

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ANÁLISIS DINÁMICO DE UNA ESTRUCTURA EMPLEANDO DOS
PROGRAMAS DE COMPUTADORA DIFERENTES”

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRÍA EN INGENIERÍA (ESTRUCTURAS)

PRESENTA:

BRUNO MARTÍNEZ II

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

ING. JUAN JOSE HANELL CABELL
SUBJEFE DEL AREA DE INGENIERIA
CIVIL. DEPT. - UNAM
P r e s e n t e .

En relación con el trabajo escrito que debe desarrollar el alumno BRUNO MARTINEZ, como parte de los requisitos para obtener la Maestría en Ingeniería (Estructuras), me permito proponer el siguiente tema:

"Análisis dinámico de una estructura empleando dos programas de computadora diferentes"

El Sr. Martínez analizará, empleando los programas TABS Y DRAIN la celosía metálica del edificio ubicado en las calles de Durango 49 sometido al sismo del 19 de septiembre de 1985, componente E.W. del acelerograma obtenido en SCT, tomando en cuenta en su modelo matemático la interacción suelo estructura de acuerdo con los lineamientos de la propuesta del nuevo reglamento de construcciones para el D.F.

El plazo máximo para desarrollar este trabajo será de 30 días. Proporcionaré al Sr. Martínez la información necesaria para el estudio.

A t e n t a m e n t e ,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 19 de Marzo de 1987

M en C ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
PROFESOR TITULAR

*Entregar trabajo el
28 de abril 1987
Juan H J N*

EDVC/rmz

I N D I C E

INTRODUCCION .

CAPITULO I - CONFIGURACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO .

CAPITULO II - HERRAMIENTAS DE CALCULO .

CAPITULO III - MODELO MATEMATICO .

CAPITULO IV - ANALISIS DINAMICO .

CAPITULO V - RESULTADOS .

CAPITULO VI - INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA .

CAPITULO VII - CONCLUSIONES .

APENDICE A - PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN LA CELOSIA .

APENDICE B - CALCULO DE DATOS PARA EL ANALISIS INELASTICO .

APENDICE C - VALORES NUMERICOS DE LAS RESPUESTAS MAXIMAS .

APENDICE D - ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA .

APENDICE E - MODIFICACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL POR LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA .

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .

INTRODUCCION .

En 1979 el edificio de la clínica Londres ubicada en lo calle de Durango No. 49 ,Col. Roma, sufrió daños severos a causa del sismo de Marzo del mencionado año, por lo que tuvo que ser reforzada y reparado .

Seis años mas tarde, en el terremoto del 19 de Septiembre de 1985, el mismo edificio pasaba una de sus mejores pruebas, teniendo un comportamiento sumamente satisfactorio, en una zona de la Cd. de Mexico donde la densidad de destrucción fue muy elevada .

En el presente trabajo se estudia el comportamiento de la estructura reforzada bajo carga lateral, tratando de establecer el porque tuvo una respuesta tan adecuada .

Tomando en cuenta que la mayoría de las estructuras incursionan en el intervalo inelástico durante movimientos telúricos fuertes, se consideró que un Análisis Dinámico Inelástico (Paso a Paso), daría resultados mas próximos a lo realidad .

Además, como base de comparación, se efectuaron análisis dinámicos elásticos con los criterios usuales de cálculo: Paso a Paso y Modal Espectral .

Las herramientas utilizadas fueron dos programas de computador, a saber: el DRAIN (Dynamic Response Analysis of Inelastic Plane Structures) y el TABS (Three Dimensional Analysis of Buildings Systems) . El primero sirve para analizar inelásticamente, estructuras planas, por lo que el modelo matemático tuvo que asociarse a una estructura plana . Con el segundo se pueden analizar elásticamente estructuras en 2 ó 3 dimensiones .

Para el análisis paso a paso se utilizó la componente E-W del --

acelerograma registrado en la Secretaria de Comunicaciones y Transportes .

Por último se incluye un modelo para el estudio de la interacción del suelo con la estructura, tomando como criterio base, la propuesta al Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal .

En el capítulo I se muestra la configuración original de la estructura en estudio y el tipo de reforzamiento que tuvo .

En el capítulo II se presenta una breve descripción del programa TABS , que es bastante conocido, y una descripción mas o menos detallada del DRAIN, que es de manejo poco común .

En el capítulo III se establece el modelo matemático, en base a lo tratado en los capítulos anteriores .

En el capítulo IV se presentan las consideraciones que se tomaron para el Análisis Dinámico .

En el capítulo V se presentan y comentan los resultados obtenidos del estudio del modelo establecido en el capítulo III .

En el capítulo VI se estudia lo correspondiente a la interacción suelo estructura, y en el último capítulo se establecen las conclusiones pertinentes .

CAPITULO I - CONFIGURACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO .

La estructuración del edificio sin reforzar es a base de columnas-trabes-losa encasetonada de concreto y muros perimetrales en la dirección larga, siendo los marcos de fachada de la dirección corta, mucho más robustos que los interiores, con trabes muy peraltadas .

La cimentación es a base de cajones y pilotes de fricción. En las figuras 1.1 a 1.4 se muestran las principales características del edificio .

En el temblor de 1979 las columnas de los ejes 1 y 5 , sufrieron asentamientos importantes, produciendo los daños más severos en las fachadas.

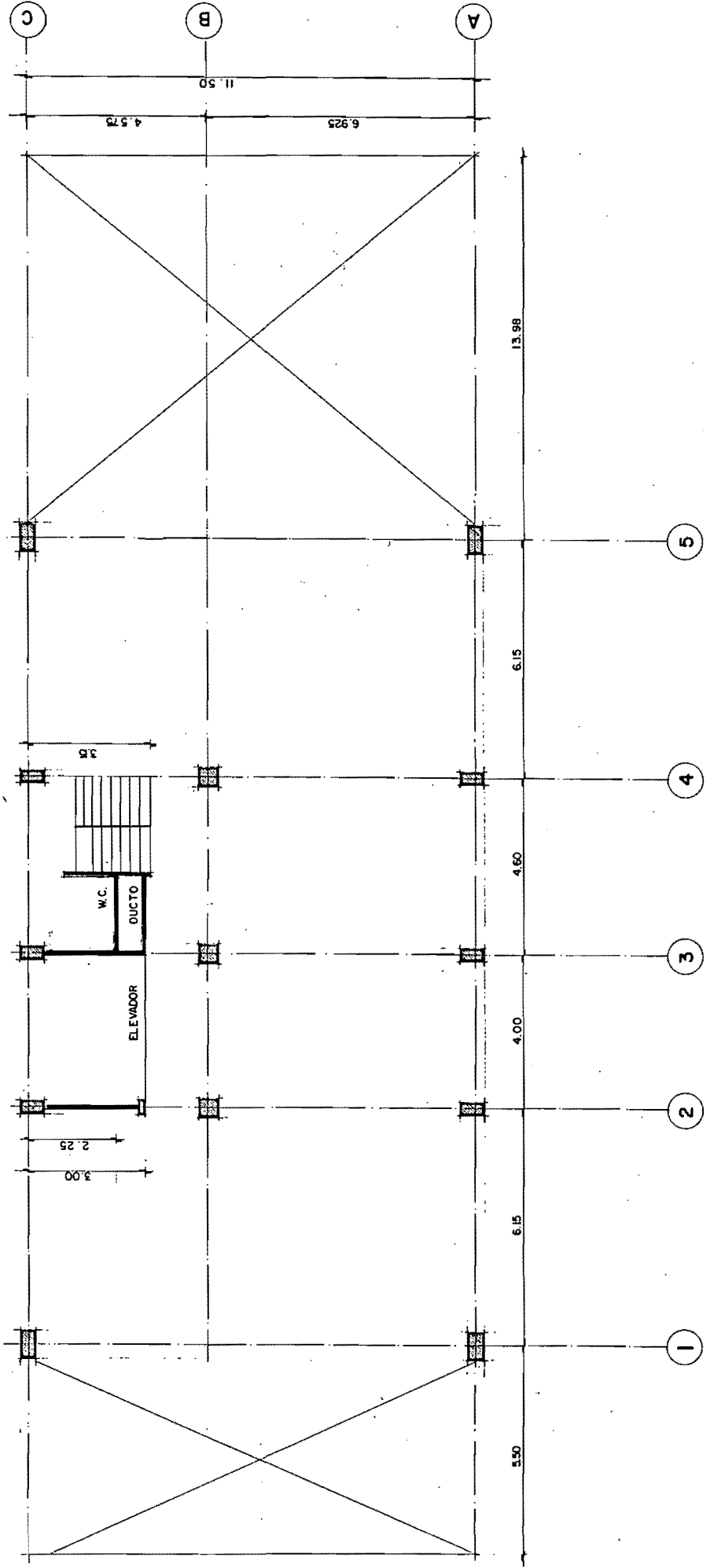
Para reforzar el edificio se colocaron 2 celosías de acero de la misma geometría adheridas a los marcos de fachada de la dirección X, como muestra la Figura 1.5, y reforzando la cimentación en esa zona con pilotes de acero, como muestra la figura 1.6 .

Todas las secciones de la celosía son del tipo cajón y sus propiedades geométricas se muestran en el Apéndice A .

Las masas de cada nivel se muestran en la Tabla 1.1 .

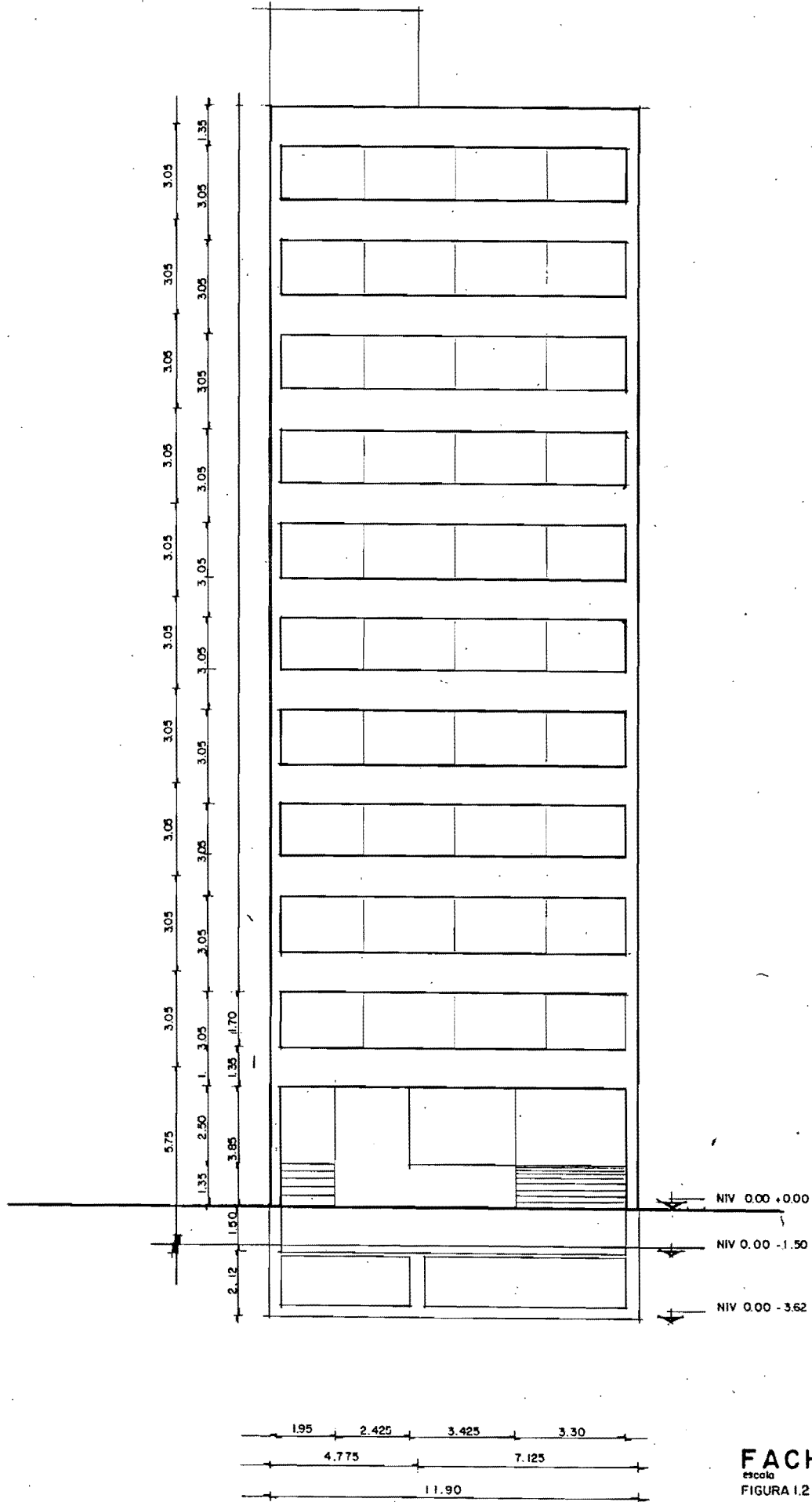
TABLA 1.1 - MASAS DE CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA .

NIVEL	MASA (Ton -seg ² /m)
11	2.038
10	14.320
9	14.598
8	14.598
7	14.598
6	14.598
5	14.598
4	14.598
3	14.598
2	14.598
1	14.598
FR	8.900
CIM	70.640

