

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

CALCULO DE LA RESPUESTA SISMICA DE UN
EDIFICIO INSTRUMENTADO EN LA CIUDAD DE
MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

HECTOR CHAVEZ LOPEZ

MEXICO, D.F.

JUNIO 1993

RECIBIDA CON
FALLA DE ORIGEN



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.

**CALCULO DE LA RESPUESTA SISMICA DE UN EDIFICIO
INSTRUMENTADO EN LA CIUDAD DE MEXICO**

INDICE

1.- INTRODUCCION

1.1.- Antecedentes

1.2.- Objetivos y Alcance

2.- CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

2.1.- Introducción

2.2.- Hipótesis del análisis sísmico elástico

2.2.1.- Método Dinámico Modal Espectral

2.2.2.- Método Estático Equivalente

2.2.3.- Descripción del programa de cómputo

2.3.- Hipótesis del análisis sísmico inelástico

2.3.1.- Comportamiento inelástico

2.3.2.- Método Dinámico de integración paso a paso

2.3.3.- Descripción del programa de cómputo

2.4.- Efectos de sobre-resistencia

2.5.- Hipótesis para incluir los efectos de interacción
suelo-estructura

**3.- RESPUESTA DINAMICA ELASTICA TRIDIMENSIONAL MODAL ESPECTRAL
Y PASO A PASO**

3.1.- Descripción de la estructura

3.2.- Análisis Modal Espectral

3.2.1.- Modelo matemático

3.2.2.- Ubicación de la estructura

- 3.2.3. - Coeficiente sísmico y revisión de las condiciones de regularidad
- 3.2.4. - Factor de comportamiento sísmico
- 3.2.5. - Espectros de diseño y fuerzas sísmicas estáticas
- 3.3. - Análisis elástico paso a paso
- 3.4. - Respuestas elásticas
 - 3.4.1. - Periodos y formas de vibrar
 - 3.4.2. - Desplazamientos horizontales totales y Δ_{r1}/h_1
 - 3.4.3. - Fuerzas cortantes de entrepiso
- 4. - RESPUESTA DINAMICA INELASTICA PASO A PASO
 - 4.1. - Sobre-resistencias de elementos viga y columna
 - 4.2. - Modelo y acción sísmica
 - 4.3. - Respuesta inelástica
 - 4.3.1. - Desplazamientos horizontales máximos totales
 - 4.3.2. - Historias de desplazamientos
 - 4.3.3. - Historias de coeficientes sísmicos
 - 4.3.4. - Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas
 - 4.3.5. - Historias de demandas de ductilidad local
 - 4.3.6. - Demandas máximas de ductilidad en vigas y columnas y distribución global de articulaciones plásticas
- 5. - ANALISIS Y COMPARACION DE LOS RESULTADOS CALCULADOS Y LOS OBTENIDOS MEDIANTE INSTRUMENTACION
- 6. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

FOTOGRAFIAS

FIGURAS

TABLAS

1.- INTRODUCCION

1.1. - ANTECEDENTES

A raíz de la actividad observada en las placas de subducción de las costas de Michoacán durante septiembre de 1985, en la Ciudad de México se llegaron a tener efectos sísmicos en las estructuras que rebasaron por mucho los niveles de fuerzas de diseño previstas hasta entonces por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en vigor (RCDF-76); las condiciones locales y dinámicas del subsuelo del Valle de México favorecieron que esto ocurriera.

Surge, entonces la necesidad de estimar los efectos sísmicos sobre las estructuras, y así clasificarlos según la intensidad de los daños, desde daños menores hasta el colapso de la estructura; para evaluarlos se debe realizar una revisión cuidadosa del estado físico y del nivel de seguridad de cada construcción, aún cuando no se hayan presentado degradaciones físicas en sus elementos estructurales (grietas por flexión, cortante y compresión; deformaciones permanentes no compatibles con estados límite de servicio, etc.). Este tipo de tarea debió realizarse en cada edificio, para así poder saber cuál fue la causa de su posible falla o porque no la hubo.

Dentro de estas estructuras se encuentra el Edificio Poniente de la estación Juárez, línea 3 del Sistema de Transporte Colectivo (Metro), objetivo del presente trabajo; forma parte de un grupo de edificios típicos de la ciudad de México que se han estado estudiando en el Instituto de Ingeniería, posterior a los sismos de 1985, para evaluar los métodos de análisis sísmicos actuales y además poder conocer los efectos del comportamiento no lineal de los materiales, de la interacción suelo-estructura, entre otros. Esto es, en este tipo de estudios se trata de saber porqué en unos edificios hubo daños y porqué en otros no los hubo.

1.2.- OBJETIVOS Y ALCANCE

Para llevar a cabo este trabajo se realizan las siguientes actividades: a) Determinación del modelo matemático tridimensional; b) Revisión estructural del edificio Juárez con análisis dinámico modal espectral; c) Comparación de propiedades dinámicas con resultados de mediciones realizadas; d) Revisión de las condiciones de seguridad estructural con los reglamentos RCDF-66 y RCDF-87; e) Comparación de respuestas de diseño con el espectro de respuesta del registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de septiembre de 1985; f) Obtención de la respuesta sísmica inelástica con análisis dinámico paso a paso y el registro SCT·EW-85, en dirección longitudinal y transversal de la estructura, para evaluar posibles rangos de comportamiento no lineal y niveles de sobre-resistencia, local y globalmente.

Al final se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas con base este trabajo realizado.

2.- CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

2.1.- INTRODUCCION

El suelo y la posición geográfica de la Ciudad de México obliga a considerar dentro de las cargas accidentales las acciones sísmicas en el proceso de análisis y diseño estructural; la importancia de estas cargas inducidas en los sistemas estructurales han llevado a desarrollar diversos métodos para estimar y aplicarlos a los sistemas estructurales.

El análisis y diseño sísmico incluye varias fases, todas importantes que definirán la estructura óptima tanto económicamente y en seguridad; comienza por la estructuración, que implica la selección de los materiales estructurales (acero, concreto reforzado, madera, mampostería, etc.), sistema estructural y definición de secciones preliminares para el análisis. Dentro de esta etapa es necesario considerar algunos criterios básicos de la forma general que debe guardar una estructura, a saber:

- a) Ser simple.
- b) Tener simetría.
- c) No debe ser demasiado alargada o esbelta en planta y elevación.

- d) Poseer distribución uniforme de rigidez y resistencia.
- e) Contar con la capacidad adecuada de comportamiento no lineal en las conexiones.
- f) Tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, así como todos aquellos efectos que participen en forma importante en la respuesta sísmica.

Al considerar estos conceptos se permite mejorar la estimación de la respuesta ante los sismos. Es por esto que, según la función que desempeñará cada estructura, se establecen los niveles de seguridad requeridos y la magnitud de las fuerzas laterales a utilizar en los análisis sísmicos.

La selección adecuada del tipo de estructura (flexible o rígida) debe atender a las características dinámicas de la misma, apropiadas al riesgo sísmico de la zona y propiedades dinámicas del lugar de desplante. Una estructura flexible se antoja ubicarla mejor en un sitio de suelo duro (periodos dominantes del suelo pequeños), mientras que una estructura rígida tal vez no convenga localizarla en este mismo tipo de suelo. Por otro lado, conviene tener en mente que una estructura flexible tiende a disponer de mayor eficiencia para desarrollar ductilidad, contrario a las estructuras rígidas, las que no son muy eficientes para ser dúctiles.

Al diseñar se debe revisar la respuesta (desplazamientos, deformaciones, elementos mecánicos, etc.), ante la combinación de las acciones permanentes, variables, y accidentales aplicadas al modelo matemático; se debe proporcionar una seguridad tal que se cumpla con rangos establecidos para estados límite de carga y servicio. Para representar adecuadamente el comportamiento de la estructura se deben tener presente los diversos problemas que los métodos de análisis sísmico simplifican; es necesario conocer los efectos de los temblores en las estructuras para utilizar correctamente tales métodos.

La complejidad de los métodos desarrollados dependen del grado de simplificación de las hipótesis en que se basan. Los análisis lineales se limitan al rango elástico-lineal de la curva esfuerzo-deformación de cada material; esto es, se desprecian las principales características del comportamiento no-lineal: plasticidad, endurecimiento por deformación del acero, degradación de rigidez, ductilidad y disipación de energía. Los análisis inelásticos son los más completos al tomar en cuenta las curvas esfuerzo-deformación en su rango elástico y plástico. La selección del método de análisis sísmico a utilizar, queda definido por la importancia de la estructura, refinamiento y comportamiento del material estructural (frágil, dúctil):

Comportamiento del material	Métodos de Análisis
Elástico-lineal	<ul style="list-style-type: none"> · Estático equivalente · Dinámico lineal
Inelástico	<ul style="list-style-type: none"> · Estático, con cargas monotónicamente crecientes · Dinámico inelástico

De acuerdo a esto, para evaluar las fuerzas sísmicas en los edificios, los métodos propuestos en los códigos actuales se ubican en dos categorías: análisis estáticos equivalentes y análisis dinámicos, a saber:

Estático <ul style="list-style-type: none"> · Estático equivalente · Simplificado 	Dinámico <ul style="list-style-type: none"> · Modal Espectral · Paso a Paso
---	---

En este trabajo, el marco de referencia para los análisis y revisiones que se realicen, será con base en los Reglamentos de Construcción del Distrito Federal de 1966 (RCDF-66), de 1987 (RCDF-87) y sus Normas Técnicas Complementarias.

2.2.- HIPOTESIS DEL ANALISIS SISMICO ELASTICO

2.2.1.- Método Dinámico Modal Espectral

El modelo matemático para representar las características dinámicas del sistema estructural consiste en un sistema de "n" grados de libertad asociados con sus correspondientes masas, rigideces y coeficientes de amortiguamiento. Para tal sistema la ecuación de equilibrio dinámico, en forma matricial, es:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{F(t)\} \quad \text{--- (1)}$$

donde:	[M]	matriz de masas del sistema
	[C]	matriz de amortiguamiento
	[K]	matriz de rigidez
	$\{\ddot{u}\}$	vector de aceleraciones
	$\{\dot{u}\}$	vector de velocidades
	$\{u\}$	vector de desplazamientos
	$[M]\{\ddot{u}\}$	vector de fuerzas de inercia
	$[C]\{\dot{u}\}$	vector de fuerzas restauradoras
	$[K]\{u\}$	vector de fuerzas elásticas
	$\{f(t)\}$	vector de fuerzas externas

La ecuación (1) supone comportamiento lineal de los materiales del sistema estructural.

Para sistemas con varios grados de libertad, al igual que en sistemas de un solo grado de libertad, las propiedades dinámicas se pueden plantear en función de la rigidez y masa, las que se calculan planteando la ecuación de equilibrio dinámico bajo la condición de vibración libre:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K] \{u\} = \{0\} \quad \text{--- (2)}$$

la cual tiene una solución de la forma

$$\{u\} = \{\phi\} \text{ sen } (\omega t - \alpha) \quad \text{--- (3)}$$

Así, substituyendo en (2) y reagrupando términos, se tiene que:

$$[[K] - \omega^2[M]] \{\phi\} = \{0\} \quad \text{--- (4)}$$

tal que, para obtener soluciones del tipo ω^2 , se reduce al problema de valores característicos:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0$$

Después de calcular las "n" frecuencias ω_1 , se resuelve el sistema (4) y se obtienen las formas modales asociadas a cada frecuencia:

$$\begin{array}{l} \omega_1 \text{ --- } \{\phi\}_1 \\ \omega_2 \text{ --- } \{\phi\}_2 \\ \cdot \\ \omega_n \text{ --- } \{\phi\}_n \end{array}$$

Según la propiedad de ortogonalidad de las formas modales, cada forma tiene una solución equivalente a (1), por lo que para cada una se tiene la ecuación:

$$\ddot{y}_n + 2 \xi_n \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = \frac{\{\phi_n\}^T [F(t)]}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}}$$

Esto es, el sistema de "n" grados de libertad se ha desacoplado en "n" sistemas de un grado de libertad. Entonces, la respuesta y_n , para cualquier tiempo t, y por medio de la Integral de Duhamell en términos del movimiento del terreno, es:

$$y_n(t) = \frac{L_n}{\{\phi_n^T\} [M] \{\phi_n\} \omega_n} \int_0^t \ddot{a}_g(\tau) e^{-\xi \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_n (t-\tau) d\tau$$

Y la fuerza sísmica en cualquier nivel l , en un tiempo t , será:

$$q_{ln}(t) = m_l \omega_n^2 \phi_{ln} y_n(t)$$

Por tanto, al superponer las contribuciones de los "n" modos, las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura (en forma matricial) serán:

$$\{Q(t)\} = [M] \{\phi\} [\omega^2] \{y_n(t)\}$$

Una simplificación del análisis dinámico modal se obtiene al considerar únicamente la respuesta máxima de cada modo de sus historia de respuesta, tal que la respuesta máxima quede expresada por:

$$\begin{aligned} \{u_{\max}\} &= \{\phi_n\} Y_{n \max} \\ &= \{\phi_n\} \frac{L_n}{\{\phi_n^T\} [M] \{\phi_n\} \omega_n^2} \frac{Sv}{\omega_n} \end{aligned}$$

En función de la aceleración espectral,

$$\{u_{\max}\} = \{\phi_n\} \frac{L_n}{\{\phi_n^T\} [M] \{\phi_n\} \omega_n^2} S a_n$$

donde $S a_n$ = aceleración espectral.

La combinación de las respuestas modales máximas, para obtener la respuesta total, se puede calcular por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales

$$\{u_{1 \max}\} = \sqrt{\sum_{j=1}^n u_{1j}^2}$$

Las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura son:

$$\{F\} = \{u_{1 \max}\} [K]$$

Los códigos actuales establecen los espectros de diseño. Por ejemplo, el RCDF-87 señala que las ordenadas espectrales "a" se expresan como una fracción de la aceleración de la gravedad, y quedan definidas por:

$$\begin{aligned} \text{a) } a &= \frac{1 + 3T}{T_a} \frac{c}{4} & T \leq T_a \\ \text{b) } a &= c & T_a \leq T \leq T_b \\ \text{c) } a &= \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c & T > T_b \end{aligned}$$

tal que de acuerdo a la zona sísmica, los parámetros T_a , T_b , r , son:

zona	T_a (s)	T_b (s)	r
I (DURA)	0.2	0.6	1/2
II (TRANSICION)	0.3	1.5	2/3
III (COMPRESIBLE)	0.6	3.9	1

donde:

T es el periodo fundamental de la estructura.

T_a y T_b son los periodos característicos de los espectros de diseño.

2.2.2.- Método Estático Equivalente

Es un método simplificado que determina en forma aproximada la fuerza horizontal total que actúa en la base de la estructura, equivalente a la fuerza producida por la aceleración horizontal de la masa del sistema estructural:

$$V = m a$$

El cortante V se distribuye en forma lineal, y las fuerzas actúan en el centro de masa de cada nivel. El RCDF-87 establece que las fuerzas que actúan en cada nivel se calculen como:

$$F_i = V_o \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

donde:

- V_o = $W_{TOTAL} c_s / Q$
- V_o = Fuerza cortante basal
- W_{TOTAL} = Peso total de la estructura.
- c_s = Coeficiente sísmico (art. 206, cap. VI, RCDF-87).
- w_i = Peso de cada nivel.
- h_i = Altura del nivel, respecto al nivel de desplante.

En dicho reglamento se permite una reducción de las fuerzas sísmicas estáticas (sección 8, NTC-Sismo, RCDF-87).

2.2.3.- Descripción del programa de cómputo

Para realizar los análisis sísmicos elásticos se utilizó el programa ETABS. Con el paquete de cómputo ETABS se pueden realizar análisis elástico-lineales y modelar las estructuras de forma tridimensional (definidas por los ejes de columnas), o también por marcos planos acoplados por la losa; los elementos estructurales que se pueden considerar son: columnas de sección constante, elementos viga de sección variable, paneles y diagonales. La losa se idealiza como elemento infinitamente rígido en su plano; se hace participar en la rigidez las zonas finitas de los nudos. Se pueden incluir los efectos P- Δ , así como las deformaciones por flexión, por cortante y axiales.

Las opciones de análisis son: a) análisis estáticos por carga vertical; b) análisis sísmicos: b.1) estático equivalente, b.2) dinámico modal espectral y b.3) dinámico modal paso paso.

2.3.- HIPOTESIS DEL ANALISIS SISMICO INELASTICO

2.3.1.- Comportamiento inelástico

Cuando los sistemas estructurales se someten bajo historias de cargas cíclicas con cambio de signo, como son las fuerzas sísmicas inducidas por la aceleración del suelo, no necesariamente estas estructuras presentan respuesta elástica-lineal. A raíz de los daños observados en muchos edificios de la Ciudad de México por los sismos de 1985, diversos sistemas estructurales excursionaron en el rango inelástico, lo cual se mostró visible y se verificó por análisis posteriores.

Cabe recordar que el comportamiento inelástico se describe como la presencia de fenómenos físicos y mecánicos en los elementos estructurales: plasticidad de los materiales, endurecimiento por deformación, degradación de rigidez, deterioro de resistencia, ductilidad, y disipación de energía de deformación. Y, que un sistema estructural se forma de elementos (viga, columna, diagonales, etc.), cuyos comportamientos locales en conjunto describen el comportamiento global del sistema. La formación de articulaciones plásticas en los elementos estructurales distribuidas en el tiempo, indicarán las condiciones globales de la estructura para resistir eventos sísmicos futuros.

Durante el diseño, se debe tener bien claro como va a ser la tendencia del mecanismo de falla (formación de articulaciones), para así identificar las zonas potencialmente críticas de la estructura; lo anterior ayudará a tomar medidas adecuadas para reforzar y detallar dichas zonas críticas, y así garantizar comportamientos dúctiles.

En términos económicos, la estructura con capacidad para comportarse inelásticamente será más eficiente. Sin embargo, es condición necesaria, para poder excursionar en el rango inelástico, se cubra con un factor de seguridad adecuado la posibilidad de presentarse alguna falla frágil en los elementos estructurales.

En la fig 2.3.1.a se muestran curvas típicas de esfuerzo-deformación del concreto y del acero de refuerzo ante varios ciclos de carga. Para el acero se tiene la zona de endurecimiento por deformación con incremento en la capacidad de carga, aún después de presentarse una deformación ϵ_{sh} mayor a la de fluencia; esta característica se considera en los estudios de sobre-resistencia de los elementos de concreto reforzado de este trabajo.

Las curvas de histéresis para distintos materiales estructurales muestran degradación de rigidez y deterioro de resistencia ante cada ciclo de carga; en los análisis inelásticos, por simplificaciones numéricas, las leyes de historias más utilizadas son con base en los tres comportamientos teóricos:

- a) Elásto-plástico perfecto
- b) Elásto-plástico bilineal
- c) Elásto-plástico con degradación de rigidez y resistencia

La capacidad para disipar energía de deformación queda definido a partir del comportamiento inelástico del elemento estructural; inicialmente la energía se almacena temporalmente en forma de energía de deformación elástica, y cuando se rebasa el punto de fluencia inicia la deformación inelástica.

Es claro que para poder disipar energía se requieren grandes deformaciones inelásticas; esto es, los elementos deben de disponer de

suficiente ductilidad, la cual viene a ser la relación entre la deformación última de falla y la deformación de fluencia, $\mu = \Delta_u / \Delta_y$. En la fig 2.3.1.b, la ductilidad μ nos permite identificar la capacidad de deformación inelástica con que se cuenta, relacionada con su comportamiento histerético.

2.3.2.- Método dinámico de integración paso a paso

Para poder describir en forma más real la respuesta de estructuras cuyo comportamiento no se limita al rango elástico-lineal, se requiere de herramientas matemáticas que tomen en cuenta los cambios no-lineales en sus propiedades; conviene realizar este tipo de análisis en el tiempo.

El método de integración directa paso a paso, se utiliza para la solución de un problema inelástico en estructuras. Existen dos tipos de análisis no-lineales: 1) se incluyen las características de resistencia con propiedades no lineales (rigidez, resistencia); 2) se supone que las propiedades geométricas tienen comportamiento no-lineal (efectos de segundo orden).

El cálculo de la respuesta sísmica inelástica parte del modelo del sistema estructural con elemento finito; se idealizan los elementos continuos en segmentos discretos (viga, columna, etc.), y a las intersecciones se les denomina nudos. El dominio del tiempo de la historia de aceleraciones se discretiza en intervalos de tiempo Δt , para los cuales se establecen las ecuaciones de equilibrio dinámico. La evolución de las fuerzas sísmicas que actúan en el modelo dependen del desplazamiento en el tiempo t_1 y de la historia de carga previa. La respuesta inelástica se obtiene a partir de la integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento, simplificando el comportamiento no-lineal del material en lineal para cada intervalo Δt .

Existen tres métodos de integración directa: a) método de diferencias finitas; b) método de incremento de aceleración lineal; c) método de incremento de aceleración constante. A continuación se describe el último, implementado en el paquete de cómputo utilizado en este trabajo.

Sea la ecuación de equilibrio dinámico en un instante de tiempo t ,

$$F_I(t) + F_D(t) + F_R(t) = P(t) \quad \text{--- (1)}$$

considerando un Δt y escribiendo matricialmente cada parte:

$$[M] \{\Delta \ddot{r}_t\} + [C] \{\Delta \dot{r}_t\} + [K] \{\Delta r_t\} = \{\Delta P\}_{t+\Delta t} \quad \text{--- (2)}$$

donde:

- [M] matriz de masas
- [C] matriz de amortiguamiento
- [K] matriz de rigideces
- $\{\Delta P\}$ vector incremento de fuerzas en $t + \Delta t$
- $\{\Delta \ddot{r}_t\}$ vector de incrementos de aceleraciones en t
- $\{\Delta \dot{r}_t\}$ vector incremento de velocidades en t
- $\{\Delta r_t\}$ vector incremento de desplazamientos en t

El valor de la aceleración se toma constante dentro de cada intervalo Δt , igual al promedio del valor en t y en $t + \Delta t$ (ver fig 2.3.2.a). Se obtienen los correspondientes incrementos de desplazamiento, velocidad, y aceleración en el intervalo Δt , entendiendo que estos se comportan en forma cuadrática, lineal y constante. Calculados éstos, y substituyendo en (2) se tiene:

$$\left[\left(\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t} \right) [M] + \left(\frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) [K_I] \right] \{\Delta x\} = \{\Delta P\} + [M] \left\{ 2\ddot{r}_0 + \frac{4}{\Delta t} \dot{r}_0 + 2\alpha \dot{r}_0 \right\} + \beta [K_I] \{2r_0\}$$

donde, el incremento en el desplazamiento nodal es, después de reordenar términos:

$$\{\Delta r\} = \frac{1}{2\beta/\Delta t + 1} \{ \Delta_x + 2\beta \dot{r}_0 \}$$

Así, el comportamiento de la velocidad y aceleración, se calculan con:

$$\Delta \dot{r} = -2 \dot{r}_0 + \Delta r \frac{2}{\Delta t}$$

$$\Delta \ddot{r} = -2 \ddot{r}_0 \frac{4}{\Delta t} + \Delta r \frac{4}{\Delta t^2}$$

$$\alpha = \frac{4 \pi \lambda}{T_j + T_i} = \text{constante de amortiguamiento}$$

$$\beta = \frac{T_i T_j \lambda}{\pi (T_j + T_i)} = \text{constante de amortiguamiento}$$

2.3.3.- Descripción del programa de cómputo

El paquete de cómputo DRAIN-2D, realiza análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos; este programa se utiliza para análisis de marcos planos considerando criterios de fluencia en los elementos estructurales.

La forma de los marcos planos puede ser cualquiera, con tres grados de libertad por nudo (ver fig 2.3.2.b). Los elementos continuos se discretizan en elementos finitos. La acción queda definida por la historia de aceleraciones con dos posibles direcciones: horizontal, vertical.

Se pueden realizar los siguientes tipos de análisis: i) estático; ii) dinámico paso a paso en dirección X, Y. El modelado de las propiedades no lineales, puede ser:

- a) Elásto-Plástico Perfecto.
- b) Elásto-Plástico Bilineal.
- c) Elásto-Plástico con degradación de rigidez (modelo de Takeda).

Con este programa se pueden incluir los efectos P- Δ , así como la reducción de la capacidad de la flexión ante la presencia de la carga axial en las columnas. Los elementos que se pueden modelar son: 1) diagonales; 2) columnas; 3) vigas; 4) elementos con conexión semi-rígida; 5) paneles de cortante.

2.4.- EFECTOS DE SOBRE-RESISTENCIA

Los primeros resultados obtenidos del análisis sísmico inelástico de varios edificios típicos de la ciudad de México, a raíz de los daños por los sismos de 1985 y con base en resistencias nominales, mostraban que el nivel de fluencia calculado analíticamente estaba sobre-estimado, con respecto del grado de daños observado en campo. Posteriormente, se incluyeron los efectos de posibles sobre-resistencias existentes, y que en los análisis y diseños convencionales no se toman en cuenta; se detectó mayor congruencia entre lo predicho analíticamente y lo observado físicamente. El presente trabajo incluye tales efectos en sus análisis inelásticos, para determinar su participación en la resistencia lateral del edificio Juárez.

Las fuentes de sobre-resistencia que se consideran se describen a continuación:

- a) Endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

Cuando se diseñan los elementos de concreto reforzado, la curva esfuerzo-deformación del acero supuesta es de comportamiento elásto-plástico perfecto; comparada con la curva que describe el comportamiento real, se simplifica la zona de endurecimiento por deformación (ver fig 2.4.1).

b) Confinamiento del núcleo del concreto.

El confinamiento del núcleo de concreto por acción del refuerzo longitudinal y transversal, participa en el incremento de la capacidad de deformación y aumento de resistencia a compresión del concreto, efectos no considerados en la curva esfuerzo-deformación de concreto no confinado con que se diseña (ver fig 2.4.2).

c) Participación de la losa de concreto en la resistencia positiva de la viga.

Generalmente cuando se diseñan los elementos viga por momento positivo y negativo, se toma en cuenta unicamente la sección transversal rectangular; sin embargo, para fines de la resistencia positiva se puede tomar en cuenta la participación de la sección de concreto de la losa, en forma de patines, tal que la sección trabaje como "T".

d) Acero de la losa en la resistencia negativa de la viga.

El acero de la losa que queda incluido en un ancho cercano al de la sección transversal de la viga se desprecia en el diseño; es acero adicional que incrementa la resistencia a flexión negativa. En aquellas estructuras con acero de losa a una separación grande, tal vez su participación no sea tan importante.

e) Esfuerzos Promedio de las resistencias del concreto y acero estructural.

En un diseño convencional, se supone que el acero y concreto tienen resistencias nominales; sin embargo, resultado de pruebas experimentales, las resistencias reales promedio son mayores que las nominales. Para el edificio los resultados obtenidos en laboratorio

indican que hay un incremento de los esfuerzos nominales del concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ a 300 kg/cm^2 , y en el acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ a 5000 kg/cm^2 ; en ambos casos con incremento promedio de 19 por ciento.

g) Curvas esfuerzo-deformación

Para el cálculo de los efectos de sobre-resistencias, se utilizaron las siguientes curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto.

Curva esfuerzo-deformación del acero:

El comportamiento queda definido por tres regiones (ver fig 2.4.1), a saber:

- 1) Sección A-B: zona de comportamiento elástico-lineal

$$f_s = \epsilon_s E_s \quad \epsilon_s \leq \epsilon_y$$

- 2) Sección B-C: zona de fluencia, comportamiento plástico

$$f_s = f_y \quad \epsilon_y < \epsilon_s < \epsilon_{sh}$$

- 3) Sección C-D: zona de endurecimiento por deformación, comportamiento no lineal.

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

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

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

donde:

- f_s = esfuerzo del acero.
- f_y = esfuerzo de fluencia del acero.
- f_{su} = esfuerzo último del acero.
- ϵ_y = deformación unitaria de fluencia.
- ϵ_s = deformación del acero.
- ϵ_{sh} = deformación unitaria que marca el inicio de zona de endurecimiento por deformación.
- ϵ_{su} = deformación unitaria última del acero.

Curva esfuerzo-deformación del concreto

Modelo de Kent y Park modificado:

Para definir la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado se utilizó el modelo de Kent y Park modificado (ver fig 2.4.2); se reconocen tres regiones:

- 1) Sección A-B: (parte ascendente)

$$f_c = k f'_c \left[\frac{2 \epsilon_c}{0.002 k} - \left[\frac{\epsilon_c}{0.002 k} \right]^2 \right], \quad \epsilon_c < 0.002 k$$

- 2) Sección B-C: (parte descendente)

$$f_c = k f'_c \left[1 - Z_m \left[\epsilon_c - 0.002 k \right] \right], \quad 0.002 k \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c}$$

- 3) Sección C-D: (constante)

$$f_c = 0.2 k f'_c, \quad \epsilon_c > \epsilon_{20c}$$

El parámetro que define el comportamiento del concreto y que modifica la resistencia es:

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

El valor de la pendiente que define el tramo descendente de la curva esfuerzo-deformación es:

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

donde:

f'_c = esfuerzo de compresión en kg/cm^2

e_c = deformación unitaria del concreto

ρ_s = relación entre el volúmen del acero transversal y el volúmen del concreto, medido fuera del perímetro de los estribos.

f_{yh} = esfuerzo de fluencia del acero transversal.

h' = ancho del elemento estructural, medido desde el perímetro exterior del acero transversal.

S_h = espaciamiento entre estribos, medido a ejes centroidales.

2.5.- HIPOTESIS PARA INCLUIR LOS EFECTOS INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Los efectos de la interacción suelo-estructura se tomaron en cuenta en los análisis según las especificaciones de la sección A7 de las NTC-Sismo, RCDF-87.

Al incluir estos efectos se tendrá un incremento en el periodo fundamental de la estructura con respecto de la condición de apoyo rígido; el cálculo se realiza con la siguiente expresión:

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

donde:

T_1 = periodo fundamental de vibración de la estructura, incluidos los efectos de la interacción.

T_0 = periodo fundamental, con base rígida.

T_x = periodo natural de la estructura, suponiendo base flexible, pero solamente con posibilidad de trasladarse linealmente.

T_r = periodo fundamental de la estructura, suponiendo base flexible, pero solamente con posibilidad de girar respecto al eje horizontal que pasa por el centroide de la superficie de desplante; dicho eje es perpendicular a la dirección que se analiza.

T_x se calcula como:

$$T_x = 2 \pi (W'_0 / g K_x)^{1/2}$$

donde:

K_x = rigidez elástica, en ton/m, del resorte lineal.

W'_0 = peso neto de la construcción a nivel de desplante, en ton.

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

T_r se calcula como:

$$T_r = 2 \pi (J / g K_r)^{1/2}$$

donde:

K_r = rigidez elástica al giro en ton/m/radian.

J = momento neto de inercia del peso de la construcción restando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la estructura.

Los valores de K_x y K_r se obtienen de la sección A7 de las NTC-Sismo.

Para fines de análisis estructural, las rigideces equivalentes K_x y K_r se sustituyen por las propiedades geométricas (momento de inercia y área axial, respectivamente), de las columnas de un piso ficticio que conviene utilizar, para incluir los efectos de la traslación horizontal y del cabeceo; esto es, para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, se modeló el edificio con la super-estructura, cajón de cimentación, y un piso ficticio.

3.- RESPUESTA DINAMICA ELASTICA TRIDIMENSIONAL MODAL ESPECTRAL Y PASO A PASO

3.1.- DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

El edificio (lado poniente) de la estación Juárez del Sistema de Transporte Colectivo (Metro) se localiza en Balderas # 55, Ciudad de México, D.F.

Es una estructura con marcos de concreto reforzado en ambas direcciones, con losa maciza monolítica con las trabes, excepto en las del cajón de cimentación, que sirve de acceso a los andenes de la estación del metro. Del nivel de acceso al nivel de andenes no existen trabes. La cimentación es totalmente compensada sin pilotes (ver fotos 1 a 4 y figs 3.1.1 a 3.1.10).

En las figs 3.1.11 a 3.1.14 se muestran los armados de vigas, columnas, muros y contratraves del cajón de cimentación.

El edificio presenta una distribución regular de marcos, y de rigidez lateral en ambas direcciones; en general, no hay participación de muros de mampostería, a excepción de los del cubo de elevadores. En la dirección X (transversal) el eje 9' tiene algunos muros de

mampostería, desde el nivel uno hasta azotea; no hay una distribución de rigidez uniforme.

En el nivel de acceso (N-ACC) se cuenta con menos área en planta, con respecto de los niveles uno a azotea (N-1, N-AZO). El apéndice que se localiza en azotea (N-CAS), es una caseta que alberga el cuarto de máquinas del sistema de elevadores.

3.2.- ANALISIS MODAL ESPECTRAL

3.2.1.- Modelo matemático

Con la información disponible de planos y verificación de la misma en campo, se obtuvieron las propiedades de los elementos estructurales para el modelo dinámico; el programa de análisis utilizado fue el ETABS.

Las principales propiedades de la estructura se mencionan a continuación.

a) Estructura de concreto a base de marcos.

$$\begin{aligned}f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\f'_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\E_c &= 14,000 \sqrt{f'_c} \\E_s &= 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\v &= 0.2\end{aligned}$$

b) Muros de mampostería.

$$\begin{aligned}f_m^* &= 15 \text{ kg/cm}^2 \\E_m &= 600 f_m^* = 9,000 \text{ kg/cm}^2 \\G_m &= 0.3 E_m \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2,700 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Para fines del análisis dinámico se obtuvieron a nivel de piso los centros de masa, considerando que las losas son infinitamente rígidas en su plano; esto es, se tienen 3 grados de libertad por nivel.

En la tabla 3.2.1 se presenta el cálculo de cargas vivas y muertas por nivel; el cálculo de masas se hace en la tabla 3.2.2. Las cargas muertas y vivas se determinaron según el RCDF-87 en su Título Sexto, capítulos IV y V, uso de oficinas.

El valor de cada masa traslacional y rotacional se calcula según:

$$m_t = \frac{W_t}{g} \qquad m_r = \frac{m_t}{12} (a^2 + b^2)$$

donde:

W_t = peso de cada nivel en ton.

g = aceleración de la gravedad, en cm/s^2

a = lado largo de la planta del nivel de interés.

b = lado corto de la planta del nivel de interés.

Para el cálculo de los centros de masa se tomaron en cuenta las concentraciones de peso existentes en los niveles de acceso (N-ACC) y de andenes inferior (N-ANI), por diferencia de espesores de losa, muros de concreto y lastre.

El sistema estructural se modeló tridimensionalmente, con 80 hileras de columnas, 135 crujiás y 11 niveles, como se muestra en las figs 3.2.1. Los muros y contratrabes de concreto del cajón de cimentación se incluyeron como elementos estructurales; esto es, el modelo matemático considera el trabajo del cajón rígido de cimentación. Para fines de rigidez, la losa plana de los niveles inferiores se consideró mediante vigas equivalentes.

Los muros de mampostería del eje 9', a partir del nivel de acceso N-ACC a N-5, están ligados al marco; se modelaron como paneles, al igual que los muros del cubo de elevadores.

Los efectos de interacción suelo-estructura se tomaron en cuenta en el modelo, adicionando un nivel ficticio (N-ANI), con columnas de longitud 1 m.

3.2.2.- Ubicación de la estructura

Se localiza en Av. Balderas, y de acuerdo a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, le corresponde suelo tipo compresible (zona III).

El Distrito Federal se divide en tres zonas:

Zona I. Zona de lomas.

Zona II Zona de transición, con depósitos profundos a 20 m.

Zona III Zona lacustre, con arcillas altamente compresibles.

La estructura se localiza en zona III como indica la fig 3.2.2.

3.2.3.- Coeficiente sísmico y revisión de las condiciones de regularidad

Para definir el coeficiente sísmico es necesario revisar los requisitos de regularidad, según la sección 6 de las NTC-Sismo. Si no se satisfacen alguno de éstos, el factor de comportamiento sísmico Q' se multiplica por 0.8.

Revisión de condiciones de regularidad:

1.- Estructura sensiblemente simétrica.

2.- Relación altura a dimensión menor de base.

$$\frac{h}{b} = \frac{28.91 \text{ m}}{22.20 \text{ m}} = 1.3 < 2.5, \quad \text{cumple.}$$

3.- Relación largo a ancho de base.

$$\frac{l}{a} = \frac{28.60 \text{ m}}{22.20 \text{ m}} = 1.28 < 2.5, \quad \text{cumple.}$$

4.- Para este inciso se revisa desde el nivel N-1 hasta N-AZO; no hay entrantes ni salientes.

5.- Cada nivel tiene un sistema de piso rígido en su plano.

6.- Las aberturas existentes en las losas, corresponden al cubo de elevadores, con la siguiente relación:

dirección X: c = 3.245 m longitud total X = 18 m

dirección Y: d = 4.50 m longitud total Y = 28.6 m

relaciones:

dir X = 18 por ciento

dir Y = 16 por ciento (ambos < 20 por ciento, cumple)

7.- Al revisar la distribución de pesos por nivel, de N-1 a N-AZO (ver tabla 3.2.2), se cumple con este requisito.

8.- Para todos los niveles las áreas en planta son constantes.

9.- Las columnas están restringidas en su parte superior e inferior con trabes y losas, dirección X y Y.

10.- Al revisar la geometría de columnas por nivel, las secciones varían respecto al nivel superior en menos del 20 por ciento, con una reducción de rigidez al corte en los niveles superiores de forma progresiva.

11.- Por tener distribución de rigidez en planta casi uniforme, no se tienen problemas de torsión.

Así, el edificio Juárez cumple con estas condiciones, y el factor de comportamiento sísmico no se reduce por 0.8.

Por otro lado, las construcciones se clasifican en tres grupos, a saber:

Grupo A.- Aquellos cuya falla estructural implique elevada pérdida de vidas, económicas o culturales, y cuyo funcionamiento es indispensable en estado de emergencia.

Grupo B.- Oficinas, viviendas, comercios, hoteles, y todas aquellas construcciones no incluidas en el grupo A.

Subgrupo B1.- Con altura de más de 30 m, 6000 m² de construcción en zonas I y II.

Subgrupo B2.- Las no incluidas en el subgrupo B1.

Por su uso y las consecuencias que generaría alguna falla, como parte del Sistema de Transporte Colectivo (Metro), el edificio en estudio se clasifica del grupo A.

Según el RCDF-87 (Titulo Sexto, Capítulo VI, artículo 206), los coeficientes sísmicos para grupo B son 0.16 en zona I, 0.32 en zona II y 0.4 en zona III. Para el grupo A, estos mismos se incrementan en 50 por ciento; esto es, el coeficiente sísmico para la estructura es: $(1.5) \times (0.4) = 0.6$.

3.2.4.- Factor de comportamiento sísmico

El RCDF-87 especifica en sus NTC-Sismo (sección 5), que los factores de comportamiento sísmico que modifican, principalmente por efectos de ductilidad, a los espectros de diseño, se aplicarán según se cumplan los siguientes requisitos:

- I.- $Q = 4$
- 1.- La resistencia se suministra por marcos sin muros y contravientos.
 - 2.- Los marcos con muros de mampostería ligados, resisten 80 por ciento de las fuerzas laterales totales.
 - 3.- La relación de resistencia lateral entre fuerzas cortantes de cada entrepiso no difiere en 35 por ciento del promedio de todas las relaciones.
 - 4.- Se cumple con los requisitos de marcos dúctiles para estructuras de concreto reforzado.
 - 5.- Se cumple con los requisitos de marcos dúctiles para estructuras de acero.
- II.- $Q=3$
- 1.- Se satisface 2,4,5 para $Q=4$, y se dejan de satisfacer 1 o 3.
 - 2.- La resistencia lateral de entrepiso es dada por marcos de acero, concreto, columnas de acero, concreto y combinación de muro de concreto con éstos.
- III.- $Q=2$
- 1.- Estructuras que no cumplan con $Q=4$ y 3, o muros de mampostería confinados.
 - 2.- Concreto prefabricado o preesforzado.
- IV.- $Q=1.5$
- 1.- La resistencia lateral se suministra con muros confinados de mampostería hueca reforzada.
 - 2.- Combinaciones de estos elementos con II y III.
- V.- $Q=1$
- 1.- La resistencia se suministra al menos parcialmente por material distinto a los especificados en el RCDF-87.

Para los análisis se utilizó $Q=2.0$. La estructura no cumple con varios requisitos especificados para $Q=4$ y 3, principalmente a los requeridos para marcos dúctiles de estructuras de concreto reforzado.

3.2.5.- Espectros de diseño y fuerzas sísmicas estáticas

Según la sección 2.2 del capítulo II, el espectro de diseño para $Q=2$, grupo A, zona III, queda definido por:

$$\begin{array}{ll} a = (1 + 5T)(0.075) & T < 0.6 \text{ s.} \\ a = 0.3 & 0.6 \leq T \leq 3.9 \text{ s.} \\ a = 1.17/T & T > 3.9 \text{ s.} \end{array}$$

donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura, y a es la ordenada espectral dividida entre la aceleración de la gravedad. En la tabla 3.2.3.a y fig 3.2.3 se tabula y grafica el espectro de diseño del RCDF-87.

