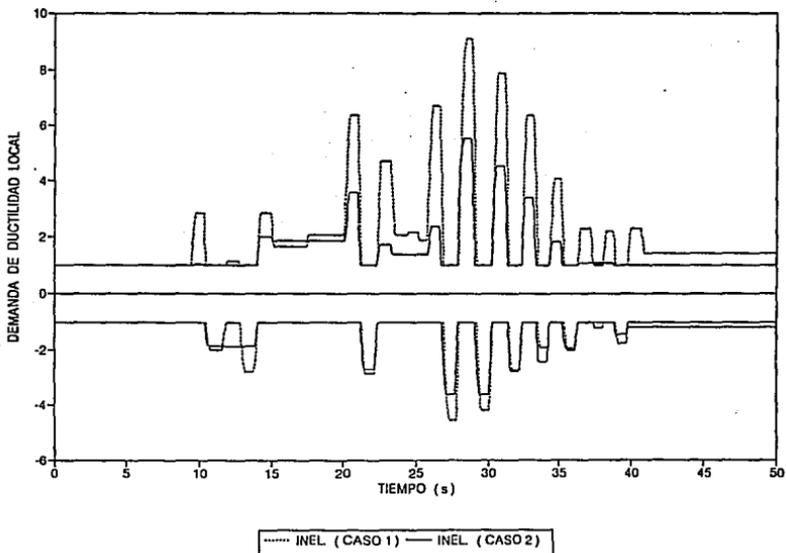


FIG 4.258 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 2), MODELO 3

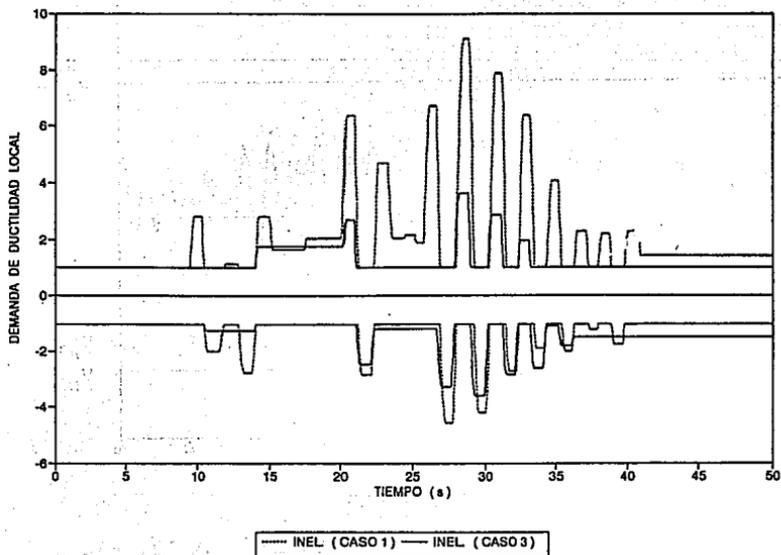


FIG 4.259 HISTORIAS DE DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA VIGA 13, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1 Y 3), MODELO 3