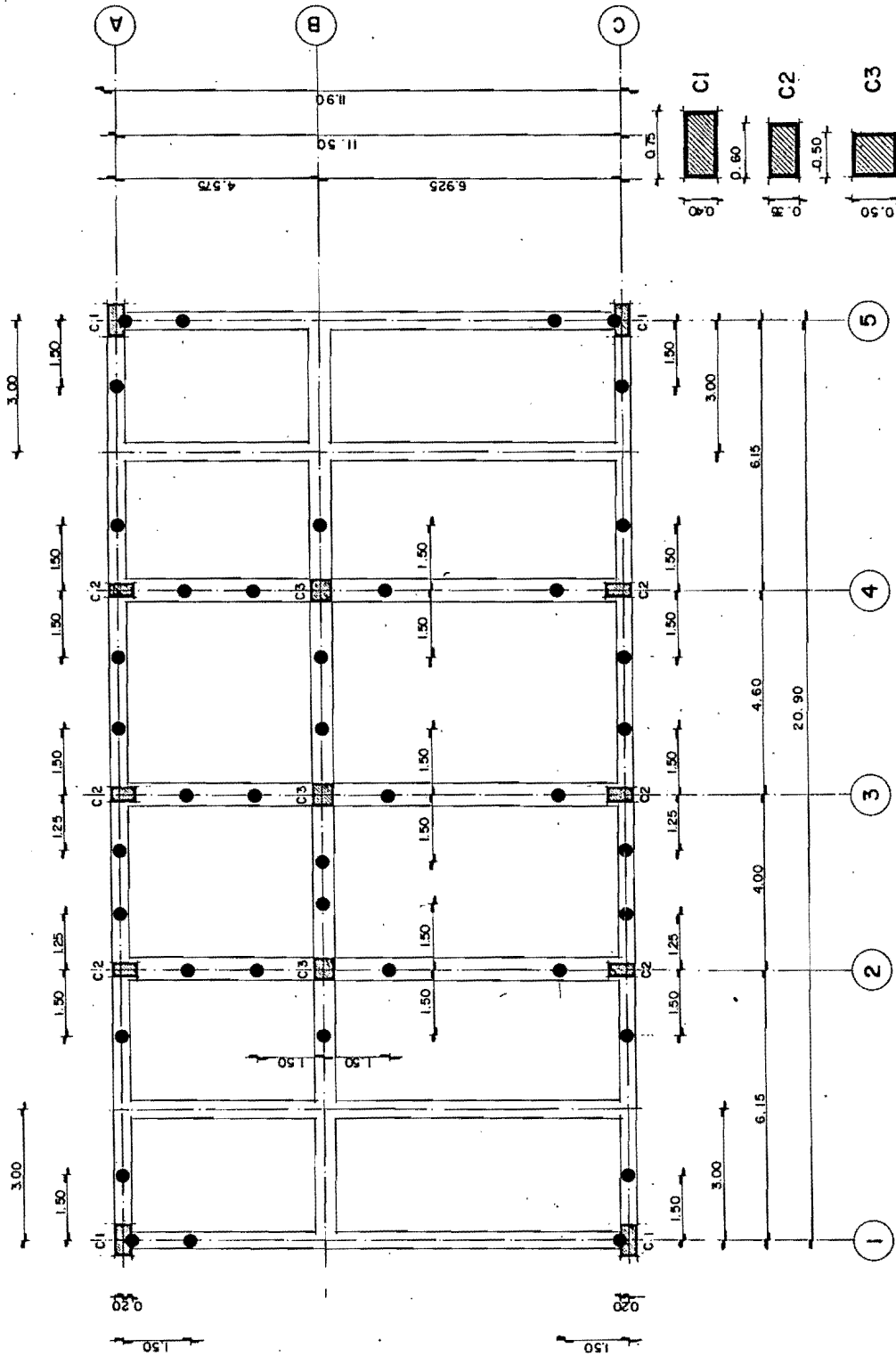


PLANTA TIPO
1:100
FIGURA II

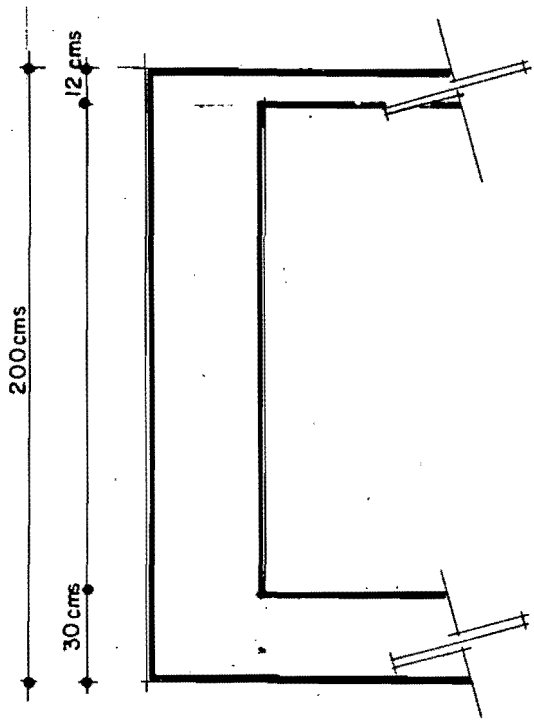
2



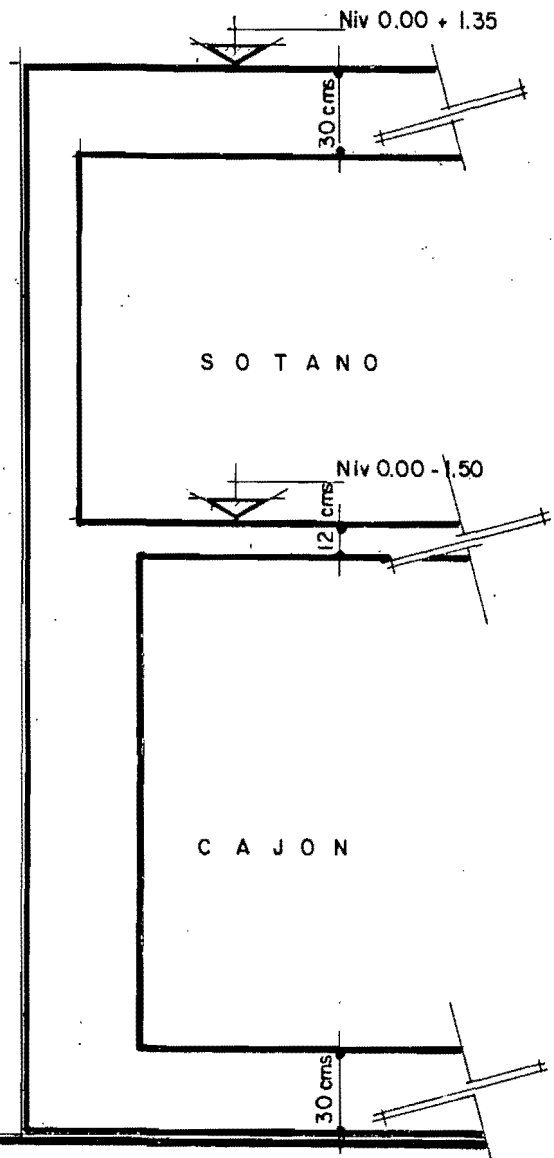
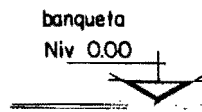
FACHADAS
escala 1:125
FIGURA 1.2



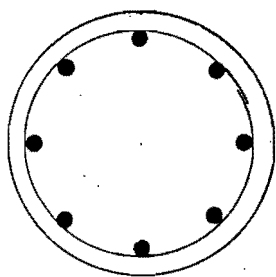
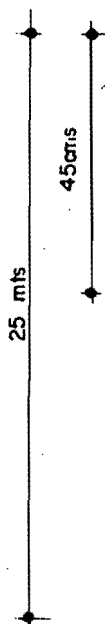
PLANTA CIMENTACION
 1:100
 FIGURA 1.3



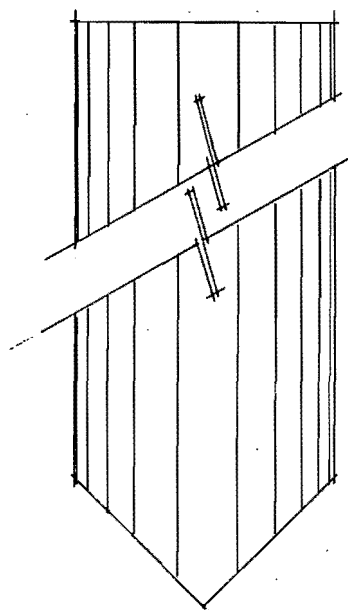
DIMENSIONES DEL CAJON
sin escala



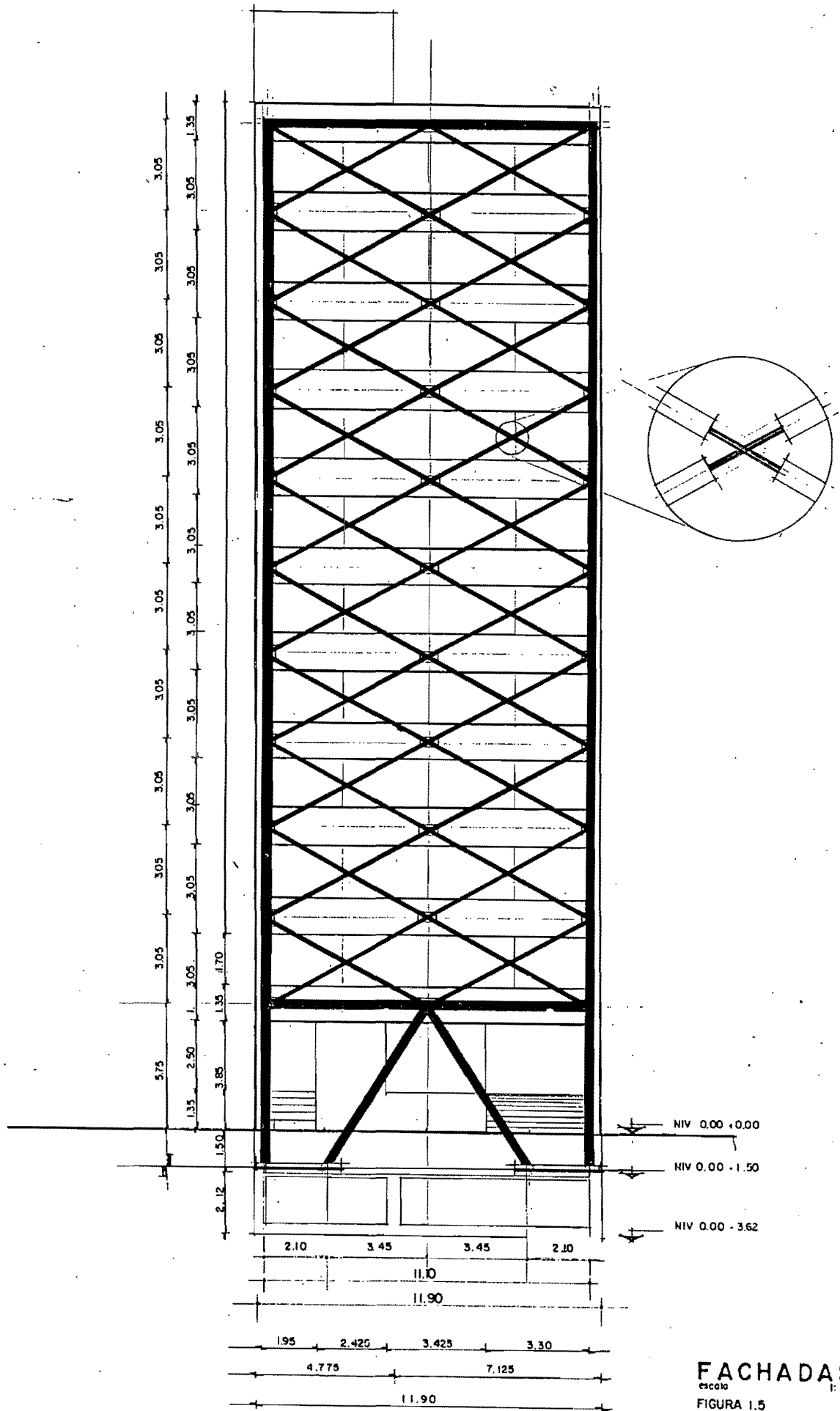
NIVELES CAJON
sin escala



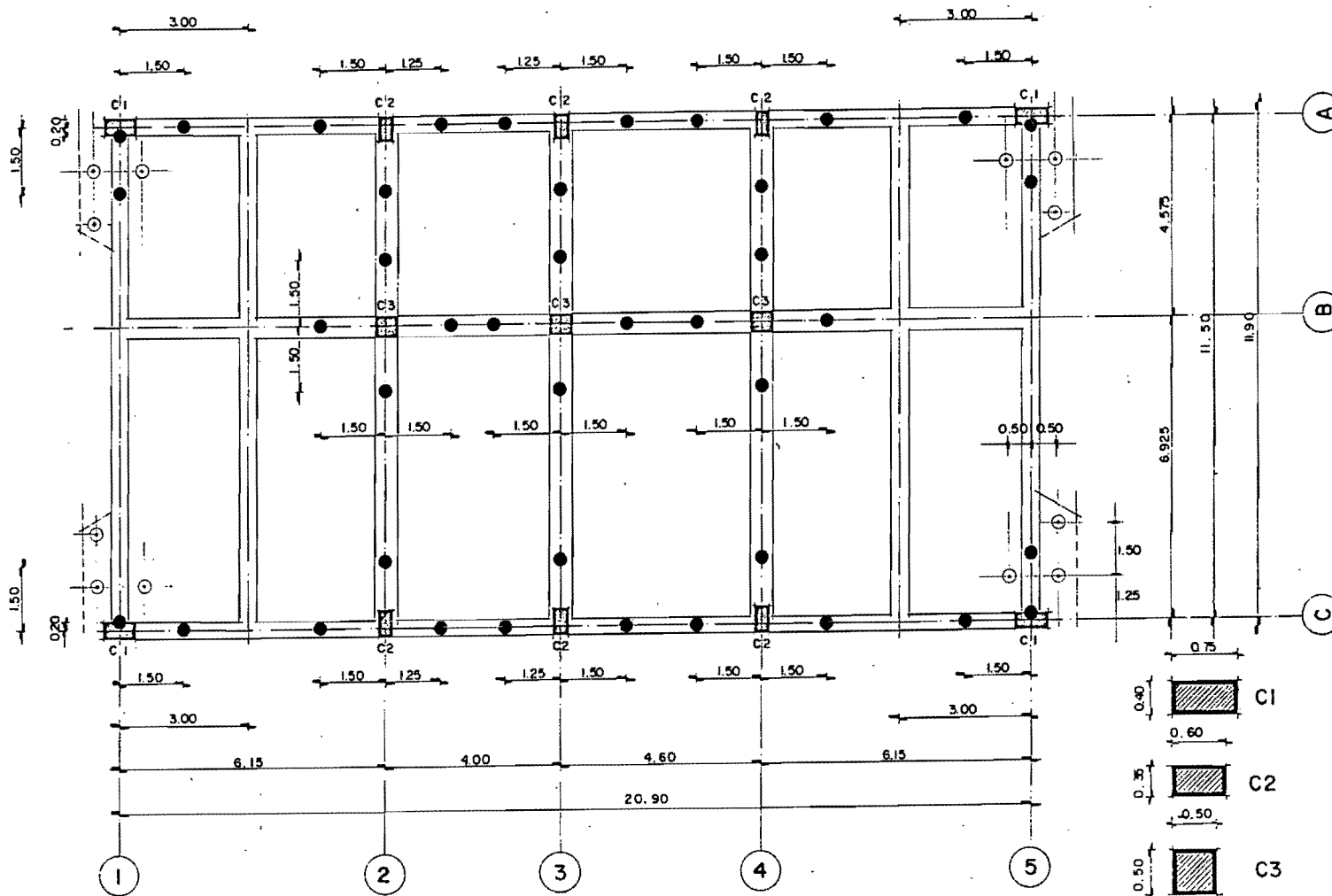
8 V #5



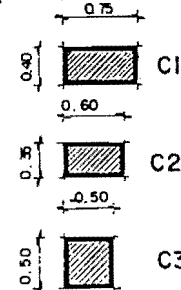
PILOTE CONCRETO
sin escala
FIGURA 1.4



FACHADAS
 escola 1:125
 FIGURA 1.5



○ PILOTE DE ACERO:
 Tubo de 4" de diametro
 Cadula 40
 Profundidad de Hincado 25m



● PILOTE DE CONCRETO

PLANTA CIMENTACION

Escala 1:100

FIGURA 1.6



CAPITULO II - HERRAMIENTAS DE CALCULO .

PROGRAMA "DRAIN" .

A) Descripción General .

El DRAIN es un programa que sirve para el análisis dinámico inelástico de estructuras bidimensionales sujetos a movimiento de sus bases .

Para ello supone una configuración de barras unidas por nudos, las cuales pueden tener de 0 a 3 grados de libertad, y aquellas pueden ir dispuestas en cualquier forma .

Las barras pueden ser de tres tipos:

- a) Elementos Armadura: Estos solo son capaces de tomar carga axial y de sufrir deformaciones a lo largo del eje de la barra .
- b) Elementos Columna: Estos pueden estar sujetos a momentos flexionantes, fuerza cortante y fuerza axial y sufrir sus correspondientes deformaciones .
- c) Elementos Viga: Este es un caso especial de elemento columna, donde la fuerza cortante y axial son nulas o muy pequeños.

Para el análisis dinámico se considera que a cada nudo se le asocia una masa específica .

B) Método de Análisis .

El análisis se efectúa mediante el método Directo de los Rígideces, donde los desplazamientos de los nudos son las incógnitas.

Para un elemento cualquiera :

$$\{dv\} = [a] \{dr\} \quad \text{-----} \quad (2.1)$$

donde:

{dv} - vector de incremento de deformaciones referido a un sistema local de coordenadas .

{dr} - vector de incremento de desplazamientos de los nudos que delimitan al elemento, referido a un sistema global de coordenadas .

[a] - matriz que toma en cuenta la orientación de la barra .

De este modo la ríigidez tangencial en términos de la deformación esta dada por:

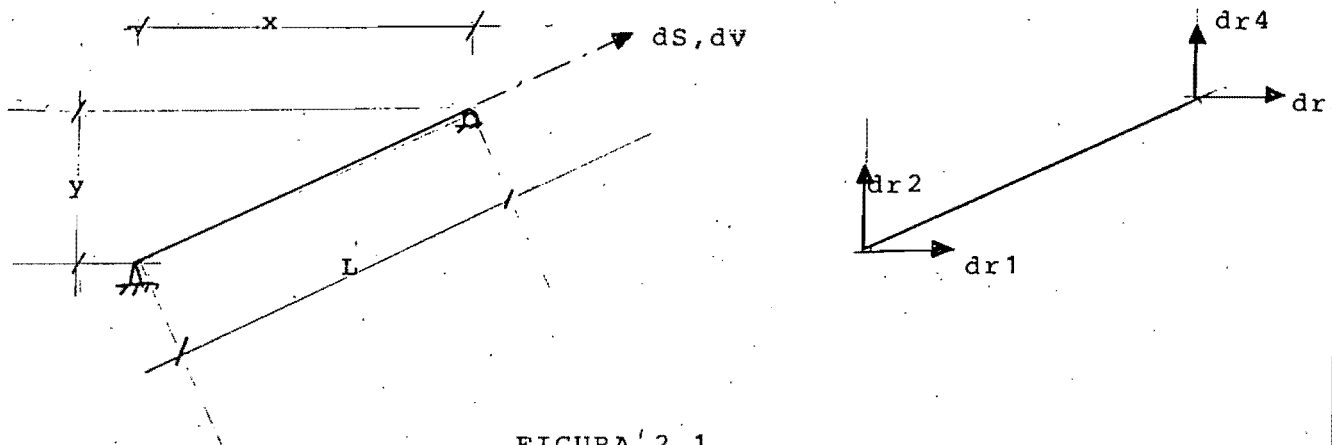
$$\{ ds \} = [Kt] \{ dv \} \quad \text{----- (2.2)}$$

siendo [Kt] la matriz de ríigidez local de la barra .