El análisis sísmico estático equivalente descrito en la sección 2.3 (capítulo 2), se hizo con las fuerzas sísmicas de la tabla 3.2.4, estructura tipo A, zona III, coeficiente sísmico $c_s = 0.6$ y factor de comportamiento sísmico $Q=2$.

El espectro de diseño del RCDF-66 (código del proyecto original) para construcciones del grupo B, y construcciones tipo 2 (marcos y muros), queda representado por:

$$\begin{array}{ll} a = \frac{1}{2} (1 + T)c & T \leq 1.0 \text{ s.} \\ a = c & 1.0 \text{ s} \leq T \leq 2.5 \text{ s.} \\ a = \left(\frac{2.5}{T}\right)c & T > 2.5 \text{ s.} \end{array}$$

donde:

$c_s = 0.08$; para construcciones del grupo A el factor de seguridad adicional es 1.3, tal que $c_s = 1.3 \times 0.08 = 0.104$. En la tabla 3.2.3.b y fig 3.2.3 se tabula y grafica el espectro del RCDF-66.

Para fines comparativos se utilizó el espectro de respuesta elástica del acelerograma medido en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT (dirección este-oeste), durante el 19 de septiembre de 1985; se denomina por SCT-EW-85. El espectro de respuesta elástica se muestra también en la fig 3.2.3 y el registro en la fig 3.2.4.

3.3.- ANALISIS ELASTICO PASO A PASO

Debido a las restricciones del paquete de computo DRAIN-2D, que analiza solamente marcos planos, hubo necesidad de seleccionar un marco para cada dirección, representativos del modelo tridimensional; las características dinámicas de ambos ejes se dieron tal que correspondieran con las de la estructura tridimensional. En las figs 3.3.1 y 3.3.2 se muestran los ejes C y 8 del edificio, respectivamente.

Para este tipo de análisis las resistencias de los elementos estructurales se consideraron muy grandes, y el análisis se hizo con el registro SCT-EW-85.

3.4.- RESPUESTAS ELASTICAS

Los tipos de análisis llevados a cabo se muestran en la siguiente tabla:

1.- RCDF-66	[• Dirección X	[Interacción suelo-estructura
]	• Dirección Y	[Interacción suelo-estructura
2.- RCDF-87	[• Dirección X	[Empotrado Interacción suelo-estructura
]	• Dirección Y	[Empotrado Interacción suelo-estructura
3.- SCT-EW-85	[• Dirección X	[Interacción suelo-estructura
]	• Dirección Y	[Interacción suelo-estructura

La estructura se revisó para el RCDF-66 (código del proyecto original), tomando en cuenta la interacción suelo-estructura en ambas direcciones. Se verificó si la estructura cumple con los nuevos lineamientos del RCDF-87; fueron necesarios dos análisis dinámicos modales (en ambas direcciones), suponiendo empotrada la estructura e incluyendo los efectos de la interacción suelo-estructura, para fines comparativos. También se realizó un análisis sísmico estático equivalente (ver tabla 3.4.1). Finalmente, se hizo un análisis dinámico modal con el espectro de respuesta elástico del registro SCT-EW-85. Asimismo, el análisis elástico paso a paso se hizo para las dos condiciones de apoyo.

3.4.1.- Periodos y formas de vibrar

En la tabla 3.4.2 se muestran los periodos de vibración del sistema estructural; se presentan también los obtenidos en el campo con la técnica de ruido y vibración ambiental, para fines comparativos. Nótese que son prácticamente iguales, lo cual garantiza que el modelo matemático describe adecuadamente el comportamiento dinámico elástico de la estructura. El periodo fundamental de vibración medido en la dirección Norte-Sur es 0.98 s, y el calculado de 0.98 s; para la dirección Este-Oeste (transversal) el periodo medido es 0.88 s, y el analítico de 0.863 s. En torsión se tiene un

periodo medido de 0.58 s y el calculado de 0.605 s. Las pequeñas diferencias confirman la bondad del modelo matemático, congruente con las características dinámicas reales de la estructura.

Para revisar la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura, se llevó a cabo un análisis dinámico modal con base empotrada (rígida); los periodos de vibración de la estructura se muestran en la tabla 3.4.2. Al compararlos con los de la condición de base flexible, se observa que para este tipo de estructura la traslación horizontal y el cabeceo no son importantes; el porcentaje de incremento en el periodo es solo de 6.16 por ciento. Las figs 3.4.1 muestran los tres primeros modos de vibrar en el orden de importancia, traslación en Y, traslación en X, y rotación alrededor del eje Z.

3.4.2.- Desplazamientos horizontales máximos totales y Δ_{ri}/h_1

Las figs 3.4.2 tienen los desplazamientos horizontales máximos totales de cada nivel para análisis dinámico y estático con el RCDF-87; los resultados dinámicos son del orden de la mitad con respecto de los del análisis sísmico estático, para ambas direcciones.

Al comparar los desplazamientos dinámicos máximos obtenidos con los tres espectros (RCDF-66, RCDF-87, y SCT·EW-85), se nota que: con el RCDF-87 e interacción, $\Delta_{máx}_x = 18.55$ cm y $\Delta_{máx}_y = 20.78$ cm; para la condición de base fija, $\Delta_{máx}_x = 12.74$ cm y $\Delta_{máx}_y = 14.89$ cm.

Los análisis con SCT·EW-85 e interacción tienen un $\Delta_{máx}_x = 8.04$ cm, menor en 56.65 por ciento con respecto del resultado del RCDF-87; para la otra dirección, $\Delta_{máx}_y = 8.54$ cm, menor en 59 por ciento con respecto del análisis del RCDF-87. Lo anterior se debe a que las ordenadas espectrales de SCT-85 (fig 3.2.4), para periodos menores o iguales a 1.5 s, tienen valores más pequeños.

En los análisis con interacción y RCDF-66 se tiene: $\Delta_{\text{máx}_x} = 3$ cm y $\Delta_{\text{máx}_y} = 3.56$ cm. Al revisar en la fig 3.2.4., el espectro de diseño del RCDF-87 (zona III, grupo A, $Q=2$) tiene una ordenada espectral de 0.3 g para el periodo fundamental del sistema, que comparada con la del espectro del RCDF-66 (ordenada de 0.104 g), resulta casi tres veces mayor.

Los resultados con interacción, RCDF-66 y SCT-EW-85, son de $\Delta_{\text{máx}_x} = 3$ cm, $\Delta_{\text{máx}_x} = 8.04$ cm, respectivamente. En la fig 3.2.4, se nota que la ordenada espectral con SCT es mayor a la del código RCDF-66, para un mismo periodo. Para la dirección Y, $\Delta_{\text{máx}_y} = 3.56$ cm y $\Delta_{\text{máx}_y} = 8.54$ cm, respectivamente. En las tablas 3.4.3. se tabulan estos desplazamientos.

En las figs 3.4.3 y 3.4.4 se muestran las deformadas ante carga lateral del modelo tridimensional y de uno de sus marcos, para ambas direcciones, respectivamente.

Enseguida se presentan los resultados de las relaciones de desplazamiento horizontal relativo entre la altura de entrepiso; este parámetro es una mejor medida de los daños que pueden llegar a ocurrir por los efectos sísmicos. Es también la medida que se puede comparar directamente con la deformación angular permisible que especifican los códigos, al revisar la seguridad ante el estado límite de servicio. Los resultados se muestran en la tabla 3.4.4 y se grafican en las figs 3.4.5. El RCDF-87 establece que:

- a) $\gamma_p \leq 0.006$, para estructuras con elementos no estructurales ligados.
- b) $\gamma_p \leq 0.012$, para estructuras con elementos no estructurales desligados.

Según el reglamento RCDF-66, $\gamma_p \leq 0.002$ (estructuras tipo 2, grupo B); cabe aclarar que al aplicar el RCDF-66 los desplazamientos

horizontales no se multiplican por el factor de ductilidad, lo cual si debe hacerse con los valores resultantes al aplicar el RCDF-87.

Para los análisis con el espectro SCT-EW, los valores obtenidos de las relaciones Δ_{r1}/h_1 (ambas direcciones), rebasan el límite permisible del RCDF-66, prácticamente en todos los entrepisos (de N-1 a N-CAS); al comparar con el RCDF-87, se excede el valor de 0.006.

Los análisis dinámicos y estáticos con el RCDF-87 no cumplen con el valor permisible, de N-1 a N-5 y N-CAS, para la dirección X, y N-1 a N-5 en la dirección Y. El sistema estructural no cumple con las nuevas disposiciones del RCDF-87; esto es, es más flexible de lo permitido, y por tanto el estado límite de servicio (desplazamientos) no se satisface en las condiciones actuales del inmueble. De acuerdo a esto, hace falta proporcionarle mayor rigidez lateral en ambas direcciones.

3.4.3.- Fuerzas cortantes de entrepiso

En las figs 3.4.6 y tabla 3.4.5 se presentan los valores de las fuerzas cortantes de entrepiso, para los diferentes análisis.

Al revisar la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso de los análisis dinámicos en la dirección X, el análisis con SCT-EW presenta valores 0.9 veces los del RCDF-87, ambos con interacción; para la condición de base fija, los resultados con RCDF-87 son aproximadamente la mitad con respecto del análisis con interacción. El cortante basal con RCDF-66 representa el 30.8 por ciento del cortante basal del análisis con RCDF-87. El cortante basal del modelo con interacción y espectro SCT-EW es mayor en 189.8 por ciento. Para la dirección Y se tiene un comportamiento similar.

4.- RESPUESTA DINAMICA INELASTICA PASO A PASO

Conocida la respuesta elástica, con los análisis del capítulo anterior, en esta parte se evaluará la posible respuesta inelástica; se harán análisis dinámicos paso a paso, considerando como variable adicional las resistencias disponibles.

Para calcular la respuesta sísmica inelástica se utilizaron las resistencias nominales y las resistencias con efectos de las sobre-resistencias. El sismo utilizado fue el SCT-EW, registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes; éste no es un registro que corresponda exactamente a la zona en que se localiza el edificio en estudio, pero es representativo de lo que se obtuvo en la zona de mayores daños, durante 1985.

4.1.- SOBRE-RESISTENCIAS DE ELEMENTOS VIGA Y COLUMNA

El cálculo de las sobre-resistencias en los elementos viga y columna se hizo de acuerdo a la sección 2.4. Para fines de comparación, se toman en cuenta los efectos de los esfuerzos nominales de resistencia de los materiales definidos en un diseño convencional y los esfuerzos promedio.

Los principales parámetros para ambos tipos de esfuerzos, incluyendo los efectos de endurecimiento por deformación del acero, son:

Para esfuerzos nominales:

Acero:

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

$$f_{su} = 7200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = 0.002$$

$$\epsilon_{sh} = 0.01$$

$$\epsilon_{su} = 0.13$$

Para esfuerzos promedio:

Acero:

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

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

$$\epsilon_y = 0.0024$$

$$\epsilon_{sh} = 0.01$$

$$\epsilon_{su} = 0.13$$

Concreto:

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0030$$

Concreto:

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

En lo que sigue del texto, como parte de los análisis paso a paso, cada tipo de esfuerzos se identificará por:

Esfuerzos Nominales = EN

Esfuerzos Promedio = EP

A continuación se describen los pasos para calcular los efectos de sobre-resistencia para dos elementos viga tipo; una se localiza en el nivel N-1 del eje C, entre ejes 3 y 6 ; y la otra, en el eje 8 del nivel N-1, entre ejes D y E (ver figs 3.3.1 y 3.3.2). La fig 4.1.1 muestra la sección transversal de ambas vigas. Este tipo de cálculos se llevó a cabo para todas las vigas, de ambos ejes C y 8.

La nomenclatura utilizada para cada consideración se identifica por:

EPP Elásto - plástico perfecto.

EPD Endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

- SC Sin confinamiento del núcleo de concreto.
- CC Con confinamiento del núcleo de concreto.
- VR Viga rectangular.
- VT Viga " T ".
- SA No incluye acero de losa.
- CA Incluye acero de losa.

La tabla siguiente muestra las combinaciones de sobre-resistencias consideradas para determinar las resistencias de las vigas y columnas.

Elementos viga

Nomenclatura

- | | |
|---|-----------------|
| I) Esfuerzos nominales del acero y concreto con comportamiento elástico-plástico perfecto del acero, sin confinamiento del concreto, viga rectangular, y sin acero de losa. | EN-EPP-SC-VR-SA |
| II) Esfuerzos nominales del acero y concreto, con endurecimiento por deformación del acero, confinamiento del núcleo de concreto, viga rectangular y acero de losa. | EN-EPD-CC-VR-CA |
| III) Esfuerzos nominales del acero y concreto, con endurecimiento por deformación del acero, con confinamiento del núcleo de concreto, viga "T" y acero de losa. | EN-EPD-CC-VT-CA |
| IV) Esfuerzos promedio del acero y concreto, con endurecimiento por deformación del acero, con confinamiento del núcleo de concreto, viga rectangular y acero de losa. | EP-EPD-CC-VR-CA |

- V) Esfuerzos promedio del acero y concreto, con endurecimiento por deformación del acero, con confinamiento del núcleo de concreto, viga "T" y acero de losa. EP-EPD-CC-VT-EP

Elementos columna

	Nomenclatura
A) Esfuerzos nominales del acero y concreto, comportamiento elásto-plástico perfecto del acero, sin confinamiento del núcleo de concreto.	EN-EPP-SC
B) Esfuerzos nominales del acero y concreto, con endurecimiento por deformación del acero, con confinamiento del núcleo de concreto.	EN-EDP-CC
C) Esfuerzos promedio del acero y concreto, con endurecimiento por deformación del acero, con confinamiento del núcleo de concreto.	EP-EPD-CC

La selección de los casos considerados se apoyó en estudios ya realizados con y sin efectos de sobre-resistencias.

La tabla 4.1.1. muestra los cálculos de las resistencias para momento positivo y negativo de las vigas tipo del eje 8 y C. Se toma el caso I como base de comparación; esto es, sin incluir los efectos de sobre-resistencia (comportamiento elásto-plástico perfecto del acero, sin efectos del confinamiento del concreto, sin la participación de la losa en la resistencia, y además con resistencias nominales de los materiales).

La influencia del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, el confinamiento del núcleo de concreto (modelo de Kent y Park modificado), y la participación del acero de la losa en la viga rectangular, resultan en un incremento de la resistencia de: 36 por

ciento a flexión positiva y 38 por ciento a flexión negativa del eje C, y 38 por ciento y 42.6 por ciento respectivamente en el eje 8; ambos, al comparar el caso II con el I (sin sobre-resistencias).

El caso III toma en cuenta los efectos del caso II, además de la participación de la losa en la resistencia; se toma un ancho de losa de acuerdo a los criterios de las NTC-Concreto, sección 2.1.2 (RCDF-87), para que trabaje como viga "T". Se tiene un incremento en la resistencia a flexión positiva, debido al aumento de la fuerza de compresión resistente que obliga al acero de tensión a equilibrar con una mayor fuerza, resultando un momento resistente mayor. A flexión negativa por el contrario, el aumento de acero de la losa prácticamente no modifica el equilibrio interno, ya que este es gobernado por el bloque de esfuerzos a compresión. Respecto del caso I, el incremento de resistencia positiva es de 69.2 por ciento y 67.5 por ciento en los ejes C y 8, respectivamente.

En el caso IV se utilizan los esfuerzos promedio de los materiales en lugar de los esfuerzos nominales; el aumento de resistencia con respecto del caso I es de: 50 por ciento y 55.8 por ciento, a flexión positiva y negativa del eje C; para el eje 8: 51.5 por ciento y 61.4 por ciento, respectivamente. Al comparar con el caso II, los incrementos que se presentan son: 10.2 por ciento y 12.3 por ciento para flexión positiva y negativa del eje C; 9.9 por ciento y 13.1 por ciento, respectivamente, en el eje 8.

Por último, el caso V toma en cuenta los efectos de sobre-resistencia del caso III, modificando los esfuerzos nominales por los valores promedio. Los incrementos de resistencia son: 82.4 y 55.8 por ciento, 80.6 y 61.4 por ciento a flexión positiva y negativa, para los ejes C y 8, respectivamente, comparados con el caso I.

Las columnas tipo seleccionadas, para fines de comparación, se ubican en la intersección de los ejes C con 3' y E con 8 (ver figs 3.3.1 y 3.3.2); sus secciones transversales se muestran en la fig 4.1.2. A éstas se les calculó su diagrama de interacción, con y sin los efectos de las sobre-resistencias, de acuerdo a las combinaciones descritas anteriormente. Lo anterior se hizo para todo el edificio, pero solo se muestran los resultados de las columnas tipo seleccionadas. En las figs 4.1.3 y 4.1.4 se grafican los diagramas de interacción para cada tipo de resistencia considerada.

4.2.- MODELO Y ACCION SISMICA

Se toman los mismos modelos de la sección 3 (capítulo 3), mostrados en las figs 3.3.1 y 3.3.2; se hacen los análisis sísmicos inelásticos de los marcos de los ejes C y 8, tomando en cuenta las diversas combinaciones de sobre-resistencia analizadas en la sección anterior. El comportamiento histerético de los elementos estructurales se supone elásto-plástico bilineal.

La siguiente tabla muestra las combinaciones de resistencias de columnas y vigas que definen los casos de los diferentes análisis llevados a cabo en este trabajo.

Análisis Elásticos e Inelásticos Paso a Paso

CASO	COMBINACION DE RESISTENCIA Viga/Columna	DESCRIPCION DE ANALISIS	NOMENCLATURA
1	A - I	Análisis elástico empotrado	ELAS(EMPOTRADO)
2	A - I	Análisis elástico con interacción.	ELAS(INTERACCION)
3	A - I	Análisis inelástico con interacción, esfuerzos nominales.	INEL(INT-REC-EN)

4	B - II	Análisis inelástico con interacción, sobre-resistencia, viga rectangular y esfuerzos nominales.	INEL (INT-SR-REC-EN)
5	B - III	Análisis inelástico con interacción, sobre-resistencia, viga "T", esfuerzos nominales.	INEL (INT-SR-VT-EN)
6	C - IV	Análisis inelástico con interacción, sobre-resistencia, viga rectangular, esfuerzos promedio.	INEL (INT-SR-REC-EP)
7	C - V	Análisis inelástico con interacción, sobre-resistencia, viga "T", esfuerzos promedio.	INEL (INT-SR-VT-EP)

Nota: En la sobre-resistencia se consideraron los efectos del confinamiento del núcleo de concreto, y los de la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

4.3.- RESPUESTA INELASTICA

4.3.1.- Desplazamientos horizontales máximos totales

Las figs 4.3.1 muestran los desplazamientos horizontales máximos de los ejes C y 8, con efectos de la interacción suelo-estructura y para los cinco casos considerados. Se toma como base el análisis del caso 3 (sin efectos de sobre-resistencias): en el eje C (dirección Y, longitudinal), se presentan los desplazamientos máximos para la condición 3, con 11.7 cm en sentido positivo y 12.00 cm en sentido negativo; el eje 8 (dirección X, transversal), presenta un $\Delta_{\text{máx}}$ de 5.57 cm en sentido positivo y 7.15 cm en sentido negativo (ver tablas 4.3.1).

El caso 4 presenta un $\Delta_{\text{máx}}$ de 4.42 cm para la dirección positiva y 3.38 cm para la dirección negativa, ambos en el eje C. Se observa que la participación de la sobre-resistencia de la zona de endurecimiento por deformación del acero y confinamiento del núcleo de concreto, ayuda a reducir los desplazamientos globales en la estructura. Los casos restantes presentan variaciones casi nulas en los desplazamientos; esto es, la estructura se mantiene en el rango del comportamiento elástico.

Como se observará posteriormente, se llegaron a formar algunas articulaciones plásticas en varias columnas del eje C, para el caso 3; al incluir los efectos de sobre-resistencias (casos 4 a 7) las columnas no rebasan el límite elástico. Los análisis del eje 8 muestran que hubo casi nulo excursionamiento inelástico, sin formación de articulaciones; los desplazamientos máximos se mantienen prácticamente en el rango elástico. Solo hubo algunas vigas que llegaron a fluir, pero las columnas permanecieron en el rango elástico.

4.3.2.- Historias de desplazamientos

4.3.2.a EJE C (DIRECCION LONGITUDINAL)

En la fig 4.3.2 se comparan las historias de desplazamientos horizontales del nivel superior del eje C, comportamiento elástico, para la condición de apoyo: empotrada y con efectos de la interacción suelo-estructura; la respuesta se incrementa ligeramente para la condición de base flexible. La fig 4.3.3 tiene la respuesta elástica contra la inelástica con resistencias nominales (sin efectos de sobre-resistencias), ambas con efectos de la interacción suelo-estructura. Al inicio de la carga no hay variación, sino hasta los 28 s, en que inicia la formación de articulaciones en vigas y columnas; la estructura tiende a quedar con una deformación

permanente, cuando se comportó inelásticamente. La formación de articulaciones plásticas se da en el intervalo de 28 a 35 s.

La fig 4.3.4 compara la respuesta elástica contra la inelástica, para el caso extremo con efectos de las sobre-resistencias (caso 7). En lo general no hay diferencias importantes. Las pequeñas variaciones, después de los 30 s, son resultado del poco comportamiento inelástico observado en algunas vigas. Nótese la importancia de considerar los efectos de las sobre-resistencias para lograr mantener el sistema estructural en el rango elástico.

La fig 4.3.5 tiene los desplazamientos inelásticos del caso 3 y 4; la influencia de los efectos de la participación de la zona de endurecimiento por deformación del acero y el confinamiento del núcleo de concreto es importante en cuanto a reducir las respuestas máximas y evitar las deformaciones permanentes, debido a las articulaciones en las columnas; esto es, a mayor resistencia lateral, la estructura se comporta mucho mejor ante efectos cíclicos originados por el sismo.

El efecto de la sobre-resistencia proporcionada por los esfuerzos promedio no es considerable, al comparar el caso 4 contra el 6 (ver fig 4.3.6).

En la fig 4.3.7 se tienen los resultados de los casos 6 y 7; la ayuda de la losa en la resistencia positiva, en cuanto a este tipo de respuesta, es poco significativa. Por otro lado, ambas tienen comportamiento casi elástico lineal. El caso 6 presenta pequeñas variaciones a partir de los 30 s, por la presencia de pequeños giros inelásticos en algunas vigas.

4.3.2.b EJE 8 (DIRECCION TRANSVERSAL)

La fig 4.3.34 compara las respuestas con y sin los efectos de la

interacción suelo-estructura, para comportamiento elástico; con la base flexible se tienen los desplazamientos máximos. Esto es, la estructura en esta dirección es más flexible al incluir la interacción suelo-estructura, como era de esperarse.

La fig 4.3.35 revisa los casos elástico e inelástico sin sobre-resistencias. A partir de los 27.9 s se inicia la formación de articulaciones plásticas; al final, la estructura queda con valores de deformaciones inelásticas permanentes, que evitan que regrese a su estado original. Cuando se incluyen los efectos de sobre-resistencia (caso 4), el comportamiento estructural se mantiene en el rango elástico lineal (ver fig 4.3.36). Al tomar en cuenta la participación de la losa y los esfuerzos promedio (caso 7), el modelo se comporta igual al elástico; en la fig 4.3.37 se compara este caso con la respuesta del caso 3, y se observa que el caso 7 no excursiona en el rango inelástico.

4.3.3.- Historias de coeficientes sísmicos

Se define el coeficiente sísmico, C_s , como el cociente del cortante basal (V_o) entre el peso (W_o) del edificio, tomado hasta ese entrepiso. Para el edificio en estudio se calculan los coeficientes a nivel de planta baja. El cortante total es la suma de las fuerzas cortantes de cada columna de este entrepiso en el tiempo t_1 , y el peso total es la suma de los pesos del nivel uno hasta la parte superior (N-1 a N-CAS).

4.3.3.a EJE C (DIRECCION LONGITUDINAL)

La fig 4.3.8 compara la historia de coeficientes sísmicos de los análisis elásticos, para la estructura empotrada y con interacción suelo-estructura. Las fuerzas inducidas al sistema no varían en más de 16 por ciento debido al incremento del periodo de la estructura con base flexible; esto es, se corrobora la poca influencia de los efectos

de la interacción suelo-estructura para la dirección longitudinal de este edificio.

La fig 4.3.9 muestra los coeficientes sísmicos de los casos elástico e inelástico (sin efectos de sobre-resistencia), ambos con interacción; las fuerzas cortantes de entrepiso inducidas al modelo inelástico disminuyen más del 23 por ciento, con respecto de la respuesta elástica. La disipación de la energía, que el sismo le introduce al edificio, por deformaciones inelásticas hace que el cortante basal máximo sea menor.

La fig 4.3.10 tiene los C_g del modelo elástico y caso 7; nótese que este último ha excursionado en el rango inelástico, lo que viene a demostrar la gran ayuda de las sobre-resistencias consideradas.

Al observar sólo la influencia de los efectos de la etapa de endurecimiento por deformación del acero y del confinamiento del núcleo de concreto, se refleja en los análisis inelásticos (con los valores nominales de las resistencias de los materiales) un aumento de resistencia lateral de hasta 20 por ciento (caso 3 contra 4, fig 4.3.11). Por otro lado, el caso 7 comparado con el 3 (ver fig 4.3.12) presenta un incremento en el coeficiente sísmico desarrollado de hasta 28 por ciento.

El incremento de la resistencia lateral por considerar únicamente el cambio de esfuerzos nominales a valores promedio, a nivel de los materiales, es poco importante (ver fig 4.3.13); si acaso se tiene un incremento de 5 por ciento. Asimismo, al tomar en cuenta la participación de la losa, en la resistencia a flexión positiva de las vigas, su efecto es insignificante, como se ve en la fig 4.3.14.

4.3.3.b EJE 8 (DIRECCION TRANSVERSAL)

La fig 4.3.38 presenta la comparación de los C_g para los análisis

elásticos con y sin interacción suelo-estructura; los resultados son prácticamente iguales. En la fig 4.3.39 se tienen los C_u del análisis elástico e inelástico (sin sobre-resistencias), ambos con interacción; para el modelo que entra en el rango inelástico se presentan valores ligeramente menores.

Al considerar los efectos del confinamiento del núcleo de concreto y de la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, así como los esfuerzos promedio de los materiales, la estructura se comporta prácticamente en el rango lineal (ver figs 4.3.39 y 4.3.40).

Al analizar los casos 4 y 7, no hay excursionamiento en el rango inelástico; esto es, no hay fluencias en los miembros estructurales (ver fig 4.3.41), lo que viene a demostrar la bondad de los efectos de las sobre-resistencias consideradas.

4.3.4.- Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para revisar los niveles de resistencia de los elementos estructurales, se seleccionó una viga y una columna del primer nivel, localizadas como se muestra en las figs 3.3.1 y 3.3.2.

4.3.4.a EJE C

La fig 4.3.15 tiene las historias en el tiempo de los momentos flexionantes para la viga tipo de los casos 3 y 4; se presentan también los niveles de resistencia positiva y negativa, para fines comparativos. Nótese que para el caso sin sobre-resistencias, el número de ciclos en que la fluencia ocurre es bastante mayor; en cambio, para el caso 4 sólo en dos ciclos llegó a suceder. Esto es, con base a este tipo de resultados se puede percibir que con los efectos de sobre-resistencia, la estructura prácticamente trabajó en la etapa elástica.

La figura 4.3.16 muestra las historias de momentos de la misma viga, pero ahora para los casos 3 y 7, cuya resistencia adicional proporcionada al caso, con respecto del caso 4, hace que la viga no presente fluencia.

Al comparar los resultados de los modelos con y sin esfuerzos promedio de los materiales (caso 7 y 5, respectivamente), se observa que la viga con resistencias del caso 5 llega a fluir en dos ciclos (ver fig 4.3.17).

En las figs 4.3.18 a 4.3.20 se muestran las historias en el tiempo de fuerzas cortantes contra resistencias disponibles. Se observa que en ningún caso se rebasa la capacidad, quedando siempre un margen de seguridad adecuado; es importante señalar que al hablar de comportamiento inelástico dúctil en vigas, es indispensable asegurar que no hubiese fallas frágiles, lo cual se satisface en estos resultados. Nótese que las resistencias al cortante aumentaron al considerar los efectos de sobre-resistencia, como era de esperarse.

Para fines de ver qué ocurre con las columnas en los análisis dinámicos paso a paso, se obtuvieron para la columna tipo las historias de momento-carga axial contra el diagrama de interacción para la resistencia disponible correspondiente. Para el caso 3, en la fig 4.3.21 se muestra como se alcanza en algunos ciclos la resistencia para el extremo inferior de la columna tipo de planta baja. Al incluir los efectos del confinamiento del núcleo del concreto y el endurecimiento por deformación del acero (caso 5), la columna prácticamente se comporta en el rango elástico; si acaso en dos ciclos se rebasa el límite de resistencia (ver fig 4.3.22).

Las figs 4.3.23 y 4.3.24 grafican los diagramas de interacción de la columna con efectos de sobre-resistencia y esfuerzos promedio, comparados con las historias momento-carga axial de los análisis 6 y

7, respectivamente; en ambos casos la columna se comporta elásticamente.

Las figs 4.3.25 a 4.3.27 muestran las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes para la columna tipo, contra las resistencias disponibles, de acuerdo a cada tipo de análisis; nótese que en general siempre hubo más reserva de resistencia, con lo que se cumple en evitar una falla frágil por cortante de las columnas.

4.3.4.b EJE 8

Las figs 4.3.42 y 4.3.43 presentan la comparación entre los momentos actuantes y las resistencias nominales disponibles, para la viga tipo del eje 8; observese que en varios ciclos se alcanza la fluencia, lo que indica que no es suficiente la resistencia proporcionada, para evitar que la viga excursione en el rango inelástico. La fig 4.3.44 compara el comportamiento de la viga a flexión con y sin los efectos de los esfuerzos promedio de los materiales; solo la viga que tiene la ayuda de los esfuerzos promedio se comporta elásticamente.

Se vuelve a verificar que el comportamiento inelástico observado es por flexión y flexo-compresión; esto es, que las resistencias disponibles por cortante son superiores a lo exigido en los análisis paso a paso (ver figs 4.3.45 a 4.3.47).

En este eje no se desarrollan articulaciones plásticas en columnas, como se observa en los resultados. Las figs 4.3.48 a 4.3.51 grafican la historia de momento-carga axial contra las resistencias definidas por los diagramas de interacción, para las condiciones con y sin sobre-resistencias; la resistencia disponible no se alcanza en ningún caso, con lo que la columna se mantiene en su rango elástico.

Se revisa la posibilidad de falla frágil por cortante antes de que ocurra el comportamiento dúctil; las figs 4.3.52 a 4.3.54 muestran que las fuerzas cortantes actuantes resultan siempre menores que las resistencias disponibles. Se tienen factores de seguridad bastante altos, para las diversas condiciones analizadas.

4.3.5.- Historias de demandas de ductilidad local

De acuerdo a la filosofía de los reglamentos modernos, es necesario que los elementos estructurales, al articularse, tengan suficiente capacidad de deformarse para permitir la redistribución de esfuerzos hacia otras zonas, sin colapsarse. Para fines de entender qué pasa localmente a nivel de vigas y columnas, se define el concepto de demanda local de ductilidad de curvatura como el cociente de la curvatura última ϕ_u entre la curvatura de fluencia ϕ_y . Esto es,

$$\mu_L = \phi_u / \phi_y = (\phi_y + \phi_p) / \phi_y = \phi_p / \phi_y + 1$$

donde:

$$\phi_y = M_y / E I$$

$$\phi_p = \theta_p / l_p$$

$$l_p = 1.0 d$$

d = Peralte efectivo.

θ_p = Rotación plástica (en rad.).

M_y = Resistencia a la fluencia.

E = Módulo de elasticidad del concreto.

I = Momento de inercia de la sección de interés.

4.3.5.a EJE C

La fig 4.3.28 compara las μ_L de la viga tipo de los casos 3 y 4; en el modelo con resistencias nominales la respuesta máxima se presenta a los 29 s, con $\mu_L = 5.4$ para momento flexionante positivo, y

4.9 para momento flexionante negativo. En cambio al incluir las sobre-resistencias, la viga casi se comporta elásticamente ($\mu \approx 1.0$).

La fig 4.3.29 muestra los resultados de μ de los casos 3 y 5; la viga con los efectos de las sobre-resistencias prácticamente ya no fluye.

Al comparar los resultados de los casos 7 y 3 (resistencias nominales), se observa que la viga del modelo en que se incluyen las sobre-resistencias, no presenta deformaciones inelásticas (ver fig 4.3.30). Las figs 4.3.31 y 4.3.32 muestran las comparaciones de los análisis 4 contra 6, y 6 contra 7; las demandas de ductilidad local desarrolladas resultan muy bajas, lo que indica que la viga trabaja casi en el rango elástico, desde el punto de vista práctico.

4.3.5.b EJE 8

La viga tipo del marco de la dirección transversal, solo presenta demandas locales de ductilidad para el caso 3, sin efectos de sobre-resistencias; se tiene un máximo de 1.9 a flexión positiva. El resto de los modelos se mantienen en el rango elástico-lineal, sin demandas de ductilidad local (ver figs 4.3.55 a 4.3.57).

4.3.6.- Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas y distribución global de articulaciones plásticas

4.3.6.a EJE C

Los resultados analíticos de este estudio, para el sismo de SCT-EW, muestran que hubo ligero comportamiento inelástico en el edificio de interés.

Las figs 4.3.33 y 4.3.58 tienen la distribución global de las articulaciones plásticas desarrolladas para el marco de la dirección

longitudinal y transversal, respectivamente; los resultados son para cada caso de resistencias utilizadas. Se nota que en las vigas el comportamiento inelástico fue más frecuente; esto es, las columnas tendieron a comportarse mejor.

Al revisar las respuestas máximas de demandas de ductilidad local, las figs 4.3.59 presentan los resultados correspondientes de cada caso considerado, para el marco de la dirección longitudinal y transversal; lo anterior se hace para vigas y columnas. Para el eje C las respuestas máximas en las vigas y columnas se tienen en el nivel N-1; llegan a articularse las columnas de los niveles uno y azotea (N-1 y N-AZO), con respuesta bastante mayor en el N-1, para el caso sin sobre-resistencias.

4.3.6.b EJE 8

El eje 8 presenta demandas de ductilidad local solamente a nivel de las vigas; los máximos están en el nivel dos (N-2). Es importante la participación del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, al reducir la demanda en más del 50 por ciento para flexión positiva, y 70 por ciento a flexión negativa. La inclusión de todos los efectos de sobre-resistencia, ayudó a evitar la formación de articulaciones plásticas bajo momento flexionante negativo. Las columnas se comportan elásticamente.

5.- ANALISIS Y COMPARACION DE LOS RESULTADOS CALCULADOS Y LOS OBTENIDOS MEDIANTE INSTRUMENTACION

El edificio Juárez pertenece al grupo de estructuras de la Ciudad de México que se encuentran instrumentadas, para fines de observar los efectos de los sismos en este tipo de construcciones; a la fecha de la elaboración de este trabajo sólo se han obtenido sus propiedades dinámicas por medio de ruido y vibración ambiental. Sin embargo, cuenta con el equipo que permitirá registrar eventos sísmicos posteriores.

Con la información obtenida a partir de este tipo de registros, permitirá realizar estudios más precisos de la respuesta del edificio y verificar su comportamiento. Al momento de llevar a cabo este trabajo aún no se contaban con registros, y ante esta carencia se procedió a utilizar el registro característico SCTEW-85, único obtenido el 19 de septiembre de 1985 en la zona compresible del Valle de México.

Así, los únicos datos con que se cuenta, para fines de comparación, son los periodos medidos y la revisión visual del estado de la estructura, después de 1985.

Como se señaló, el modelo matemático utilizado concuerda con los periodos medidos en campo. En cuanto a la respuesta inelástica estimada, el acelerograma parece ser grande con respecto a lo que supuestamente se debió registrar en la zona del edificio; esto es, la respuesta sísmica inelástica está sobre-estimada, comparando contra el comportamiento físico observado.

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El edificio poniente de la estación Juárez de la línea 3, sirve de acceso y forma parte del Sistema de Transporte Colectivo (Metro); su importancia obliga a limitar las posibilidades de falla o colapso del sistema estructural. Es por esto que los estudios realizados en este trabajo se enfocan a determinar las condiciones actuales de la estructura ante las nuevas disposiciones del RCDF-87; se evalúan los rangos de comportamiento elástico e inelástico, así como la influencia de los efectos de las sobre-resistencia disponibles en sus elementos estructurales, que convencionalmente no se toman en cuenta.

Al comparar con los resultados de las mediciones con ruido y vibración ambiental, se nota que las propiedades dinámicas de la estructura difieren poco entre la condición de base rígida y con los efectos de interacción suelo-estructura. El periodo fundamental calculado de la dirección X(longitudinal) fue 0.984 s y el medido 0.98 s; para la otra dirección el periodo analítico resultó de 0.863 s y el medido de 0.88 s.

La estructura se diseñó originalmente con RCDF-66, para el cual si satisface sus requisitos. En cambio, al aplicar el nuevo código RCDF-87, la estructura no cumple con el estado límite de servicio; se

excede por mucho el valor permisible $\gamma_p \leq 0.006$. Esto es, por la importancia del edificio en estudio, debería proporcionarse más rigidez lateral (y por consiguiente mayor resistencia) para cumplir con los requisitos de seguridad del nuevo código.

Con las respuestas obtenidas en los análisis paso a paso se observa que al incluir las diferentes sobre-resistencias de sus elementos estructurales, se logra que el edificio excursione poco o casi nada en el rango inelástico. El efecto que más participa en las sobre-resistencias se debe al endurecimiento por deformación del acero de refuerzo en vigas y columnas. En el caso más desfavorable, sin incluir las sobre-resistencias, se llega a desarrollar de manera importante el comportamiento inelástico; lo anterior resulta más notorio para la dirección longitudinal (dirección X).

Al hacer los análisis dinámicos paso a paso se verificó que la fuerza cortante no rigiera, a nivel de los miembros estructurales, el comportamiento sísmico; esto es, se comprobó que al ocurrir las fluencias, éstas fueran por flexión en vigas y por flexo-compresión en columnas. Se encontró que la resistencia al cortante (falla frágil, en caso de que llegara a ocurrir) siempre fue mayor que la actuante, con lo que el comportamiento inelástico quedó regido por la presencia de rótulas plásticas, con la capacidad de giro suficiente.

Los resultados de este trabajo permiten tomar medidas para proporcionar mayor seguridad estructural al edificio, por ser del grupo A y ante los nuevos requisitos del código en vigor. También, pueden ayudar a revisar en qué estado están los otros edificios del Metro, similares al del este trabajo.

REFERENCIAS

- 1.- PARK Y PAULAY, "ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO", LIMUSA, MEXICO, D.F. (1986).
- 2.- BAZAN ENRIQUE Y MELI ROBERTO, "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS", LIMUSA, MEXICO, D.F. (1986).
- 3.- MELI ROBERTO, "DISEÑO ESTRUCTURAL", LIMUSA, MEXICO, D.F. (1987).
- 4.- DURAN ROBERTO, "RESPUESTA SISMICA DE DOS EDIFICIOS DAÑADOS CON Y SIN SOBRE-RESISTENCIAS", TESIS DE MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO, FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M., MEXICO (1991).
- 5.- DOWRICK D.J., "DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS", LIMUSA, MEXICO, D.F. (1984).
- 6.- GILLIES A.G., "POST-ELASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF THREE-DIMENSIONAL FRAME STRUCTURES", DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, UNIVERSITY OF AUCLKAND, AUCLKAND, NEW ZELAND (1979).
- 7.- "MANUAL DE ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS", D.D.F., MEXICO, D.F. (1989).
- 8.- "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", D.D.F., MEXICO, D.F. (1966).
- 9.- "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", D.D.F., MEXICO, D.F. (1987).
- 10.- "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO", D.D.F., MEXICO, D.F. (1987).
- 11.- "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", D.D.F., MEXICO, D.F. (1987).
- 12.- "KANAAN A.E. Y POWELL G.H., "DRAIN-2D: INELASTIC DYNAMIC RESPONSE OF PLANE STRUCTURES", UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA, BERKELEY (1973), ADAPTADO A P.C. POR J.N. DYER (INSTITUTO DE INGENIERIA, U.N.A.M.).
- 13.- WILSON E. Y HABIBULLAH ASHRAF, "ETABS: EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS", COMPUTERS AND STRUCTURES, INC., CALIFORNIA, E.E.U. (1990).