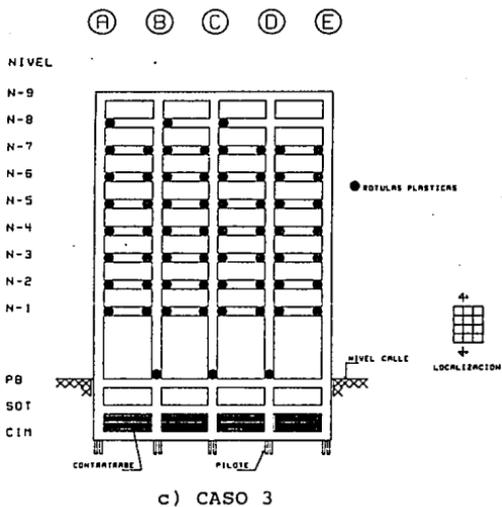
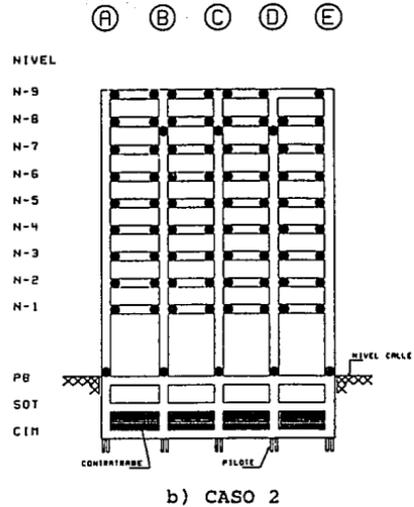
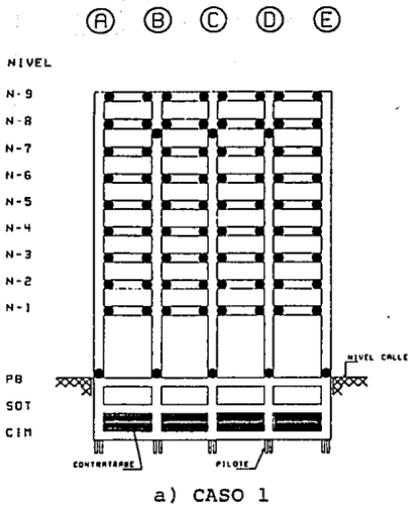
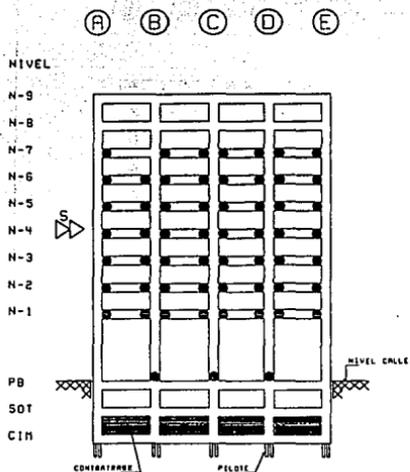
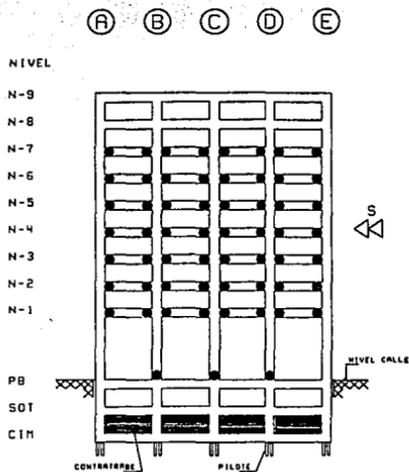


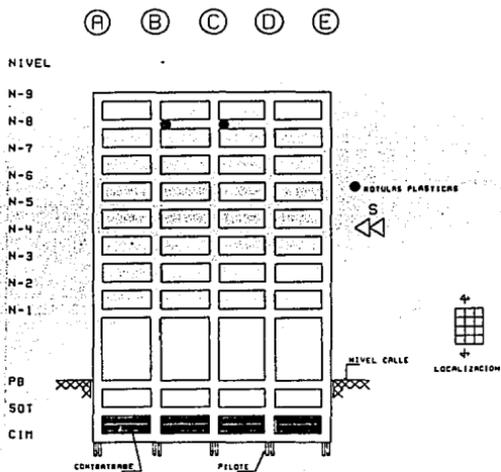
FIG 4.260 DISTRIBUCION GLOBAL DE ROTULAS PLASTICAS, EJE 2 (INELASTICO, CASOS 1, 2 Y 3), MODELO 3