Así que la ríigidez tangencial en términos de los desplazamientos nodales será:

$$[Kt] = [a]^T [Kt] [a] \quad \text{----- (2.3)}$$

Para un elemento armadura se tiene:



FIGURA' 2.1



DEPFI



DEPFI

T. UNAM

1 9 8 7

MAR

$$dv = [a] \begin{Bmatrix} dr1 \\ dr2 \\ dr3 \\ dr4 \end{Bmatrix} \quad \text{----- (2.4)}$$

$$[a] = \langle -X/L \quad -Y/L \quad X/L \quad Y/L \rangle \quad \text{----- (2.5)}$$

$$dS = [kt] dv \quad \text{----- (2.6)}$$

$$[kt] = \frac{EA}{L} \quad \text{----- (2.6a)}$$

E - Módulo tangente de elasticidad .

A - Area de la sección transversal .

Para un elemento columna se tiene :

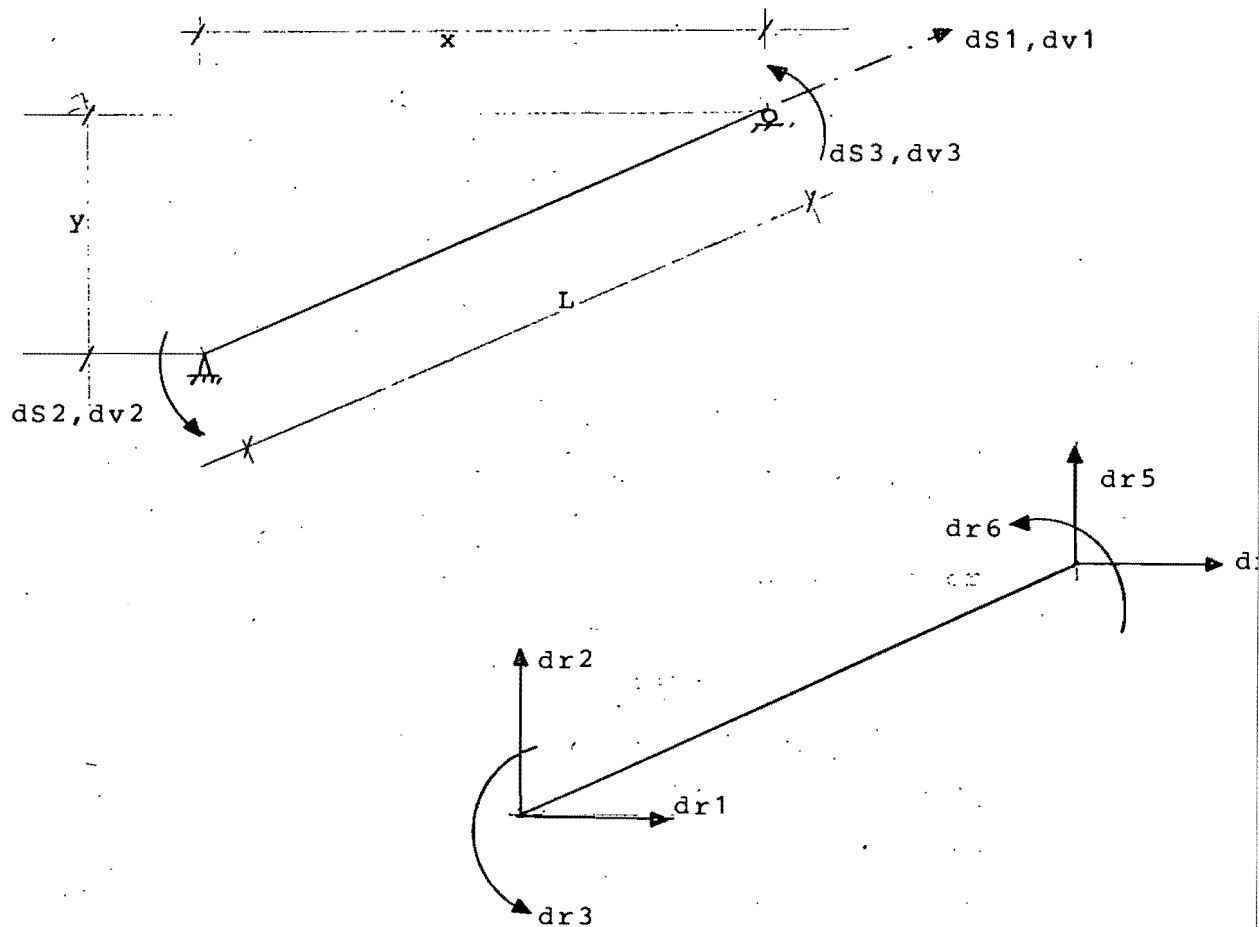


FIGURA 2.2

$$\begin{Bmatrix} dv1 \\ dv2 \\ dv3 \end{Bmatrix} = [a] \begin{Bmatrix} dr1 \\ dr2 \\ dr3 \\ dr4 \\ dr5 \\ dr6 \end{Bmatrix} \quad \text{----- (2.8)}$$

$$[a] = \begin{bmatrix} -X/L & -Y/L & 0 & X/L & Y/L & 0 \\ -Y/L2 & X/L2 & 1 & Y/L2 & -X/L2 & 0 \\ -Y/L2 & X/L2 & 0 & Y/L2 & -X/L2 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{----- (2.9)}$$

$$dS1 = \frac{EA}{L} dv1 \quad \text{----- (2.10)}$$

$$\begin{Bmatrix} dS2 \\ dS3 \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} Kii & Kij \\ Kij & Kjj \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dv2 \\ dv3 \end{Bmatrix} \quad \text{----- (2.11)}$$

I - Momento de inercia de la sección .

Kii, Kij y Kjj son coeficientes que dependen de la variación de la sección a lo largo de su longitud, (Kii=Kjj=4 y Kij=2 para elementos de sección constante), los cuales toman en cuenta las deformaciones por cortante .

C) Comportamiento Inelástico .

La curva histerética es del tipo bilineal, lo cual se forma mediante 2 componentes: una componente elastoplástica y una componente elástica, en donde la suma de la dos da como resultado la curva bilineal, como lo muestra la figura 2.3 .

El elemento armadura puede tener 2 tipos de follos, por fluencia en tensión o en compresión, o por fluencia en tensión o pandeo elástico en compresión .

Cuando la barra alcanza la carga de fluencia, la componente elastoplástica deja de tomar carga, su rigidez se anula y solo la componente elástica contribuye a la rigidez tangencial .

El usuario debe proporcionar E , E_d , los esfuerzos de fluencia a tensión, y el esfuerzo de fluencia o de pandeo elástico o compresión.

Para el elemento columna se permite se formen articulaciones plásticas en uno o en los dos extremos. La falla del elemento se tiene cuando se formen articulaciones plásticas en ambos extremos y las deformaciones del mismo sean muy grandes.

Se forma una articulación plástica cuando en un extremo se alcance el momento de plastificación (M_p), o si se toma en cuenta la interacción carga axial-momento, cuando se alcance una combinación de ambos que la sección no pueda resistir. Al alcanzarse el valor de M_p o la combinación P_y-M_p , la componente elastoplástica no contribuye a la rigidez y la sección fluye bajo momento constante o carga axial-momento constantes, pero la componente elástica acepta que se sigan incrementando dichos valores, con lo que se toma en cuenta el endurecimiento por deformación.

Para tomar en cuenta la acción conjunta de carga axial y momento, el usuario debe proveer curvas de interacción $P-M$ de las secciones en donde se pueden formar las articulaciones plásticas, como la de la figura 2.4.

Si la combinación cae dentro de la curva se forma una articulación plástica. Para el segundo caso se tiene un desequilibrio momentáneo que es compensado en el siguiente intervalo de tiempo, aplicando cargas correctivas.

De acuerdo a la fig. 2.4 la carga axial puede ser muy grande, y aunque en realidad nunca excederá el valor de fluencia para momento nulo, se pueden presentar cargas mayores, debido al

procedimiento de cómputo usado; es claro que si se presentan cargas axiales mayores a P_y , implicará grave daño en la estructura. Además, para tomar en cuenta la pérdida de rigidez por flexión, al formarse una articulación plástica, los coeficientes K_{ii} , K_{jj} y K_{ij} de la ecuación 2.11 se cambian por los coeficientes K_{ii}' , K_{jj}' y K_{ij}' , que están definidos por:

$$K_{ii}' = K_{ii}(1-A) - K_{ij}(C) \quad \text{-----} \quad (2.12)$$

$$K_{ij}' = K_{ij}(1-D) - K_{ii}(B) \quad \text{-----} \quad (2.13)$$

$$K_{jj}' = K_{jj}(1-B) - K_{ij}(C) \quad \text{-----} \quad (2.14)$$

en donde A, B, C, y D se consignan en la tabla 2.1 .

TABLA 2.1 - COEFICIENTES DE ROTACION DE ARTICULACIONES PLASTICAS

Condición Fluencia	A	B	C	D
Extremos elásticos	0	0	0	0
Articulación plástica extremo "i"	1	K_{ij}/K_{ii}	0	0
Articulación plástica extremo "j"	0	0	K_{ij}/K_{jj}	1
Articulación plástica en ambos extremos .	1	0	0	1

S = Fuerza Actuante
 v = Deformación del Elemento
 E = Módulo de Young
 E_d = Módulo de Endurecimiento por deformación

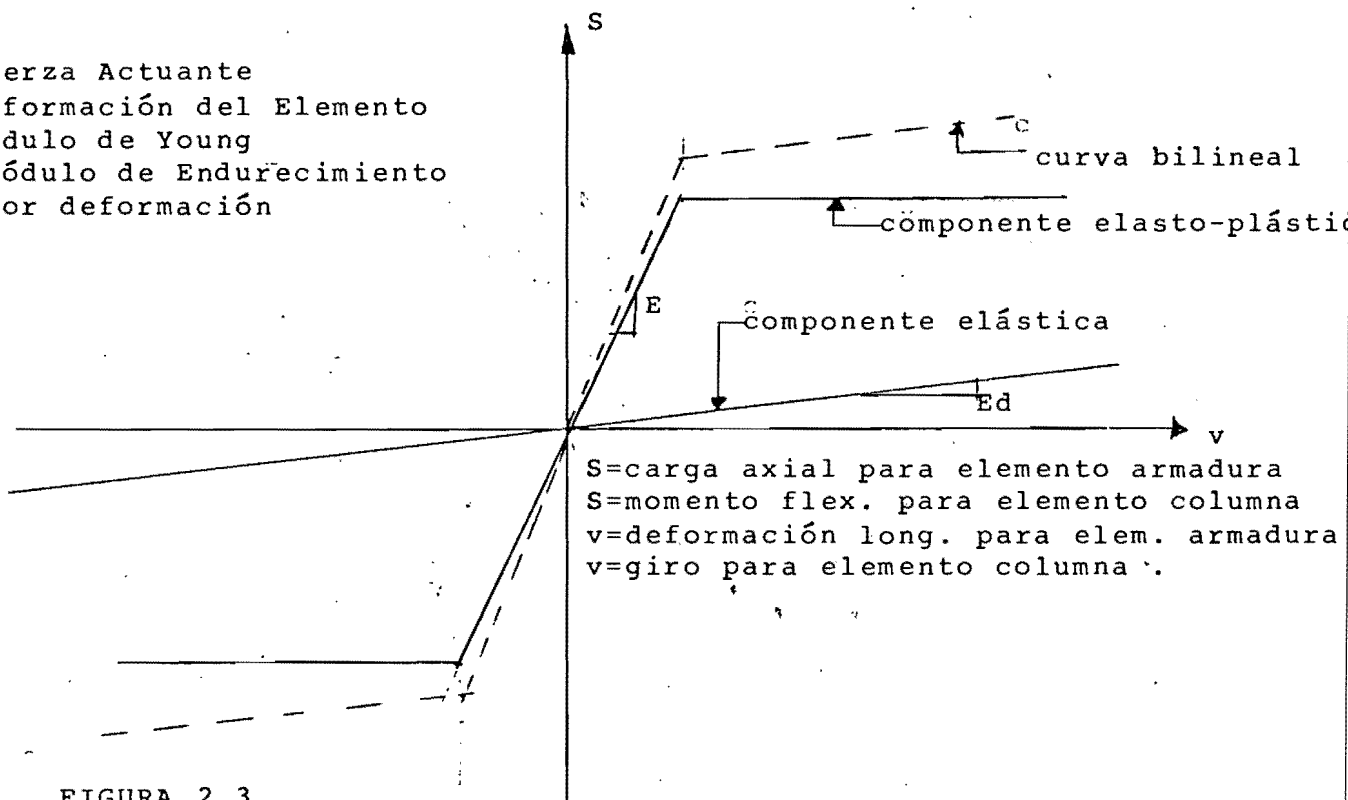


FIGURA 2.3

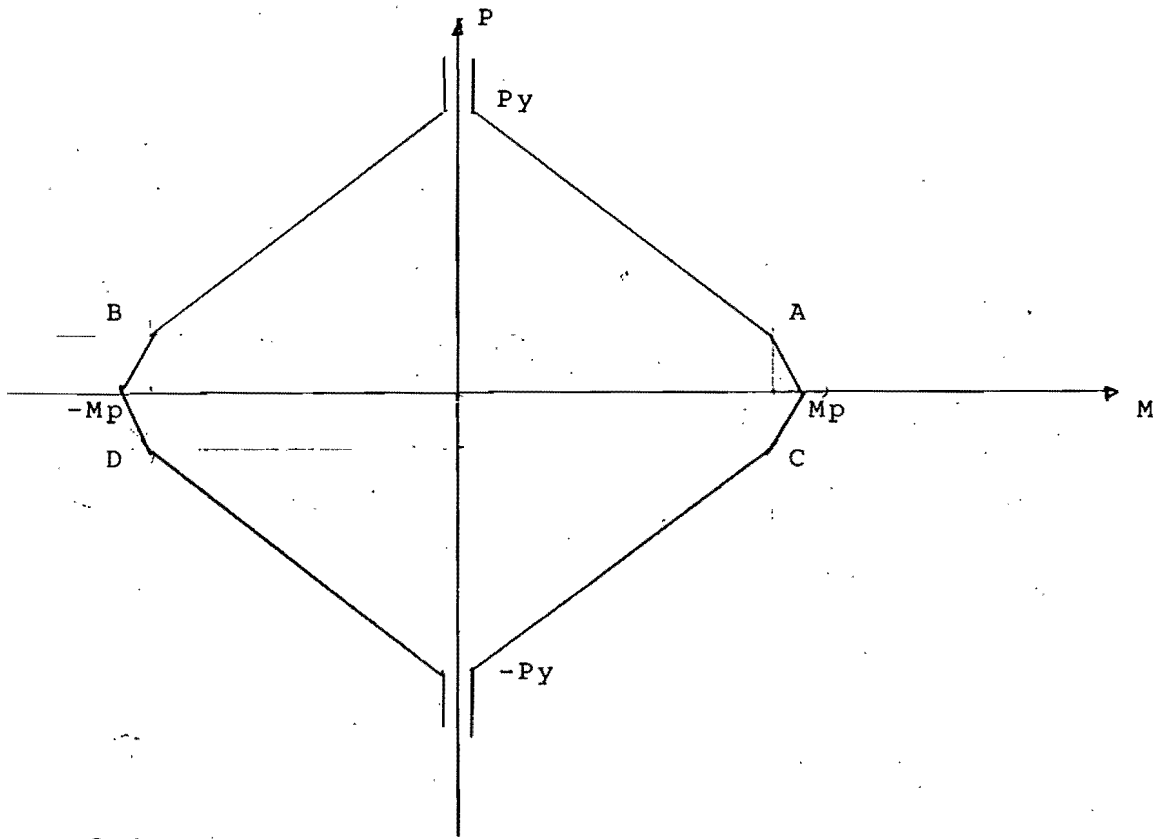


FIGURA 2.4

D) Analisis Paso a Paso .