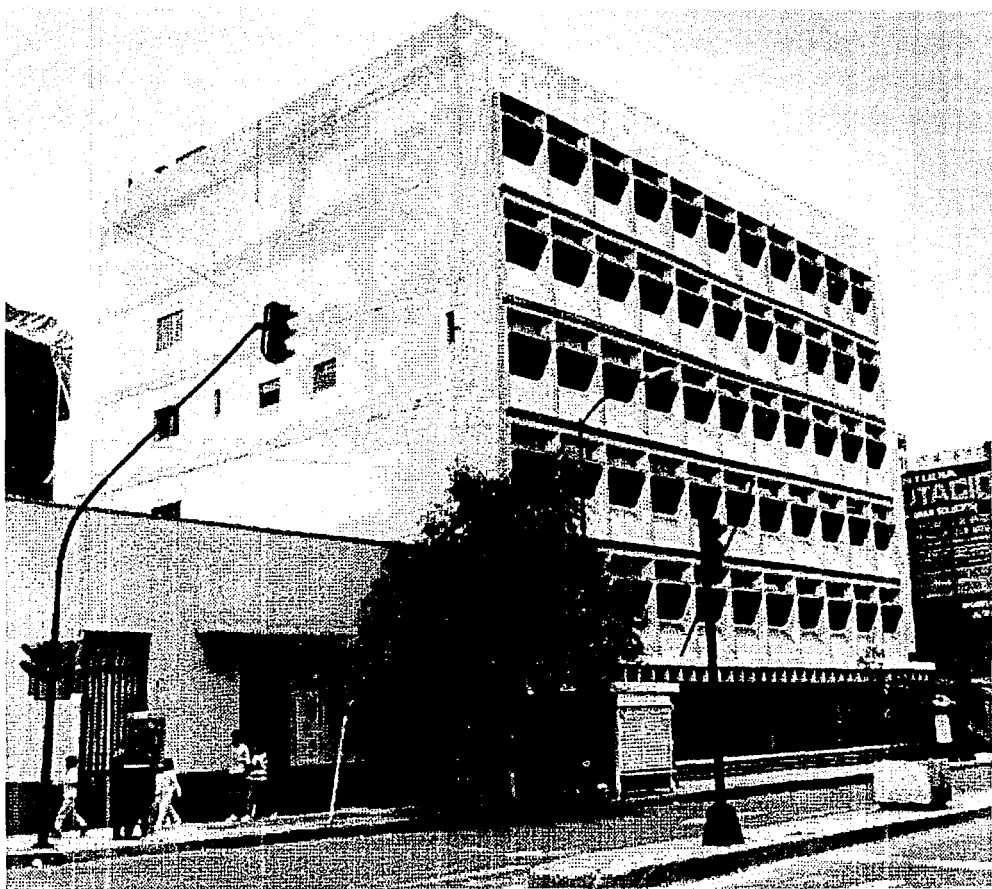


FOTO 1



FOTO 2

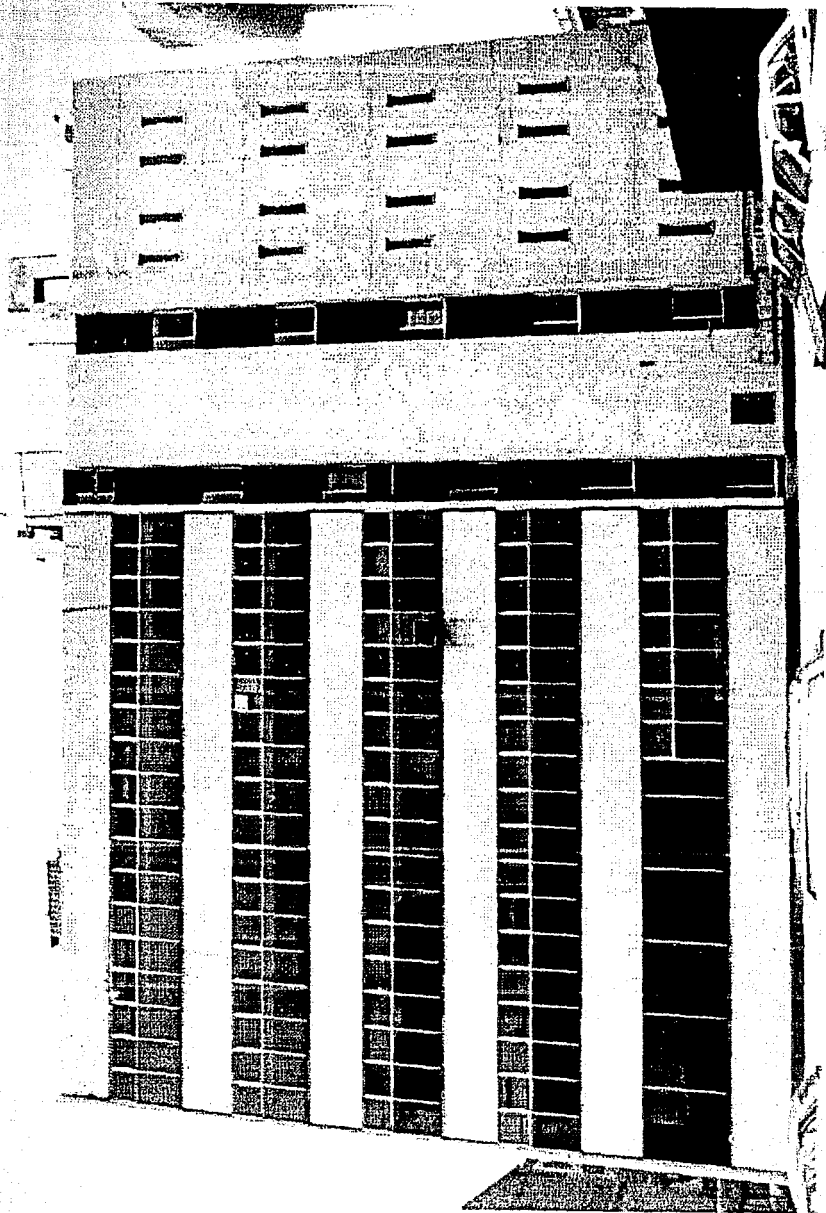


FOTO 3



FOTO 4

TABLA 3.2.1 CALCULO DE CARGAS POR UNIDAD DE AREA EN CADA NIVEL

NIVEL TECHO DE CASETA Y AZOTEA

1) losa de concreto h = 10 cm	2400 x 0.1 = 240.00 kg/m ²
2) carga adicional por firme	= 20.00
3) recubrimiento e impermeabilización	= 50.00
4) firme de 3 cm	2300 x 0.03 = 69.00
5) lámparas e instalaciones	= 40.00
	CM (azotea, caseta) = 419.00 kg/m ²
	CV instantánea = 70.00
	<u>TOTAL = 489.00 kg/m²</u>

NIVELES 1,2,3,4,5 (OFICINAS)

1) losa de concreto h = 10 cm	= 240.00 kg/m ²
2) carga adicional por firme	= 20.00
3) carga adicional por losa	= 20.00
4) firme de mortero, 3cm	= 69.00
5) lámparas e instalaciones	= 40.00
6) muros divisorios	= 100.00
	CM (oficinas) = 489.00 kg/m ²
	CV instantánea = 180.00
	<u>TOTAL = 669.00 kg/m²</u>

NIVEL DE ACCESO

1) losa de concreto h = 10 cm	= 240.00 kg/m ²
2) carga adicional por firme	= 20.00
3) carga adicional por losa	= 20.00
4) firme de mortero 3 cm	= 69.00
5) lámparas e instalaciones	= 40.00
	CM (acceso) = 371.00 kg/m ²
	CV instantánea = 150.00
	<u>TOTAL = 521.00 kg/m²</u>

TABLA 3.2.1 (CONTINUACION)

NIVEL MEZANINE

a)	1) losa de concreto h = 8 cm	$2400 \times 0.08 = 192.00 \text{ kg/m}^2$
	2) carga adicional por firme	= 20.00
	3) carga adicional por losa	= 20.00
	4) firme de mortero 3 cm	= 69.00
	5) lámparas e instalaciones	= 40.00
	CM (mezzanine 8)	= 341.00 kg/m^2
b)	1) losa de concreto h = 25 cm	$2400 \times 0.25 = 600.00 \text{ kg/m}^2$
	2) carga adicional por firme	= 20.00
	3) carga adicional por losa	= 20.00
	4) firme de mortero 3 cm	= 69.00
	5) lámparas e instalaciones	= 40.00
	CM (mezzanine 25)	= 749.00 kg/m^2
c)	1) losa de concreto h = 36 cm	$2400 \times 0.36 = 864.00 \text{ kg/m}^2$
	2) carga adicional por firme	= 20.00
	3) carga adicional por losa	= 20.00
	4) firme de mortero 3 cm	= 69.00
	5) lámparas e instalaciones	= 40.00
	CM (mezzanine 36)	= 1013.00 kg/m^2
	CV instantánea	= 150.00
	<u>TOTAL (h = 8 cm)</u>	<u>= 491.00 kg/m^2</u>
	<u>TOTAL (h = 25 cm)</u>	<u>= 899.00 kg/m^2</u>
	<u>TOTAL (h = 36 cm)</u>	<u>= 1163.00 kg/m^2</u>

TABLA 3.2.1 (CONTINUACION)

NIVEL ANDENES SUPERIOR

1) losa de concreto h = 20 cm	$2400 \times 0.2 = 480 \text{ kg/m}^2$
2) carga por firme	= 20.00
3) carga adicional por losa	= 20.00
4) firme de mortero 3 cm	= 69.00
CM (andenes sup.)	= 589.00 kg/m^2
CV instantánea	= 150.00
TOTAL	= 739.00 kg/m^2

NIVEL ANDENES INFERIOR

a) 1) losa de concreto h = 35 cm	$2400 \times 0.35 = 840.00 \text{ kg/m}^2$
2) carga adicional por firme	= 20.00
3) carga adicional por losa	= 20.00
4) firme de mortero 3 cm	= 69.00
CM (andenes inf.)	= 949.00 kg/m^2
CV instantánea	= 150.00
TOTAL (h = 35 cm)	= 1099.00 kg/m^2
b) 1) losa de concreto h = 40 cm	$2400 \times 0.40 = 960.00 \text{ kg/m}^2$
2) carga adicional por firme	= 20.00
3) carga adicional por losa	= 20.00
4) firme de mortero 3 cm	= 69.00
CM (andenes inf.)	= 1069.00 kg/m^2
CV instantánea	= 150.00
TOTAL (h = 40 cm)	= 1219.00 kg/m^2

NIVEL	AREA (m ²)	W (ton)	m (t-s ² /cm)	m _r	X _m (cm)	Y _m (cm)
N-CAS	37.80	33.881	0.034537	2178.42	960.00	1015.00
N-AZO	619.44	479.407	0.488692	545726.43	1070.00	1485.00
N - 5	619.44	621.974	0.633993	707985.27	1070.00	1485.00
N - 4	619.44	629.329	0.641426	716285.76	1070.00	1485.00
N - 3	619.44	643.879	0.656350	732951.51	1070.00	1485.00
N - 2	619.44	653.803	0.666466	744248.14	1070.00	1485.00
N - 1	619.44	708.142	0.721857	806103.73	1070.00	1485.00
N-ACC	656.92	727.80	0.741900	844232.74	1335.84	1463.952
N-MEZ	674.28	1231.91	1.237425	1408107.3	1364.31	1470.42
N-ANS	674.28	1762.18	1.796308	2044078.8	856.44	1772.18
N-ANI	674.28	1437.73	1.465578	1667730.0	1304.65	1485.43

$$W_T = 8912.02 \text{ ton}$$

TABLA 3.2.2 CALCULO DE MASAS TRASLACIONAL, ROTACIONAL Y CENTROS DE MASA.

T (s)	Q = 1 S_A/g	Q = 2 S_A/g
0.0	0.15	0.15
0.1	0.225	0.1929
0.2	0.3	0.225
0.3	0.375	0.25
0.4	0.45	0.27
0.5	0.525	0.286
0.6	0.6	0.3
3.9	0.6	0.3
4.0	0.585	0.2925
4.2	0.5571	0.2786
4.4	0.5318	0.2659
4.6	0.5087	0.2543

TABLA 3.2.3.a ESPECTRO DE DISEÑO RCDF-87

T_1 (s)	GRUPO A S_A/g	GRUPO B S_A/g
0.0	0.04	0.052
1.0	0.08	0.104
2.5	0.08	0.104
2.7	0.07385	0.096
2.9	0.06923	0.090
3.1	0.06462	0.084

TABLA 3.2.3.b ESPECTRO DE DISEÑO RCDF-66.

NIVEL	ENTREPISO	Δ_h (m)	h_1 (m)	w_1	$w_1 h_1$	F_1 (ton)	V_1 (ton)
N-CAS	11	2.325	33.222	33.8812	1125.601	29.37	29.37
N-AZO	10	3.45	30.897	479.4071	14812.241	386.51	415.88
N-5	9	3.45	27.447	621.947	17070.579	445.44	861.32
N-4	8	3.45	23.997	629.329	15102.008	394.07	1255.392
N-3	7	3.45	20.547	643.879	13229.782	345.218	1600.61
N-2	6	3.45	17.097	653.803	11178.07	291.681	1892.291
N-1	5	3.95	13.647	708.142	9664.014	252.173	2144.464
N-ACC	4	3.547	9.697	727.80	7057.477	184.157	2328.621
N-MEZ	3	3.70	6.15	1213.914	7465.571	194.807	2523.428
N-ANS	2	1.45	2.45	1762.178	4317.336	112.657	2636.085
N-ANI	1	1.0	1.0	1437.732	1437.732	37.516	2673.601

$$\Sigma = 8912.02 \quad \Sigma = 102460.41$$

$$F_1 = \frac{w_1 h_1}{\Sigma w_1 h_1} V_b$$

$$V_b = \frac{C}{Q} \Sigma w_1 \quad V_b = \frac{1.5 \times 0.40}{2} \times 8912.02 = 2673.606 \text{ ton}$$

TABLA 3.4.1 CALCULO DE FUERZAS SISMICAS ESTATICAS EQUIVALENTES.

MODO	PERIODO, T_1 (s)			DIRECCION DOMINANTE
	EMPOTRADO	INTERACCION	MEDIDO	
1	0.927	0.984	0.98 ± 0.02	traslación N-S (dir Y)
2	0.784	0.863	0.88 ± 0.01	traslación E-W (dir X)
3	0.577	0.605	0.58 ± 0.02	torsión (θ)
4	0.333	0.408		traslación N-S (dir Y)
5	0.281	0.389		traslación E-W (dir X)
6	0.210	0.301		traslación N-S (dir Y)

TABLA 3.4.2 COMPARACION DE PERIODOS CALCULADOS Y MEDIDOS.

NIVEL	DESPLAZAMIENTO (cm) (dirección transversal)				
	ESTATICO X-87	DINAMICOS(X)			
		EMPOTRADO X-87	INTERACCION X-87	INTERACCION X-66	INTERACCION SCT-X
N-CAS	32.94	6.37	18.55	3.00	8.04
N-AZO	30.22	5.69	16.74	2.70	7.27
N-5	27.62	5.09	15.23	2.46	6.61
N-4	24.08	4.29	13.19	2.13	5.72
N-3	19.59	3.25	10.60	1.71	4.60
N-2	14.49	2.15	7.88	1.27	3.42
N-1	9.93	1.20	5.49	0.88	2.40
N-ACC	4.79	0.16	2.92	0.46	1.29
N-MEZ	4.03	0.02	2.54	0.39	1.13
N-ANS	3.83	0.00	2.43	0.38	1.09
N-ANI	3.76	0.00	2.39	0.37	1.07

TABLA 3.4.3.a DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS EN DIRECCION X (DINAMICOS Y ESTATICO).

NIVEL	DESPLAZAMIENTO (cm) (dirección longitudinal)				
	ESTATICO Y-87	DINAMICOS (Y)			
		EMPOTRADO Y-87	INTERACCION Y-87	INTERACCION Y-66	INTERACCION SCT-Y
N-CAS	38.88	7.45	20.78	3.56	8.54
N-AZO	37.40	7.00	19.70	3.37	8.10
N-5	34.10	6.26	17.83	3.06	7.32
N-4	29.56	5.25	15.30	2.62	6.28
N-3	23.56	3.93	12.06	2.06	4.96
N-2	16.95	2.51	8.59	1.46	3.55
N-1	11.22	1.32	5.66	0.95	2.36
N-ACC	5.20	0.12	2.74	0.44	1.18
N-MEZ	4.40	0.02	2.43	0.39	1.05
N-ANS	3.94	0.00	2.23	0.36	0.97
N-ANI	3.79	0.00	2.16	0.34	0.94

TABLA 3.4.3.b DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS EN DIRECCION Y (DINAMICOS Y ESTATICO).

ENTRE- PISO	ESTATICO X-87	DINAMICO (X) (transversal)		
		INTERACCION	INTERACCION	INTERACCION
		X-87	X-66	SCT-X
N-CAS	11.676	9.262	1.477	4.03
N-AZO	7.512	4.688	0.738	2.068
N-5	10.256	6.246	0.992	2.753
N-4	13.386	7.946	1.268	3.476
N-3	14.47	8.256	1.327	3.593
N-2	13.204	7.232	1.168	3.139
N-1	13.014	6.936	1.121	3.009
N-ACC	2.138	1.153	0.186	0.501
N-MEZ	0.548	3.108	0.049	0.136
N-ANS	0.461	2.546	0.041	0.112
N-ANI	0.00	0.00	0.00	0.00

ENTRE- PISO	ESTATICO Y-87	DINAMICO (Y) (longitudinal)		
		INTERACCION	INTERACCION	INTERACCION
		Y-87	Y-87	SCT-Y
N-CAS	6.432	4.99	0.839	2.08
N-AZO	9.56	5.948	0.973	2.538
N-5	13.168	7.906	1.315	3.329
N-4	17.37	9.988	1.685	4.156
N-3	19.172	10.51	1.794	4.332
N-2	16.606	8.834	1.515	3.628
N-1	15.228	7.93	1.357	3.261
N-ACC	2.262	0.956	0.158	0.404
N-MEZ	1.245	0.552	0.091	0.235
N-ANS	1.052	0.495	0.082	0.210
N-ANI	0.00	0.00	0.00	0.00

• VALORES POR (10⁻³)

TABLA 3.4.4 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO.

ENTRE- PISO	ESTATICO X-87	DINAMICO (X) (transversal)			
		EMPOTRADO	INTERACCION	INTERACCION	INTERACCION
		X-87	X-87	X-66	SCT-X
N-CAS	29.57	15.15	19.33	6.02	17.16
N-AZO	417.8	20.35	264.7	82.50	235.00
N-5	867.10	40.99	534.8	168.40	471.90
N-4	1267.00	582.80	754.5	240.00	661.60
N-3	1618.00	718.20	922.70	296.10	804.50
N-2	1912.00	812.8	1046.00	337.50	909.10
N-1	2169.00	874.50	1147.00	370.30	995.60
N-ACC	2333.00	875.50	1197.00	385.60	1041.00
N-MEZ	2525.00	875.70	1310.00	418.00	1146.00
N-ANS	2638.00	875.60	1515.00	474.30	1341.00
N-ANI	2841.00	875.60	1813.00	558.90	1620.00

ENTRE- PISO	ESTATICO Y-87	DINAMICO (Y) (longitudinal)			
		EMPOTRADO	INTERACCION	INTERACCION	INTERACCION
		Y-87	Y-87	Y-66	SCT-Y
N-CAS	29.48	13.29	18.06	5.79	15.66
N-AZO	418.30	186.00	257.00	82.69	221.10
N-5	868.80	373.80	506.50	166.30	430.80
N-4	1271.00	530.70	700.50	234.30	587.10
N-3	1624.00	652.40	845.40	286.70	700.60
N-2	1918.00	734.80	951.30	324.50	784.80
N-1	2173.00	787.20	1039.00	353.90	858.20
N-ACC	2334.00	783.30	1079.00	365.50	895.40
N-MEZ	2527.00	785.10	1183.00	394.40	993.70
N-ANS	2640.00	785.10	1365.00	443.10	1170.00
N-ANI	2842.00	785.10	1629.00	517.80	1417.00

UNIDADES : TON

TABLA 3.4.5 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO.

CASO	ANALISIS (Nomenclatura)	RESISTENCIA (en t-m)			
		EJE C		EJE 8	
		FLEXION POSITIVA	FLEXION NEGATIVA	FLEXION POSITIVA	FLEXION NEGATIVA
I	EN-EPP-SC-VR-SA	53.20	70.23	61.81	81.52
II	EN-EPD-CC-VR-CA	72.41	97.09	85.16	116.30
III	EN-EPD-CC-VT-CA	90.03	97.09	103.55	116.30
IV	EP-EPD-CC-VR-CA	79.82	109.42	93.61	131.58
V	EP-EPD-CC-VT-CA	97.06	109.42	111.64	131.58

TABLA 4.1.1 COMPARACION DE RESISTENCIAS A FLEXION DE LA VIGA TIPO DEL EJE C Y EJE 8, PARA LAS DIFERENTES CONDICIONES DE SOBRE-RESISTENCIA.

NIVEL	CASOS							
	1		2		3		4	
	+	-	+	-	+	-	+	-
N-CAS	7.208	6.050	7.483	8.346	11.770	11.998	7.335	8.614
N-AZO	7.060	5.938	7.355	8.212	11.642	11.909	7.220	8.484
N-5	6.350	5.313	6.751	7.476	11.085	11.329	6.676	7.797
N-4	5.396	4.492	5.930	6.513	10.290	10.434	5.933	7.068
N-3	4.148	3.423	4.849	5.353	8.959	8.937	4.950	6.028
N-2	2.797	2.347	3.663	4.078	6.843	6.716	3.821	4.661
N-1	1.598	1.357	2.595	2.904	4.176	4.066	2.665	3.129
N-ACC	0.413	0.353	1.528	1.722	1.483	1.520	1.514	1.644
N-MEZ	0.268	0.238	1.394	1.586	1.356	1.406	1.388	1.514
N-ANS	0.018	0.017	1.161	1.323	1.134	1.182	1.166	1.264
N-ANI	0.000	0.000	1.140	1.298	1.113	1.116	1.145	1.240

NIVEL	CASOS					
	5		6		7	
	+	-	+	-	+	-
N-CAS	7.253	8.500	7.198	8.530	7.296	8.473
N-AZO	7.135	8.366	7.080	8.394	7.172	8.333
N-5	6.574	7.645	6.516	7.679	6.548	7.584
N-4	5.800	6.818	5.732	6.838	5.779	6.699
N-3	4.758	5.735	4.692	5.728	4.706	5.568
N-2	3.607	4.437	3.581	4.396	3.545	4.268
N-1	2.568	3.066	2.579	3.030	2.541	2.995
N-ACC	1.519	1.689	1.525	1.692	1.527	1.171
N-MEZ	1.386	1.556	1.393	1.557	1.393	1.574
N-ANS	1.156	1.299	1.161	1.300	1.159	1.313
N-ANI	1.135	1.275	1.139	1.275	1.137	1.288

CASOS:

1. - ELAS (EMPOTRADO)
2. - ELAS (INTERACCION)
3. - INEL (INT-REC-EN)
4. - INEL (INT-SR-REC-EN)
5. - INEL (INT-SR-VT-EN)
6. - INEL (INT-SR-REC-EP)
7. - INEL (INT-SR-VT-EP)

TABLA 4.3.1.a DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS E INELASTICOS DEL ANALISIS PASO A PASO DEL EJE C (LONGITUDINAL).

NIVEL	CASOS							
	1		2		3		4	
	+	-	+	-	+	-	+	-
N-AZO	5.482	6.716	5.593	7.601	5.570	7.150	5.590	7.600
N-5	4.857	5.941	5.159	6.841	5.177	6.590	5.160	6.840
N-4	4.014	4.921	4.543	5.827	4.608	5.783	4.540	5.840
N-3	2.971	3.665	3.742	4.565	3.840	4.680	3.740	4.640
N-2	1.971	2.443	2.897	3.332	2.960	3.390	2.900	3.430
N-1	1.117	1.392	2.110	2.263	2.093	2.076	2.110	2.260
N-ACC	0.244	0.291	1.226	1.288	1.202	1.251	1.260	1.290
N-MEZ	0.118	0.127	1.081	1.133	1.062	1.104	1.080	1.130
N-ANS	0.009	0.009	0.911	0.960	0.897	0.540	0.910	0.960
N-ANI	0.003	0.003	0.869	0.918	0.857	0.896	0.870	0.920

NIVEL	CASOS					
	5		6		7	
	+	-	+	-	+	-
N-AZO	5.590	7.600	5.590	7.600	5.590	7.600
N-5	5.160	6.840	5.160	6.840	5.160	6.840
N-4	4.540	5.830	4.540	5.830	4.540	5.830
N-3	3.740	4.580	3.740	4.580	3.740	4.560
N-2	2.900	3.340	2.900	3.370	2.900	3.330
N-1	2.110	2.250	2.110	2.270	2.110	2.260
N-ACC	1.230	1.290	1.230	1.290	1.230	1.290
N-MEZ	1.081	1.130	1.081	1.130	1.081	1.130
N-ANS	0.910	0.960	0.910	0.960	0.910	0.960
N-ANI	0.870	0.920	0.870	0.920	0.870	0.920

CASOS:

- 1.- ELAS (EMPOTRADO)
- 2.- ELAS (INTERACCION)
- 3.- INEL (INT-REC-EN)
- 4.- INEL (INT-SR-REC-EN)
- 5.- INEL (INT-SR-VT-EN)
- 6.- INEL (INT-SR-REC-EP)
- 7.- INEL (INT-SR-VT-EP)

TABLA 4.3.1.b DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS E INELASTICOS DEL ANALISIS PASO A PASO DEL EJE 8 (TRANSVERSAL).

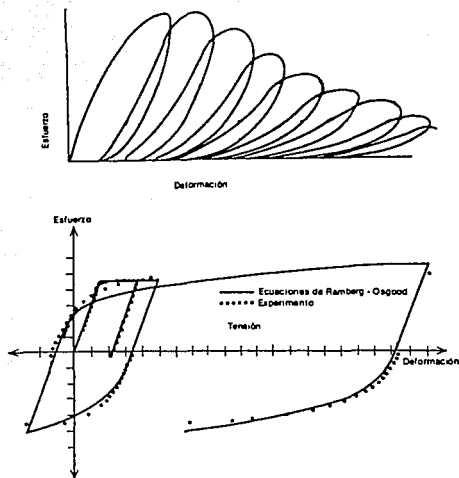


FIG 2.3.1.a CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS DEL CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO.

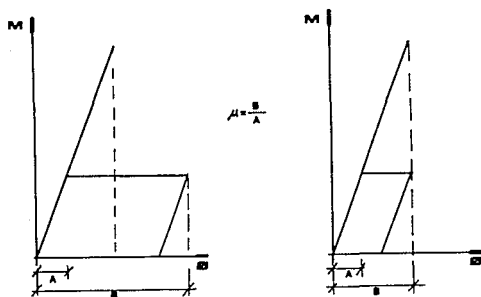


FIG 2.3.1.b DUCTILIDAD DE CURVATURA

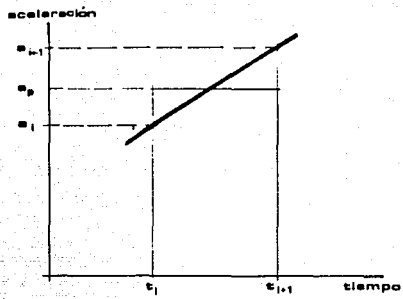


FIG 2.3.2.a INTEGRACION PASO A PASO POR ACELERACION CONSTANTE

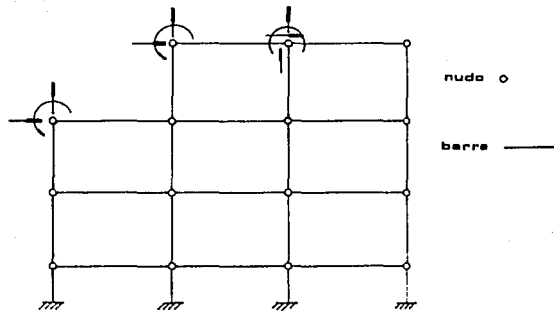
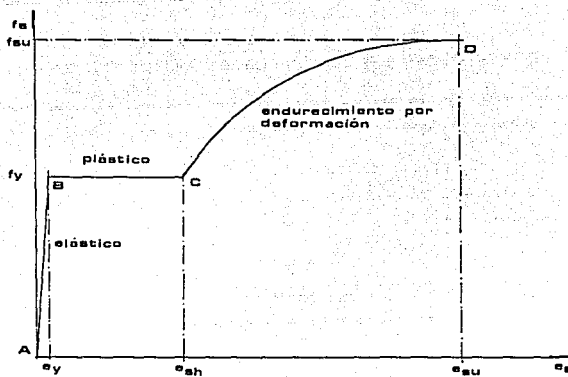
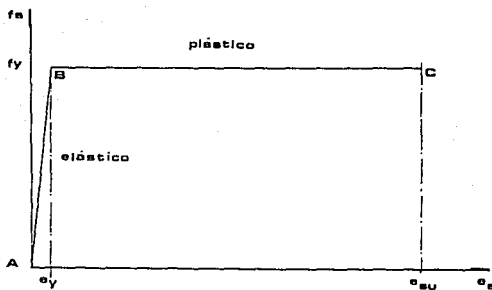


FIG 2.3.2.b MODELO DE ELEMENTOS DISCRETOS PARA EL DRAIN-2D

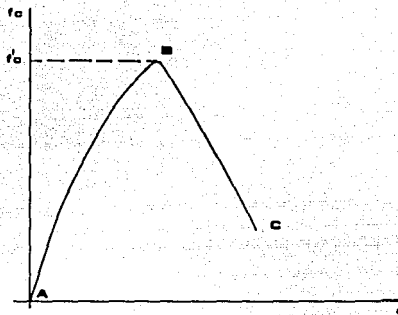


a) MODELO CON ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION

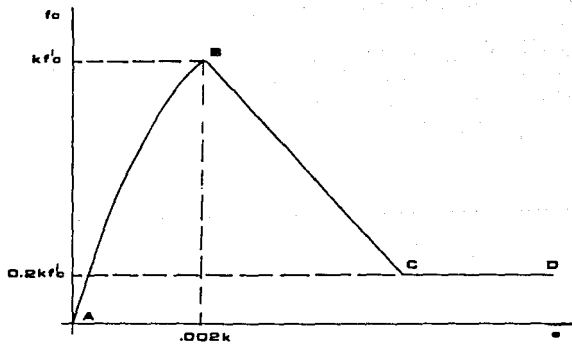


b) MODELO ELASTO-PLASTICO PERFECTO

FIG 2.4.1. CURVAS ESFUERZO DEFORMACION DEL ACERO



a) CONCRETO NO CONFINADO



b) CONCRETO CONFINADO, MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO

FIG 2.4.2 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION DEL CONCRETO

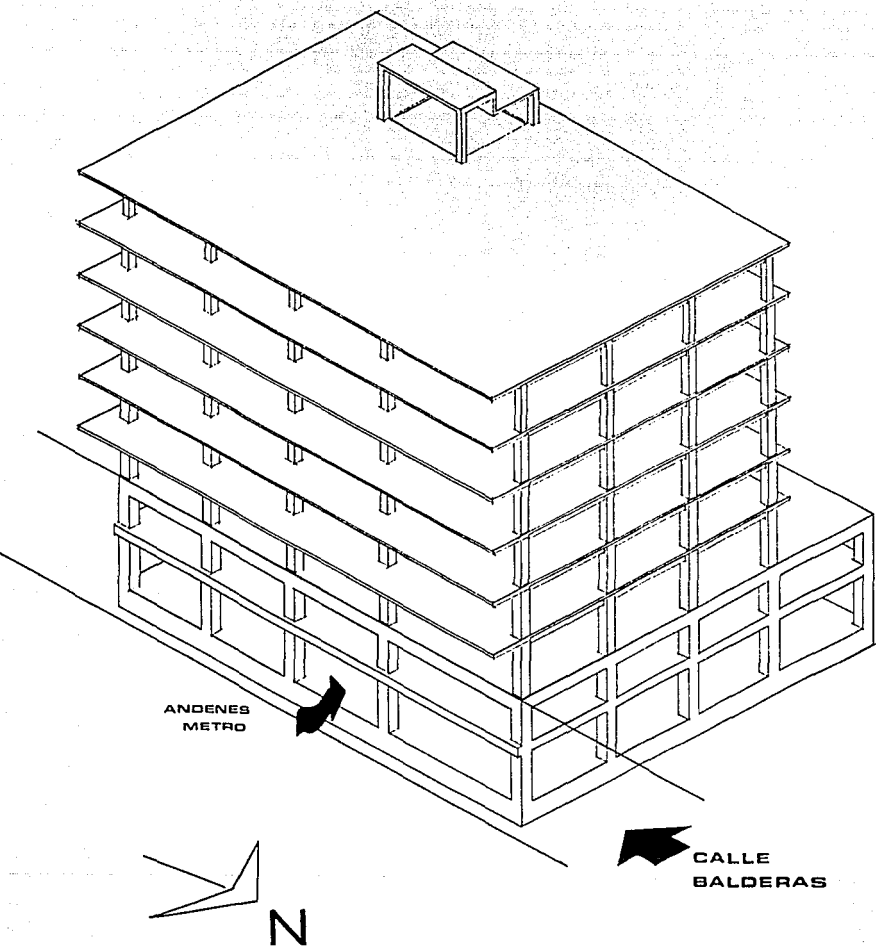


FIG 3.1.1 EDIFICIO PONIENTE DE ESTACION JUAREZ DEL METRO (ISOMETRICO)