a) INTERVALO 27.72-28.76 s

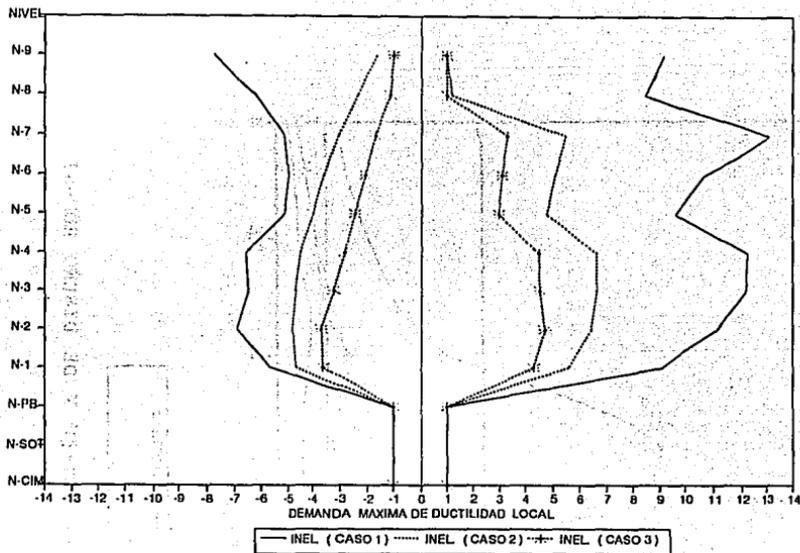


b) INTERVALO 28.80-29.96 s

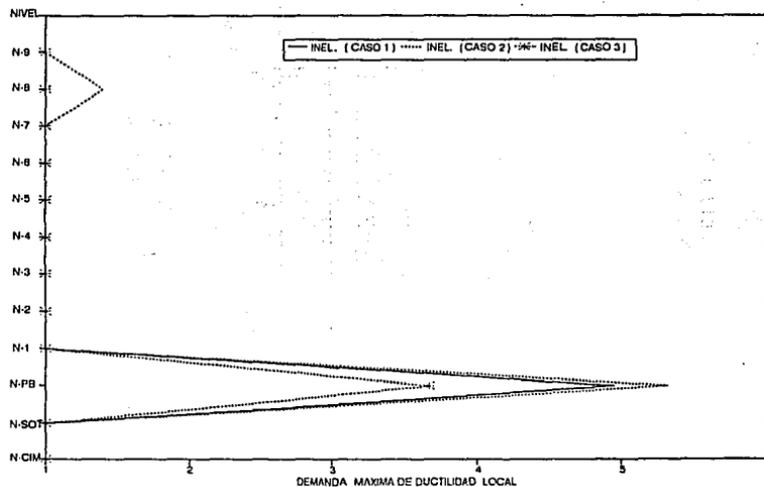


c) INTERVALO 34.84-35.84 s

FIG 4.261 DISTRIBUCION POR INTERVALOS DE TIEMPO DE ROTULAS PLASTICAS PARA EFECTOS DEL SISMO EN UNA MISMA DIRECCION, EJE 2 (INELASTICO-CASO 3), MODELO 3



a) VIGAS



b) COLUMNAS

FIG 4.262 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL DESARROLLADAS EN VIGAS Y COLUMNAS ($l_p = d$), EJE 2, MODELO 3

**ESPECTROS : SCT-EW VERSUS RDF-87
DUCTILIDADES DE 1, 2 Y 4; AMORT=5%**

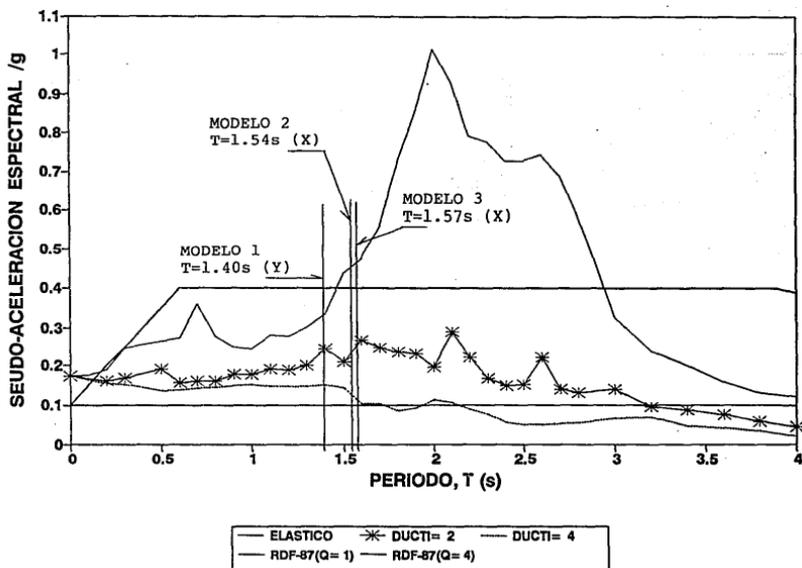


FIG 4.263 ESPECTROS DE RESPUESTA DE SCT-EW Y DE DISEÑO RDF-87