En un instante cualquiera, la ecuación de equilibrio dinámico puede ser escrita como :

$$[M] \{ \ddot{d}r \} + [C_t] \{ \dot{d}r \} + [K_t] \{ dr \} = \{ dP \} \quad \text{--- (2.15)}$$

$\{ \ddot{d}r \}$, $\{ \dot{d}r \}$, y $\{ dr \}$ son los incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivos de los nudos y $\{ dP \}$ es el incremento de carga aplicada. $[M]$ es la matriz de masas y $[C_t]$ y $[K_t]$ son valores tangenciales de la matriz de amortiguamiento y rigideces, respectivamente.

Para un intervalo finito de tiempo, Δt , la siguiente ecuación es aproximadamente satisfecha :

$$[M] \{ \Delta \ddot{r} \} + [C_t] \{ \Delta \dot{r} \} + [K_t] \{ \Delta r \} = \{ \Delta P \} \quad \text{---- (2.16)}$$

en donde $\{ \Delta \ddot{r} \}$, $\{ \Delta \dot{r} \}$, $\{ \Delta r \}$ y $\{ \Delta P \}$ son incrementos finitos de aceleración, velocidad, desplazamiento y cargas, respectivamente y las matrices de amortiguamiento y rigideces corresponden al estado de la estructura al comienzo del intervalo de tiempo. Debido a que puede haber cambios en la estructura durante el intervalo de tiempo, el nuevo estado de la misma al final de dicho intervalo, puede no satisfacer el equilibrio al usar la ecuación 2.16, por lo que los errores son compensados introduciendo cargas correctivas en el siguiente paso.

El método de integración paso a paso está basado en que la aceleración es constante entre el inicio y el final del intervalo de tiempo.

La matriz de amortiguamiento se define como:

$$[C_t] = \text{alfa} [M] + \text{beta} [K_t] \quad \text{---- (2.17)}$$

Si solo se considera amortiguamiento dependiente de la masa:

$$\alpha = \frac{4 \pi \lambda_i}{T_i} \quad \text{----- (2.18)} \quad , \langle \beta = 0 \rangle$$

Si solo se considera amortiguamiento dependiente de la rigidez:

$$\beta = \frac{\lambda_i T_i}{\pi} \quad \text{----- (2.19)} \quad , \langle \alpha = 0 \rangle$$

donde T_i es el período del modo i y λ_i es el porcentaje de amortiguamiento crítico del modo i .

E) Otras características del programa .

El programa permite eliminar los grados de libertad que se consideren innecesarios, pudiendo asignar valores idénticos a los desplazamientos de 2 o más nudos, lo que aumenta la eficiencia en el modelo de cálculo .

Además permite introducir un elemento placa, que no se describe anteriormente puesto que no se presentó en la estructura estudiada .

PROGRAMA TABS .

A) Descripción General .

El TABS es un programa que sirve para el análisis elástico de estructuras en 2 ó 3 dimensiones, sujetas a cargas estáticas o dinámicas .

El edificio se idealiza como un conjunto de marcos independientes entre sí, unidos en cada nivel por un diafragma infinitamente rígido en su plano . Los marcos están formados en general por columnas verticales, vigas horizontales y pueden tener muros interactuando con el sistema columnas-vigas (paneles), o en lugar de marcos se pueden tener muros de cortante. Además es posible tener arriostramientos diagonales dispuestos en varias formas .

Las columnas, los paneles y las diagonales incluyen los efectos de deformaciones por flexión, carga axial y cortante. Para las vigas se incluyen los mismos efectos pero se desprecian las deformaciones axiales. Los efectos de torsión son tomados en cuenta para el análisis tridimensional.

Los grados de libertad considerados son uno vertical y uno de rotación por cada columna en un nivel y un grado de libertad horizontal por cada nivel de un marco.

El diafragma horizontal conecta todos los marcos en el nivel correspondiente. Esta conexión es solo lateral, ya que de otra forma los marcos son independientes uno de los otros, lo que implica cierta incompatibilidad de deformaciones en las columnas comunes a 2 marcos diferentes. Las cargas verticales se aplican a cada marco en base a ciertas áreas tributarias, por lo que el diafragma rígido no transmite ningún tipo de carga gravitacional o los marcos.

Las cargas laterales se aplican a todo el edificio en un nivel dado y se distribuyen a cada marco conforme a sus rigideces.

Para el análisis se considera a cada marco o muro de cortante como una subestructura que forma parte de la estructura tridimensional. De este modo, se obtiene la matriz de rigidez de cada subestructura referida a un sistema global de coordenadas y con ellas se ensambla la matriz de rigideces de la estructura tridimensional. El ensamble de la matriz de rigidez de cada subestructura se hace por medio del método directo de rigidez.

Para el modelaje de cada marco, se supone formado por "n" líneas de columnas y "n-1" crujiás, ver figura 2.5.

Los contravientos o arriostromientos diagonales pueden ir de uno

línea de columna a otra, pero solo a través de un entrepiso considerado.

Las vigas solo pueden existir en los niveles que existan los diafragmas.

Para el análisis dinámico se consideraron a las masas concentradas en los entrepisos.

El análisis paso a paso es mediante el desacoplamiento de los modos normales, por lo que debe proporcionarse el porcentaje de amortiguamiento crítico de cada modo.

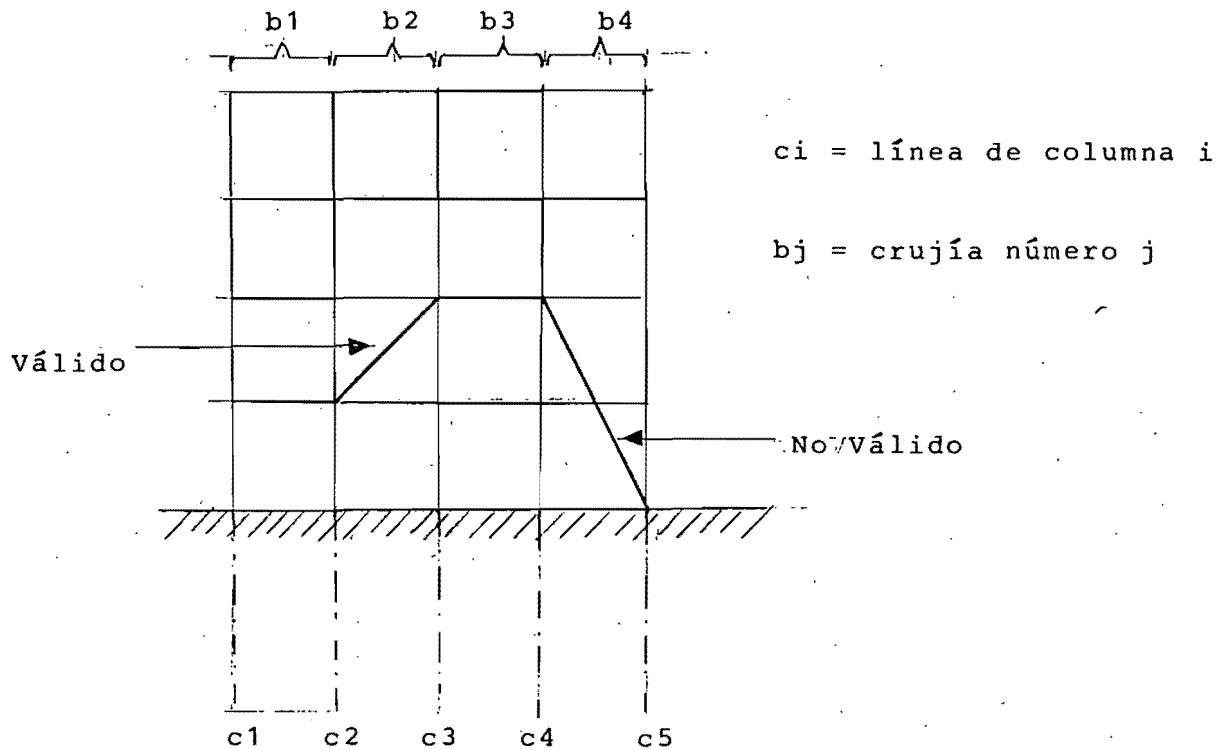


FIGURA 2.5 : Modelaje con el TABS .

CAPITULO III - MODELO MATEMATICO .

El modelo matemático es la estructura a la cual se le va a efectuar el análisis y tiene que ser lo mas congruente posible con la estructura real .

Ahora bien, al utilizar 2 tipos de programas de análisis con diferentes métodos de idealización, el establecimiento de un modelo matemático perfectamente compatible con ambos programas es prácticamente imposible, pero haciendo un cierto número de simplificaciones válidas se puede llegar a un modelo que sea tanto compatible con los 2 programas como con la estructura real y que los resultados obtenidos se puedan comparar y catalogar como aceptables .

La primera simplificación importante, es que para usar el DRAIN , la estructura tiene que ser plana; en base a otros estudios de este edificio y principalmente a la sugerencia del Ingeniero que diseñó el reforzamiento, la celosía metálica de una fachada absorbe el 40 % de la masa del edificio en cada entrepiso, en lo que se refiere a rigidez lateral, sin embargo, esto no es lo mismo en cuanto a cargas gravitacionales, ya que la estructura de concreto ayuda en buena parte a asimilar dichas cargas. Por tanto, el análisis efectuado fue puramente de carácter dinámico, y tomando en cuenta que esto simplifica el proceso de cálculo y que las deformaciones laterales por cargas verticales son pequeñas, se puede considerar que esto último es perfectamente válido, de donde, el modelo de análisis será exclusivamente la armadura de fachada del edificio reforzado .

La segunda simplificación se refiere al hecho de que el TABS

considero la existencia de un diafragma infinitamente rígido en su plano en cada entrepiso, por lo que todos los nudos de la celosía en un nivel dado deberán moverse lo mismo horizontalmente, de este modo en el modelo del DRAIN, a todos los nudos de cada entrepiso se le asigna el mismo grado de libertad. La tercera simplificación se refiere al semi-nudo que forman el cruce de los diagonales en los niveles del 2 al 11. Con el DRAIN podría modelarse como un nudo rígido, pero esta consideración nos llevo a un resultado que sobrestimo la resistencia de los diagonales. Ahora bien, el no considerar ese cruce, se traduce en que aumenta la longitud de pandeo de la pieza, llevando a un resultado un poco conservador, es decir, el modelo del semi-nudo se encuentra entre ambos planteamientos, sin embargo el TABS no permite ese seminudo, por tanto, se opta por despreciar la influencia del mismo, aceptando que los resultados estarán del lado de la seguridad.

La cuarta es en cuanto a los tipos de elementos, se considero lo siguiente:

a) Para el DRAIN .

Los elementos verticales de la celosía y las diagonales del primer nivel se toman como elementos columna, las trobes del primer y el último nivel como elementos viga y los demás como elementos armadura .

b) Para el TABS .

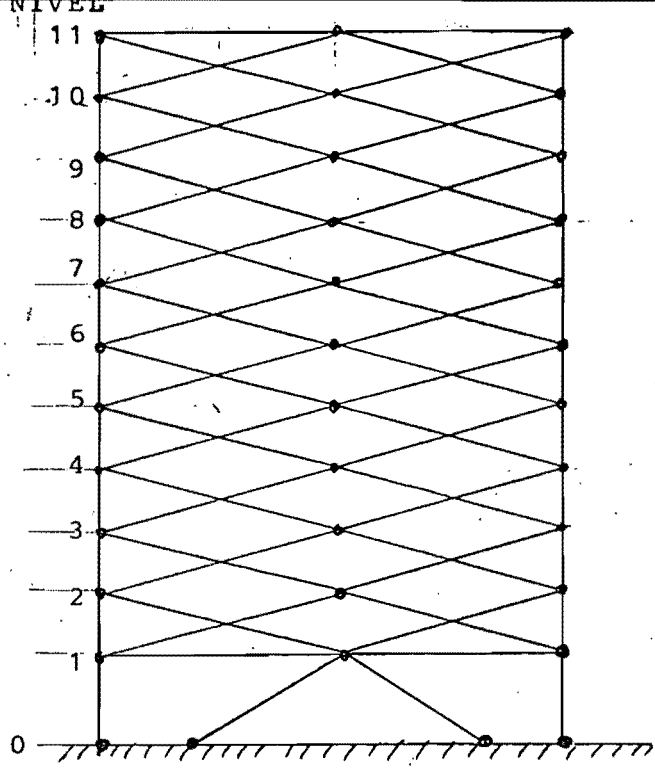
Se considera al marco como formado por 5 líneas de columnas y 4 crujiás. Las líneas de columna interiores se toman como ficticias, es decir, las columnas tienen propiedades nulas. Los

trabes del 2o al 10o nivel tambien se consideraron ficticias. Los demás elementos se consideran como arriostamientos.

Por último, las medidas a considerar son a ejes de los elementos de la celosía.

Los modelos matemáticos del DRAIN y el TABS se muestran en las figuras 3.1 y 3.2 respectivamente.

Los datos necesarios para el estudio del comportamiento inelástico del modelo del DRAIN se presentan en el Apéndice B.

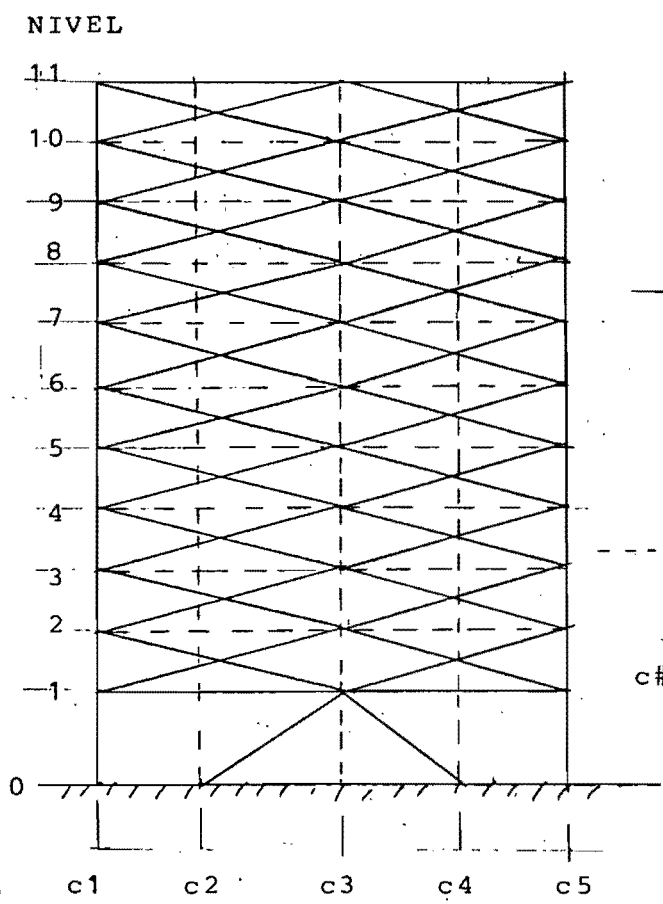


● Nudo

+Diagonales entre los niveles 1 y 11: Elementos Armadura .

+Diagonales entre los niveles 0 y 1 y los demás elementos: Elementos Columna .

FIGURA 3.1 : Modelo Matemático - DRAIN .



| Columna

— Trabe

⋮ Columna Ficticia

----- Trabe Ficticia

c# = Línea de columna No. #

FIGURA 3.2 : Modelo Matemático - TABS

CAPITULO IV - ANALISIS DINAMICO .

En este capitulo se exponen las principales variables que se tomaron en cuenta para llevar a cabo los siguientes análisis :

- 1) Análisis Inelástico Paso a Paso .
- 2) Análisis Elástico Paso a Paso .
- 3) Análisis Modal Espectral de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F. de 1976 (Normas '76) .
- 4) Análisis Modal Espectral de acuerdo a las Normas de Emergencia de 1985 .
- 5) Análisis Modal Espectral de acuerdo a la nueva propuesta al reglamento de construcciones del D.F. .
- 6) Cálculo de todos los modos y frecuencias utilizando el modelo TABS .