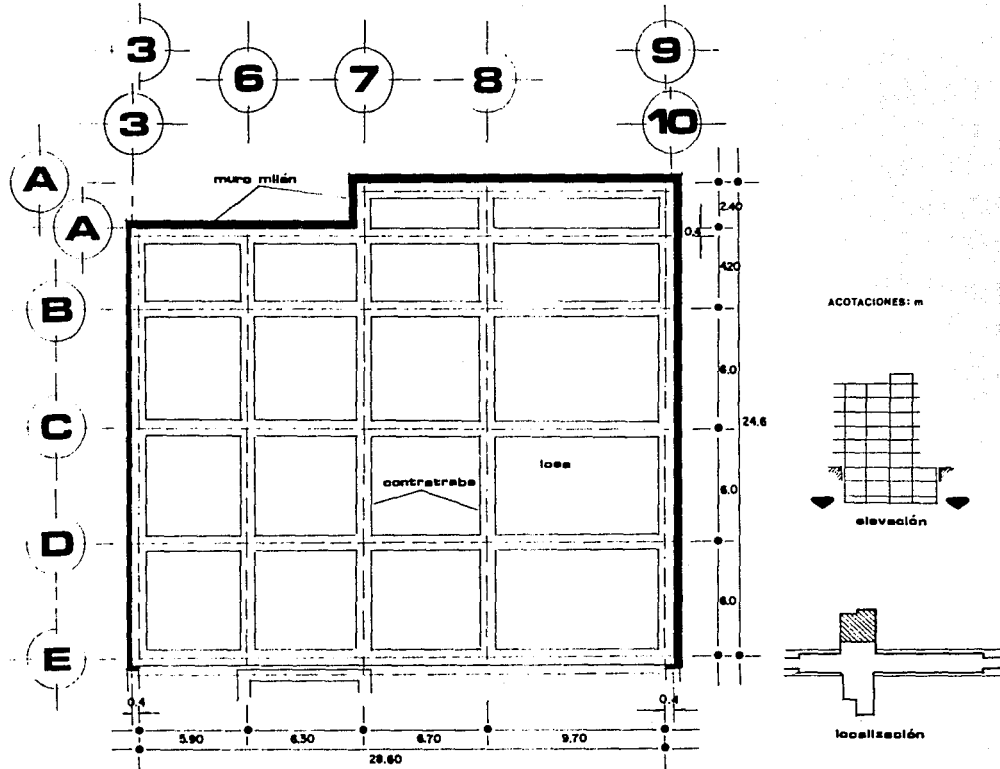


FIG 3.1.2 PLANTA DEL NIVEL CIMENTACION

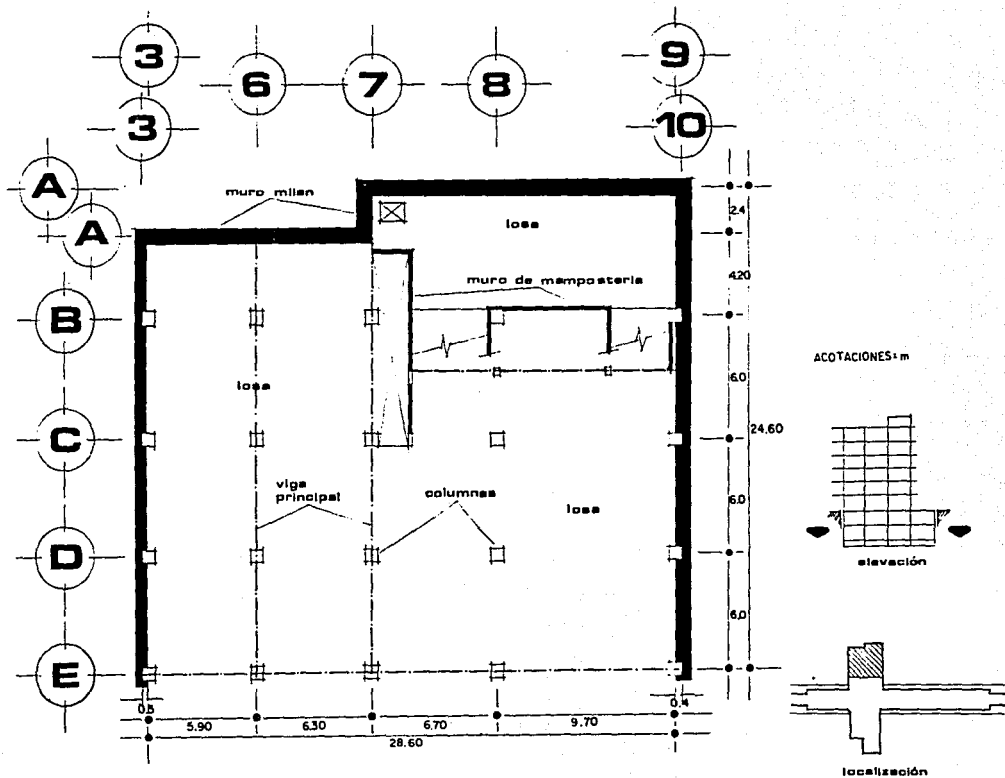


FIG 3.1.3 PLANTA DEL NIVEL MEZZANINE

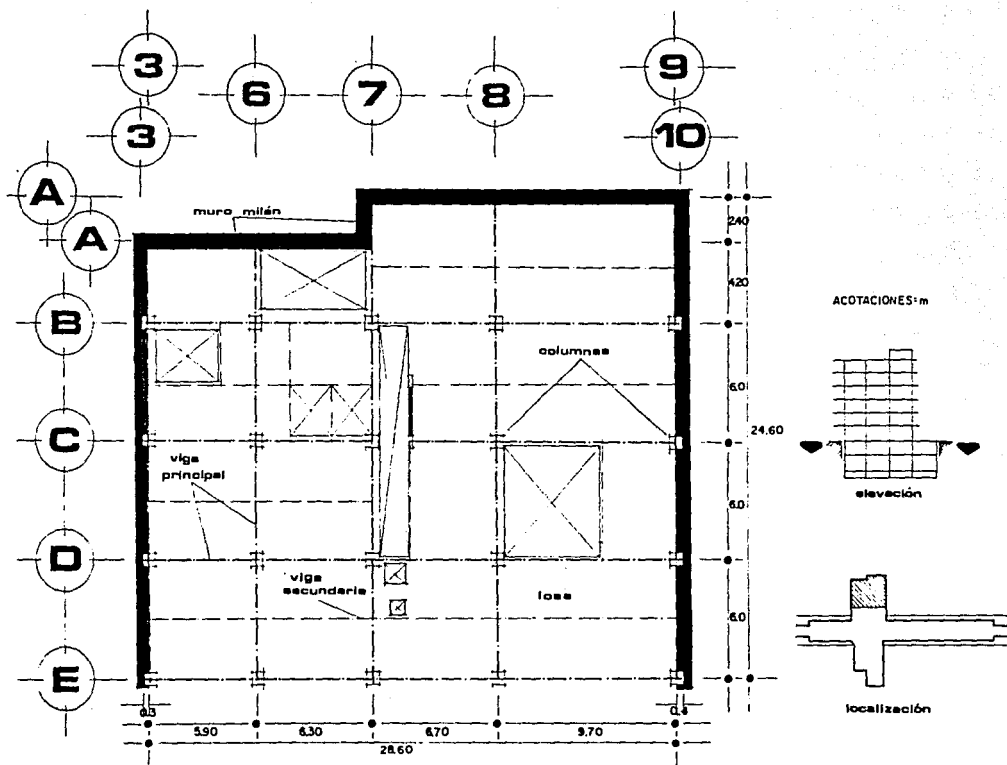


FIG 3.1.4 PLANTA DEL NIVEL ACCESO

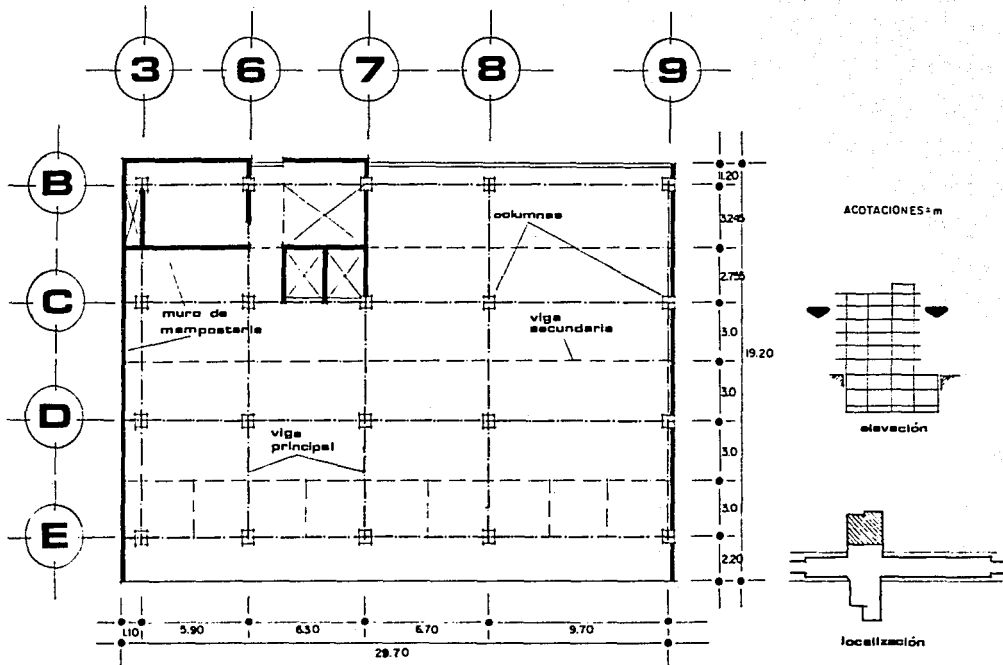


FIG 3.1.5 PLANTA DE LOS NIVELES 1 A 5

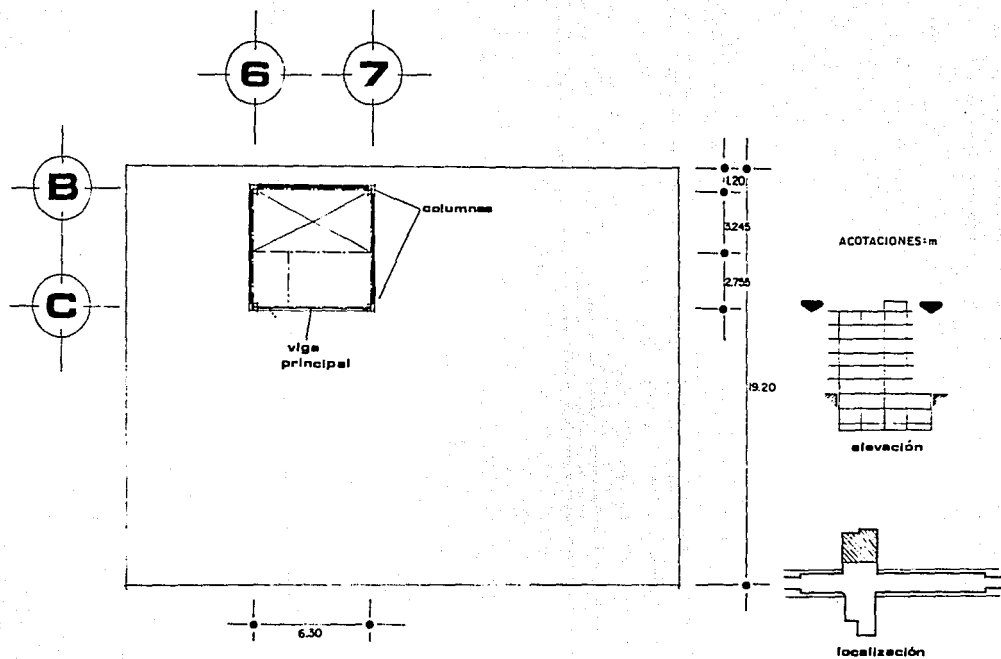


FIG 3.1.6 PLANTA DEL NIVEL DE CASETA

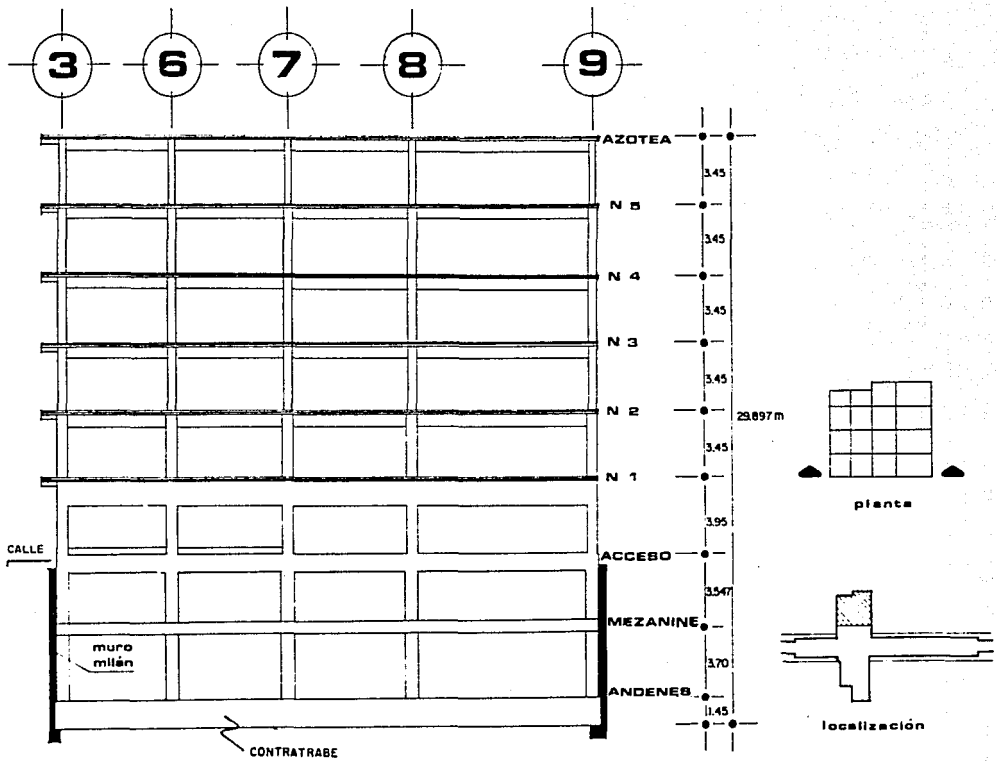


FIG 3.1.7 CORTE, EJE E

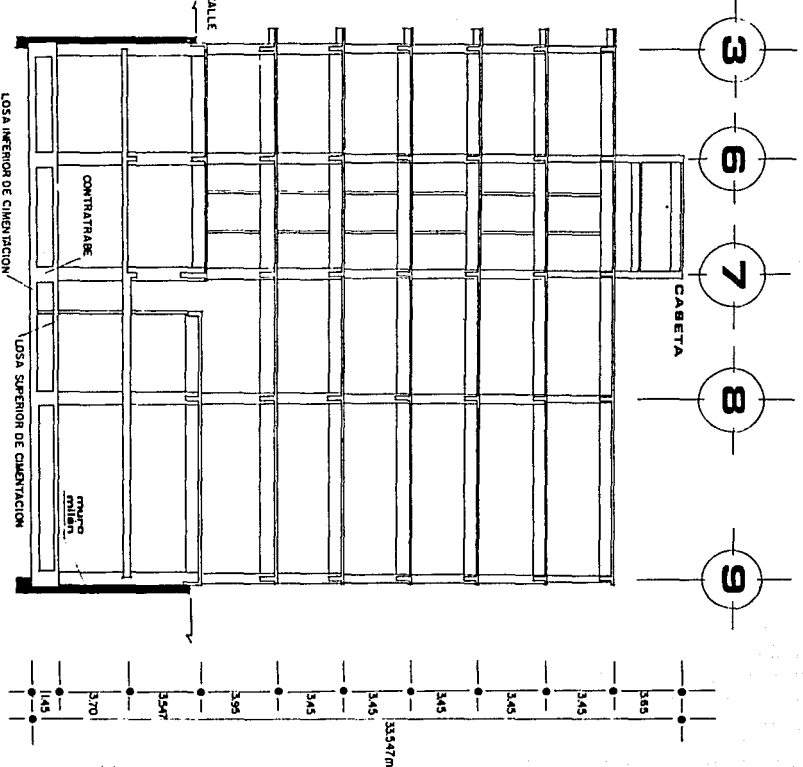
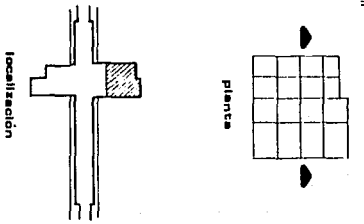


FIG 3.1.8 CORTE, EJE C



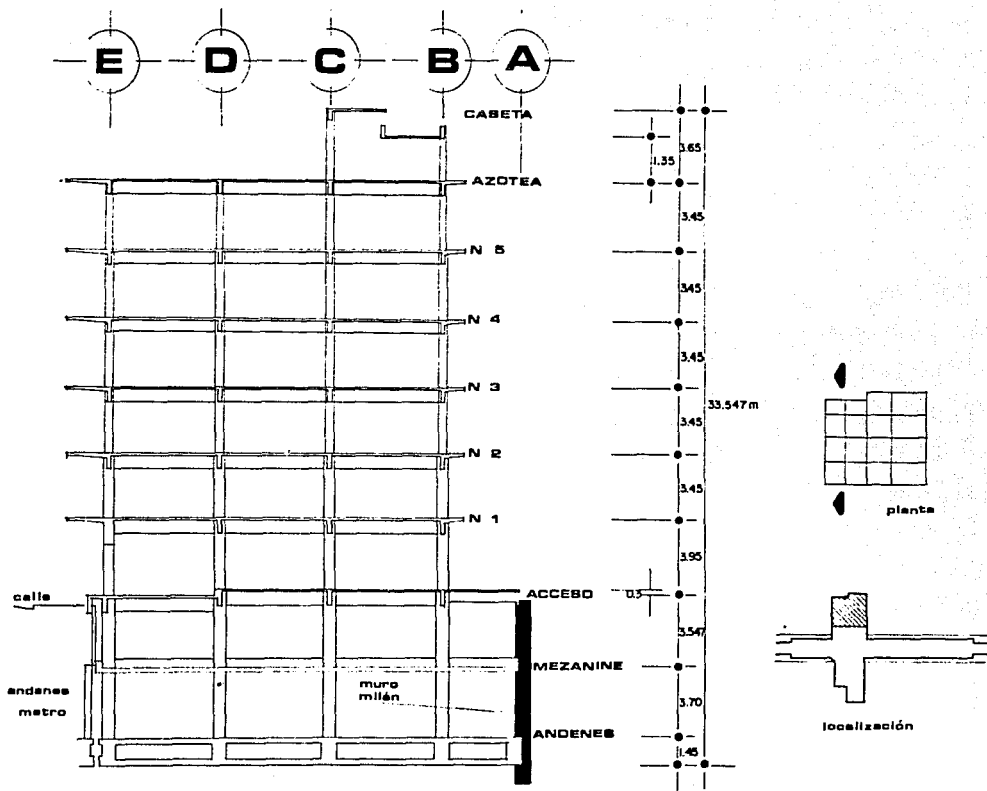


FIG 3.1.9 CORTE, EJE 6

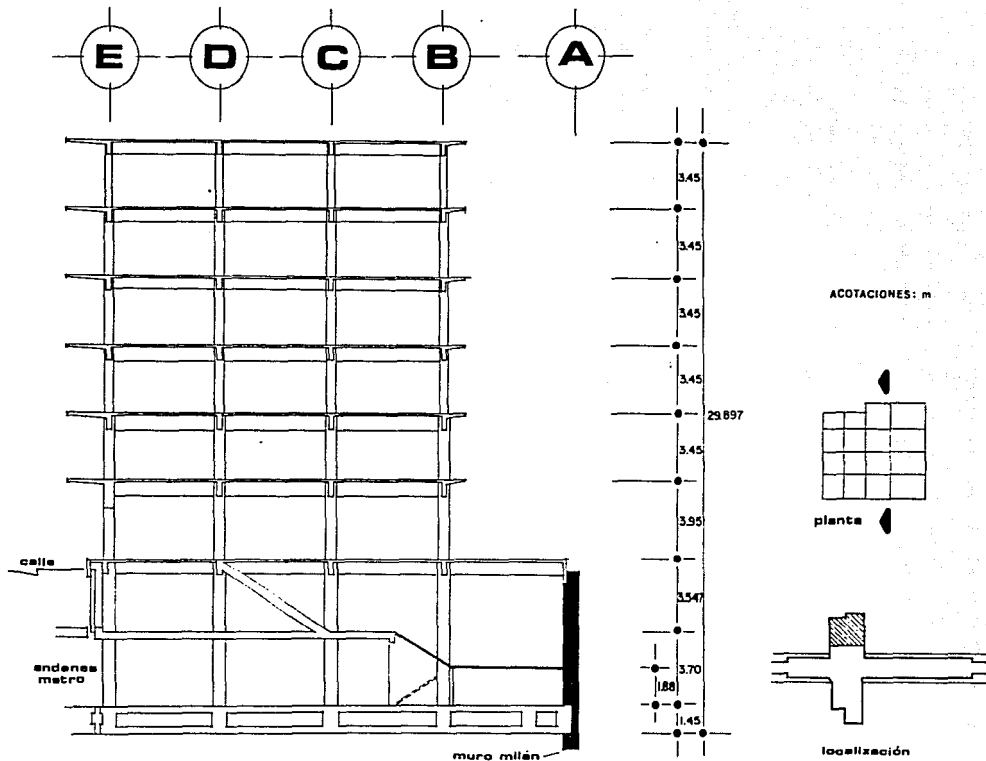


FIG 3.1.10 CORTE, EJE 8

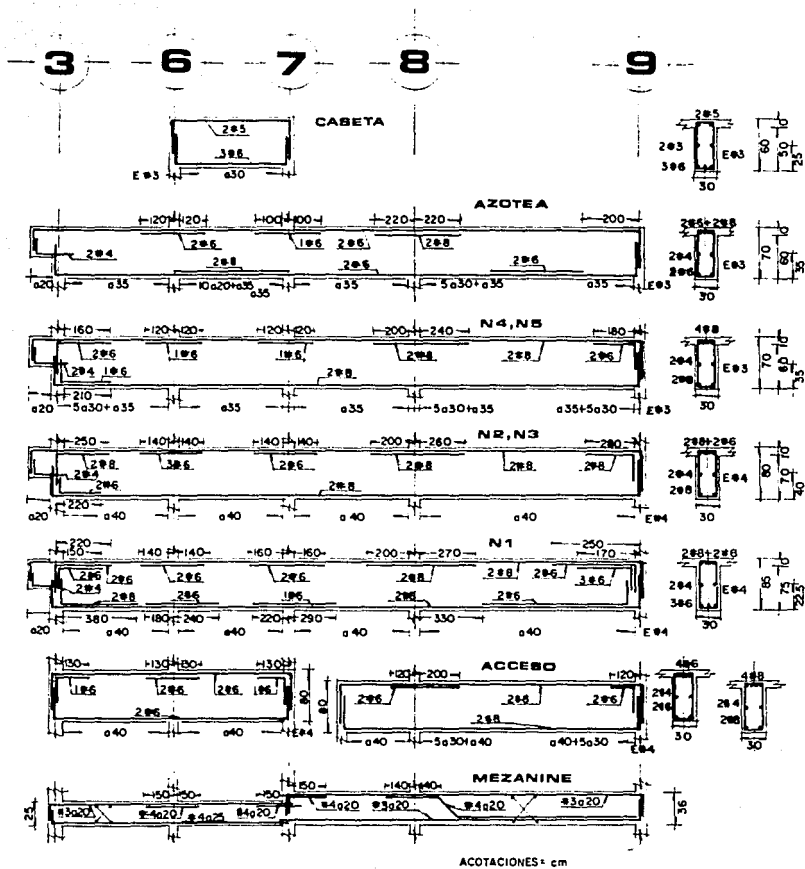


FIG 3.1.11 ARMADOS DE VIGAS Y LOSAS DEL EJE C

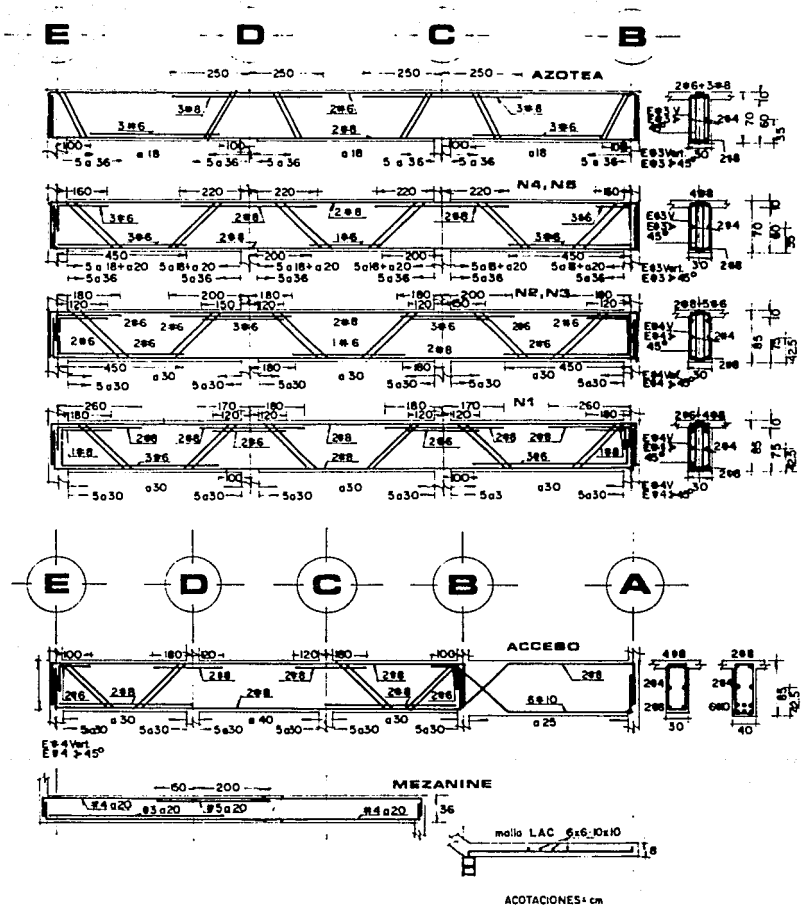


FIG 3.1.12 ARMADOS DE VIGAS Y LOSAS DEL EJE 8

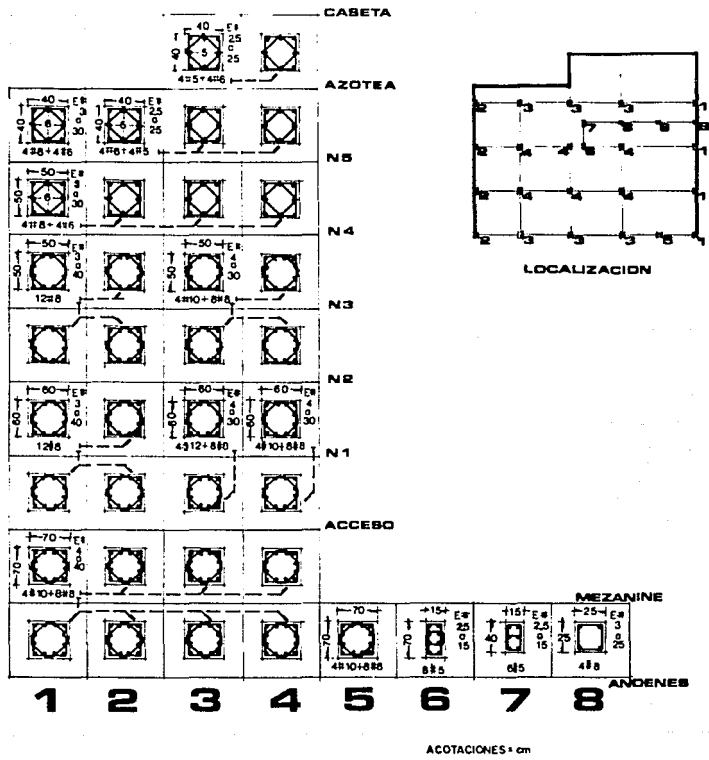


FIG 3.1.13 ARMADOS DE COLUMNAS

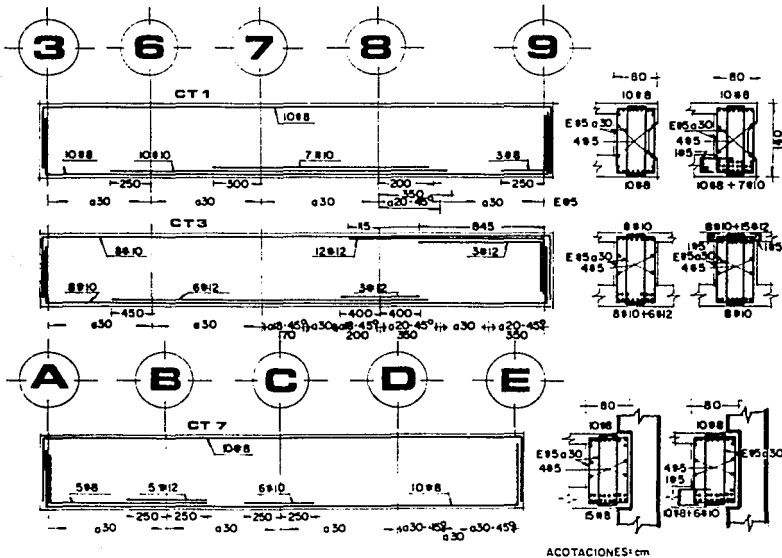
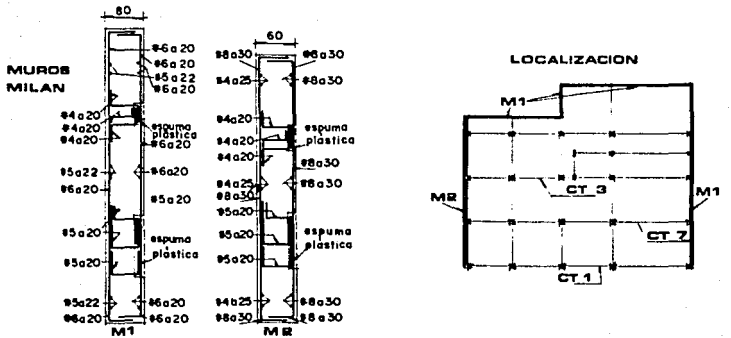


FIG 3.1.14 ARMADOS DE MUROS MILAN Y CONTRATRABES

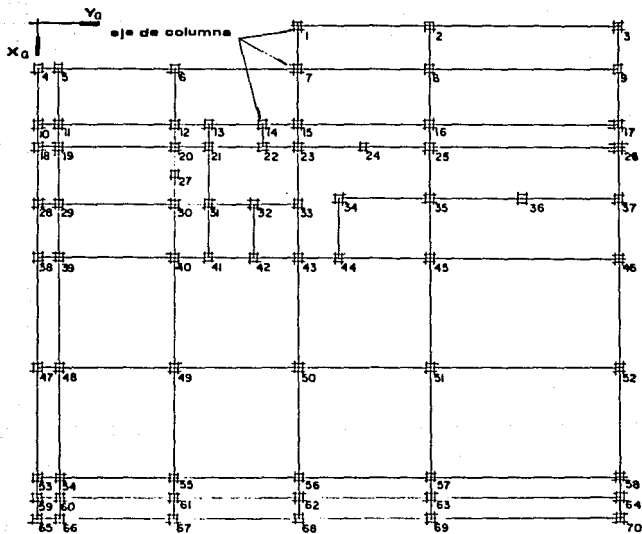


FIG 3.2.1.a UBICACION DE EJES DE COLUMNAS DEL MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS CON EL ETABS

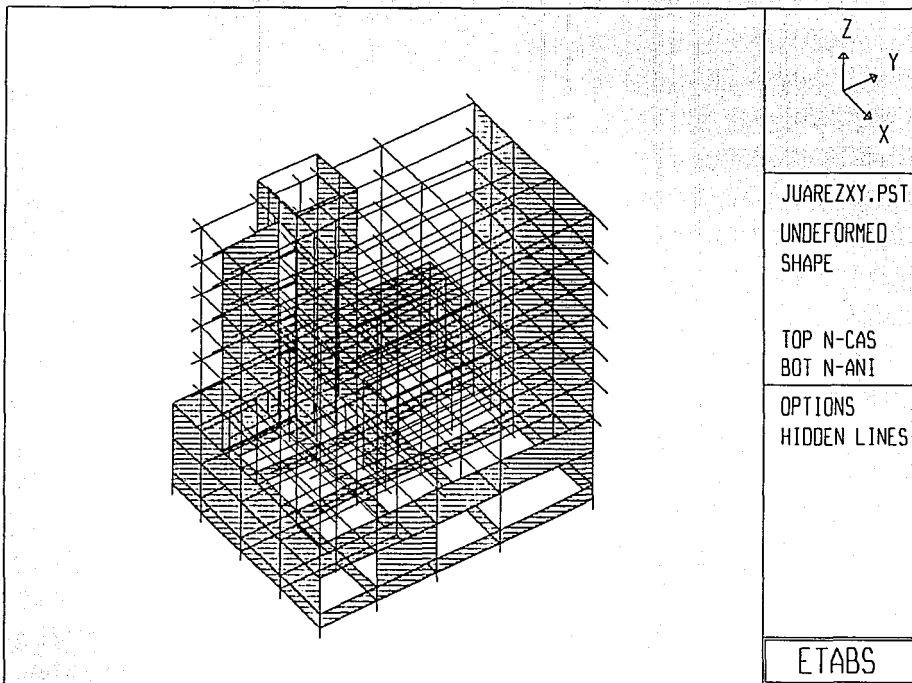


FIG 3.2.1.b MODELO MATEMATICO DEL ETABS, FACHADA PRINCIPAL

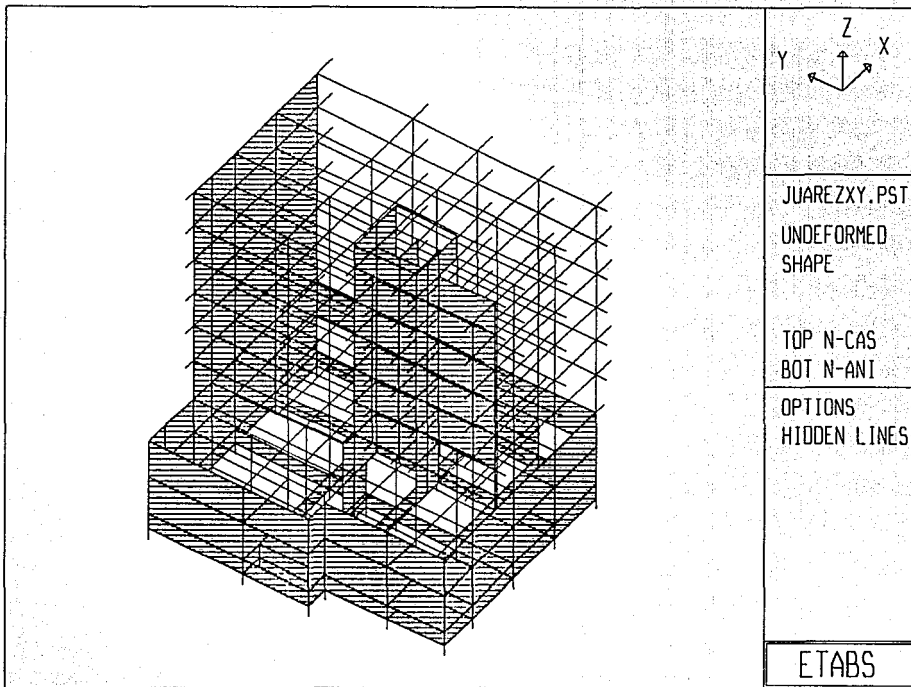


FIG 3.2.1.c MODELO MATEMATICO DEL ETABS, FACHADA POSTERIOR

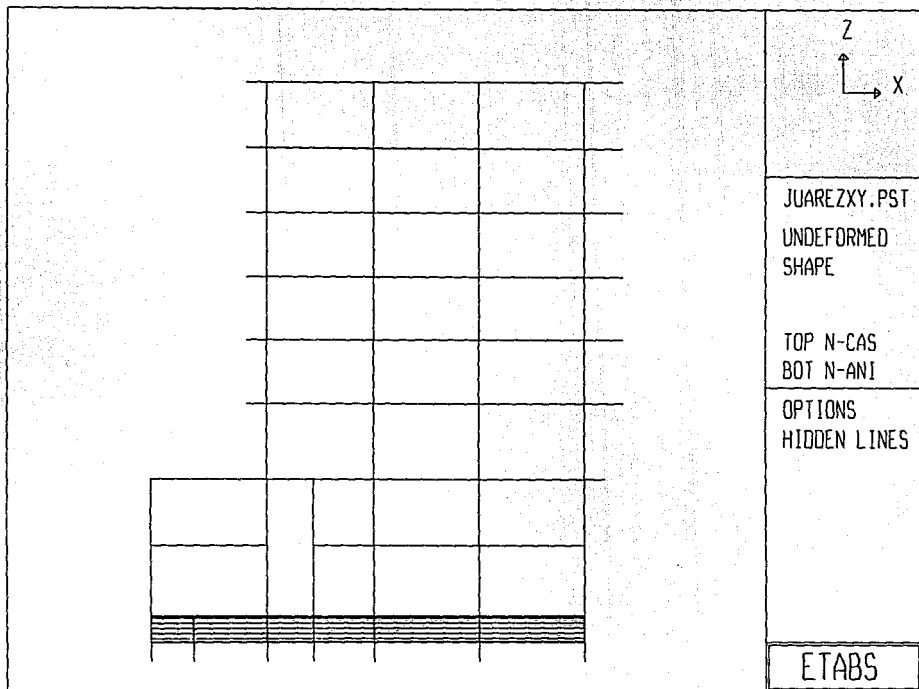


FIG 3.2.1.d EJE 8 PARA ETABS

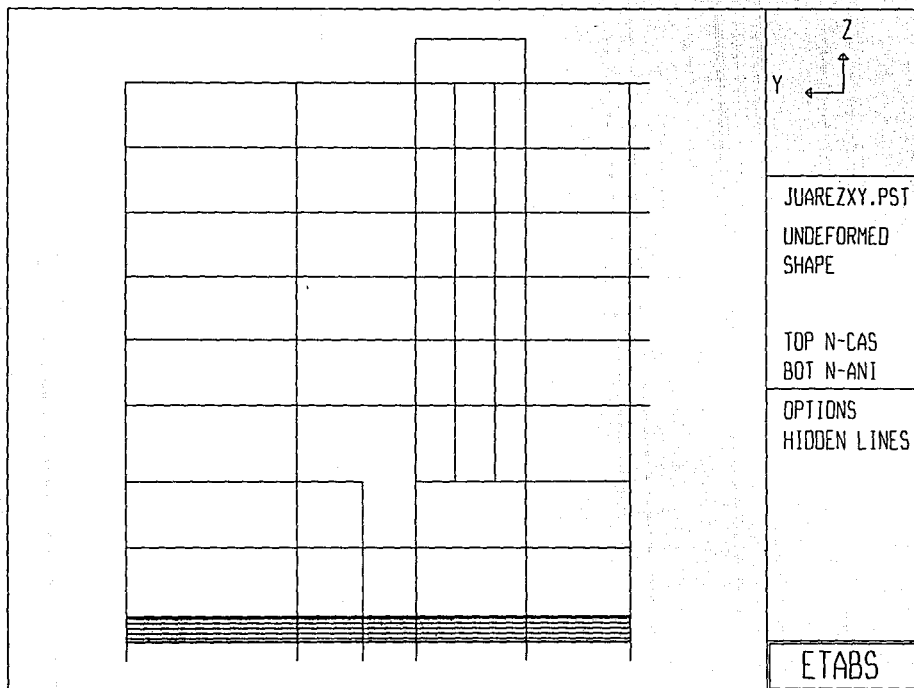


FIG 3.2.1.e EJE C PARA ETABS

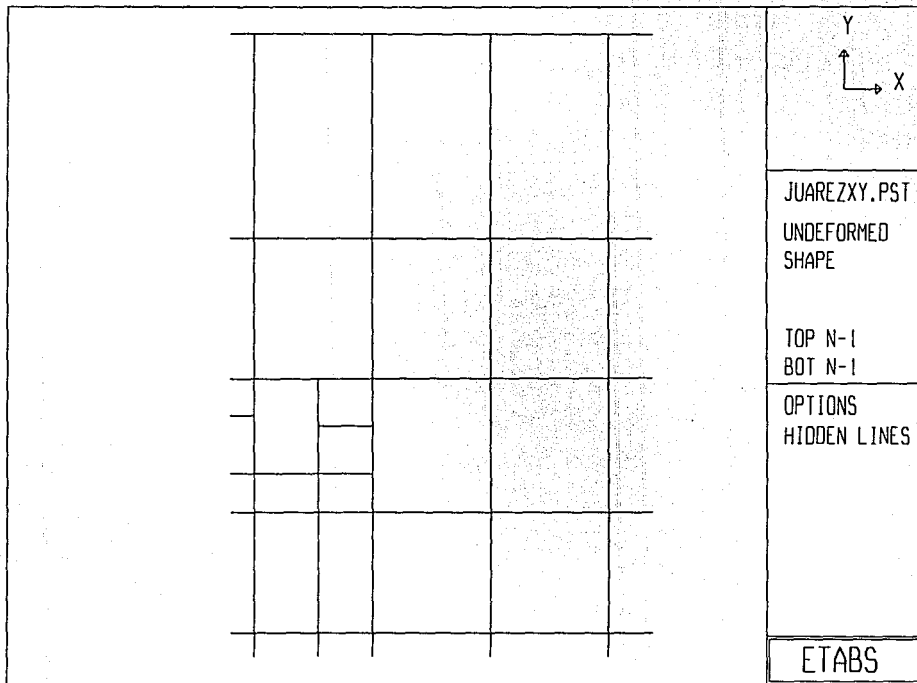


FIG 3.2.1.f VISTA EN PLANTA DEL NIVEL DE ACCESO PARA ETABS

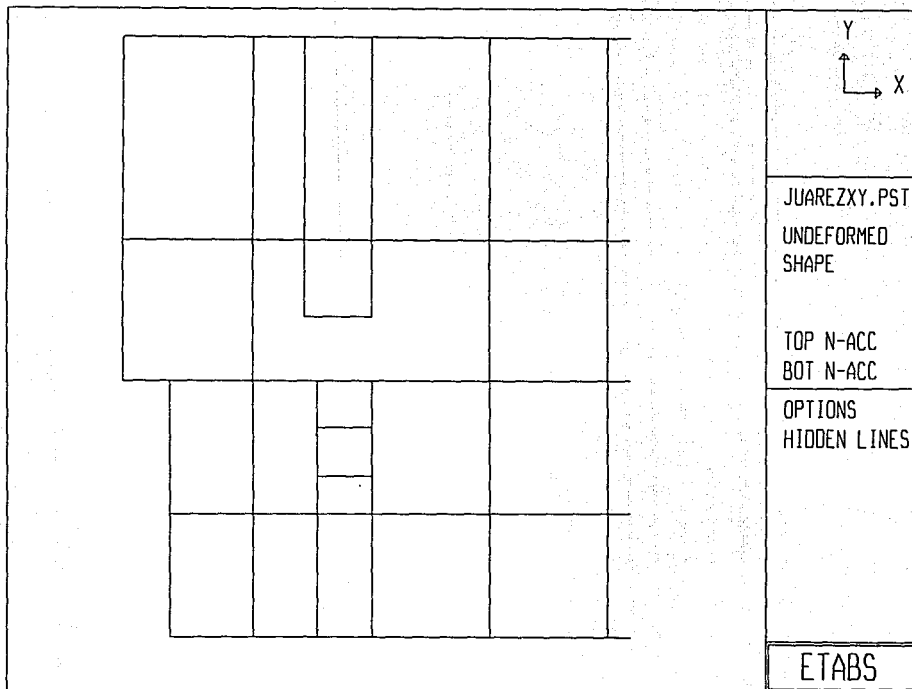


FIG 3.2.1.g VISTA EN PLANTA DEL NIVEL DE ACCESO PARA ETABS

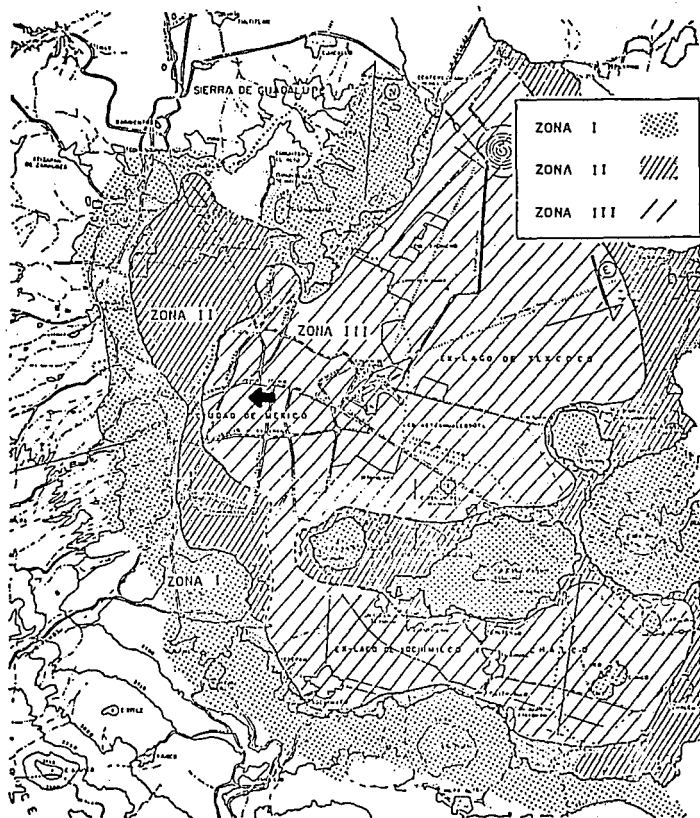


FIG 3.2.2 ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MEXICO Y UBICACION DEL EDIFICIO

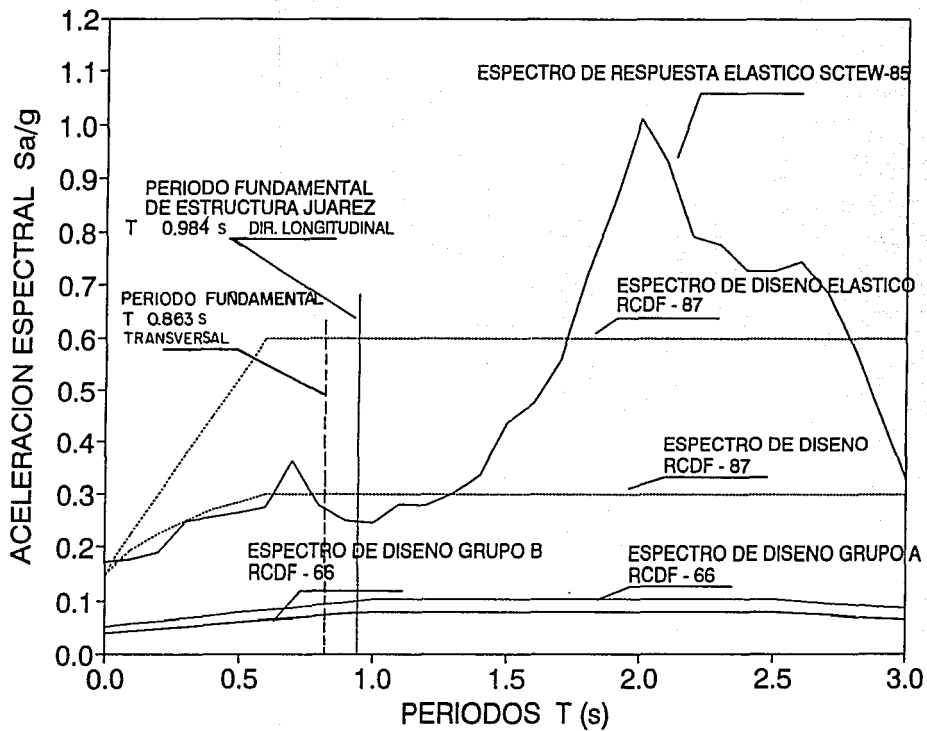


FIG 3.2.3 ESPECTROS DE RESPUESTA DE SCT EW Y DE DISENO RCDF-87 Y RCDF-66

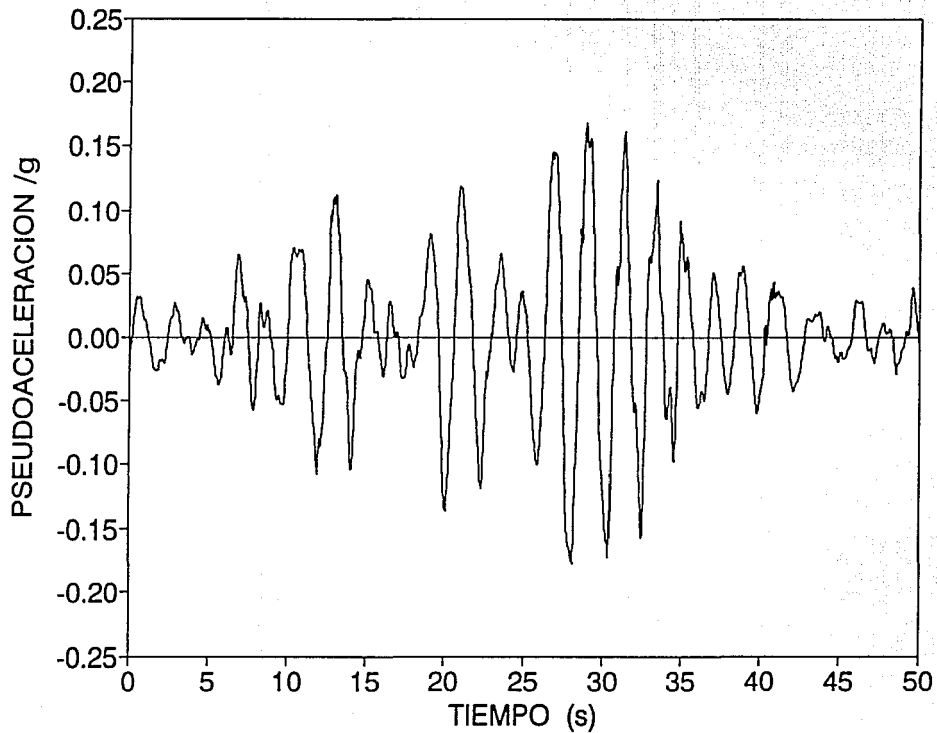


FIG 3.2.4 ACELEROGRAMA SCT·EW-85

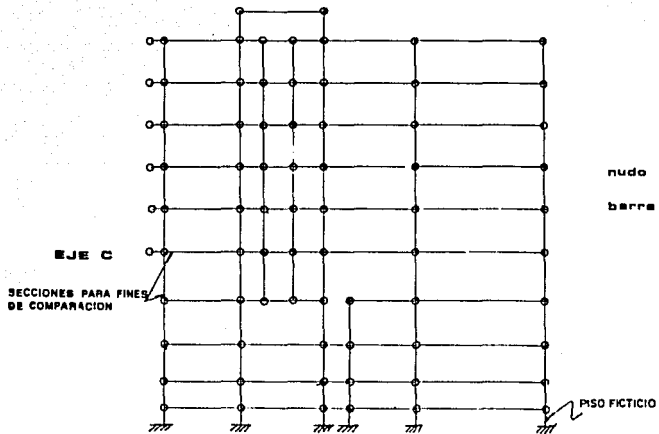


FIG 3.3.1 EJE C PARA DRAIN-2D

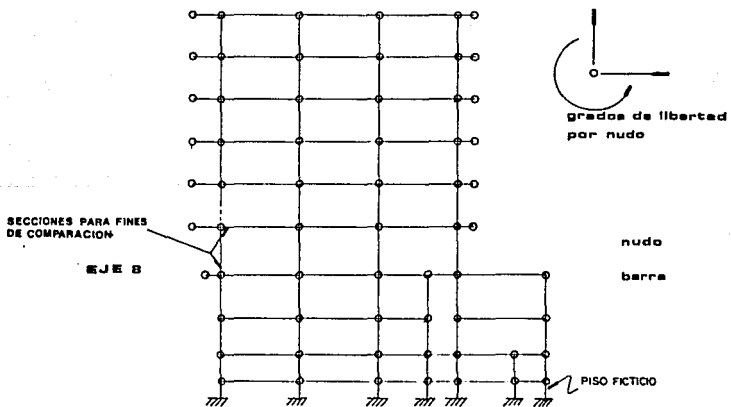


FIG 3.3.2 EJE 8 PARA DRAIN-2D

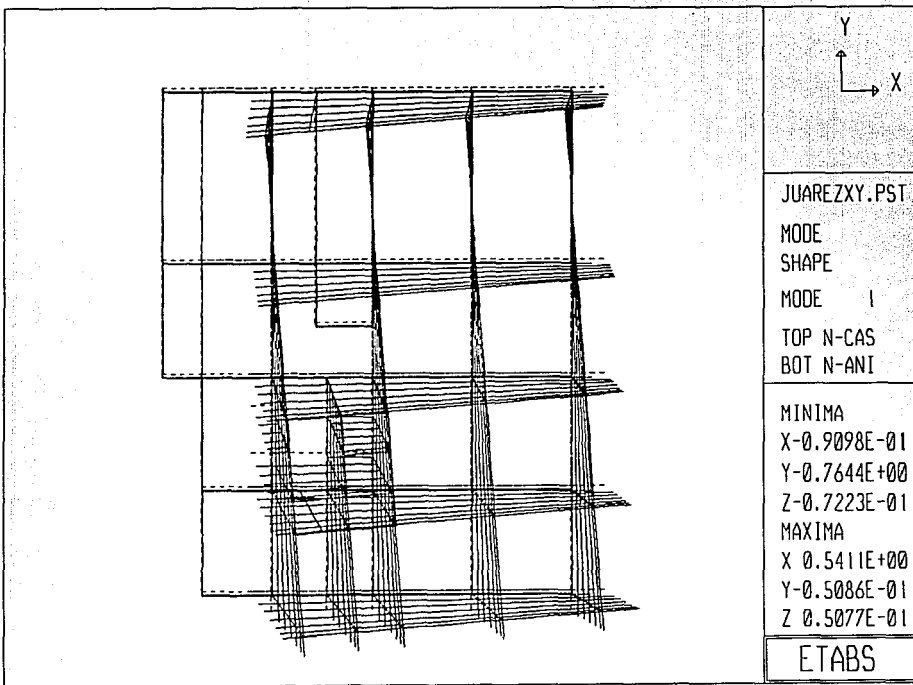


FIG 3.4.1.a VISTA EN PLANTA DEL PRIMER MODO DE VIBRACION

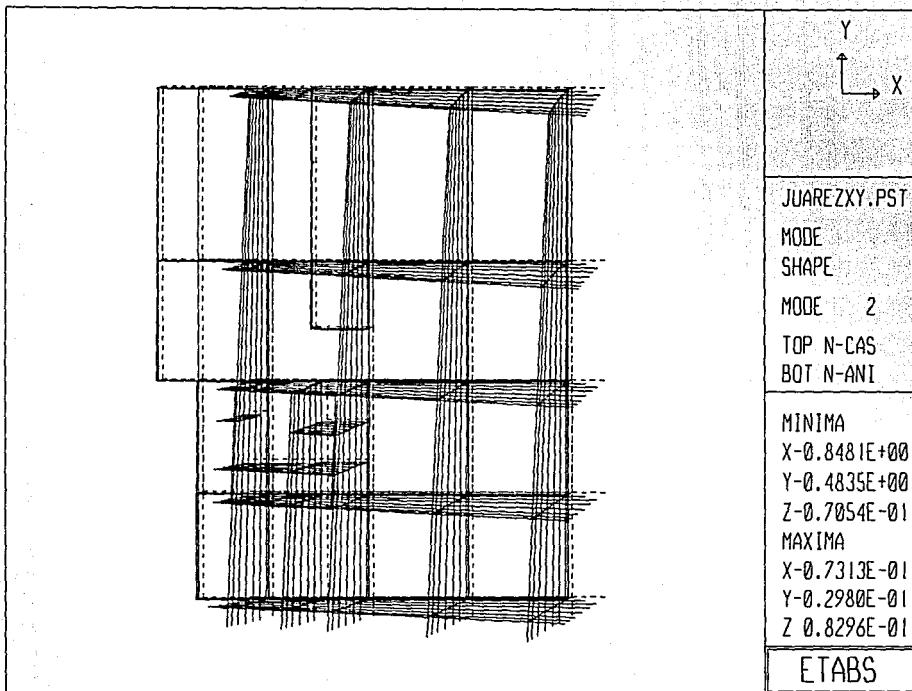


FIG 3.4.1.b VISTA EN PLANTA DEL SEGUNDO MODO DE VIBRACION

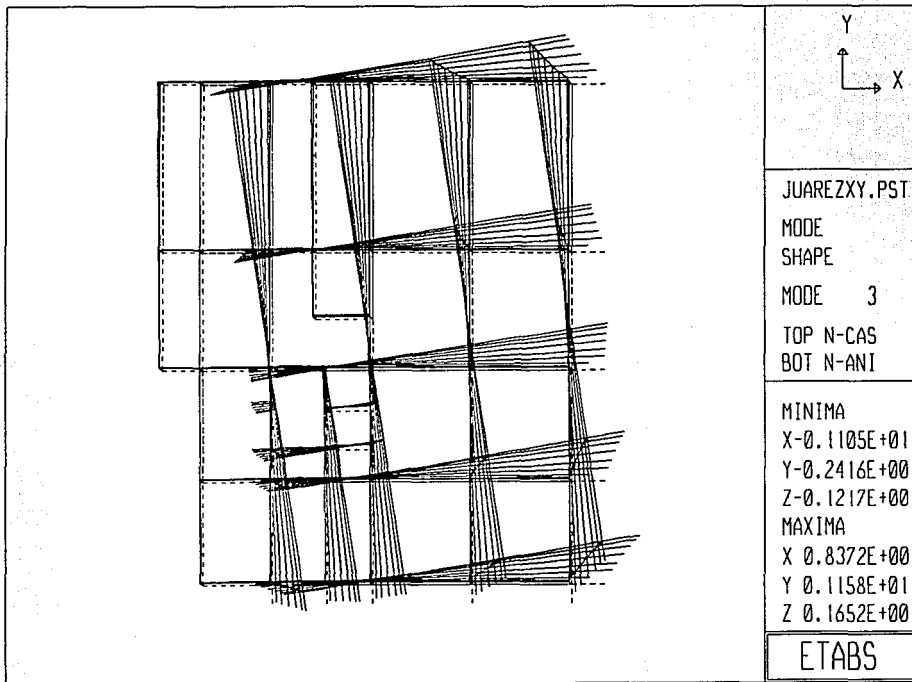


FIG 3.4.1.c VISTA EN PLANTA DEL TERCER MODO DE VIBRACION

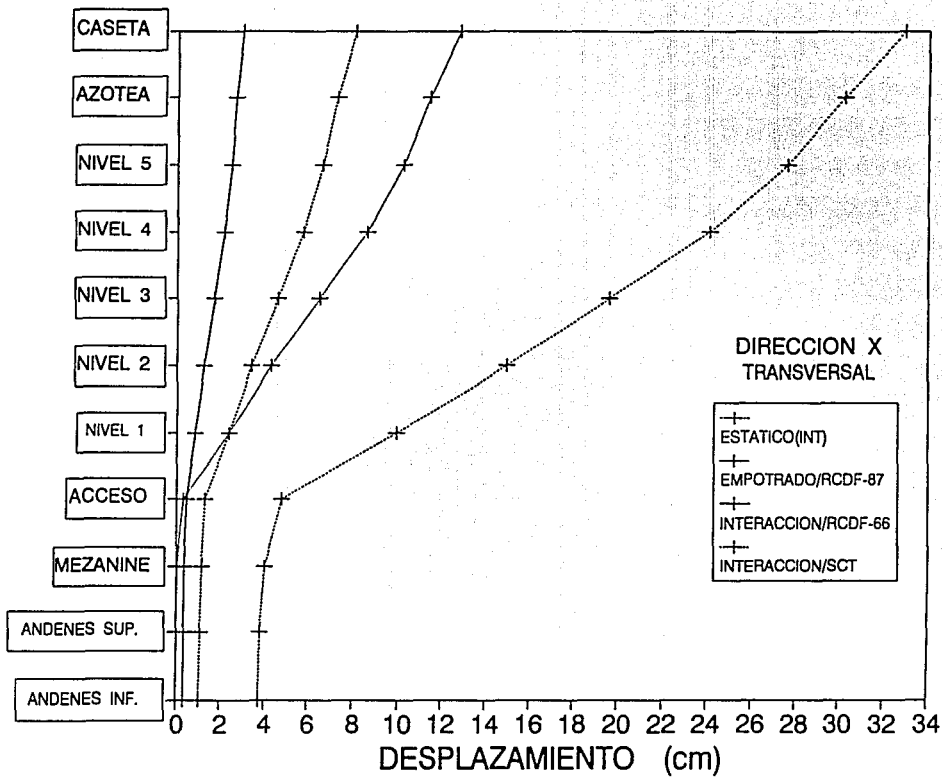


FIG 3.4.2.a DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS, SISMO EN DIRECCION X

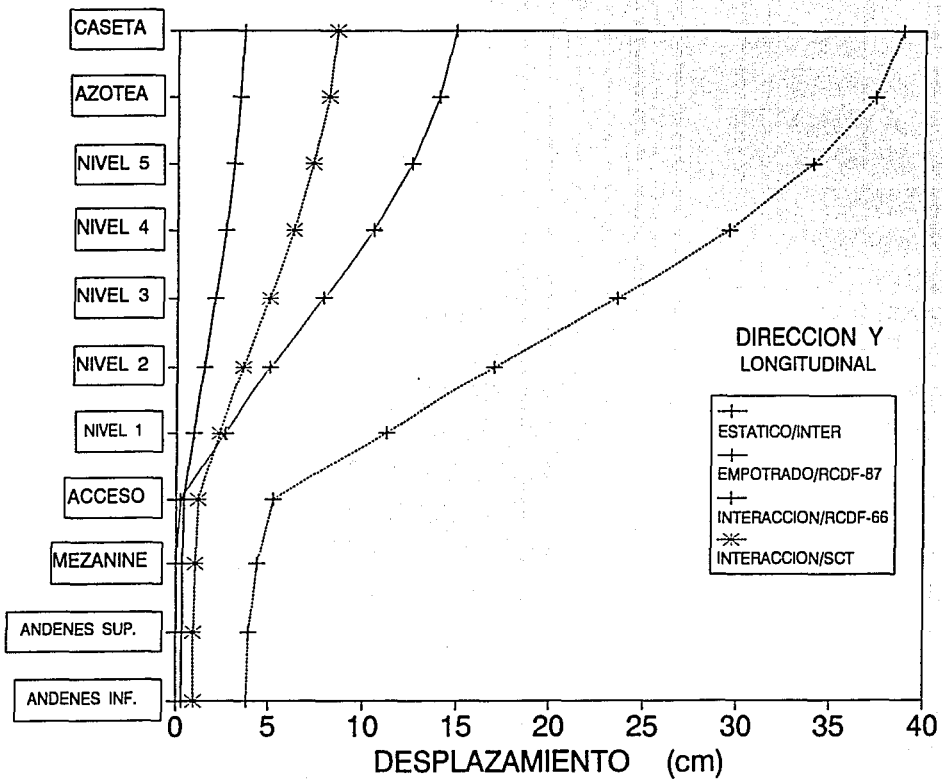


FIG 3.4.2.b DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS, SISMO EN DIRECCION Y

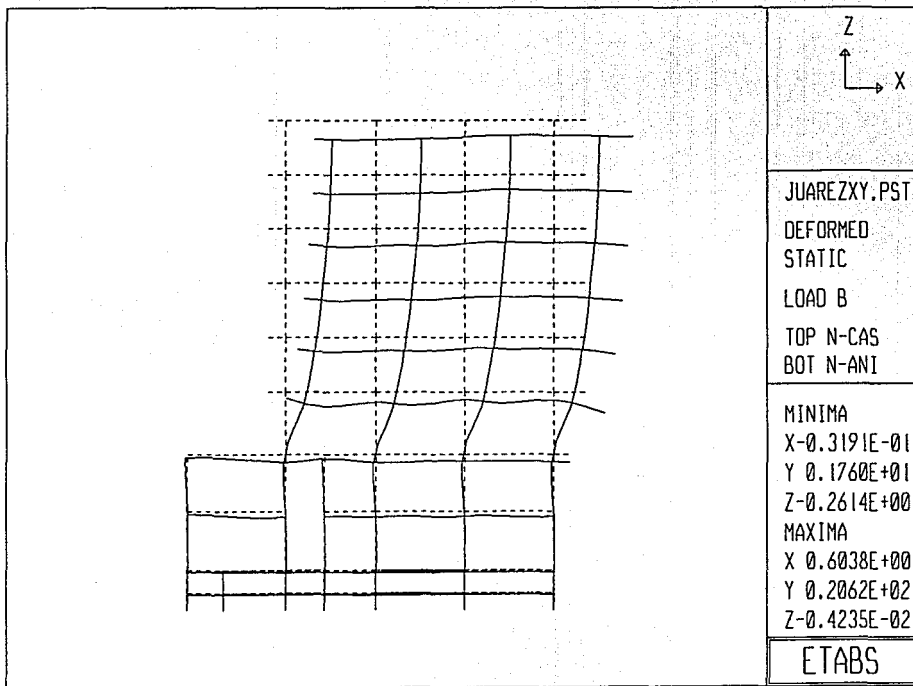


FIG 3.4.3.b DEFORMADA DEL EJE 8 ANTE EL SISMO EN DIRECCION X

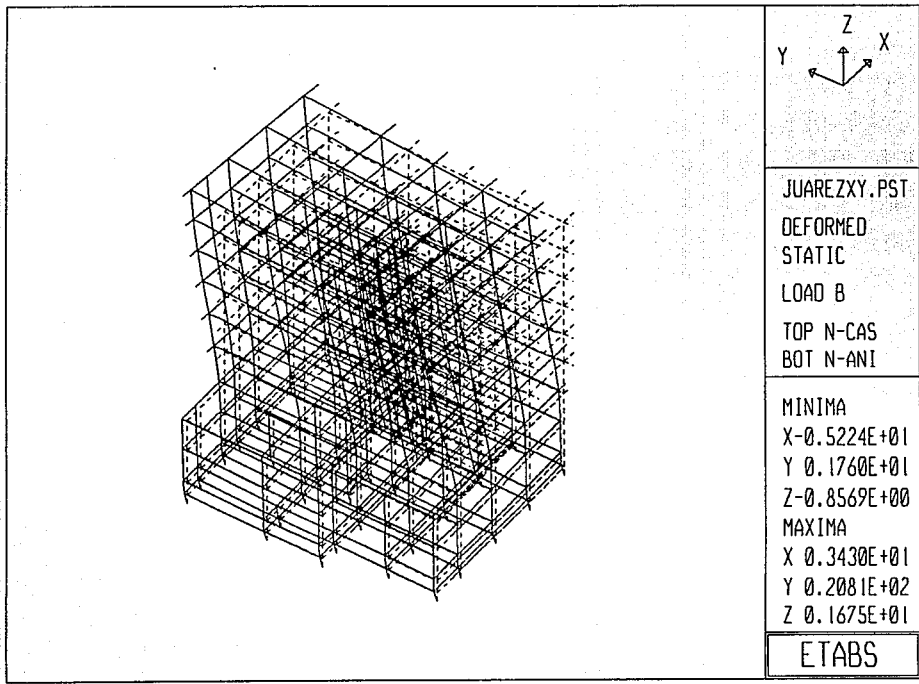


FIG 3.4.4.a DEFORMADA TRIDIMENSIONAL, ANTE EL SISMO EN DIRECCION Y

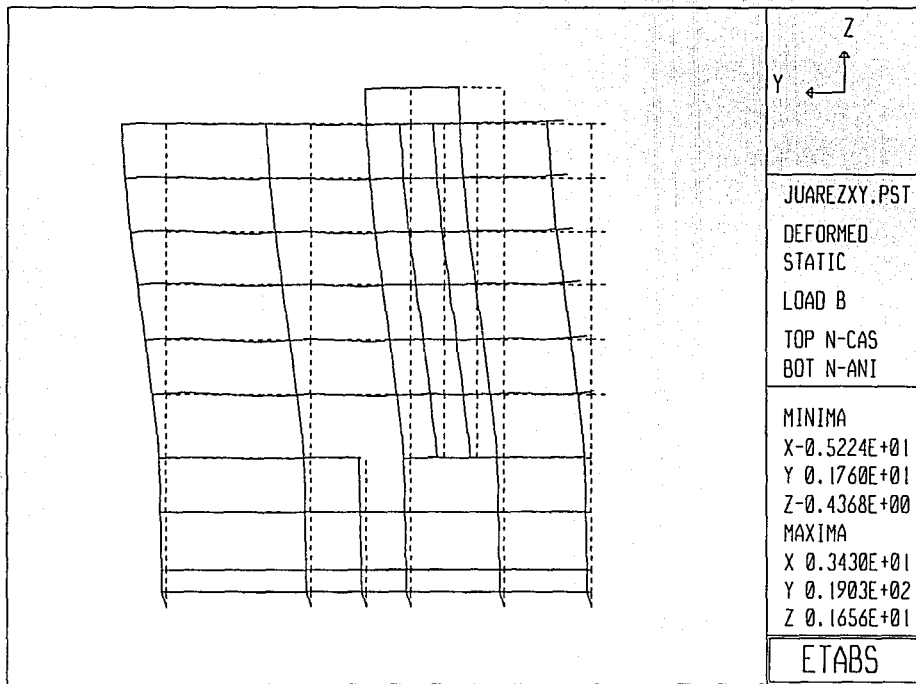


FIG 3.4.4.b DEFORMADA DEL EJE C, ANTE EL SISMO EN DIRECCION Y

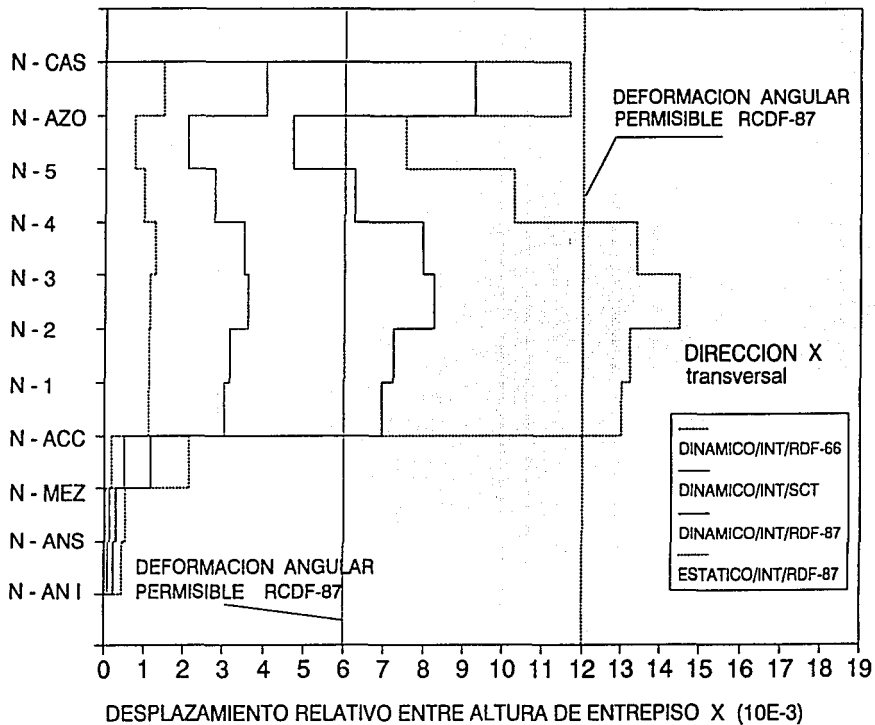


FIG 3.4.5.a DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, SISMO EN DIRECCION X

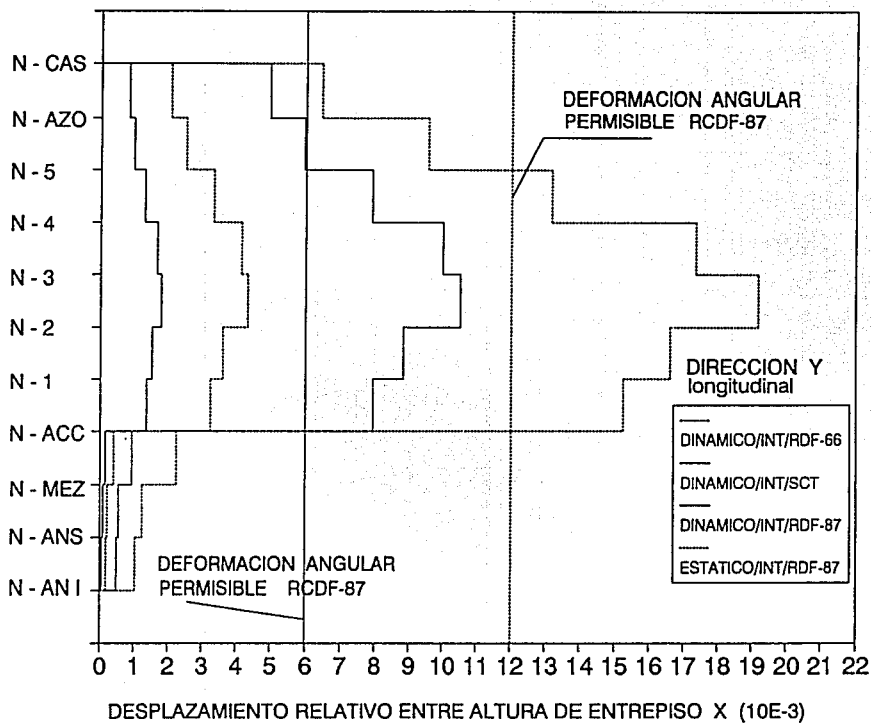


FIG 3.4.5.b DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, SISMO EN DIRECCION Y

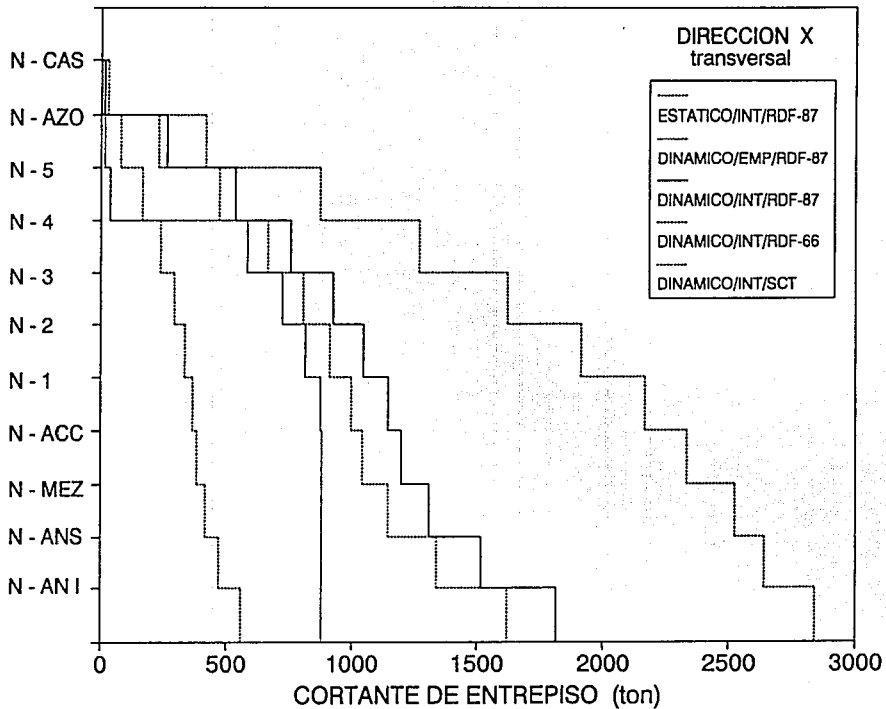


FIG 3.4.6.a CORTANTES DE ENTREPISO, SISMO EN DIRECCION X (TRANSVERSAL)

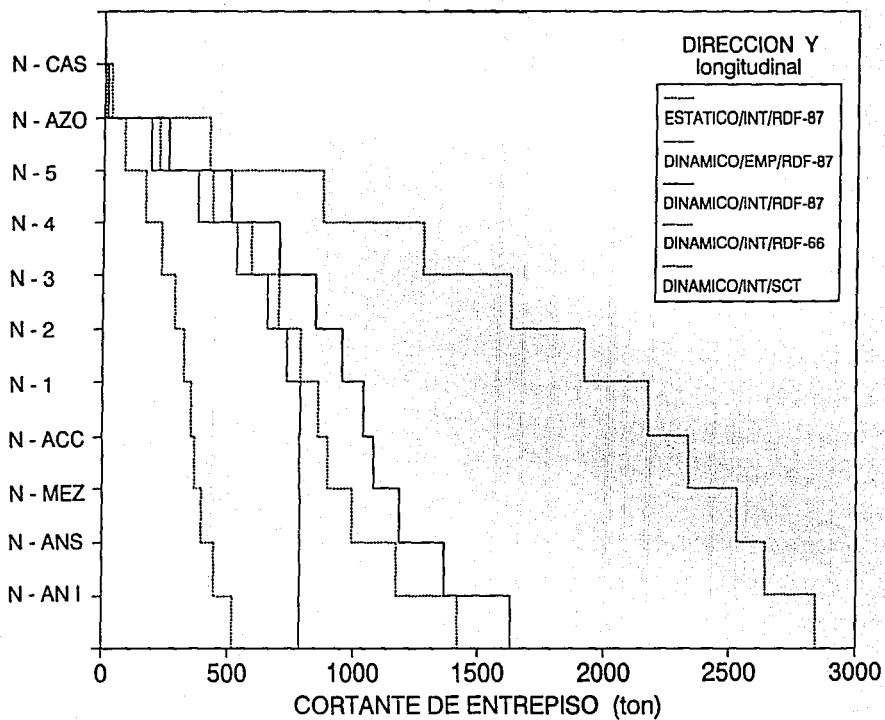


FIG 3.4.6.b CORTANTES DE ENTREPISO, SISMO EN DIRECCION Y (LONGITUDINAL)

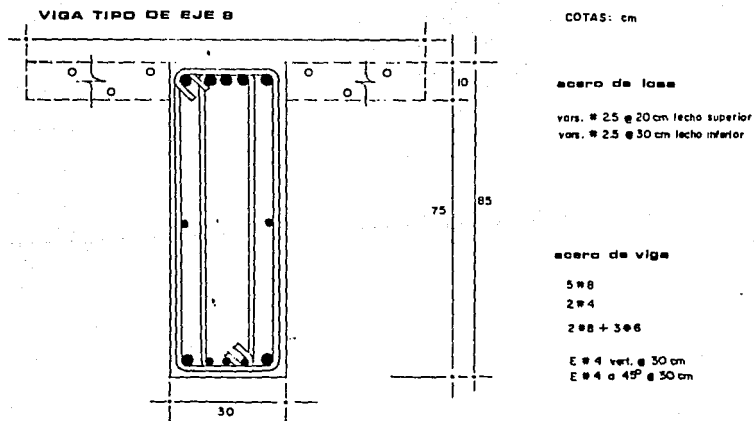
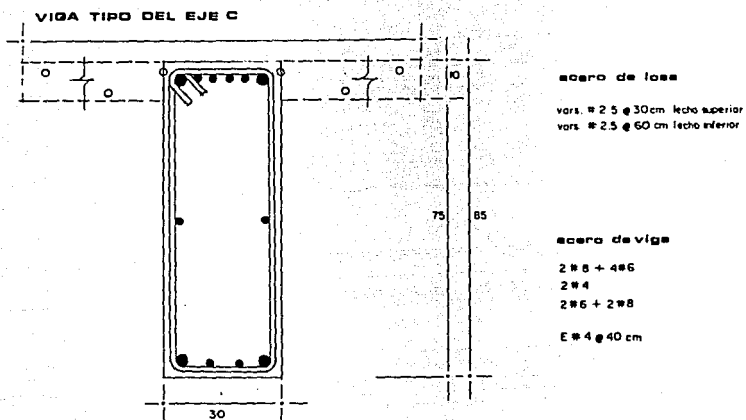


FIG 4.1.1 ARMADOS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS TIPO DE LOS EJES C Y B