Los análisis 2 al 6 se llevaron a cabo con el programa TABS, y el no. 1 con el programa DRAIN .

El análisis no. 6 fue el primero que se ejecutó, para poder establecer las variables importantes de los otros seis. Los resultados se muestran en las tablas 4.1 y 4.2 y el dibujo de los 3 primeros modos en la figura 4.1 .

AMORTIGUAMIENTO .

El porcentaje de amortiguamiento crítico recomendado para estructuras de concreto y estructuras de acero, es de 5 y 2 % respectivamente. Ahora bien, la estructura de concreto, al sufrir yo deterioro en el temblor del '79, perdió capacidad de amortiguamiento, por tanto dicho porcentaje ya no será del 5 %, sino que un poco menos, digamos un 4 % .

Como la estructura del edificio es una combinación de acero y concreto, sería razonable suponer que el valor del porcentaje anduviera entre el 2 y 4 %, es decir, la estructura compuesta tendría un porcentaje de amortiguamiento crítico del 3% .

En mediciones efectuadas al edificio, se determinó que el porcentaje de amortiguamiento crítico era de 2,8 %, que ya incluye un poco de la interacción con el suelo, lo que concuerda con lo planteado anteriormente .

Sin embargo para efectos de congruencia con el modelo matemático (que es una estructura solo de acero) y que la mayoría de los espectros de respuesta incluyen ciertos valores típicos del tal porcentaje (0, 2, 5, 10 y 20 %), se determinó que para los análisis se usara un porcentaje de amortiguamiento del 2 % .

Para el programa DRAIN se consideró un amortiguamiento dependiente de la rigidez, con $\lambda_1 = 0.02$, para el primer modo, de donde:

$$\text{beta} = \frac{0.02 \times 0.866}{\pi} = 5.513 \text{ E-03}$$

$$y [Ct] = 5.513 \text{ E-03 } [Kt]$$

DETERMINACION DEL INTERVALO DE TIEMPO A USAR EN EL ANALISIS PASO A PASO .

La selección de un intervalo de tiempo (Δt) adecuado es muy importante en un análisis paso a paso, y esta en función de diversos factores, entre los cuales la mayoría de los autores coinciden en que el valor de dicho intervalo depende de 3 cosas:

- 1- El período fundamental de la estructura .
- 2- La variación de la carga excitadora aplicada .

3- La complejidad de las propiedades de rigidez y amortiguamiento. Para el primer punto se recomienda que $\Delta t \leq T_1/10$, donde T_1 es el período fundamental de la estructura.

El segundo punto se refiere a que Δt debe ser lo suficientemente pequeño para poder representar la variación de la carga respecto al tiempo, y el tercer punto al tipo de curva histerética, carga-deformación, que se considere en el análisis, la cual toma en cuenta los cambios de rigidez y en cierta forma los del amortiguamiento.

Un Δt muy pequeño sería lo más conveniente, pero significaría mayor tiempo de cálculo y de computadora, implicando mayor costo y quizá exceso de precisión innecesaria.

Algunos autores recomiendan que $T_m \leq \Delta t \leq T_1/10$, donde T_m es el período más pequeño (del último modo); otros exigen que $\Delta t \leq T_m/10$.

En la referencia [13] se establece que el valor mínimo de Δt puede determinarse con la ecuación 4.1, la cual es válida si la señal decae exponencialmente.

$$\Delta t = \frac{1}{2f} \quad \text{----- (4.1)}$$

Donde f es la frecuencia en Hz, del último modo que se toma en cuenta en el análisis.

La referencia [23] establece que un criterio para determinar el último modo a considerar en el análisis, es que la suma de los porcentajes de participación de los modos sea cuando menos de 0.90.

Utilizando los 2 conceptos anteriores, tenemos que si solo tomamos en cuenta 2 modos, la suma de los porcentajes de participación de los modos sería de:

$$0.732 + 0.194 = 0.926 > 0.90 .$$

$$\text{Por lo que } \Delta t = \frac{1}{2 \times 4.07} = 0.12$$

Sin embargo, ya que la mayoría de las normas recomiendan que se usen cuando menos 3 modos de vibrar, tenemos que:

$$\Delta t = \frac{1}{2 \times 7.845} = 0.0637 = 0.06 .$$

Por otro lado si se toma al período fundamental T_1 y se divide entre Δt :

$$(T_1 / \Delta t) = (0.866 / 0.06) = 14.43 > 10 .$$

Ahora comparando las figuras 4.2 y 4.3, se puede apreciar que los acelerogramas mostrados son prácticamente iguales, con lo que se infiere que para $\Delta t = 0.06$ la carga aplicada se puede representar adecuadamente. La figura 4.2 corresponde al acelerograma utilizado en el análisis paso a paso con $\Delta t = 0.06$, y la figura 4.3, al mismo acelerograma pero con $\Delta t = 0.02$, valor para el cual fue digitizado el sismo del 19 de Sept. de 1985.

Por otro lado, de acuerdo a lo visto en el capítulo II, lo curvo histerética utilizada para el análisis inelástico, es bastante sencilla y que el amortiguamiento está considerado en una forma también bastante simple.

Ya que los 3 factores primordiales para la selección de un adecuado Δt se cumplen y que los criterios de las referencias [13] y [23] proporcionan un valor conveniente, se decidió tomar a $\Delta t = 0.06$.

ACELEROGRAMA DE ANALISIS .

Para los análisis paso a paso se utilizará la componente E-W del sismo del 19 de Septiembre de 1985 registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes .

Para ello se ha tomado como acelerograma de análisis la parte del temblor en donde se liberó mas energía y se registraron los aceleraciones mas fuertes, que es aproximadamente del segundo 35 al segundo 70 del acelerograma que se presenta en lo referencio [15], con el objeto de optimizar el proceso de cálculo (sobretudo para el análisis inelástico) en la computadora, que de lo contrario nos lleva a problemas de memoria dinámica, tiempos de procesamiento muy largos y sobretudo a un elevado costo, pudiendose considerar que con el tramo seleccionado se obtendran resultados razonables .

Por otro lado, para el programa DRAIN, se necesita que se comience en el tiempo cero, por lo que el acelerograma de análisis empleado fue tomado como del segundo cero al segundo 35, con sus aceleraciones correspondientes. En la figura 4.2 se presenta dicho acelerograma para un valor del intervalo de tiempo de 0.03 segs.

ESPECTROS DE RESPUESTA .

Las Normas del '76 proponían el espectro de aceleraciones mostrado en la figura 4.4, para una estructura del grupo B ubicada en la zona III .

Las Normas de Emergencia solo modificaron el valor del coeficiente sísmico , ver figura 4.5 .

La propuesta al reglamento de construcciones, modificó los períodos característicos, como se observa en la figura 4.6 .

NUMERO DE FRECUENCIAS A CONSIDERAR .

De acuerdo a lo visto en la determinación del intervalo de tiempo para el análisis, tomar solo las frecuencias correspondientes a los 3 primeros modos es suficiente para obtener buenos resultados.

TABLA 4.1 - PERIODOS, FRECUENCIAS Y PORCENTAJES DE PARTICIPACION DE LAS MASAS MODALES .

	PERIOD
1	.86608728765961560
2	.24570094373250960
3	.12746908929075430
4	.08772452092127719
5	.06901080976326913
6	.05762513736837891
7	.04924668165202471
8	.04485186563654968
9	.04078985580469798
10	.03732311332296634
11	.03524246160240680

MODE NUMBER	NATURAL PERIOD	FREQUENCY (HZ)	CIRCULAR FREQUENCY
1	.866087	1.1546	7.2547
2	.245701	4.0700	25.5725
3	.127469	7.8450	49.2918
4	.087725	11.3993	71.6240
5	.069011	14.4905	91.0464
6	.057625	17.3535	109.0355
7	.049247	20.3059	127.5860
8	.044852	22.2956	140.0875
9	.040790	24.5159	154.0379
10	.037323	26.7930	168.3457
11	.035242	28.3749	178.2845

MODE NUMBER	GLOBAL EFFECTIVE MODAL MASS (AS RATIO OF TOTAL MASS)		
	X	Y	ZZ
1	.732	.000	.000
2	.194	.000	.000
3	.045	.000	.000
4	.015	.000	.000
5	.006	.000	.000
6	.004	.000	.000
7	.002	.000	.000
8	.001	.000	.000
9	.001	.000	.000
10	.000	.000	.000
11	.000	.000	.000
TOTALS	1.000	.000	.000

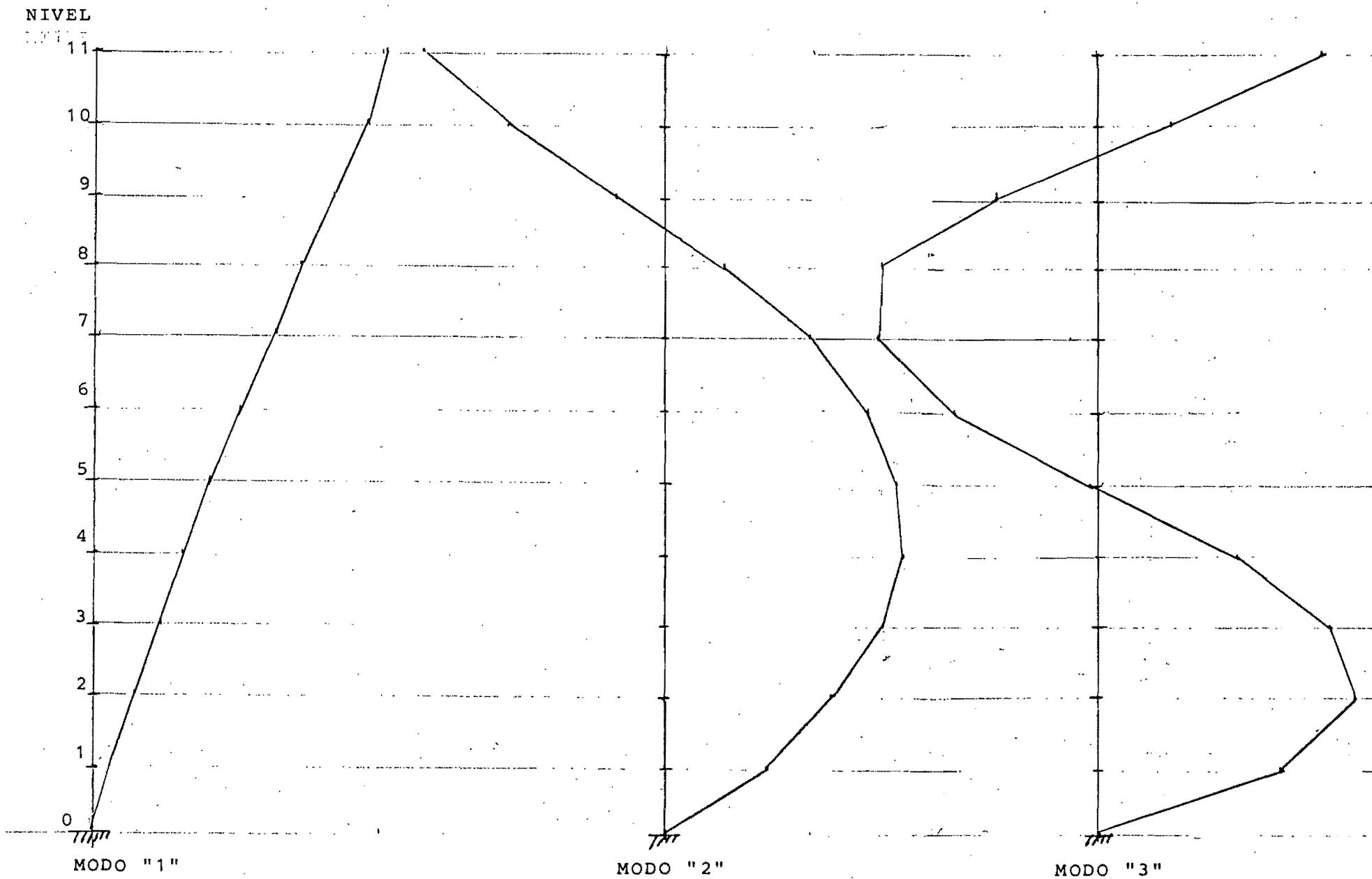
TABLA 4.2 - MODOS DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA .

MODE SHAPES

LEVEL	ID	DIRN	1	2	3	4	5	6	7	8
11	n-11	X	2.075270	-1.708811	1.526014	1.403457	1.343184	.926159	-.810769	-.623161
10	n-10	X	1.881716	-1.085861	.505153	-.358110	-1.192381	-1.581681	2.003400	1.871720
9	n-09	X	1.670978	-.344279	-.698511	-1.700360	-1.814462	-.618362	-1.011736	-2.048070
8	n-08	X	1.447150	.411202	-1.517279	-1.362283	.364153	1.697306	-1.169157	.960416
7	n-07	X	1.234602	.975474	-1.559454	-.140142	1.568221	.684787	1.233256	.805264
6	n-06	X	1.022140	1.396329	-1.000593	1.189702	1.023654	-1.403710	.977565	-1.430815
5	n-05	X	.814440	1.629995	-.050995	1.665780	-.637412	-1.242133	-1.382815	-.024345
4	n-04	X	.615265	1.659796	.940113	.946637	-1.555282	.891045	-.821139	1.441071
3	n-03	X	.428155	1.494877	1.613342	-.450008	-.708643	1.621903	1.453281	-.719017
2	n-02	X	.257943	1.160247	1.728873	-1.535903	.957946	-.202176	.630943	-1.060175
1	n-01	X	.110571	.702489	1.249052	-1.541519	1.582936	-1.718273	-1.556311	1.287172

LEVEL	ID	DIRN	9	10	11
11	n-11	X	.213639	-.066998	.024424
10	n-10	X	-.712860	.257682	-.088452
9	n-09	X	1.230332	-.608827	.243211
8	n-08	X	-1.760815	1.364073	-.664072
7	n-07	X	1.313705	-1.961520	1.236079
6	n-06	X	.444988	1.643145	-1.675056
5	n-05	X	-1.771383	-.547334	1.931132
4	n-04	X	1.343496	-.790985	-1.954062
3	n-03	X	.422899	1.742050	1.711003
2	n-02	X	-1.759006	-1.816370	-1.221317
1	n-01	X	1.346535	1.008349	.563119

FIGURA 4.1 : Representación Gráfica de los tres primeros Modos de Vibrar .