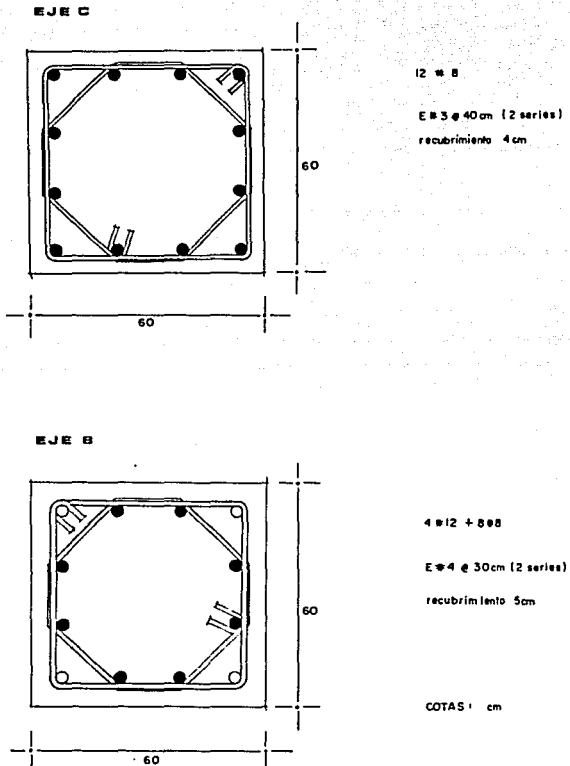


FIG 4.1.2 ARMADOS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE LAS COLUMNAS TIPO DE LOS EJES C Y B

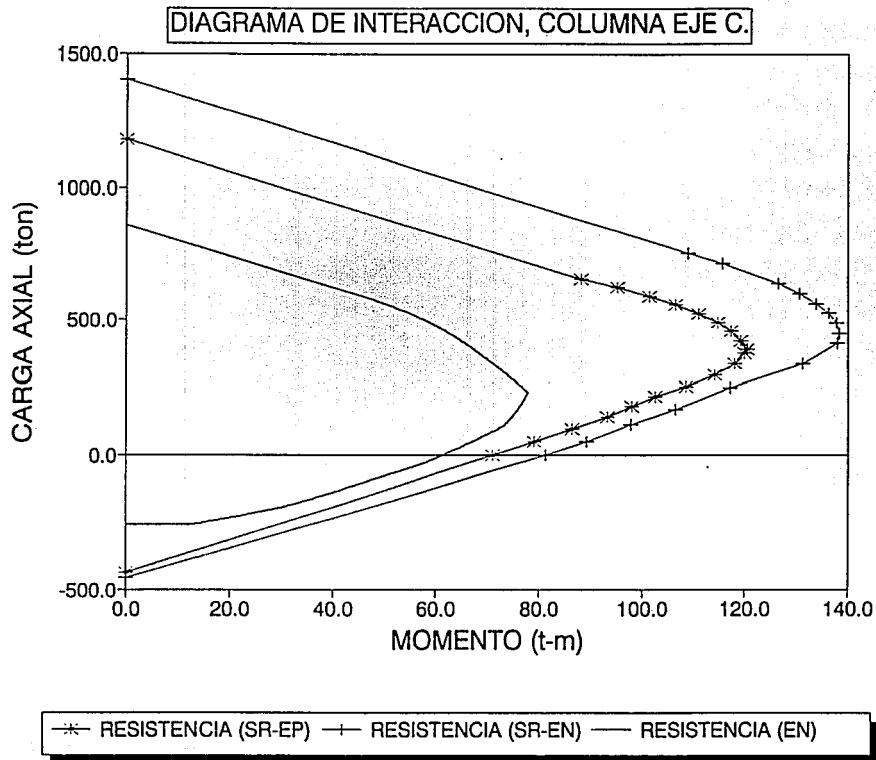


FIG 4.1.3. DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNA TIPO, EJE C

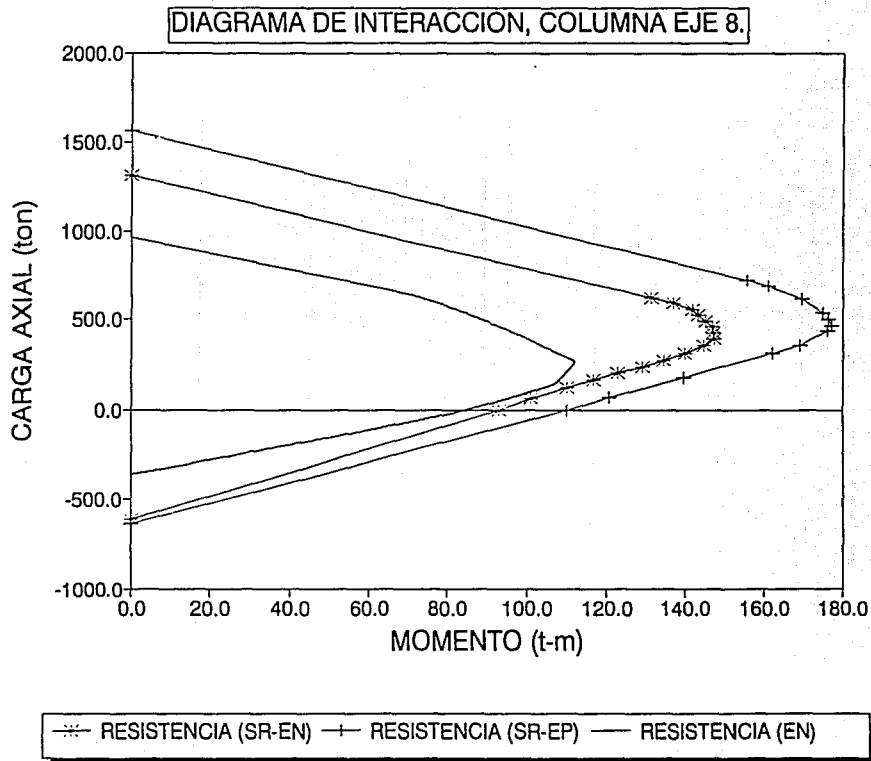


FIG 4.1.4 DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNA TIPO, EJE 8

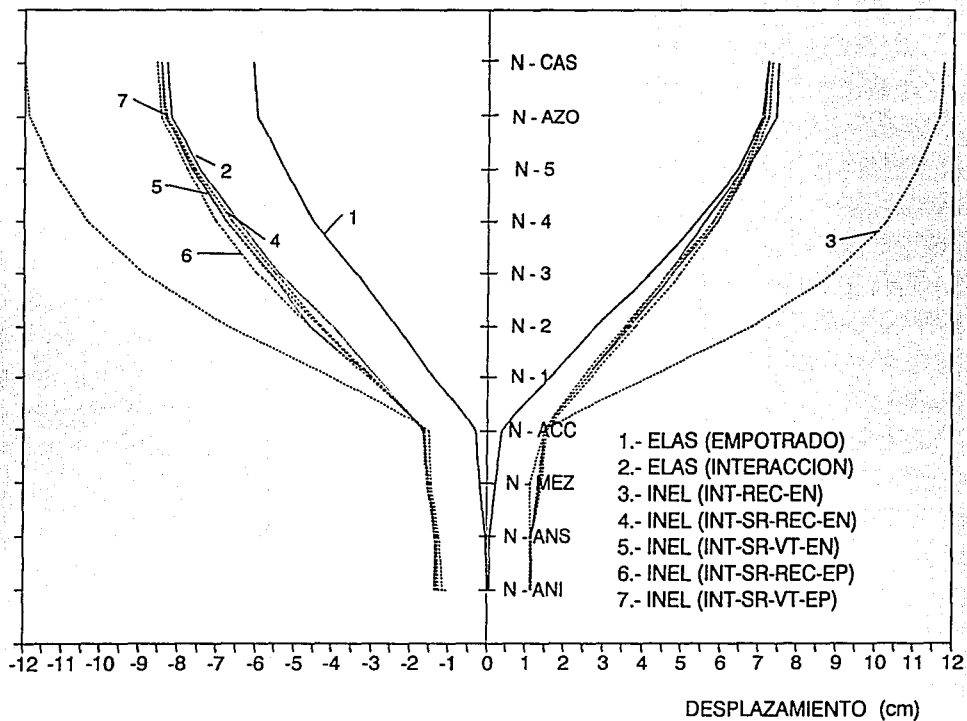


FIG 4.3.1.a DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS DEL EJE C

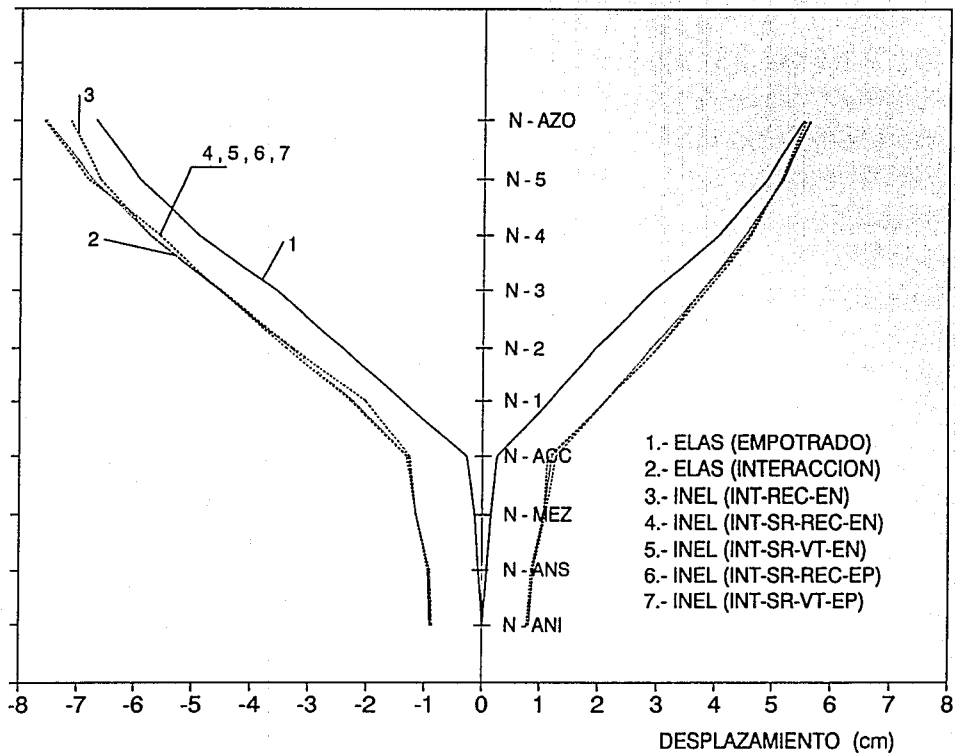


FIG 4.3.1.b DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS DEL EJE 8

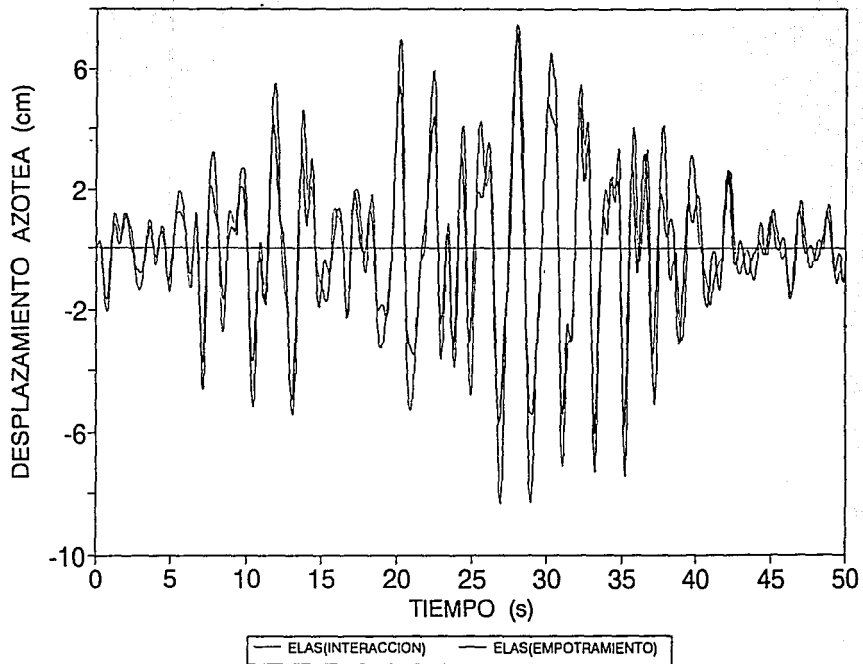


FIG 4.3.2 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE C, CASOS 1 y 2

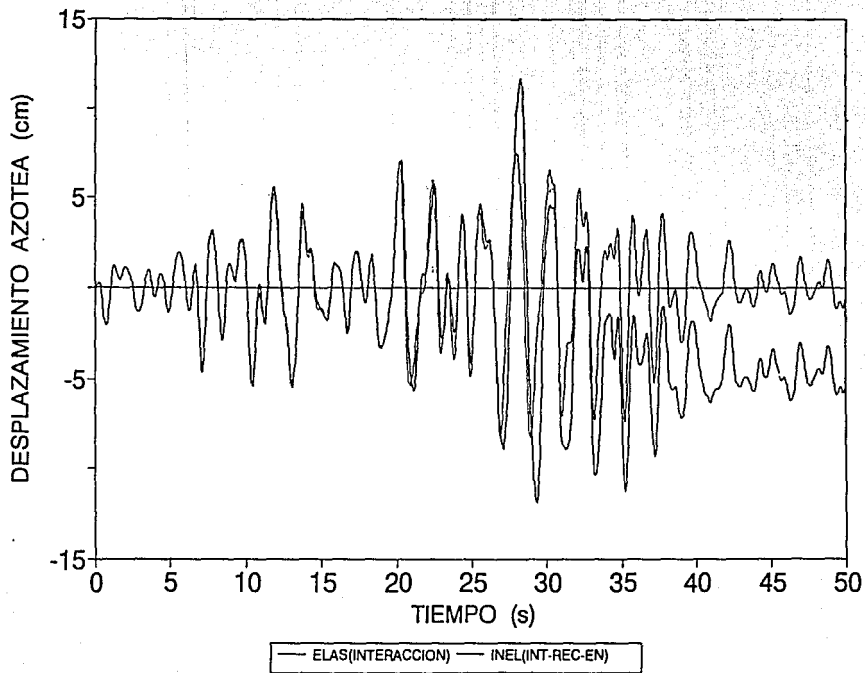


FIG 4.3.3 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE C, CASOS 2 Y 3

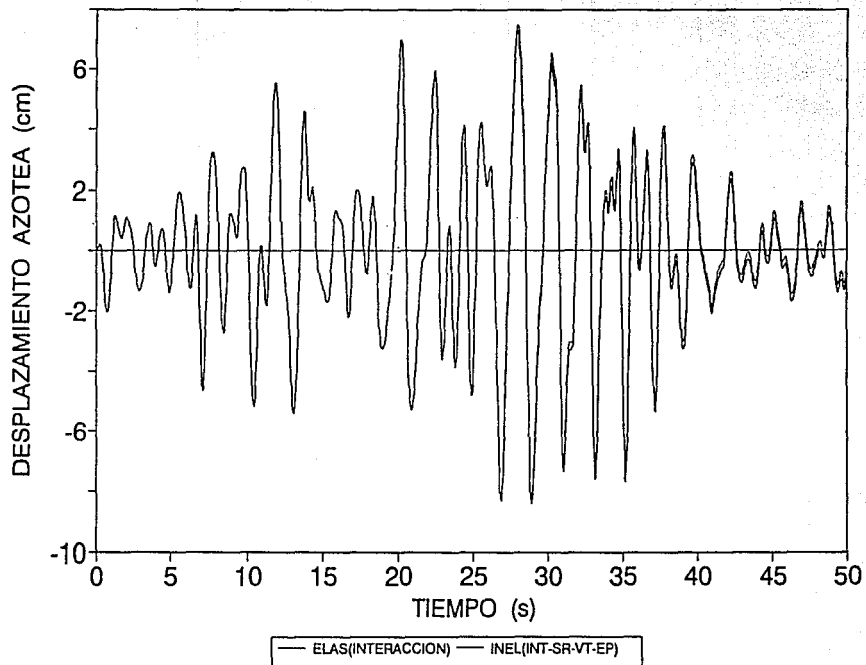


FIG 4.3.4 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE C, CASOS 2 Y 7

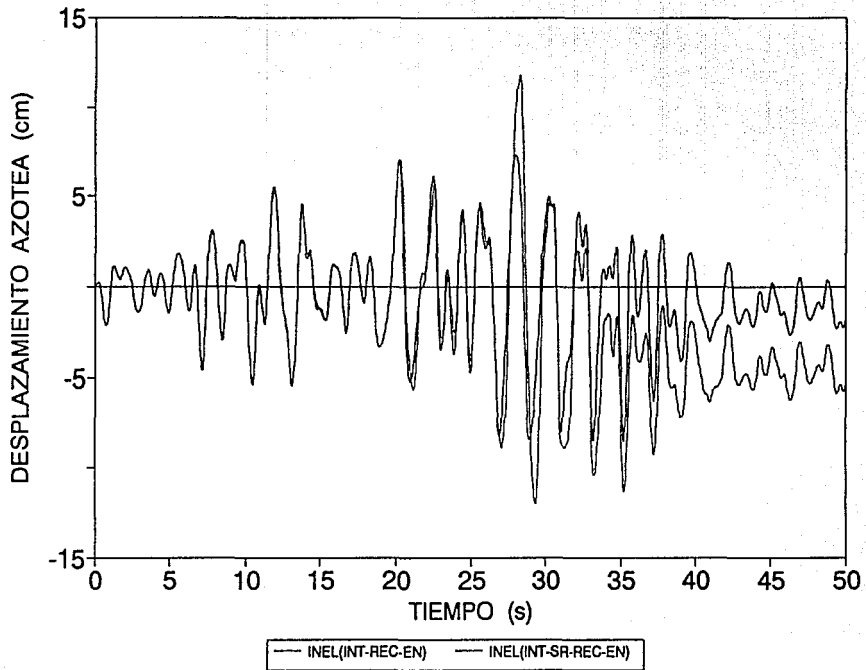


FIG 4.3.5 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE C, CASOS 3 Y 4

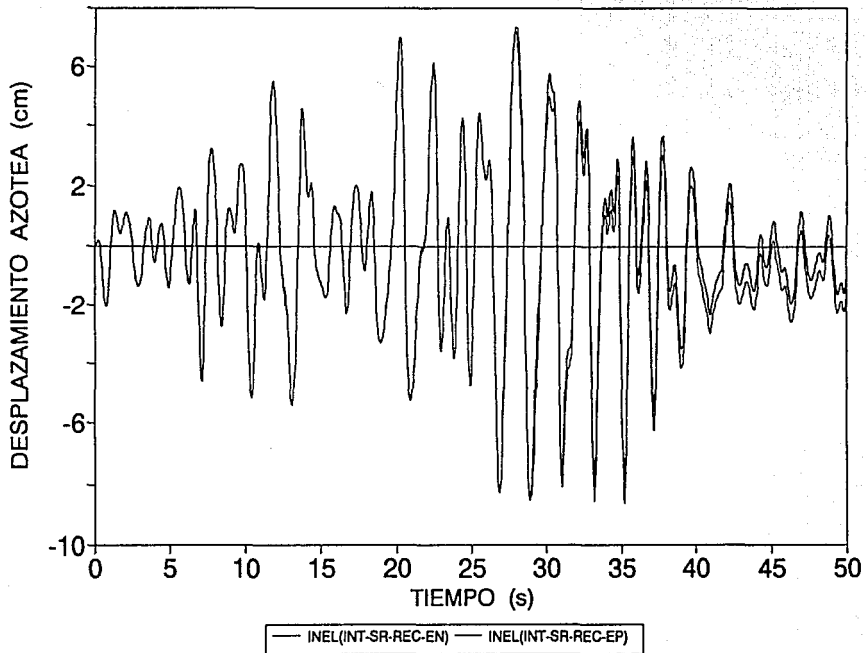


FIG 4.3.6 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE C, CASOS 4 Y 6

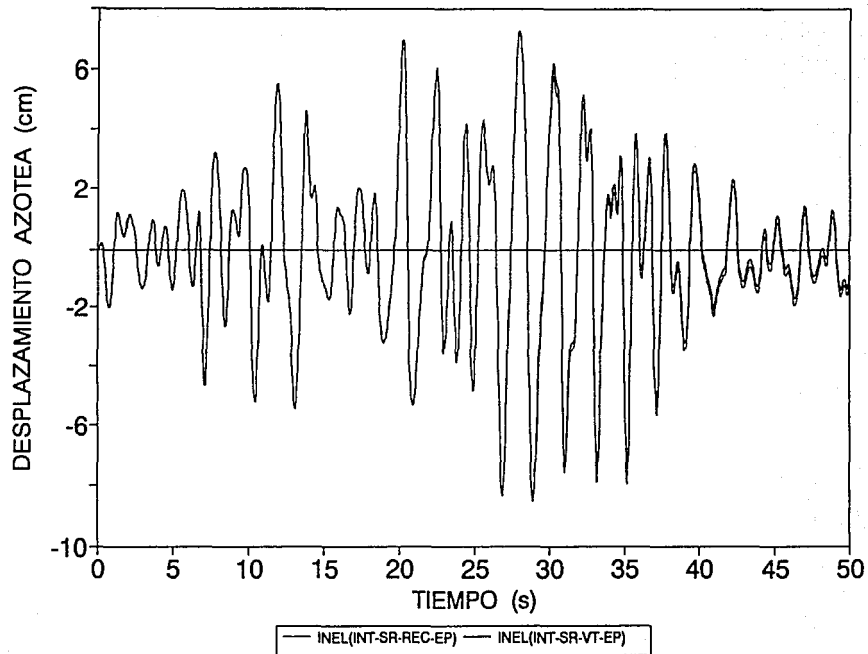


FIG 4.3.7 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE C, CASOS 6 Y 7

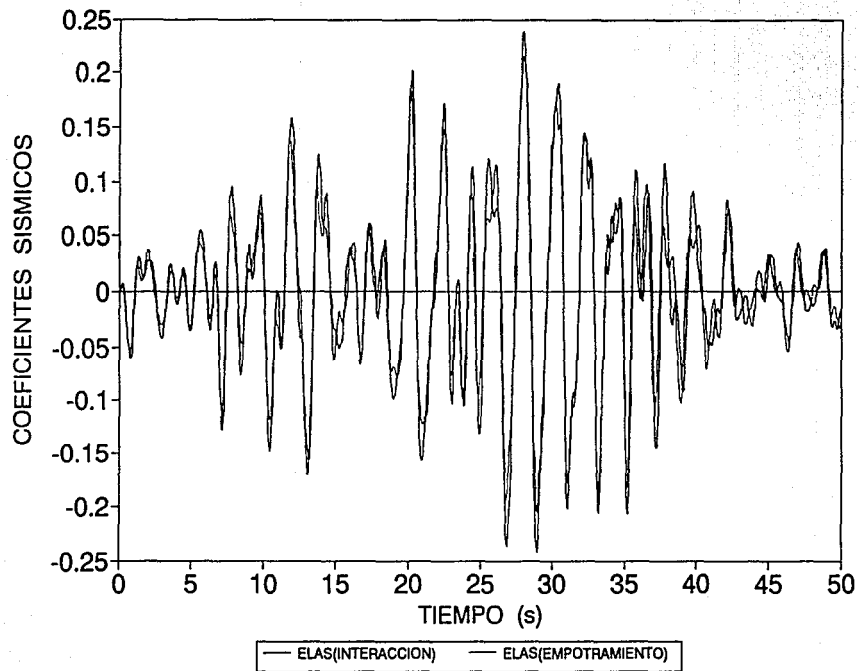


FIG 4.3.8 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE C, CASOS 1 Y 2

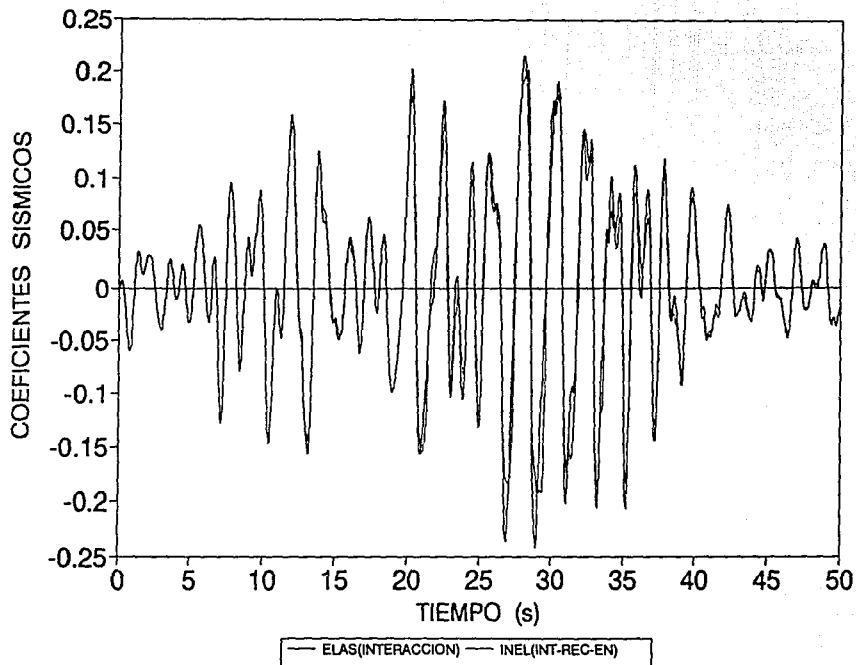


FIG 4.3.9 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE C, CASOS 2 Y 3

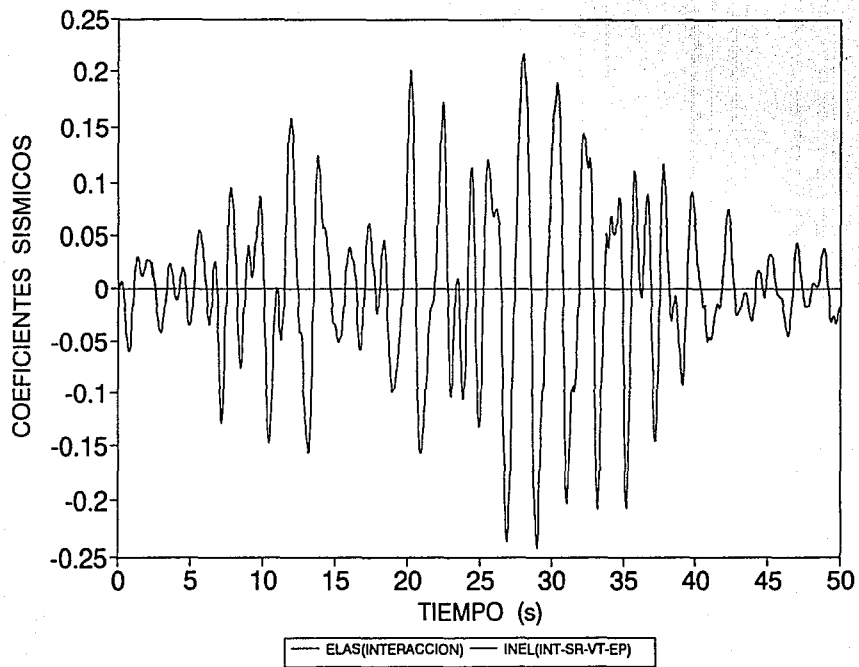


FIG 4.3.10 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE C, CASOS 2 Y 7

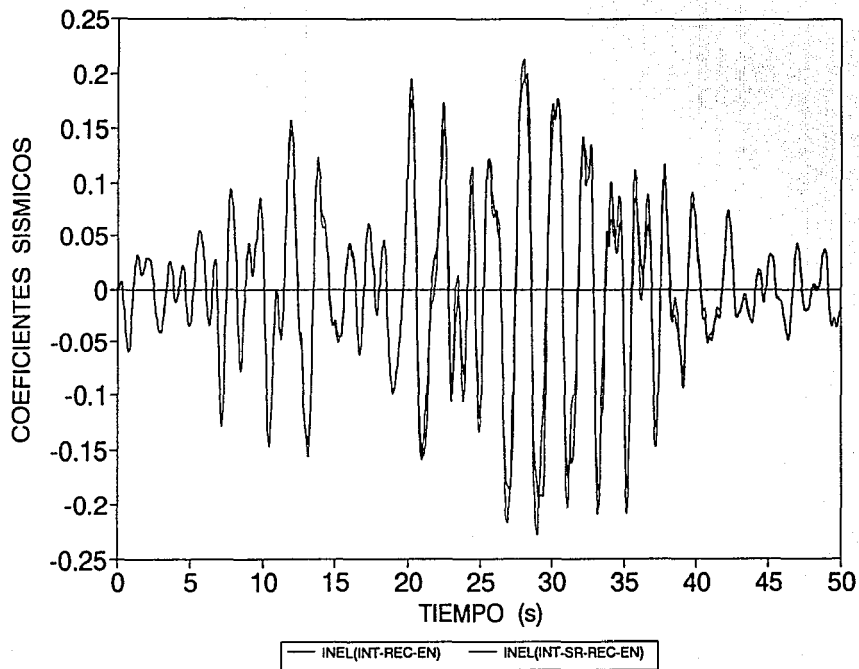


FIG 4.3.11 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE C, CASOS 3 Y 4

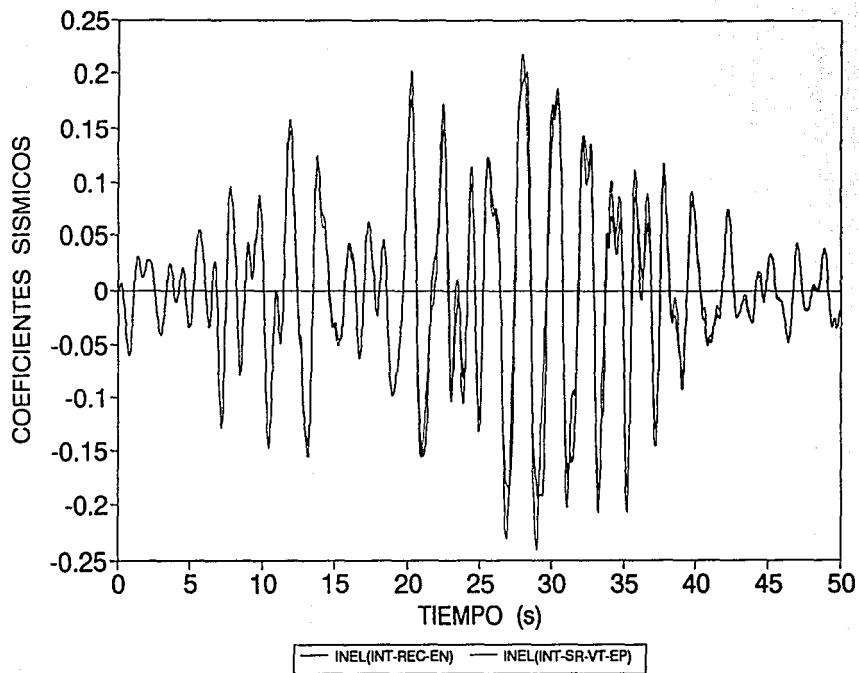


FIG 4.3.12 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE C, CASOS 3 Y 7

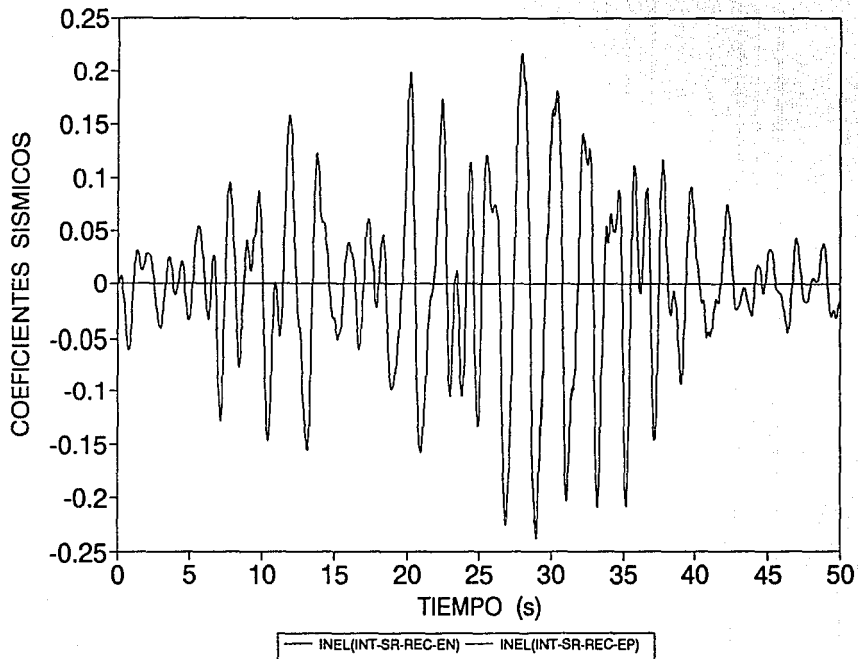


FIG 4.3.13 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE C, CASOS 4 Y 6

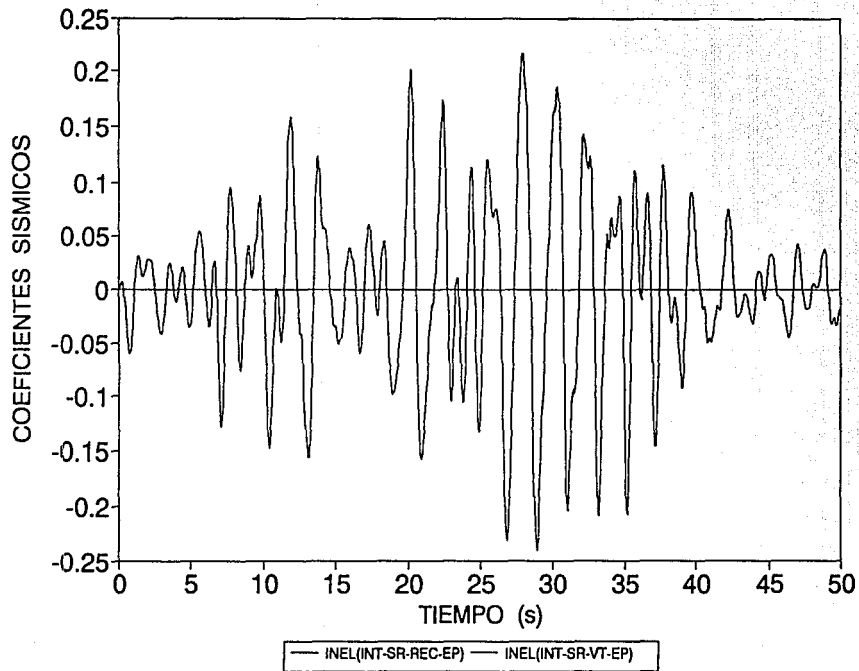


FIG 4.3.14 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE C, CASOS 6 Y 7

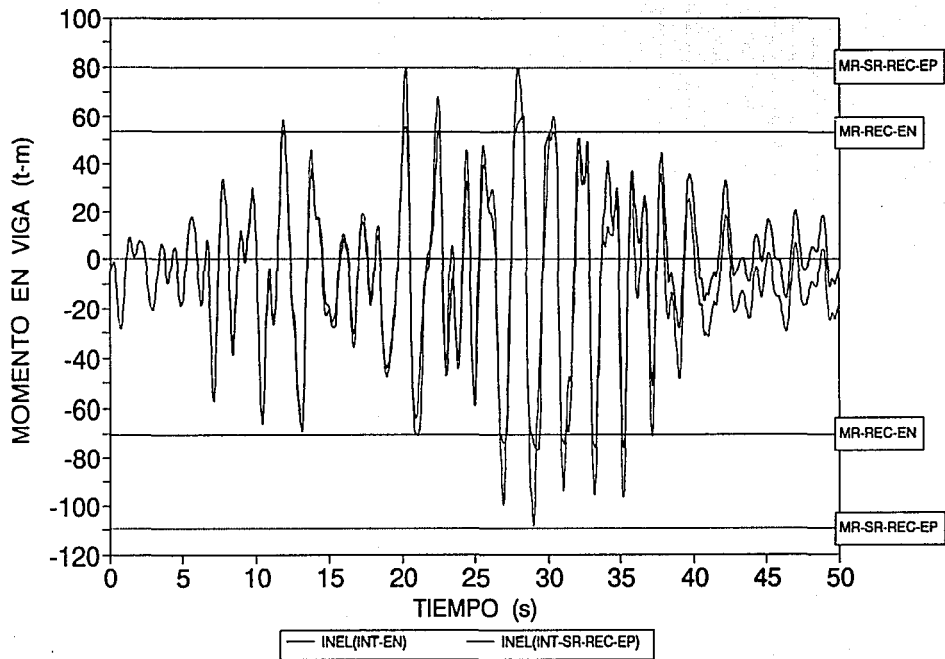


FIG 4.3.15 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN VIGA, EJE C, CASOS 3 Y 6

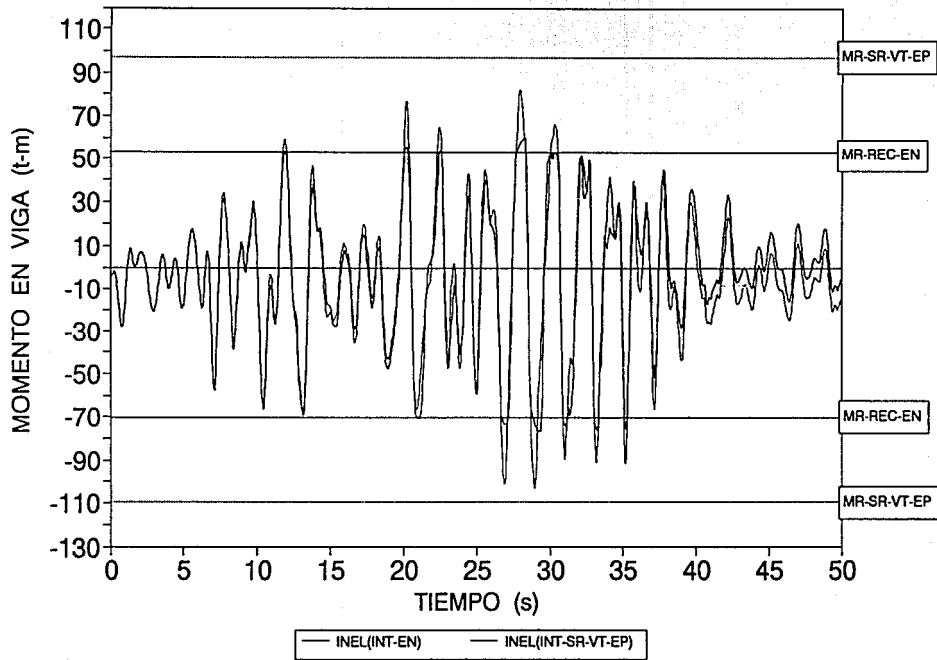


FIG 4.3.16 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN VIGA, EJE C, CASOS 3 Y 7

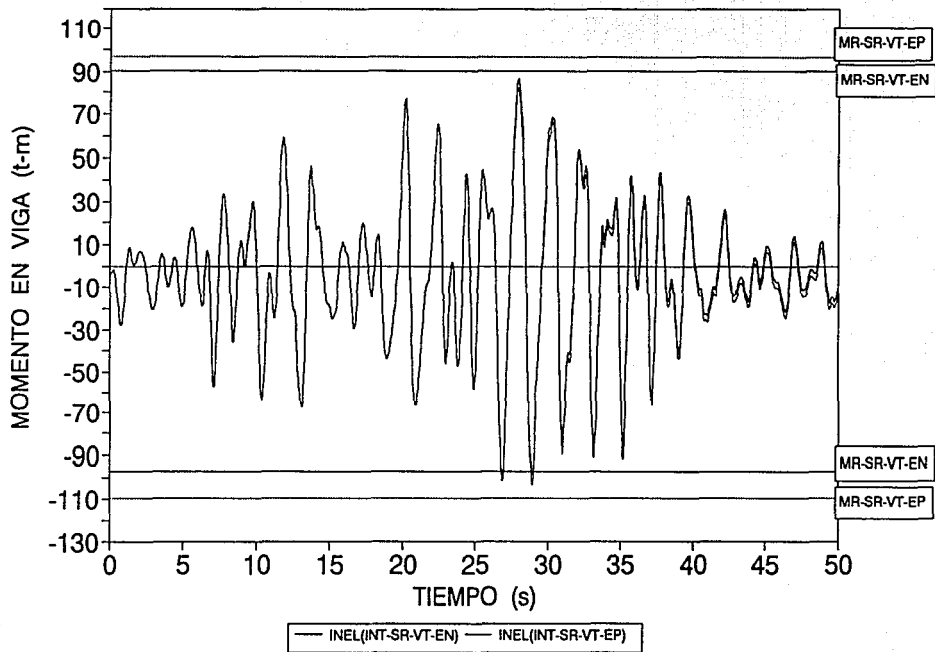


FIG 4.3.17 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN VIGA, EJE C, CASOS 5 Y 7

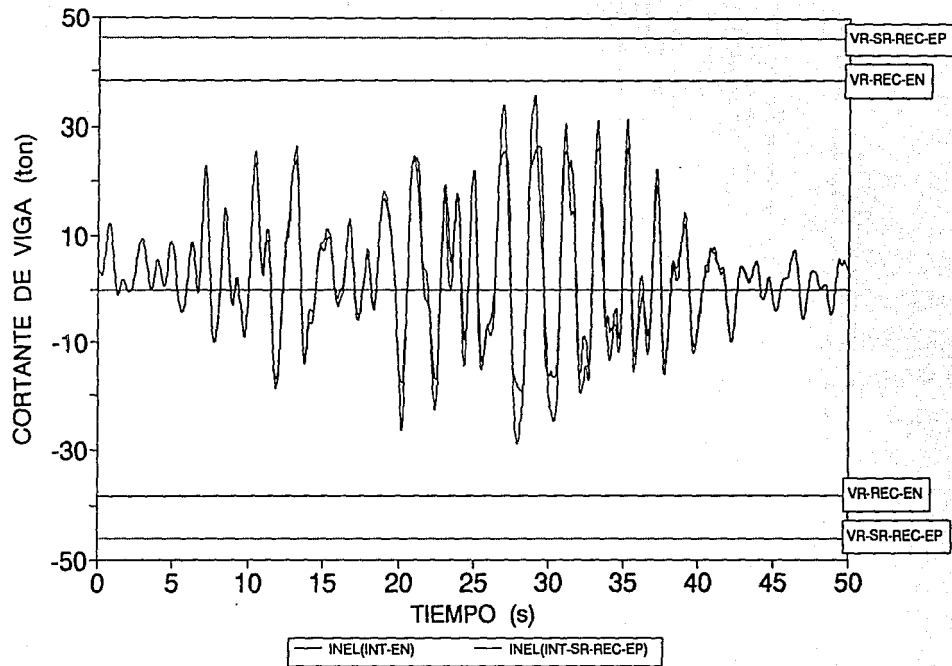


FIG 4.3.18 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, EJE C, CASOS 3 Y 4

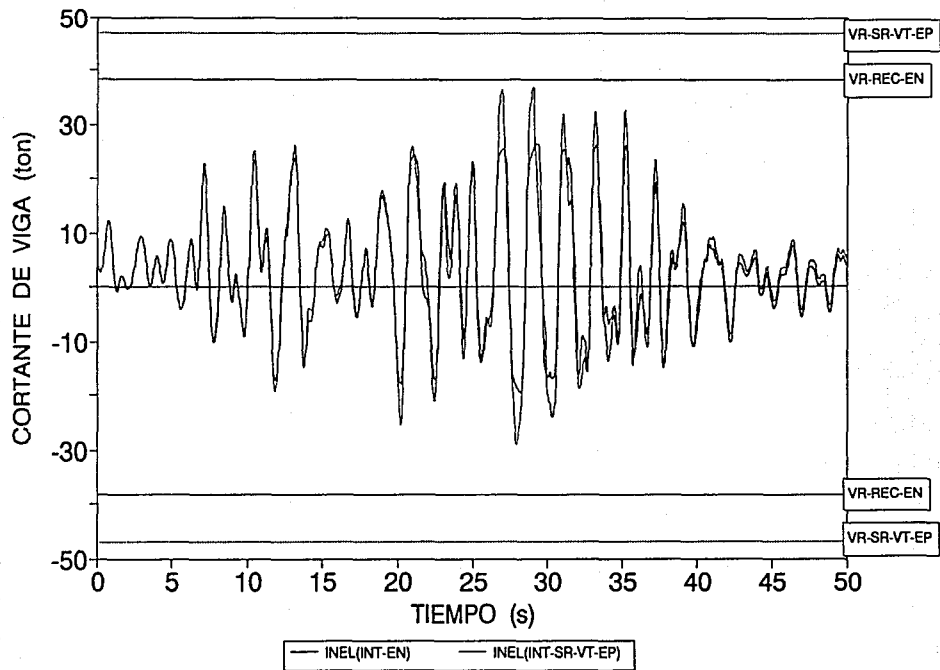


FIG 4.3.19 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, EJE C, CASOS 3 Y 7