ACELERACION <CM/SEG2> COMP E-W SCT SISMO 19 SEP-85

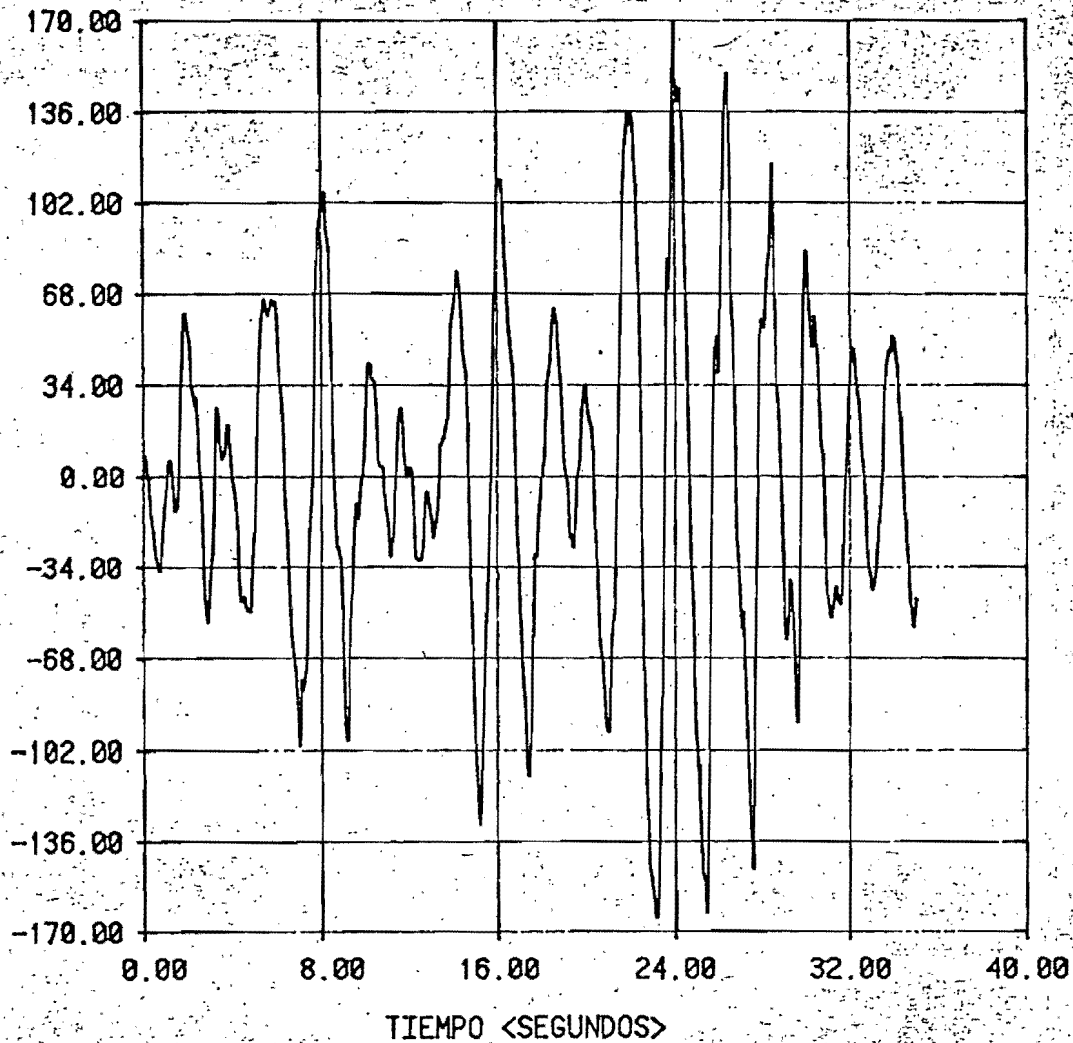
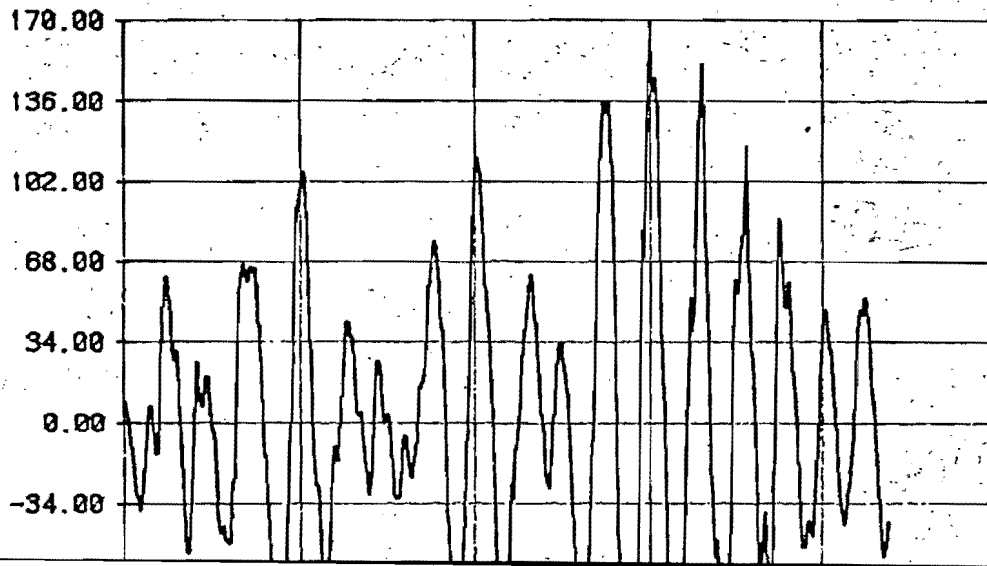


FIGURA 4.2 : Acelerograma de Análisis para un paso de tiempo de 0.06 segundos.

ACELERACION <CM/SEG2> COMP E-W SCT SISMO 19, SEP-85



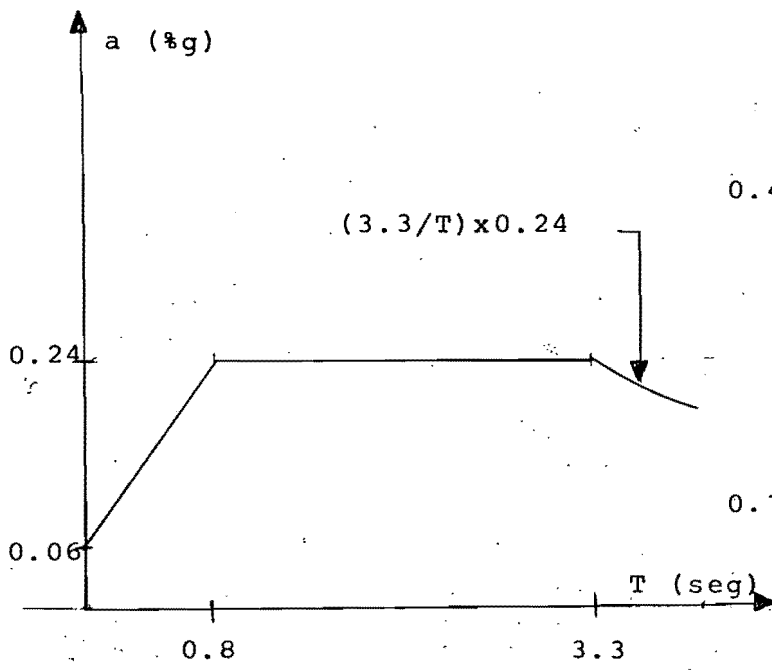


FIGURA 4.4 : Espectro Aceleraciones Normas 1976 .

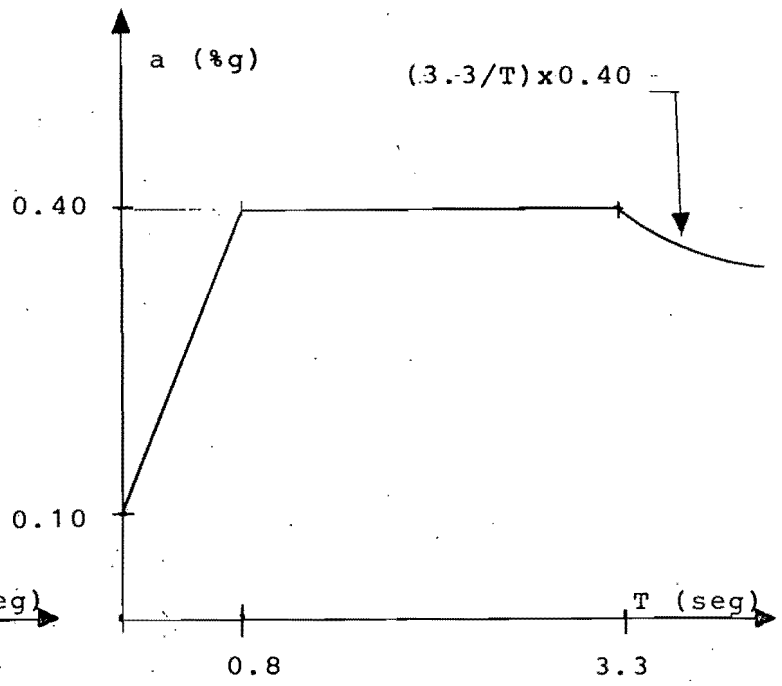


FIGURA 4.5 : Espectro Aceleraciones Normas Emergencia .

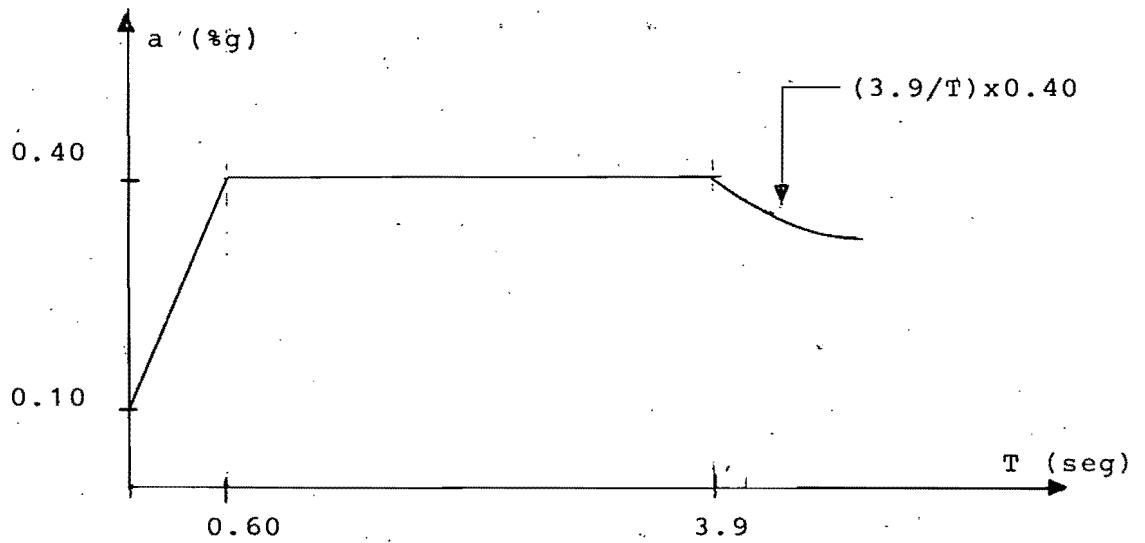


FIGURA 4.6 : Espectro Aceleraciones Propuesta .

CAPITULO V - RESULTADOS .

DESCRIPCION DE LAS FIGURAS .

En las figuras 5.1,5.2 y 5.3 se muestran los valores máximos de desplazamientos,cortantes y desplazamientos relativos,respectivamente,obtenidos con el análisis modal espectral,para las Normas del '76,las Normas de Emergencia y la Nueva Propuesta.

Los resultados de la propuesta se confunden con los de las normas de emergencia .

En las figuras 5.4,5.5 y 5.6 se muestran los valores máximos de desplazamientos,cortantes y desplazamientos relativos,respectivamente,obtenidos con el análisis paso a paso,utilizando los programas DRAIN y TABS .

Las figuras 5.7 a 5.17 y 5.18 a 5.28,muestran lo historio de los desplazamientos para los niveles 1 al 11 de los programas DRAIN y TABS respectivamente .

COMENTARIOS .

A) Desplazamientos .

Observando la figura 5.4, vemos que los desplazamientos máximos obtenidos con el análisis paso a paso son relativamente pequeños,ya que el desplazamiento relativo promedio entre dos entrepisas consecutivas anda en 0.60 cms (figura 5.6) y el permisible es de 2.4 cms,lo que muestra la elevada rigidez lateral de lo estructura,cuestión que se infiere al observar que los resultados del DRAIN son sensiblemente mayores a los del TABS,lo que implica que lo estructura no abandonó el intervalo elástico o que si acaso,permanece muy poco en el inelástico .

Comparando los resultados del análisis paso a paso con el modal espectral, vemos que las Normas '76 proporcionan valores parecidos a los obtenidos con el DRAIN y el TABS para el primer tipo de análisis, de donde se visualiza una explicación del satisfactorio comportamiento del edificio durante el sismo del '85, ya que tales normas regían cuando fue reforzada la estructura .

Sin embargo, las normas de emergencia proporcionan resultados 65% mayores a las del '76, por lo que una estructura de este tipo, diseñada con las primeras, estaría en un rango de seguridad algo conservador .

Las figuras 5.3 y 5.6 nos indican la variación de los desplazamientos relativos máximos, y son notorios 2 cambios bruscos en la curva. El primer cambio, es del 1er al 2o nivel, puesto que de una altura de entrepiso de 5.75 m se cambia a 3 m, y el segundo cambio brusco es a partir del nivel 8, que es donde las diagonales cambian de sección . El cambio de sección en las columnas no afecta mucho, ya que prácticamente la estructura trabaja como una armadura y las fuerzas cortantes son prácticamente tomadas por las diagonales .

Observando las figuras 5.7 a 5.28, se aprecia que los desplazamientos máximos se presentan casi al mismo tiempo en todos los niveles y que prácticamente coinciden con el valor de la ordenada máxima del acelerograma mostrado en la figura 4.2 .

Por otro lado, la historia de desplazamientos de todos los niveles, tanto como para el DRAIN como para el TABS, son de forma muy semejante, lo que implica una forma muy regular de moverse de la estructura (predominantemente en el primer modo) y que se refleja en las figuras 5.3 y 5.6, que muestran una variación de

desplazamientos relativos mas o menos regular .

B) CORTANTES .

Una vez mas puede apreciarse que los cortantes proporcionados por los análisis paso a paso son parecidos al modal efectuado con las normas del '76 (figs. 5.2 y 5.5), lo que corrobora lo comentado anteriormente para los desplazamientos .

Por otro lado, los esfuerzos generados por los fuerzas cortantes máximas son perfectamente soportados por los elementos que forman la celosía, por ejemplo, para las diagonales del 2o nivel el esfuerzo de pandeo elástico del modelo es de cerca de 1.0 Ton/cm² (sin tomar en cuenta la presencia del seminudo, lo que aumentaría su esfuerzo resistente de pandeo) y el esfuerzo máximo actuante es de alrededor de 0.90 Ton/cm², cuestión reflejado en la robustez de los elementos .

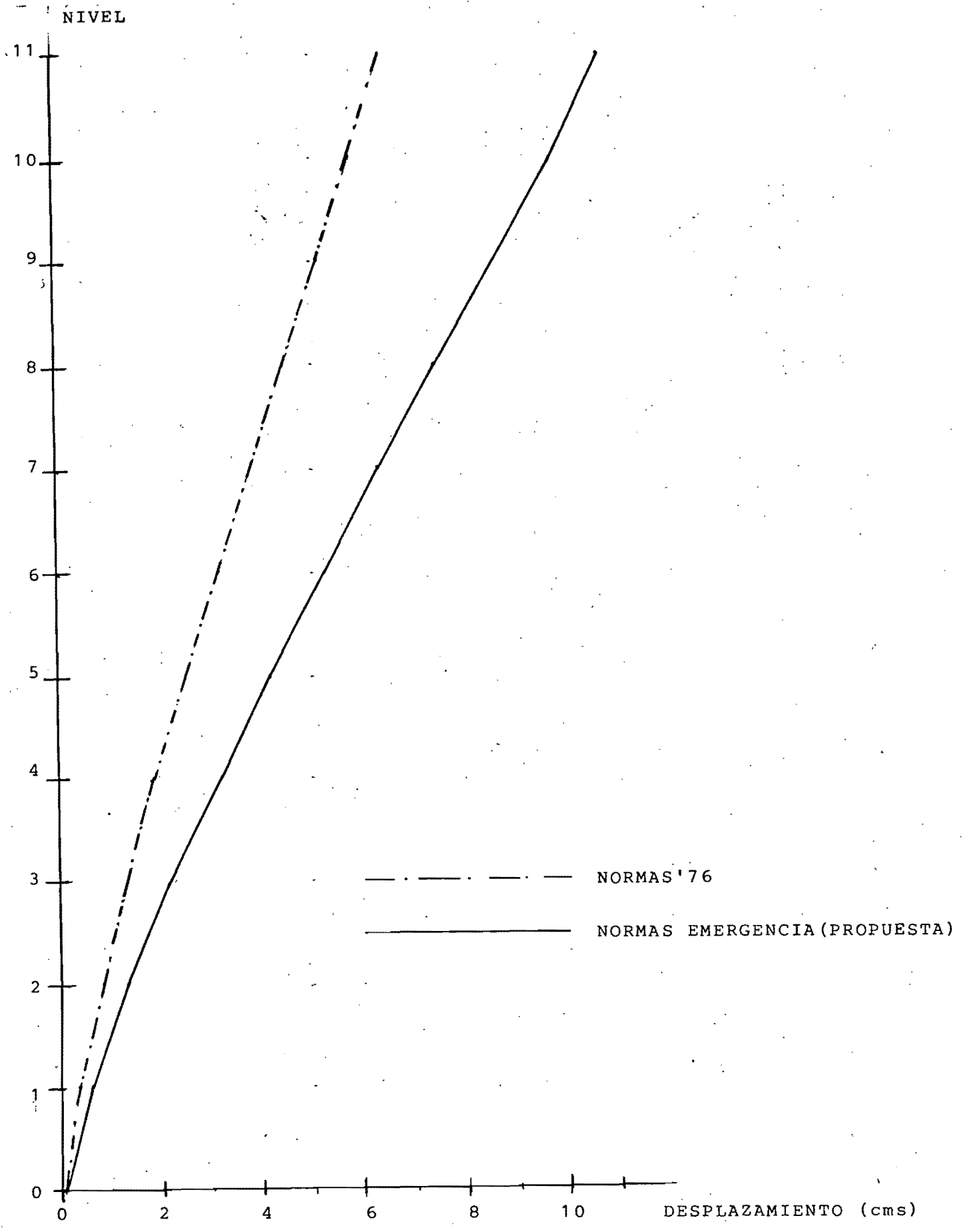


FIGURA 5.1 - Desplazamientos Máximos - Análisis Modal Espectral .