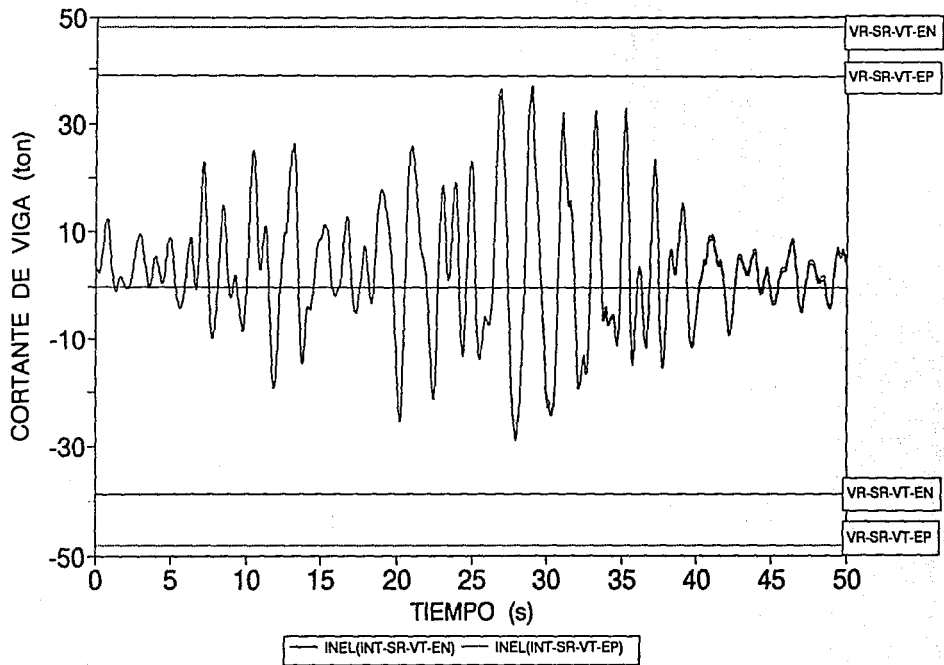


FIG 4.3.20 HISTORIA DE FUZZAS CORTANTES EN VIGA, EJE C, CASOS 5 Y 7

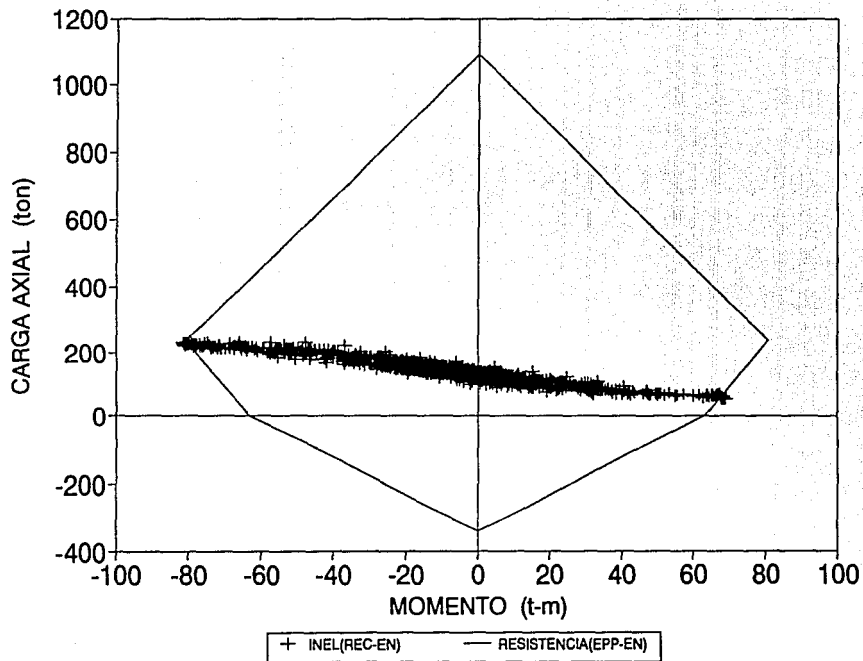


FIG 4.3.21 HISTORIA DE MOMENTO_CARGA AXIAL EN COLUMNA, EJE C, CASO 3

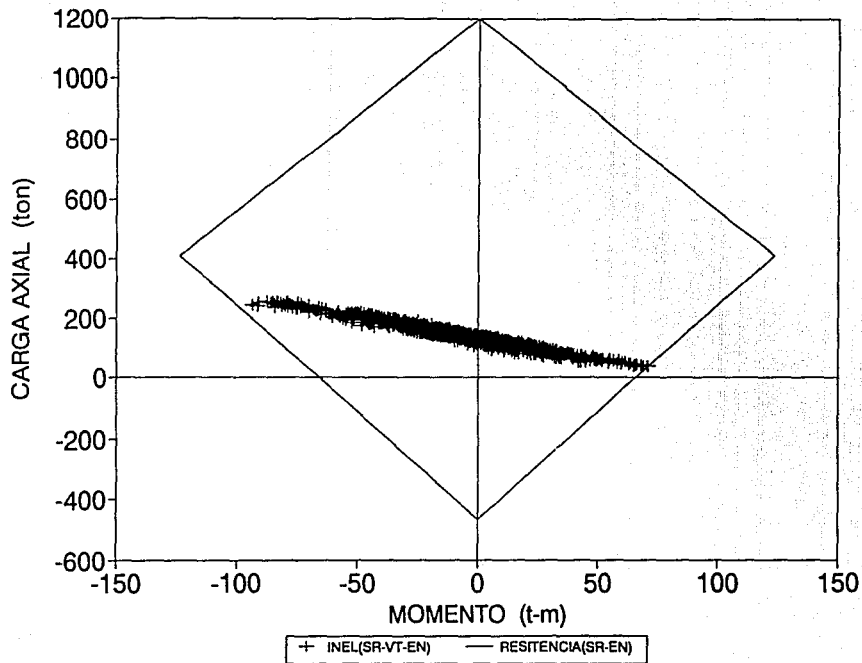


FIG 4.3.22 HISTORIA DE MOMENTOS-CARGA AXIAL EN COLUMNA, EJE C, CASO 5

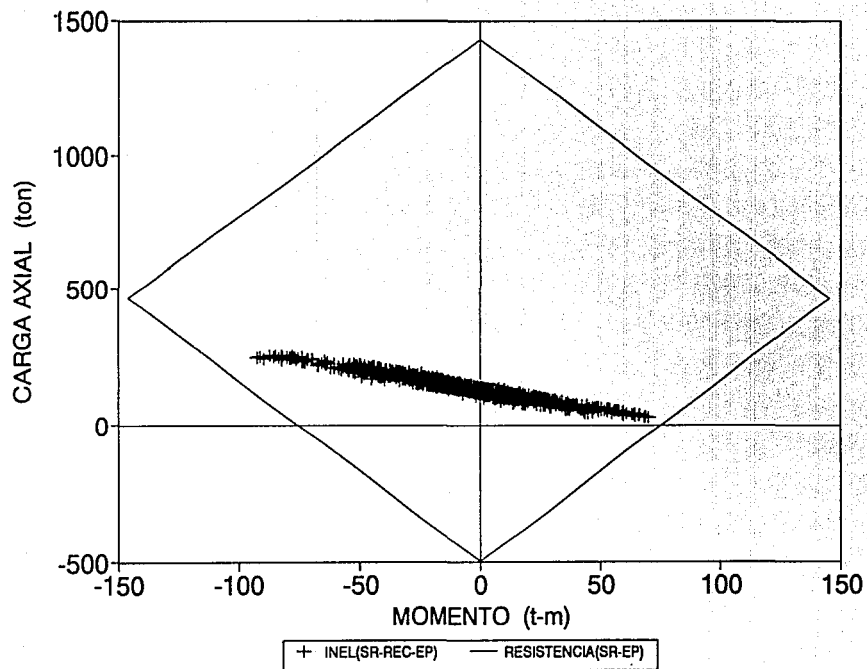


FIG 4.3.23 HISTORIA DE MOMENTO-CARGA AXIAL, EN COLUMNA, EJE C, CASO 6

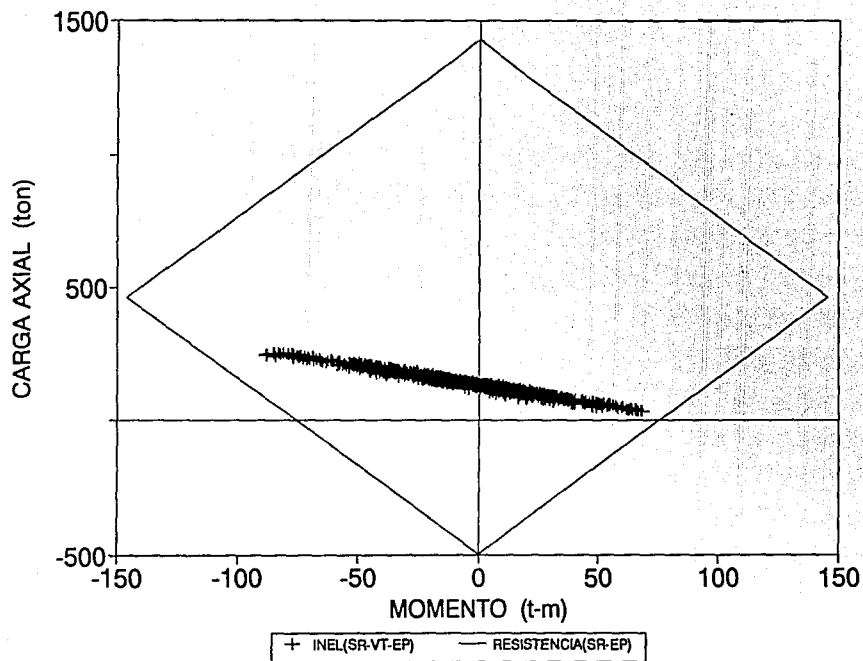


FIG 4.3.24 HISTORIA DE MOMENTO-CARGA AXIAL EN COLUMNA, EJE C, CASO 7

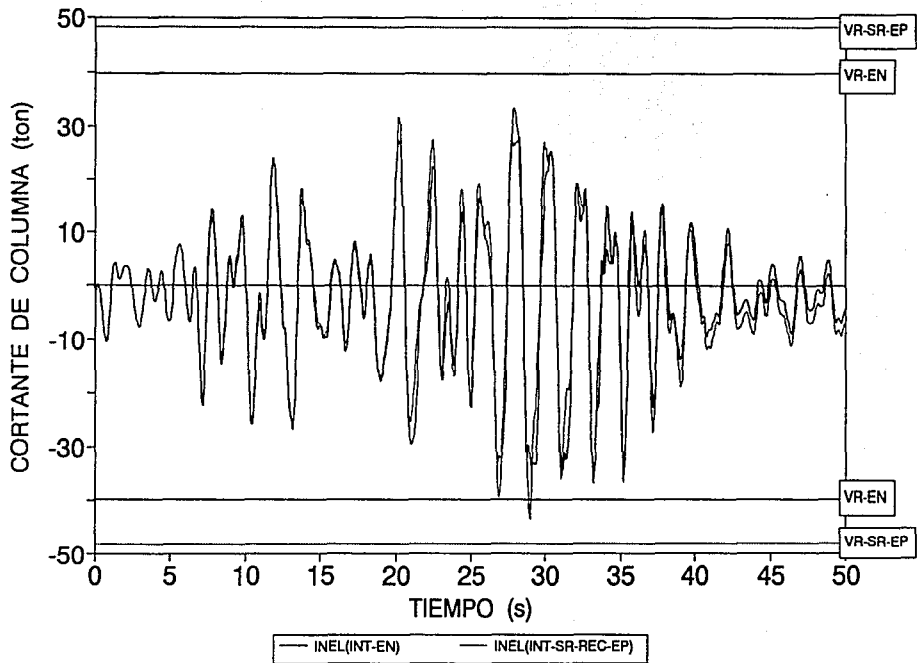


FIG 4.3.25 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, EJE C, CASOS 3 Y 6

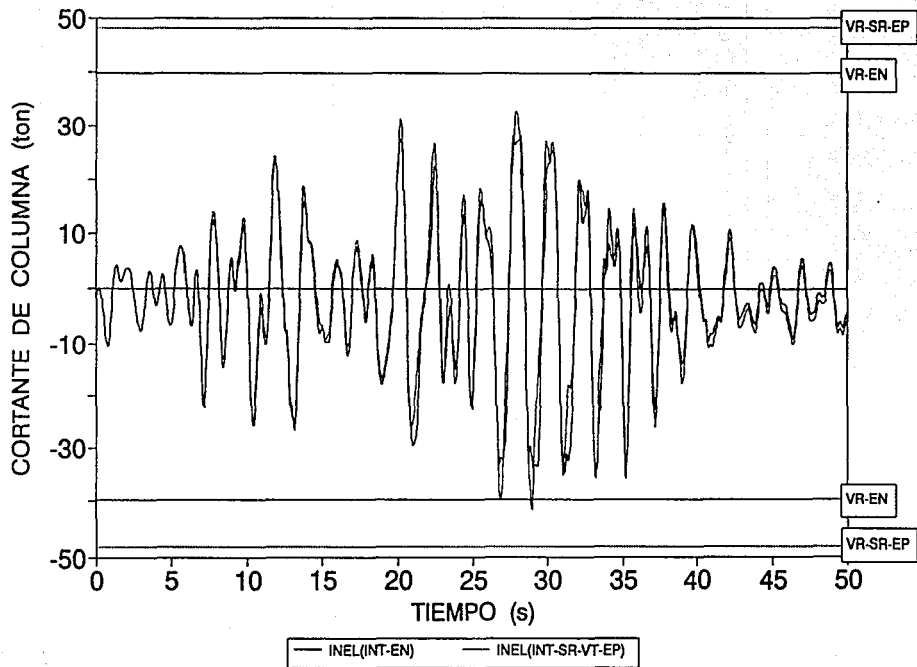


FIG 4.3.26 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, EJE C, CASOS 3 Y 7

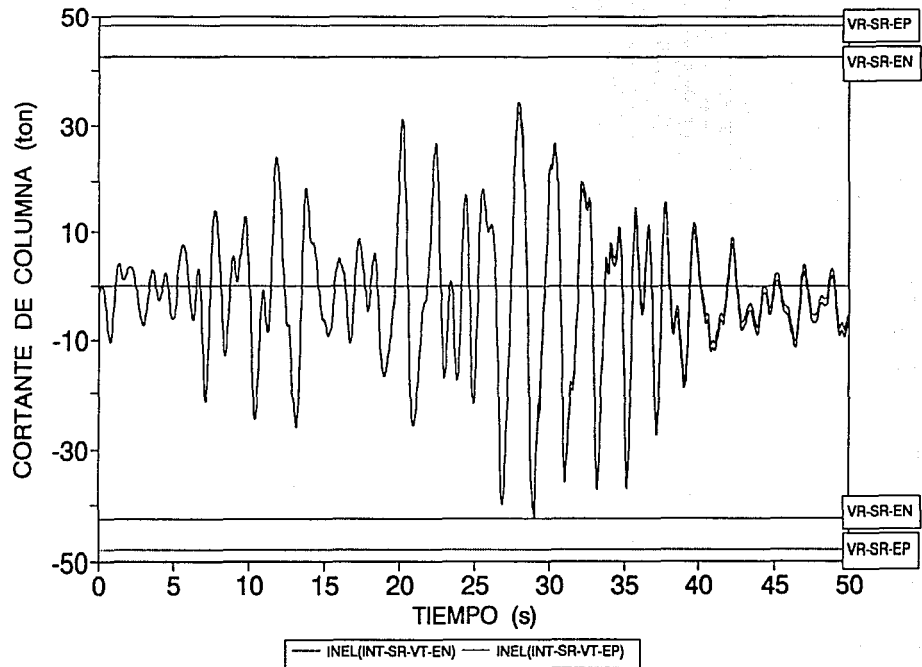


FIG 4.3.27 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, EJE C, CASOS 6 Y 7

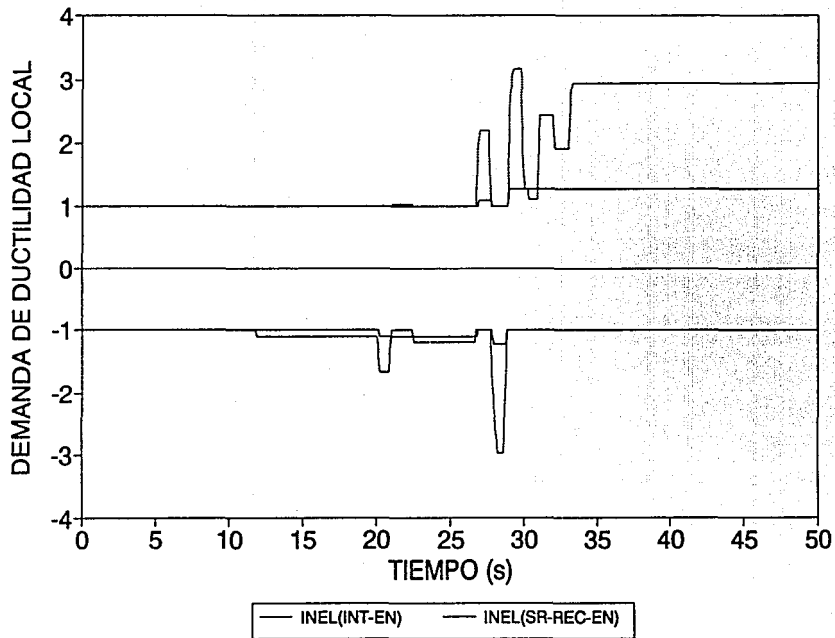


FIG 4.3.28 HISTORIA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGA, EJE C, CASOS 3 Y 4

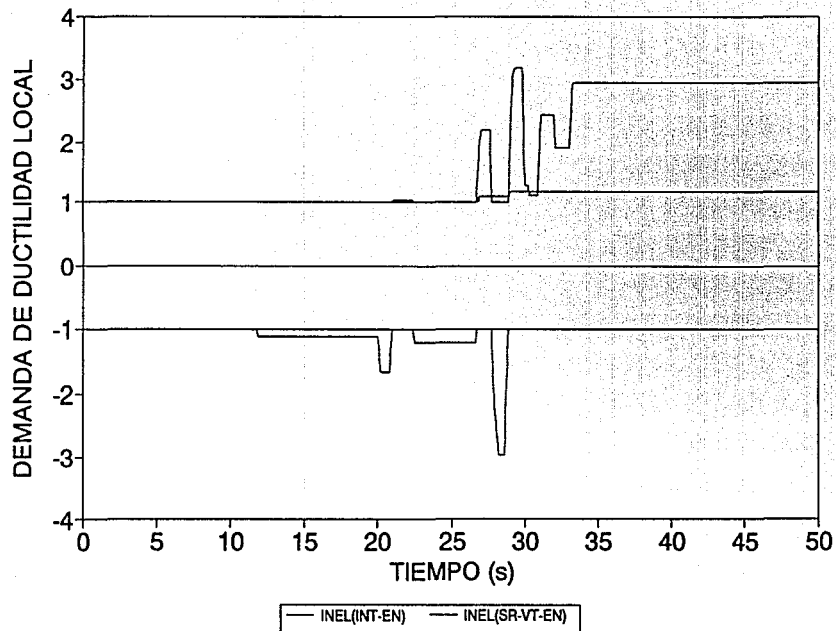


FIG 4.3.29 HISTORIA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGA, EJE C, CASOS 3 Y 5

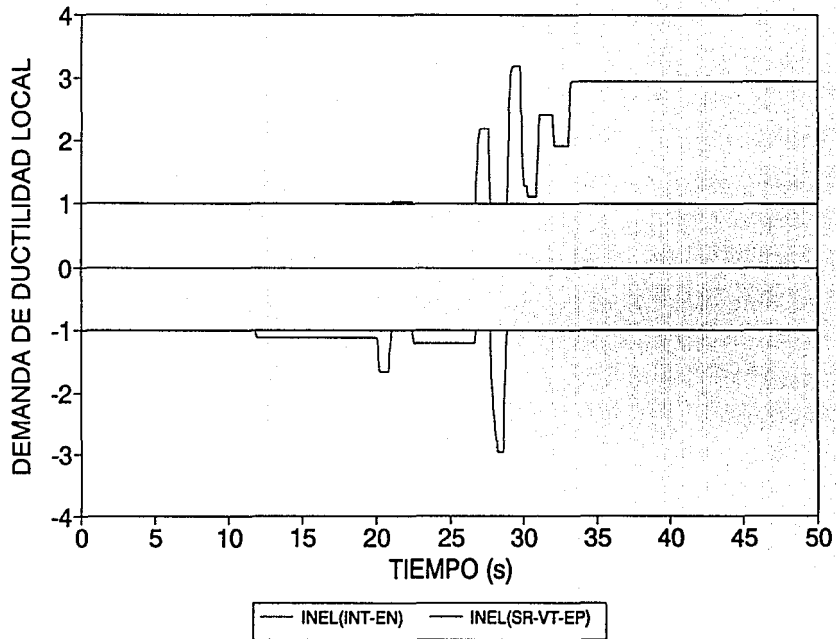


FIG 4.3.30 HISTORIA DE DEMNDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGAS, EJE C, CASOS 3 Y 7

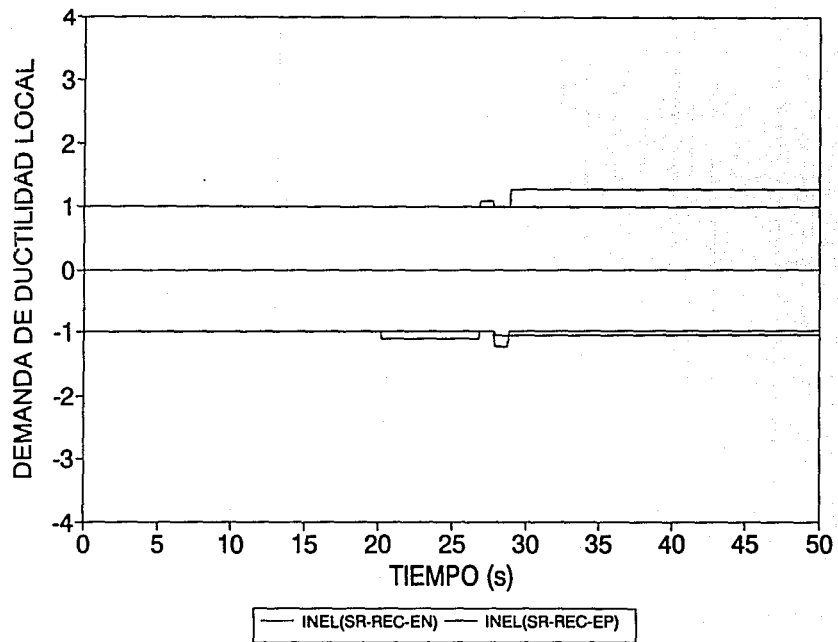


FIG 4.3.31 HISTORIA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGA, EJE C, CASOS 4 Y 6

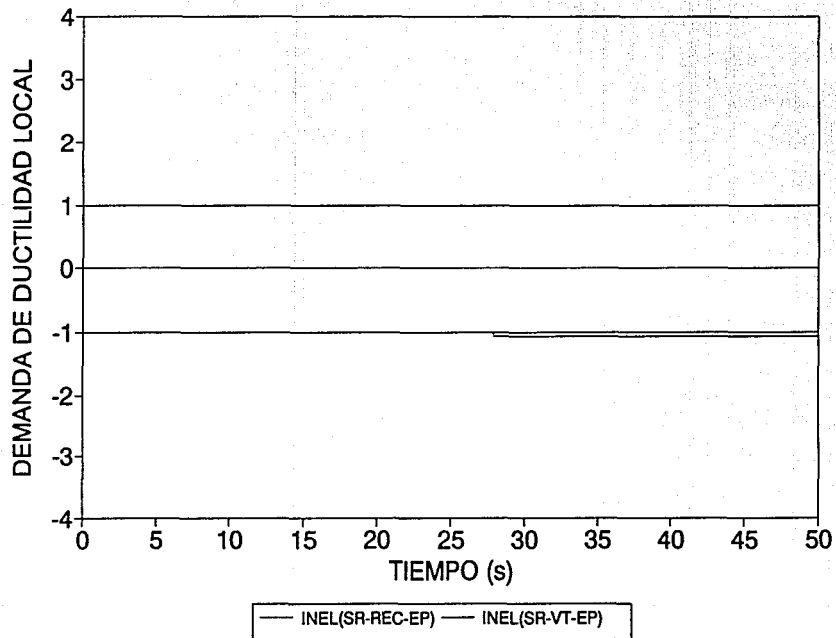
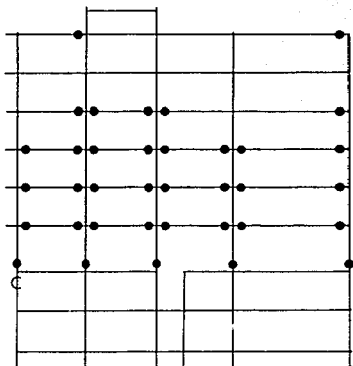
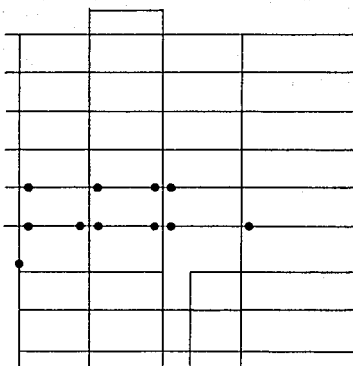


FIG 4.3.32 HISTORIA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGA, EJE C, CASOS 6 Y 7

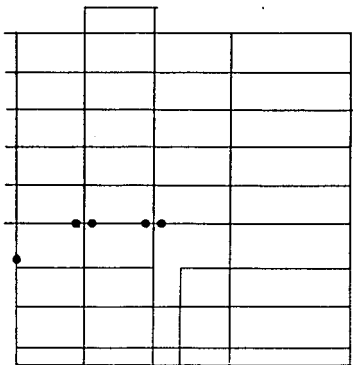
INEL (INT - REC - EN)



INEL (INT - SR - REC - EN)



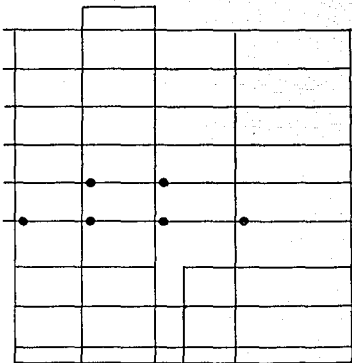
INEL (INT - SR - VT - EN)



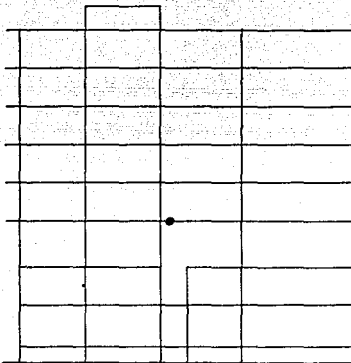
DIRECCION DE MOVIMIENTO

FIG 4.3.33.a DISTRIBUCION GLOBAL DE ARTICULACIONES PLASTICAS DEL EJE C,
SISMO EN DIRECCION POSITIVA

INEL (INT - SR - REC - EP)

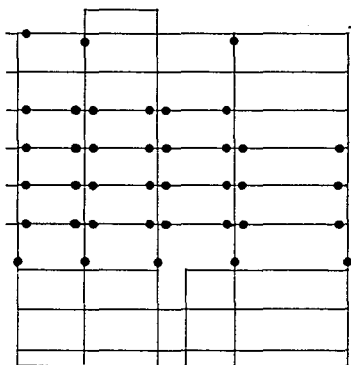


INEL (INT - SR - VT - EP)

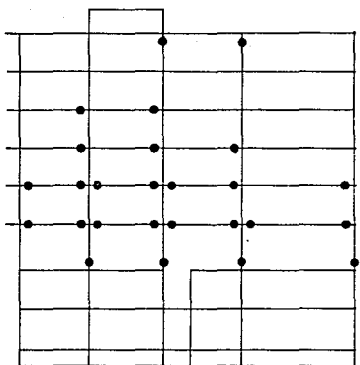


DIRECCION DE MOVIMIENTO

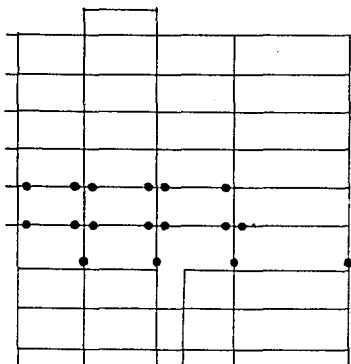
INEL (INT - REC - EN)



INEL (INT - SR - REC - EN)



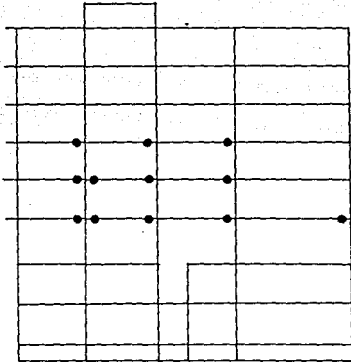
INEL (INT - SR - VT - EN)



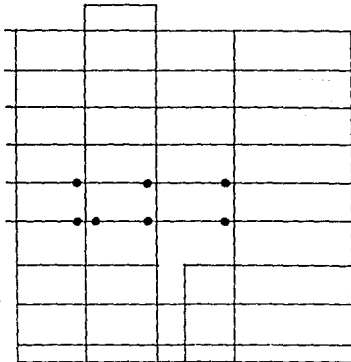
DIRECCION DE MOVIMIENTO

FIG 4.3.33.b DISTRIBUCION GLOBAL DE ARTICULACIONES PLASTICAS DEL EJE C, SISMO EN DIRECCION NEGATIVA

INEL (INT - SR - REC - EP)



INEL (INT - SR - VT - EP)



DIRECCION DE MOVIMIENTO

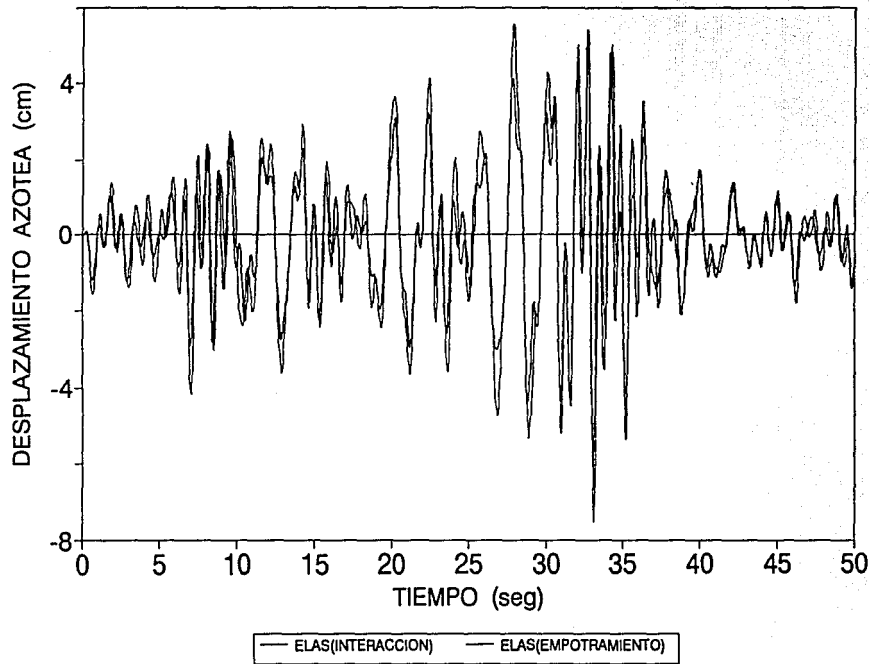


FIG 4.3.34 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 8, CASOS 1 Y 2

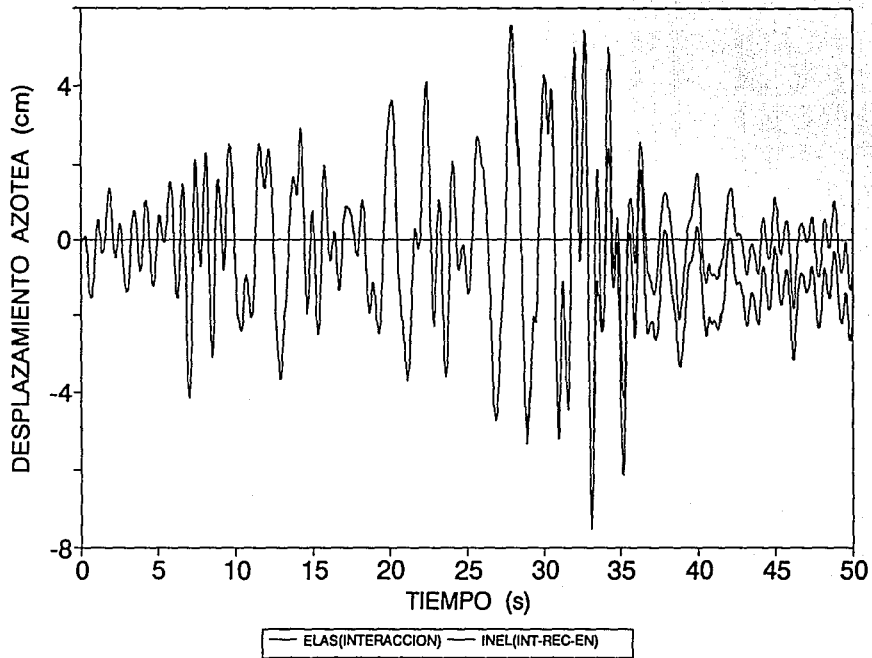


FIG 4.3.35 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 8, CASOS 2 Y 3

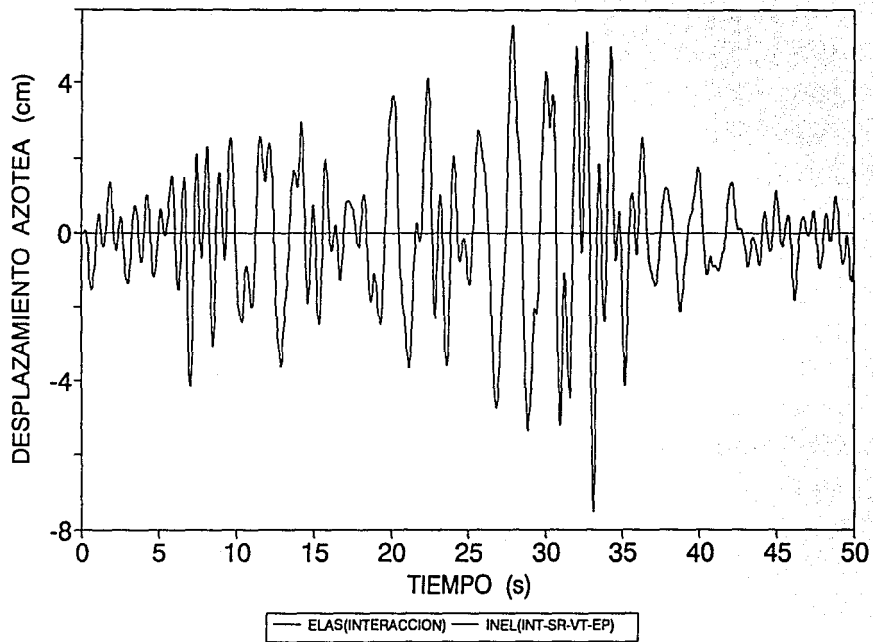


FIG 4.3.36 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 8, CASOS 2 Y 7

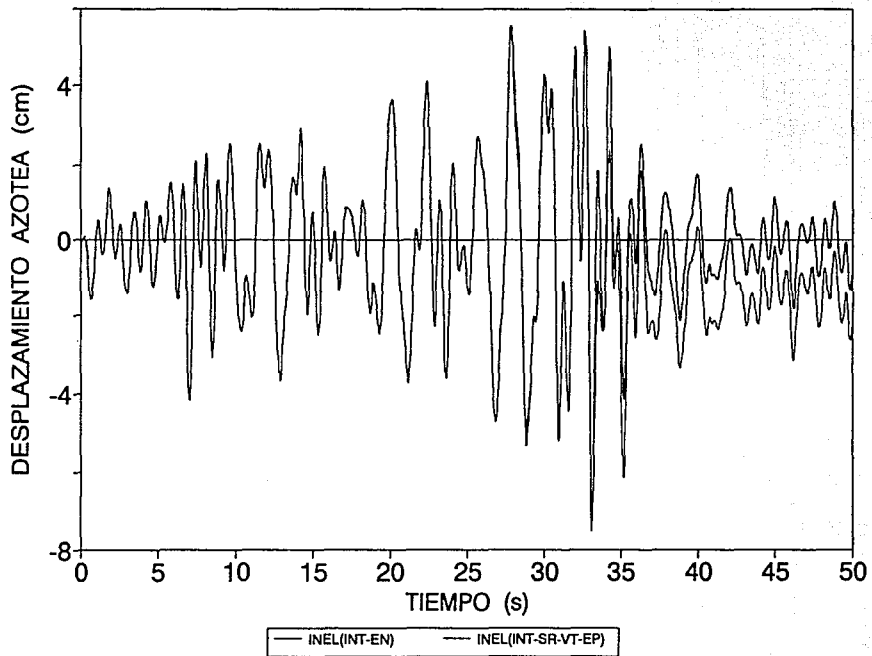


FIG 4.3.37 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL EJE 8, CASOS 3 Y 7

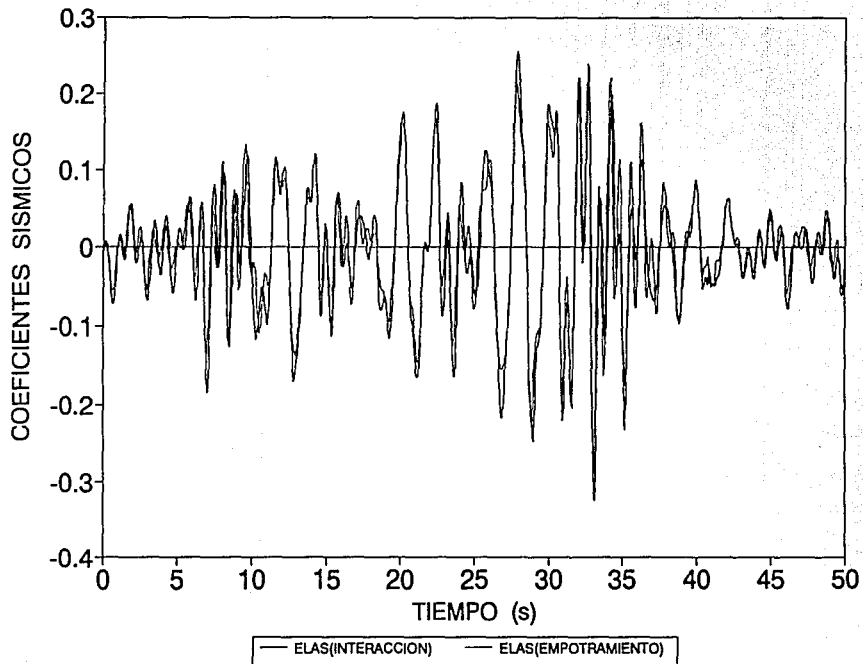


FIG 4.3.38 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE 8, CASOS 1 Y 2

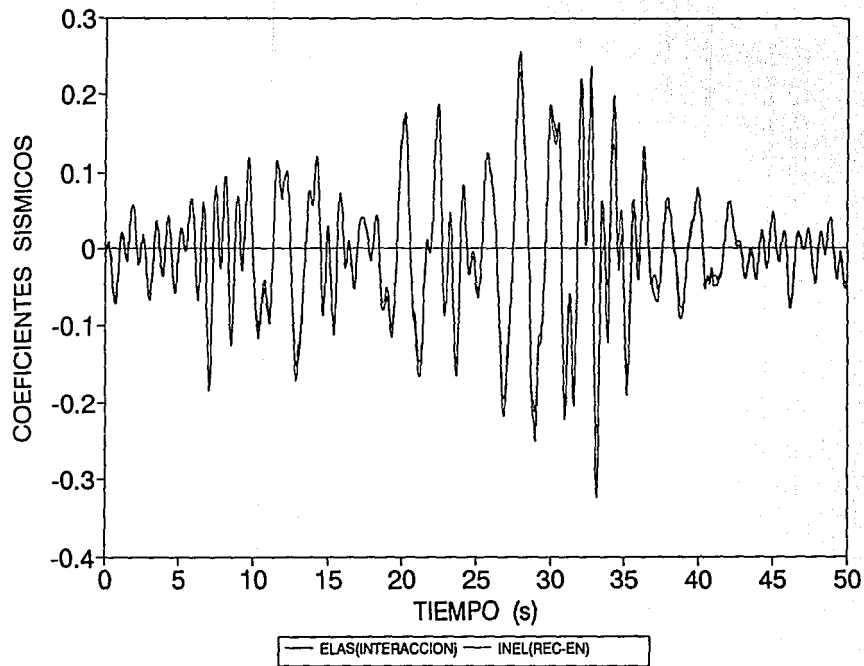


FIG 4.3.39 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE 8, CASOS 2 Y 3

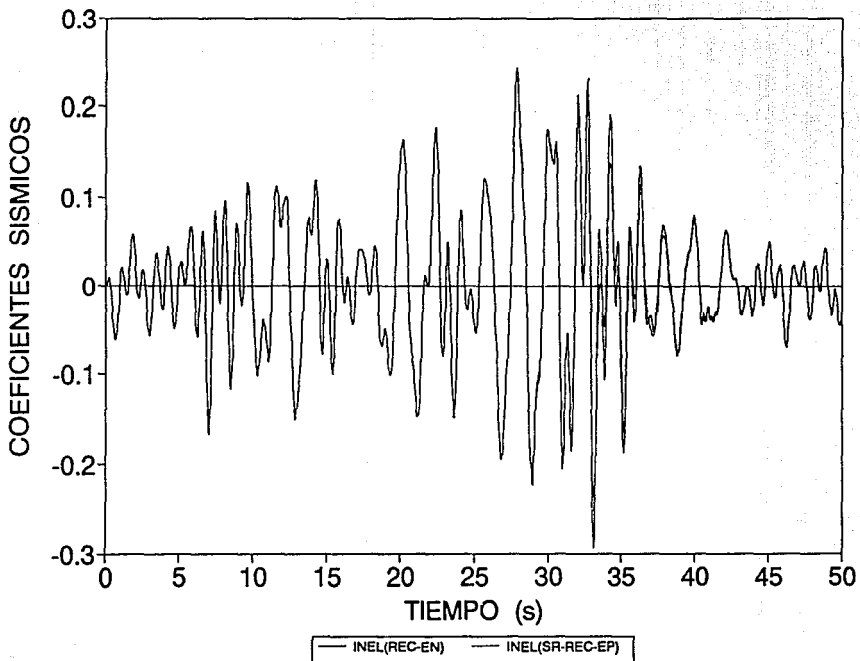


FIG 4.3.40 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE 8, CASOS 3 Y 6

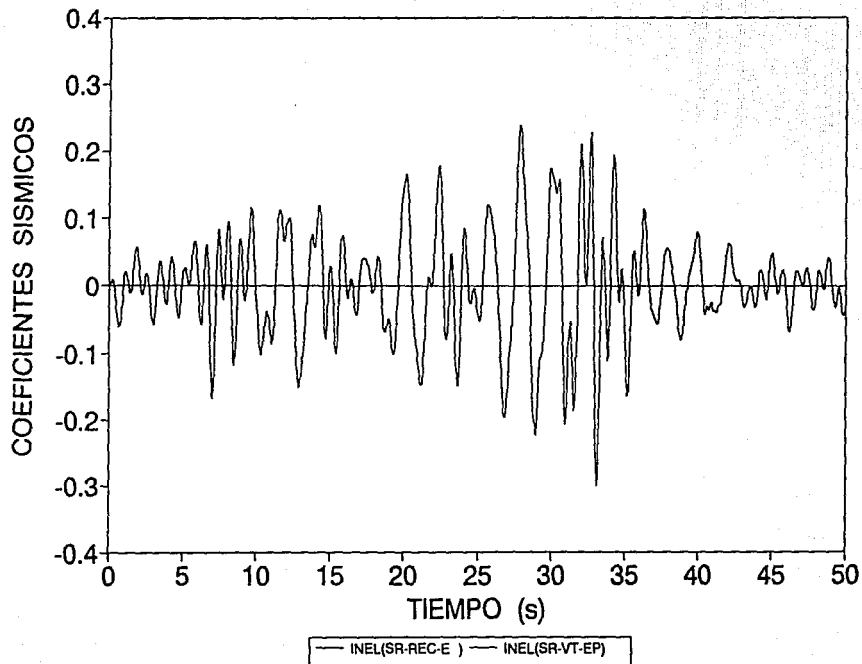


FIG 4.3.41 HISTORIA DE COEFICIENTES SISMICOS DEL EJE 8, CASOS 6 Y 7

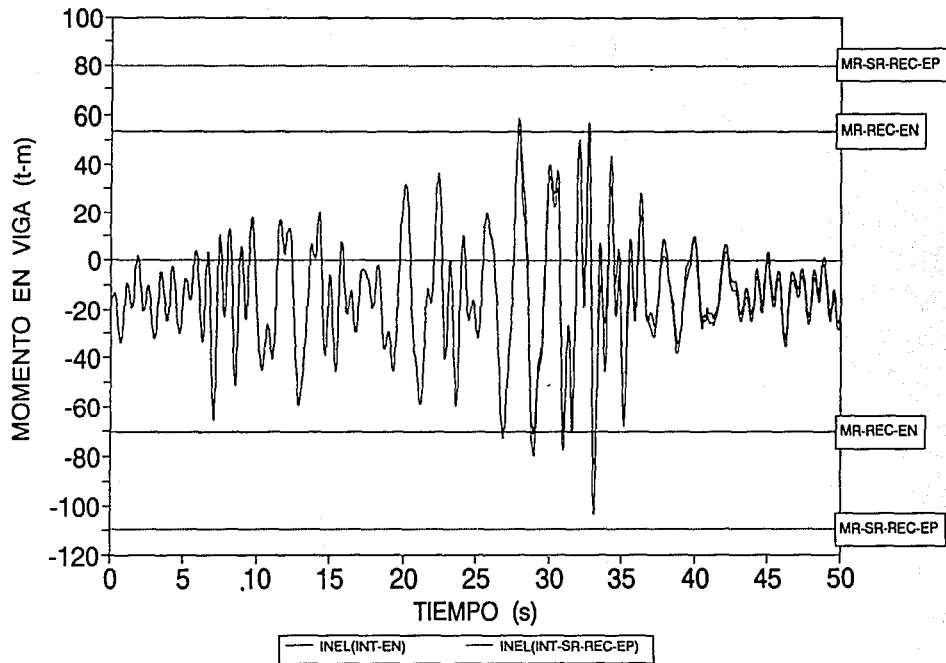


FIG 4.3.42 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN VIGA, EJE 8, CASOS 3 Y 6

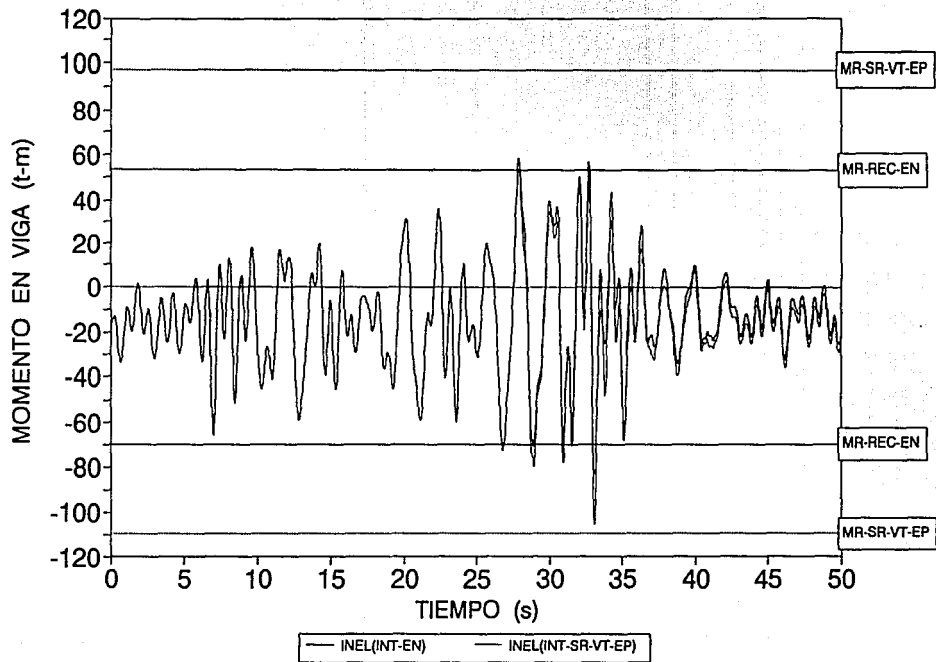


FIG 4.3.43 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN VIGA, EJE 8, CASOS 3 Y 7

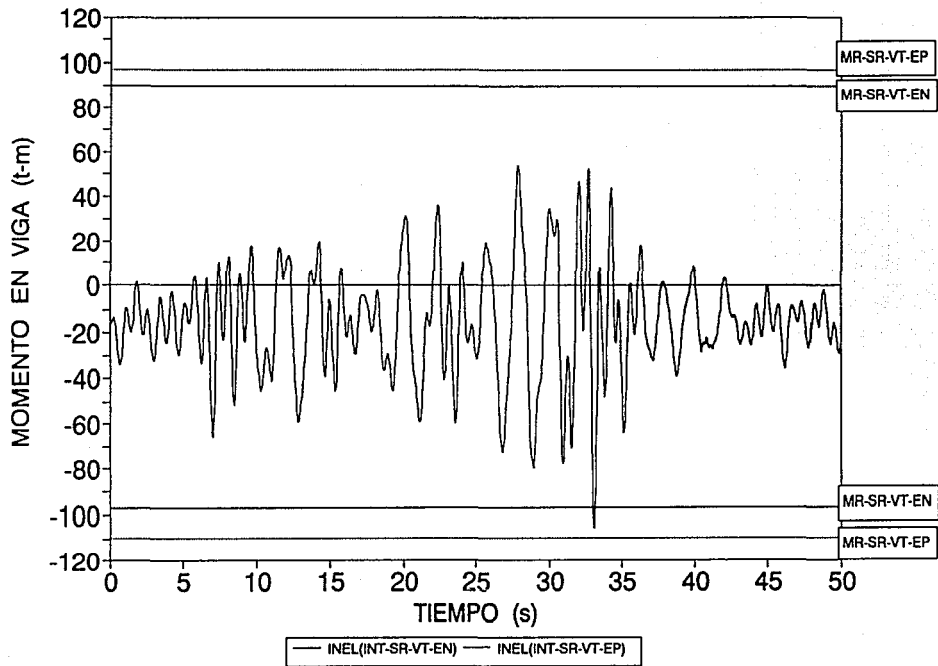


FIG 4.3.44 HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN VIGA, EJE 8,CASOS 6 Y 7

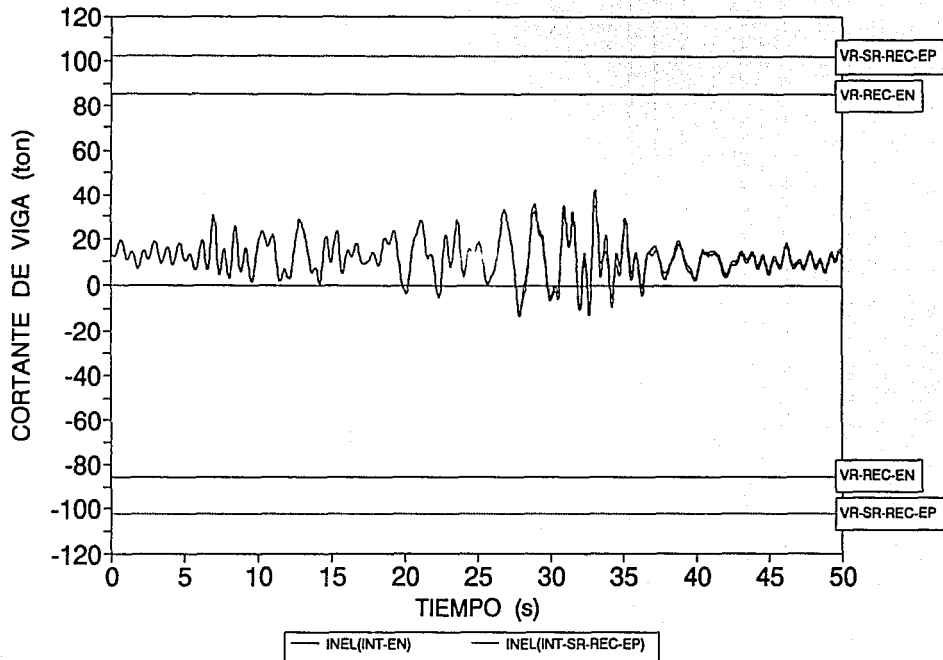


FIG 4.3.45 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, EJE 8, CASOS 3 Y 6

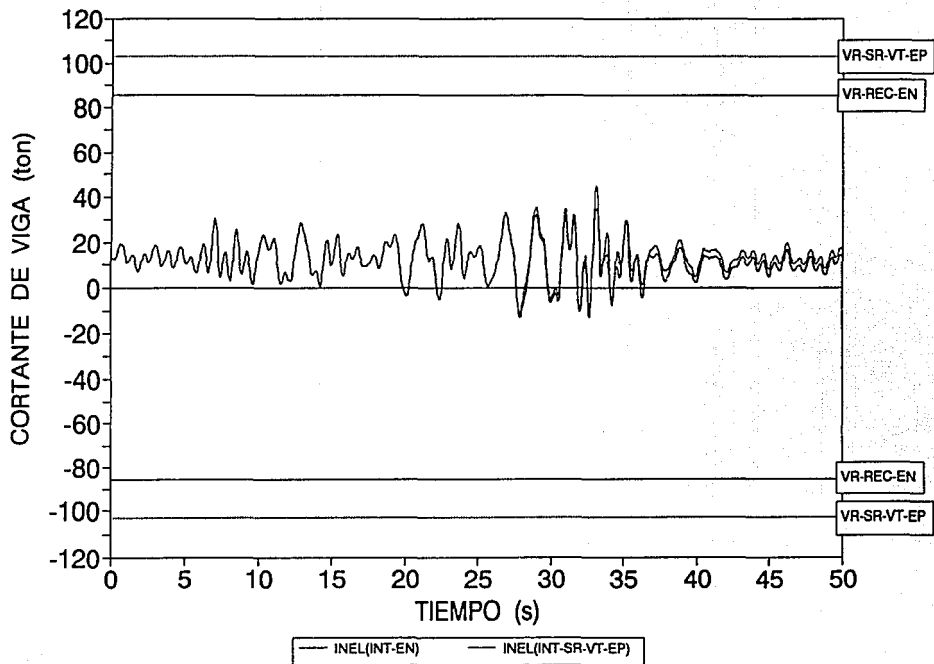


FIG 4.3.46 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, EJE 8, CASOS 3 Y 7

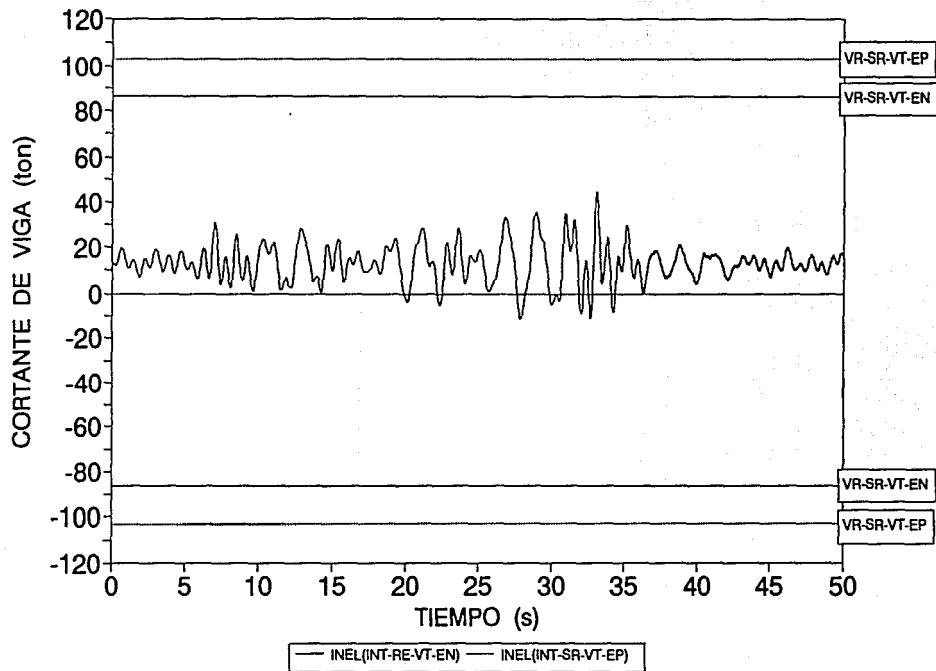


FIG 4.3.47 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN VIGA, EJE 8, CASOS 5 Y 7

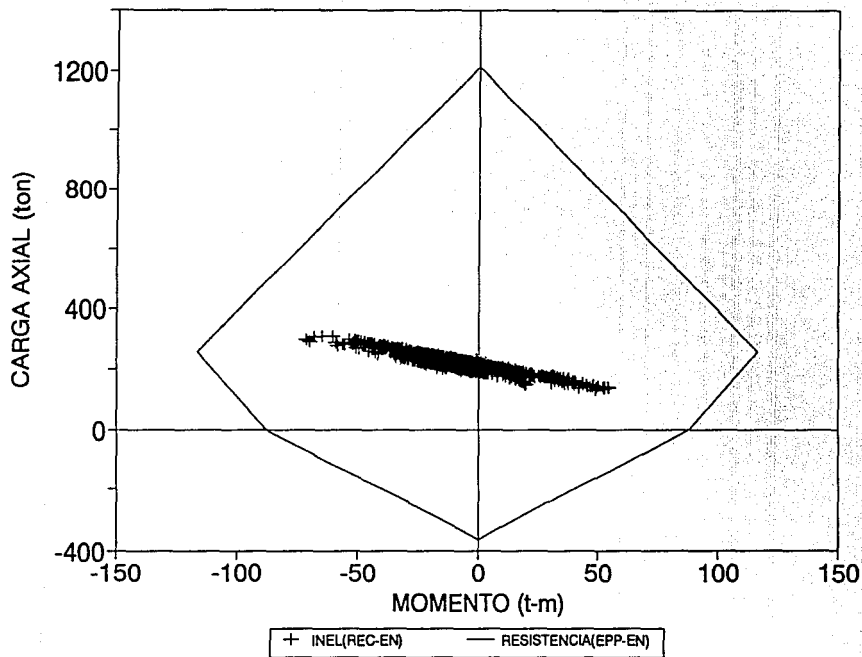


FIG 4.3.48 HISTORIA DE MOMENTO-CARGA AXIAL EN COLUMNA, EJE 8, CASO:3

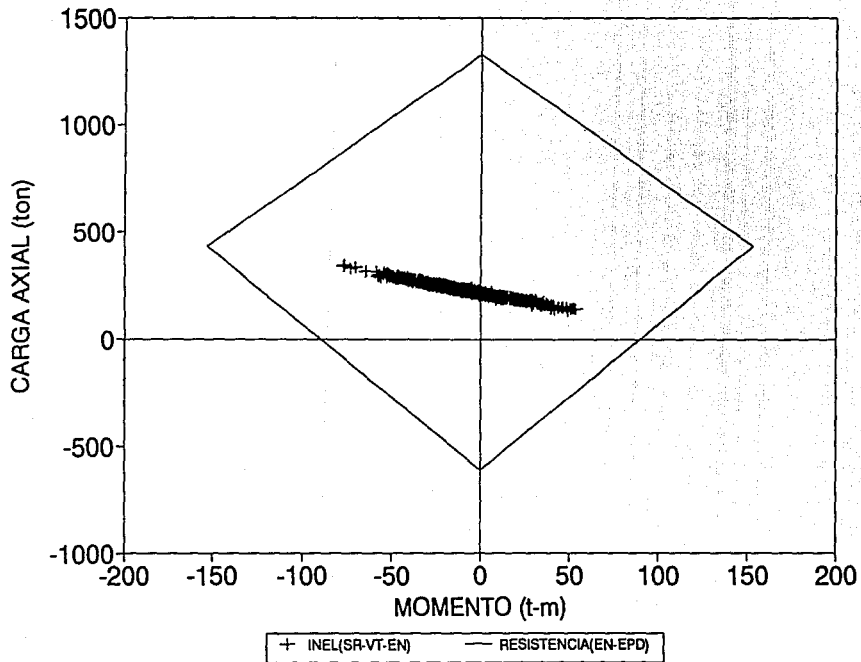


FIG 4.3.49 HISTORIA DE MOMENTO-CARGA AXIAL EN COLUMNA, EJE 8, CASO 5

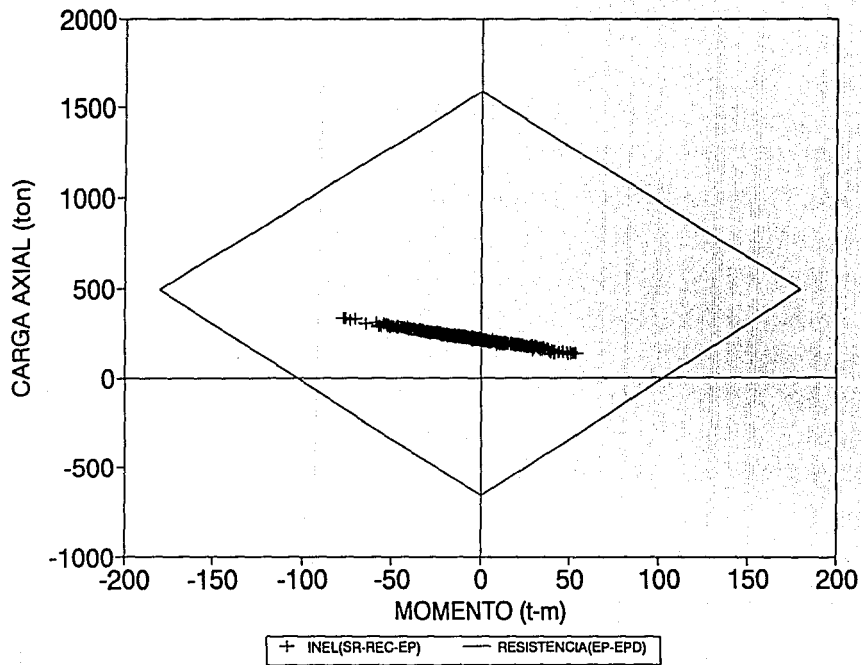


FIG 4.3.50 HISTORIA DE MOMENTO-CARGA AXIAL EN COLUMNA, EJE 8, CASO 6

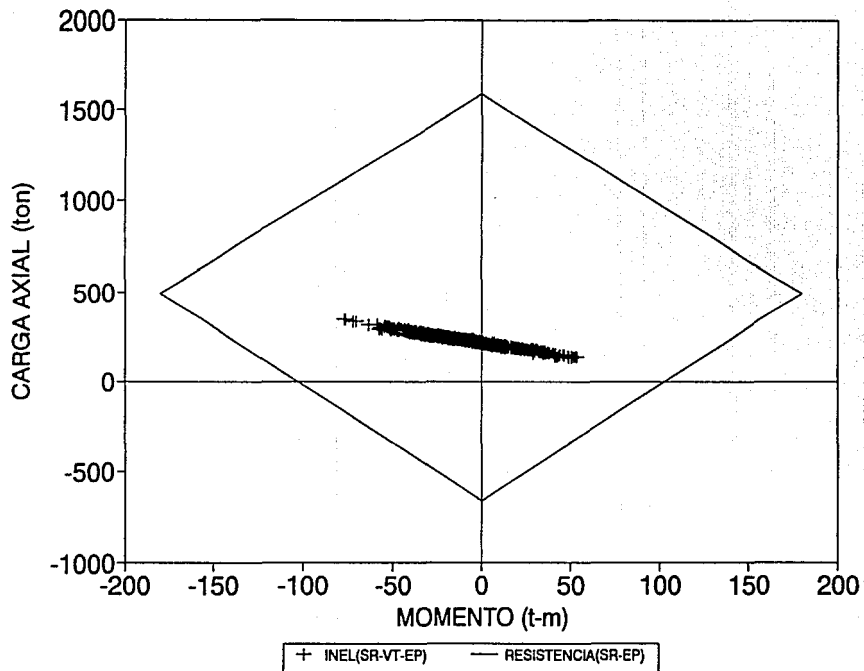


FIG 4.3.51 HISTORIA DE MOMENTO-CARGA AXIAL EN COLUMNA, EJE 8, CASO 7

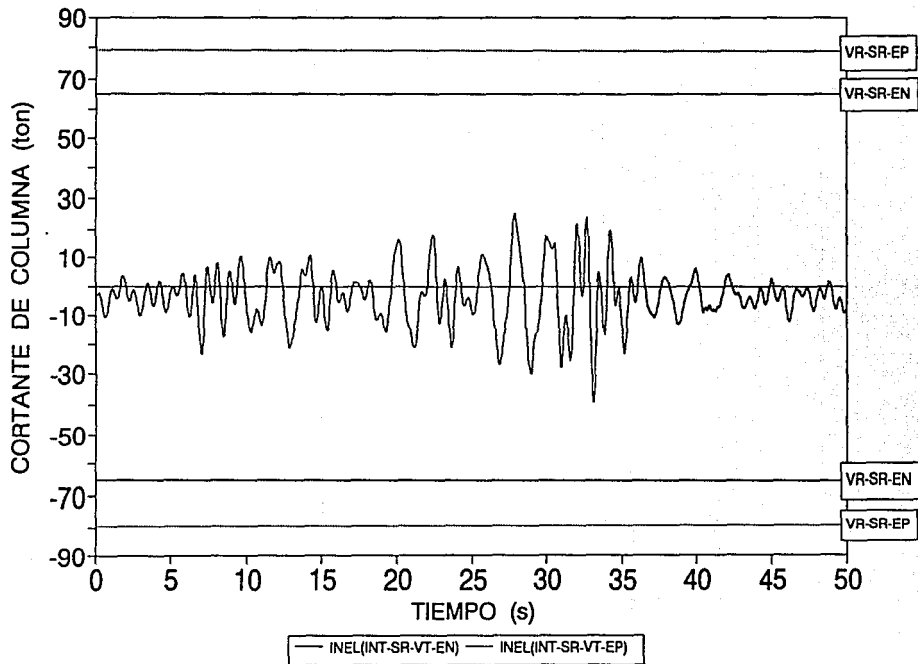


FIG 4.3.52 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, EJE 8, CASOS 5 Y 7

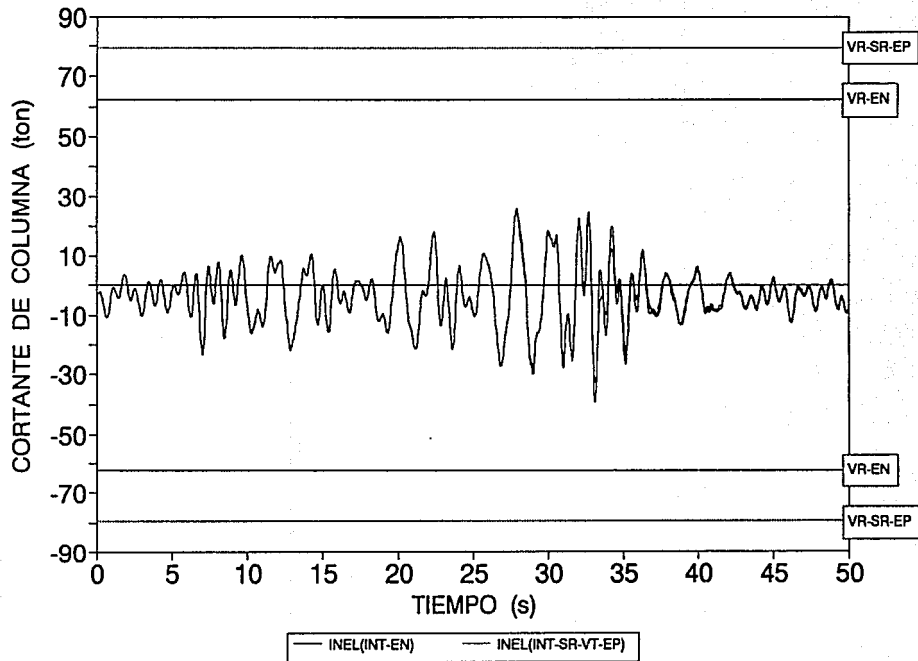


FIG 4.3.53 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, EJE 8, CASOS 3 Y 7

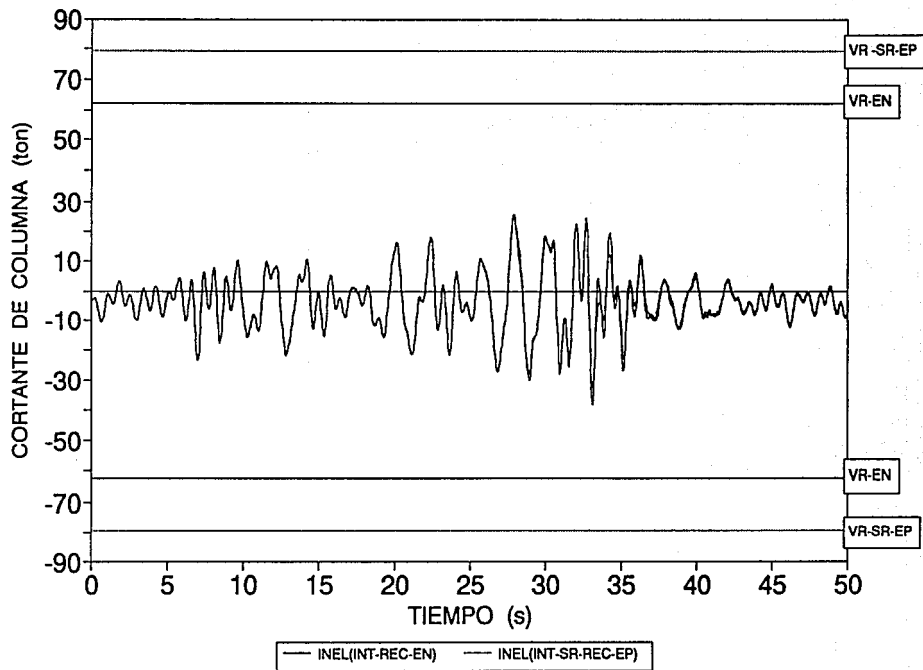


FIG 4.3.54 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA, EJE 8, CASOS 3 Y 6

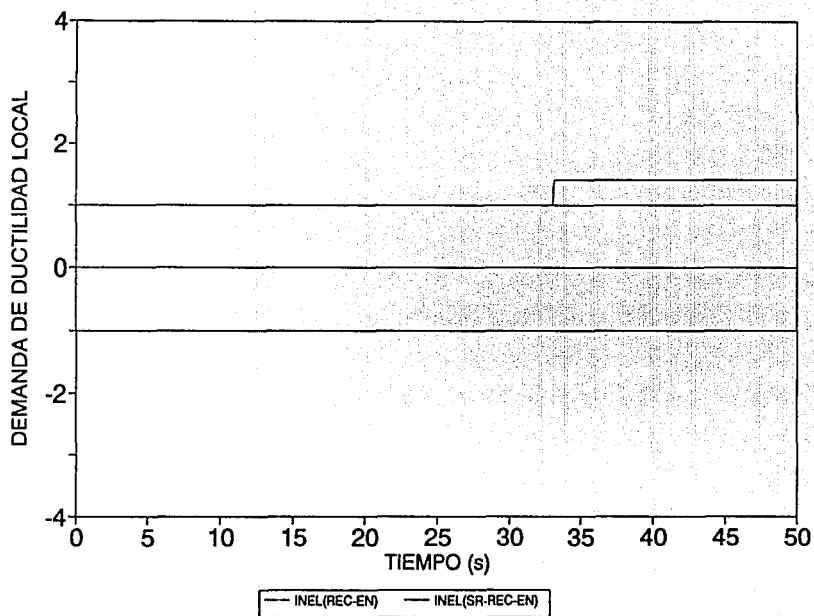


FIG 4.3.55 HISTORIA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGA, EJE 8, CASOS 3 Y 4

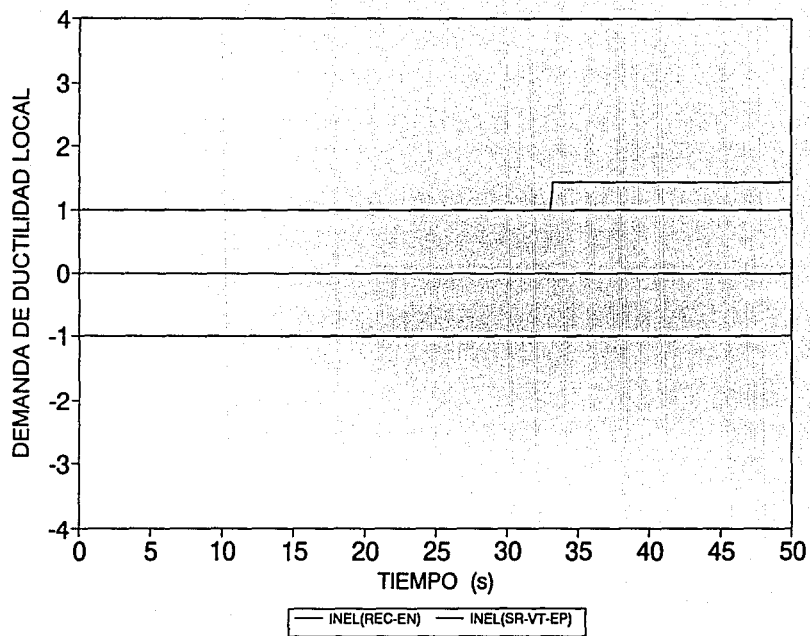


FIG 4.3.56 HISTORIA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGA, EJE 8, CASOS # Y 7

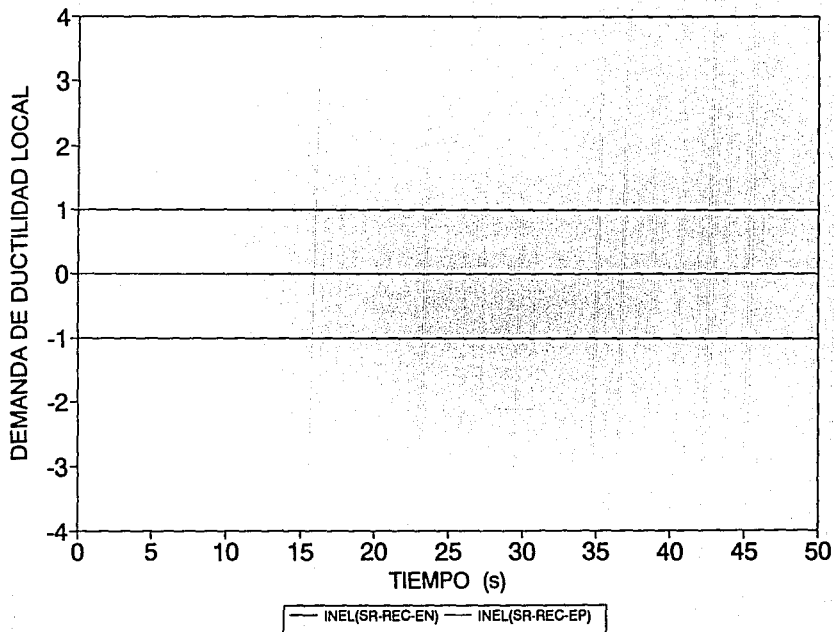
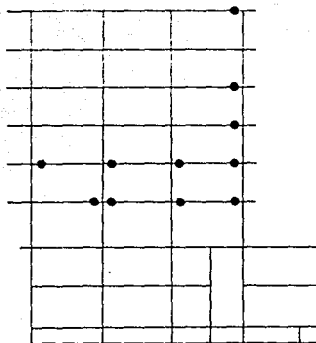
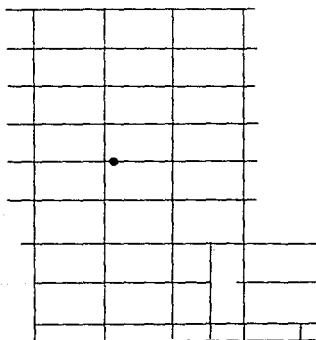


FIG 4.3.57 HISTORIA DE DEMNDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN VIGA, EJE 8, CASOS 4 Y 6

INEL (INT - REC - EN)



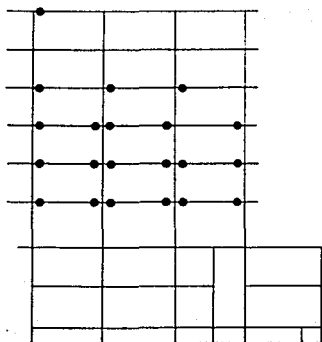
INEL (INT - SR - VT - EN)



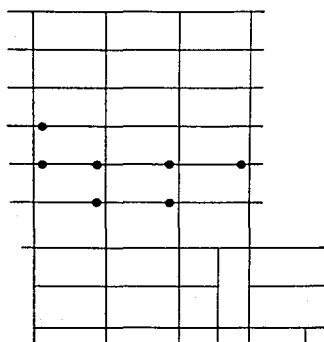
DIRECCION DE MOVIMIENTO

FIG 4.3.58.a DISTRIBUCION GLOBAL DE ARTICULACIONES PLASTICAS DEL EJE 8, SISMO EN DIRECCION POSITIVA

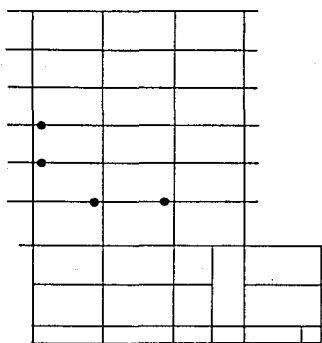
INEL (INT - REC - EN)



INEL (INT - SR - REC - EN)



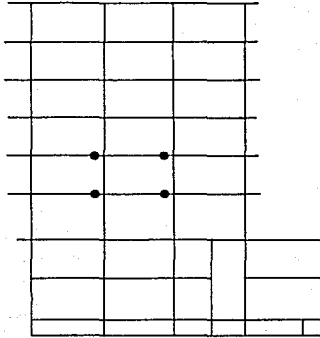
INEL (INT - SR - VT - EN)



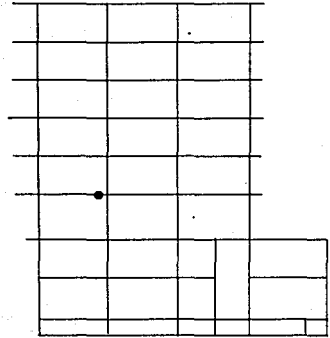
DIRECCION DE MOVIMIENTO

FIG 4.3.58.b DISTRIBUCION GLOBAL DE ARTICULACIONES PLASTICAS DEL EJE 8, SISMO EN DIRECCION NEGATIVA

INEL (INT - SR - REC - EP)



INEL (INT - SR - VT - EP)



DIRECCION DE MOVIMIENTO

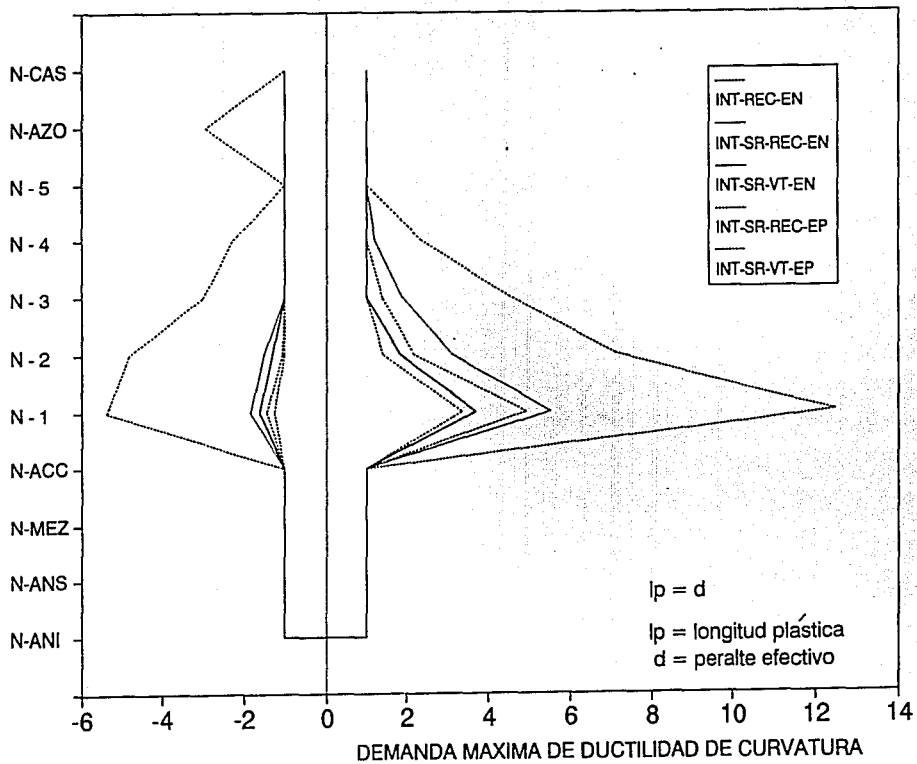


FIG 4.3.59.a DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN LAS VIGAS DEL EJE C (LONGITUDINAL)

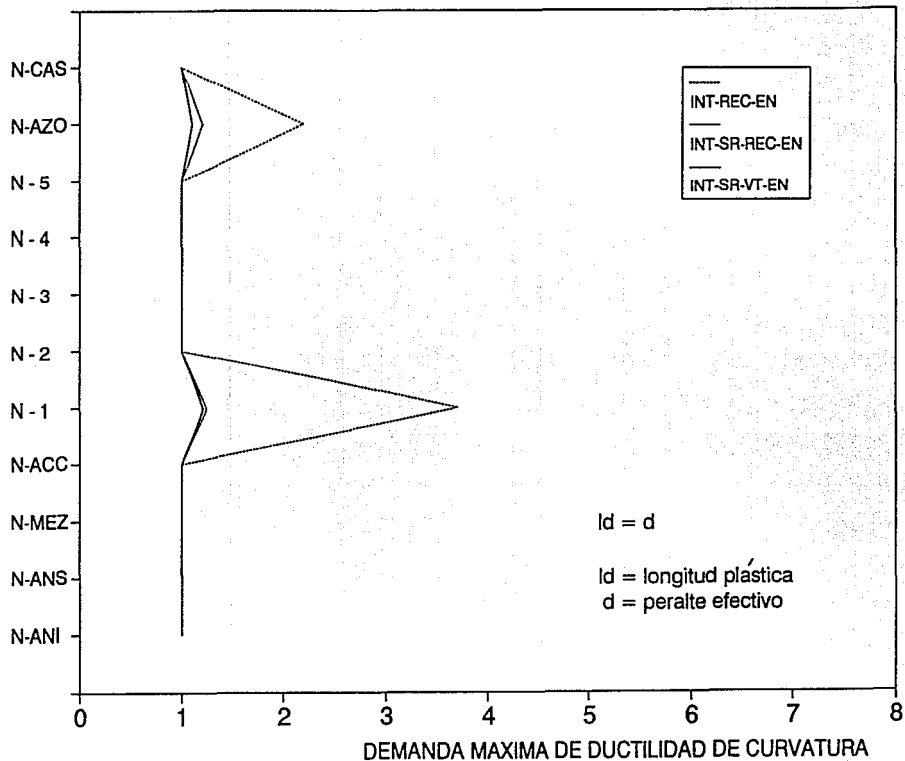


FIG 4.3.59.b DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN LAS COLUMNAS DEL EJE C (LONGITUDINAL)

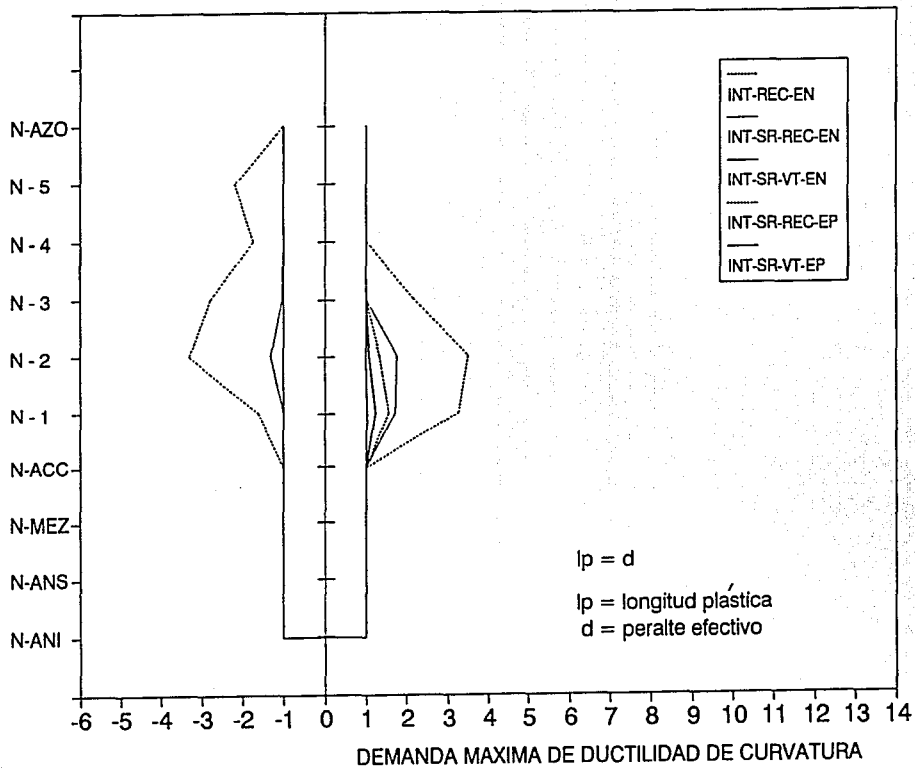


FIG 4.3.59.c DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN LAS VIGAS DEL EJE 8 (TRANSVERSAL)