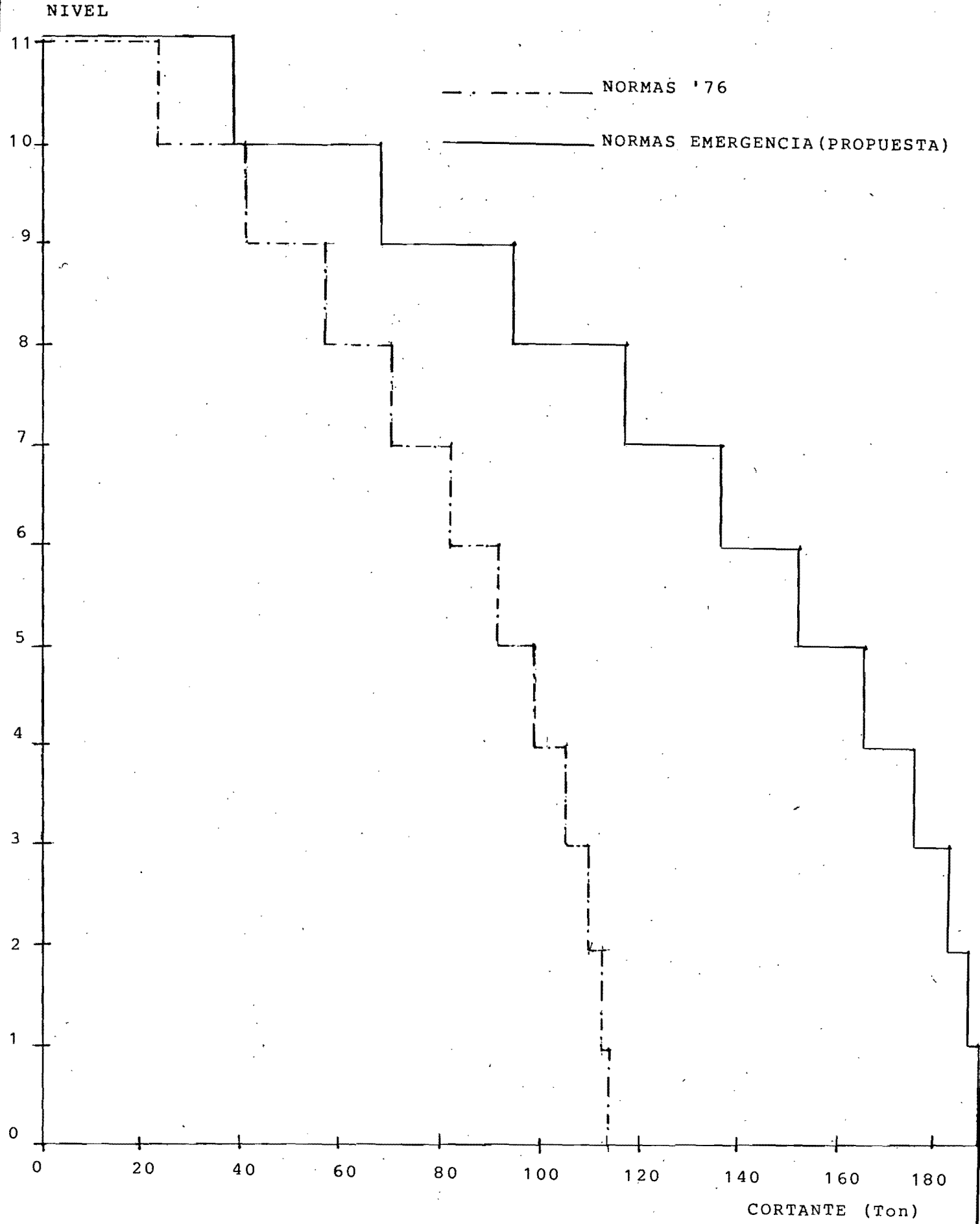


FIGURA 5.2 - CORTANTES MAXIMOS - ANALISIS MODAL ESPECTRAL .

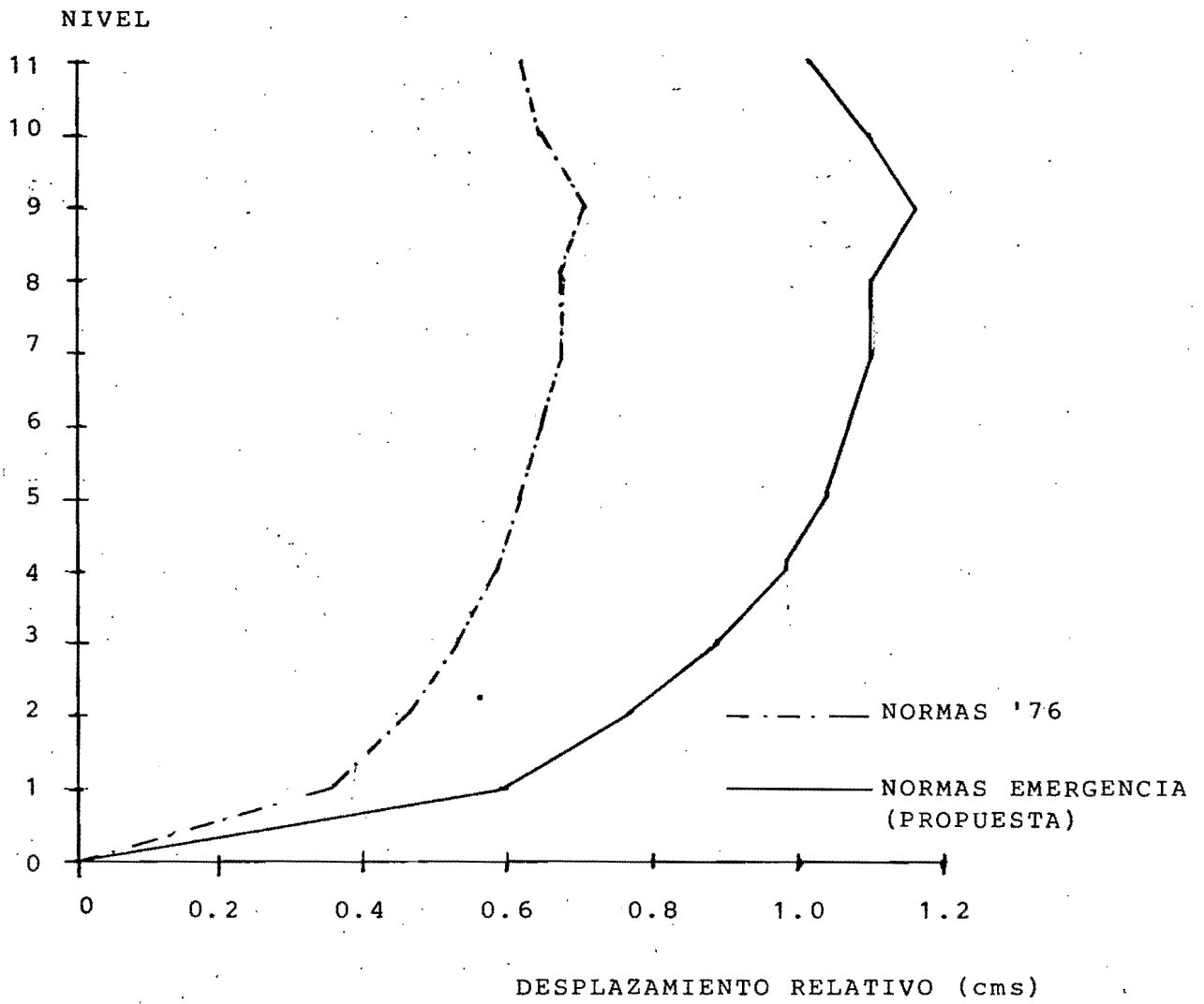


FIGURA 5.3 - DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MAXIMOS - ANALISIS MODAL ESPECTRAL .

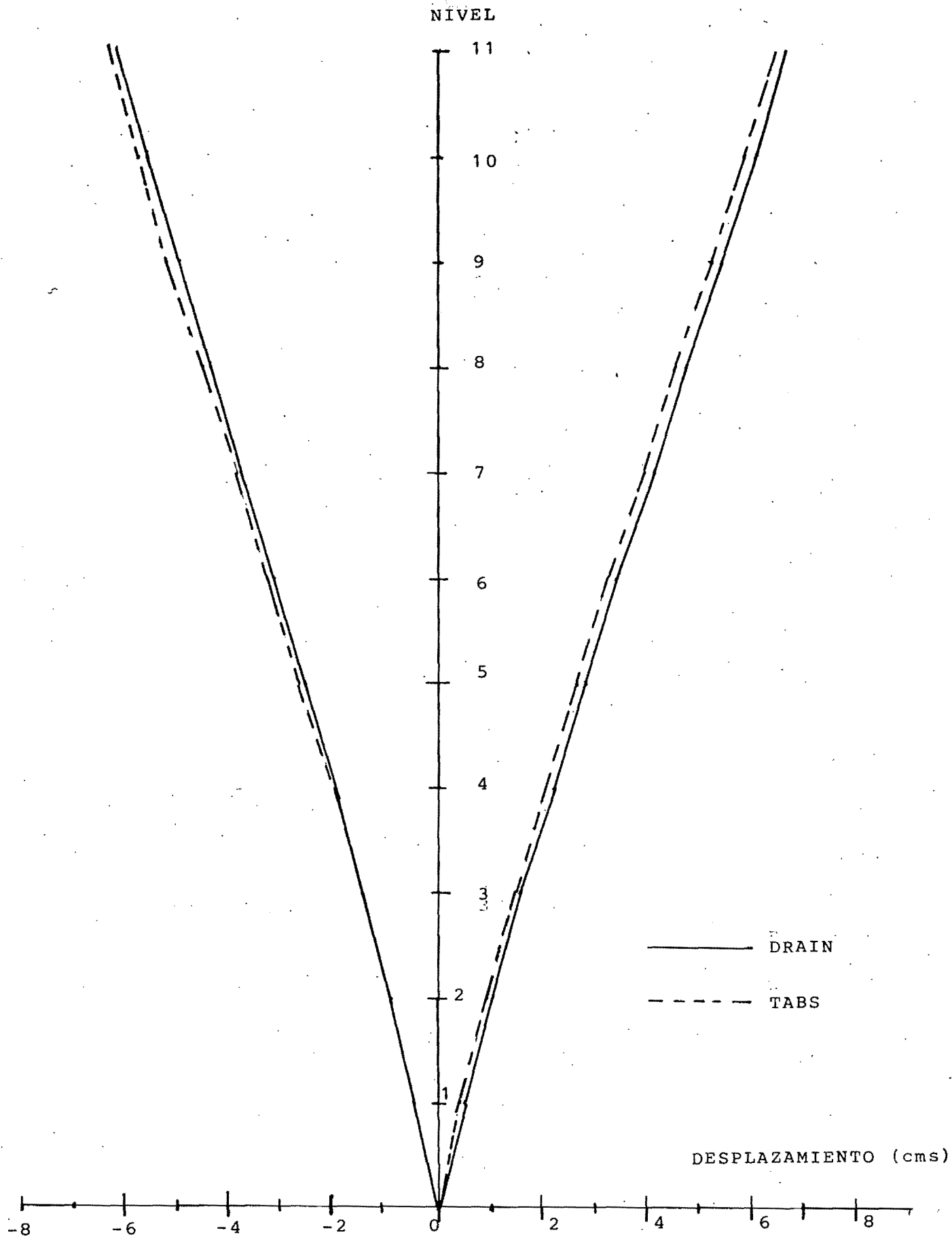


FIGURA 5.4 - DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS - ANALISIS PASO A PASO .

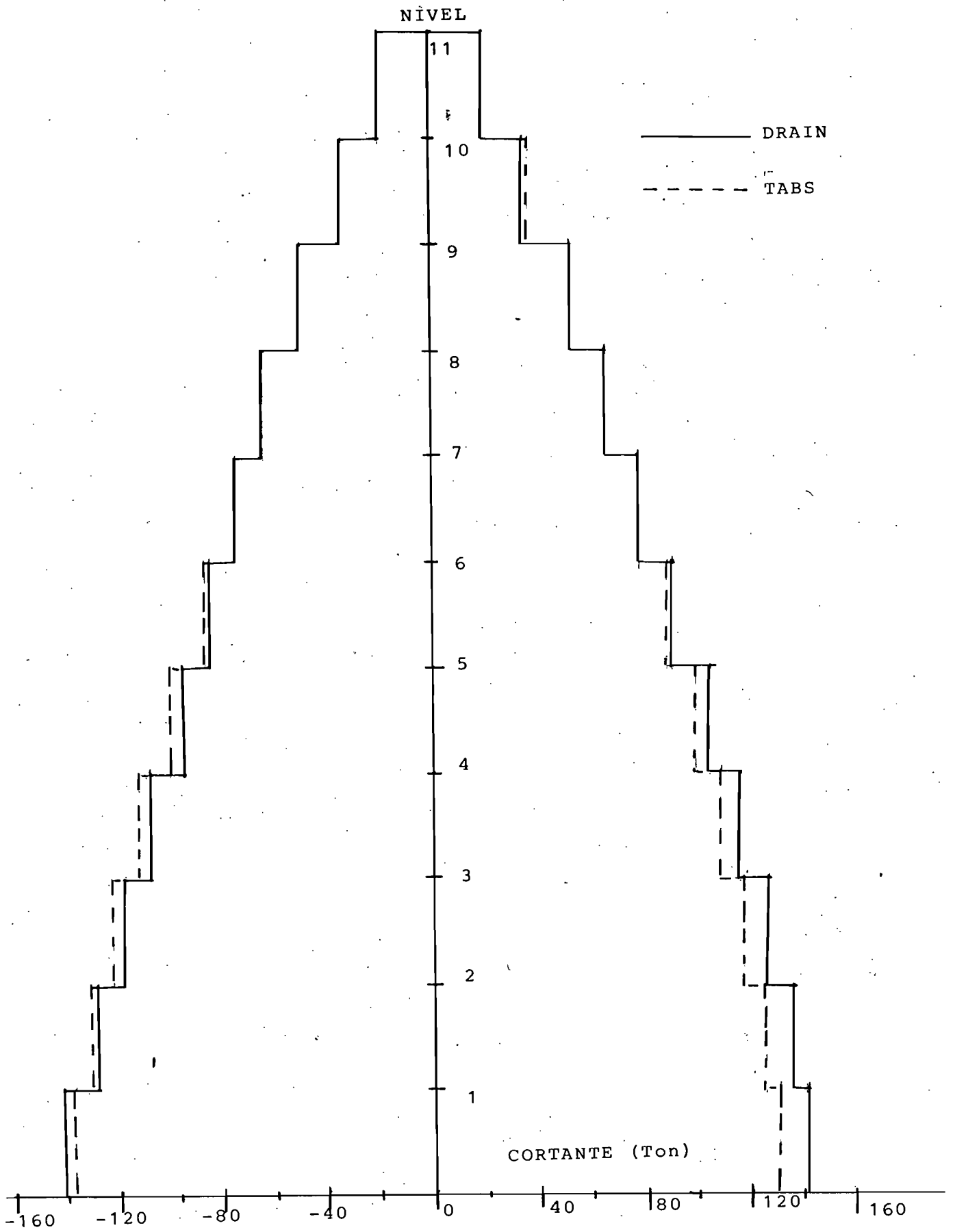


FIGURA 5.5 - CORTANTES MAXIMOS - ANALISIS PASO A PASO .

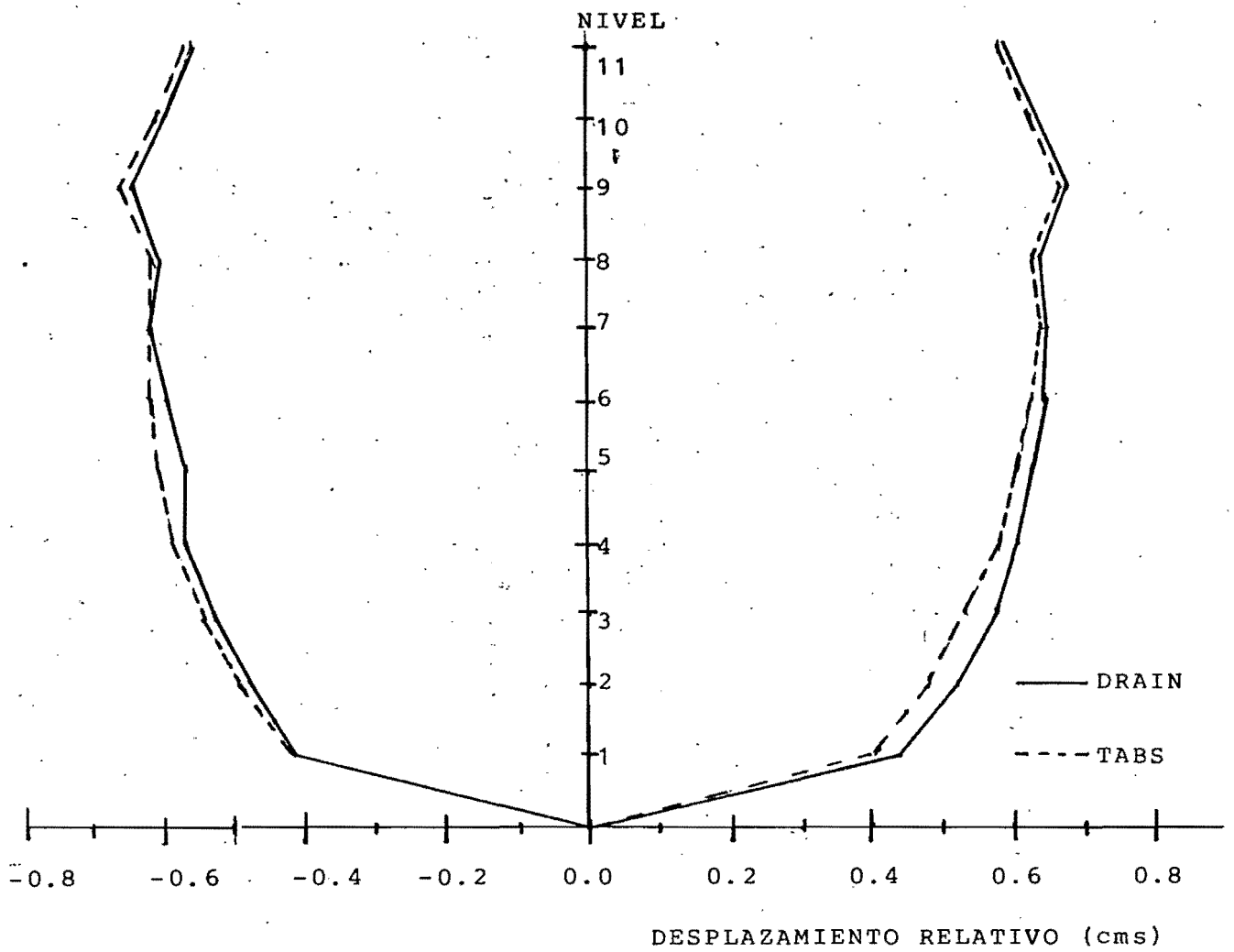


FIGURA 5.6 - DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MAXIMOS -
ANALISIS PASO A PASO .

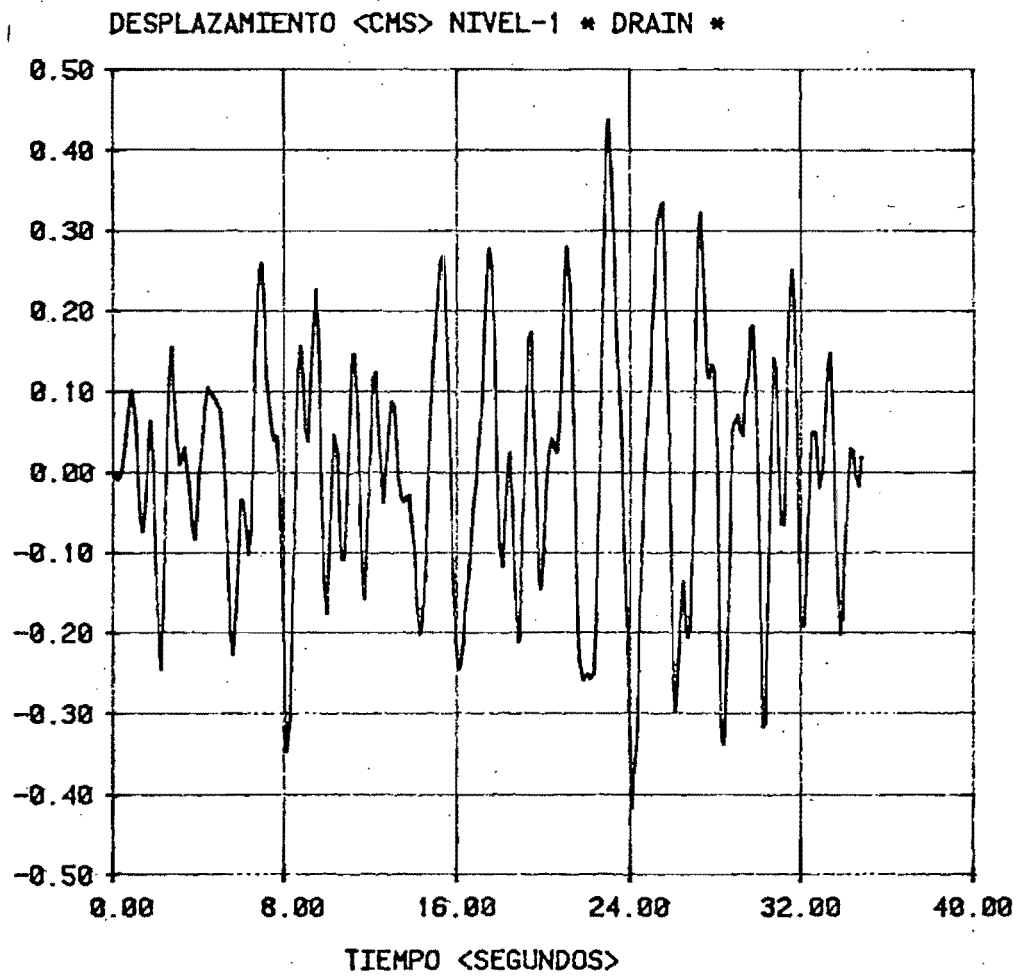


FIGURA 5.7

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-2 * DRAIN *

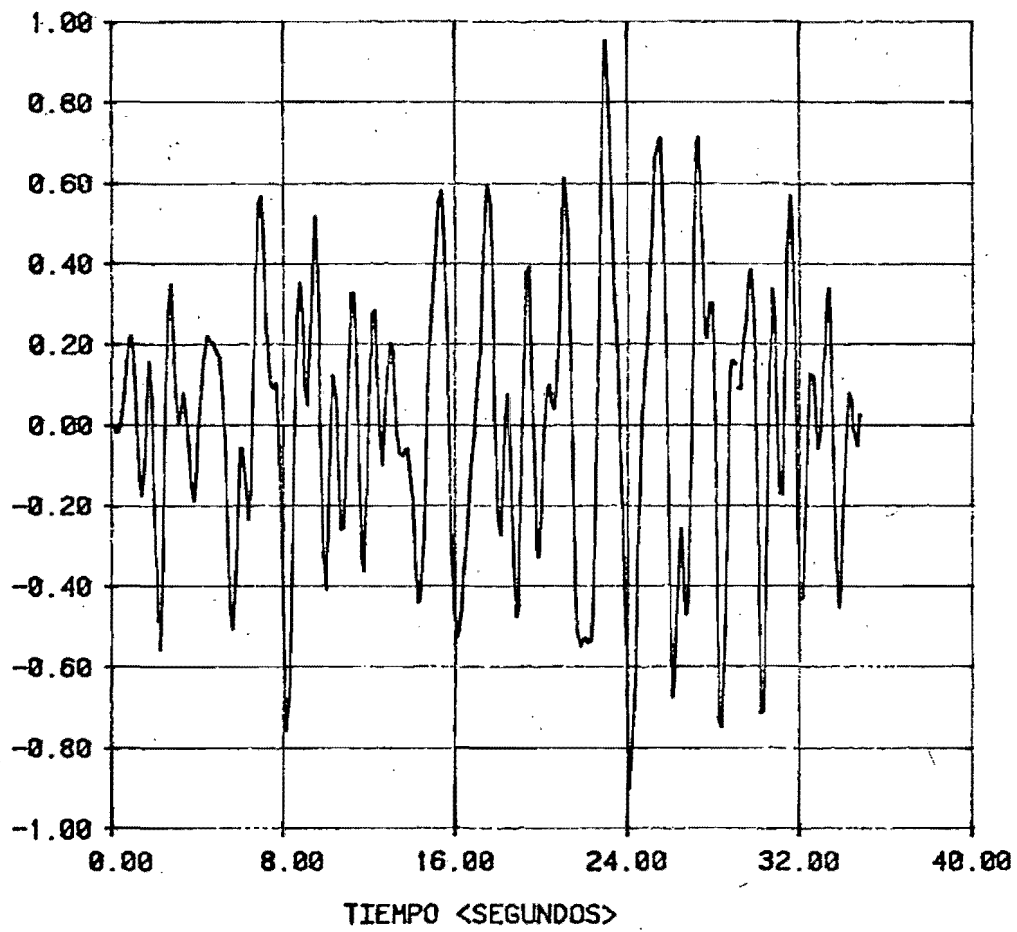


FIGURA 5.8

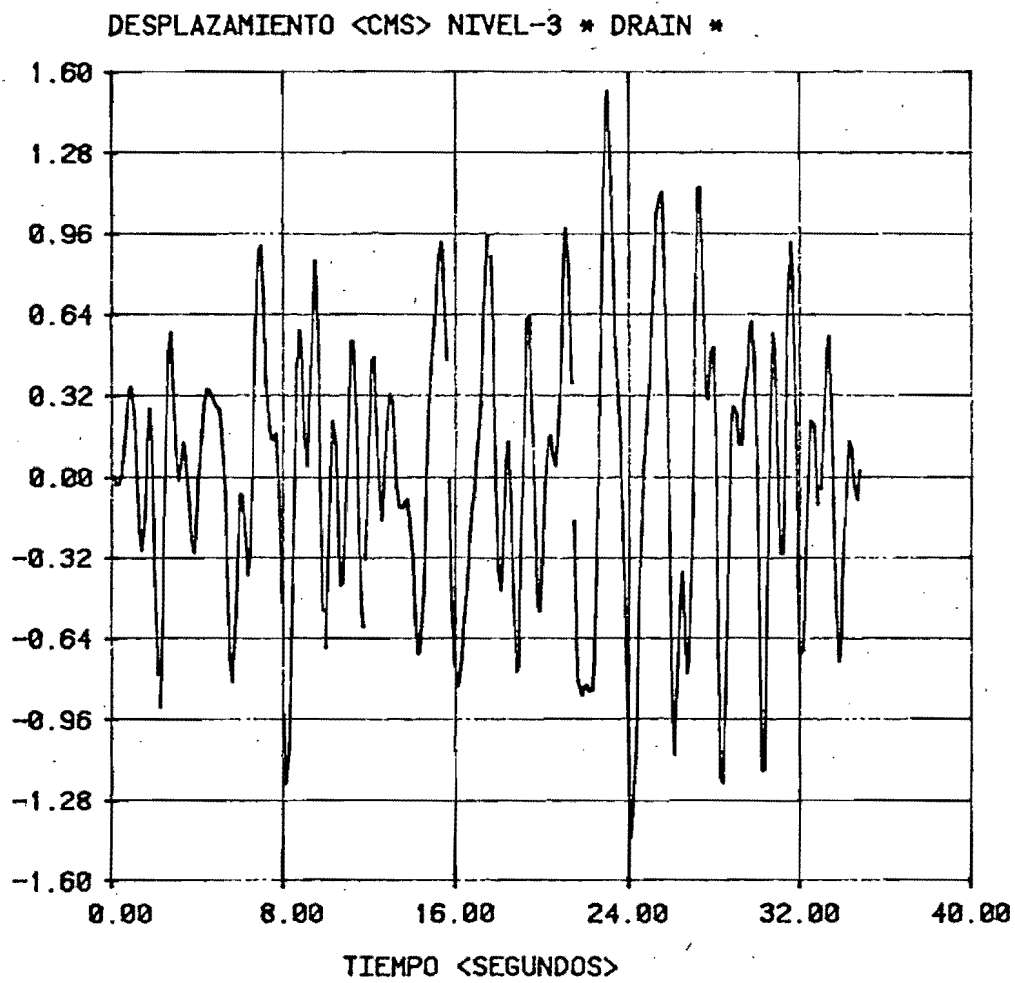


FIGURA 5.9

7

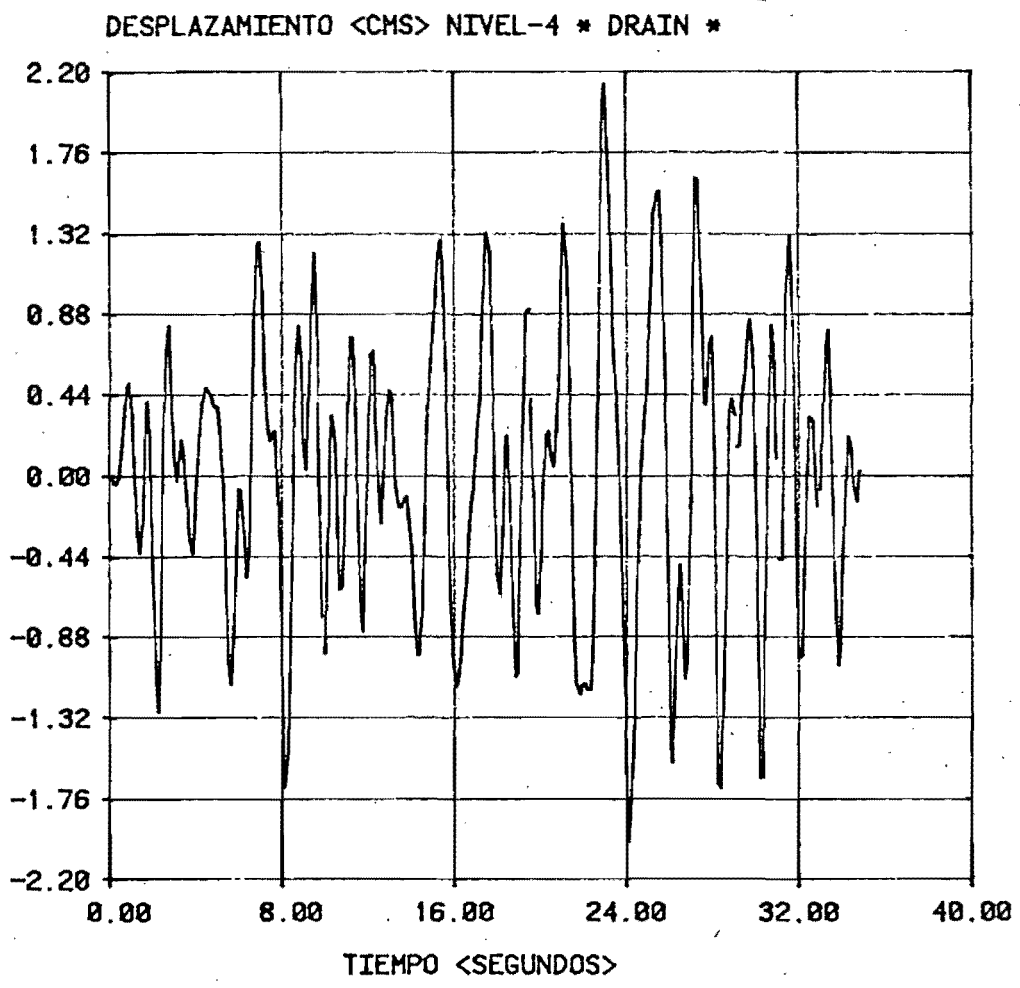


FIGURA 5.10

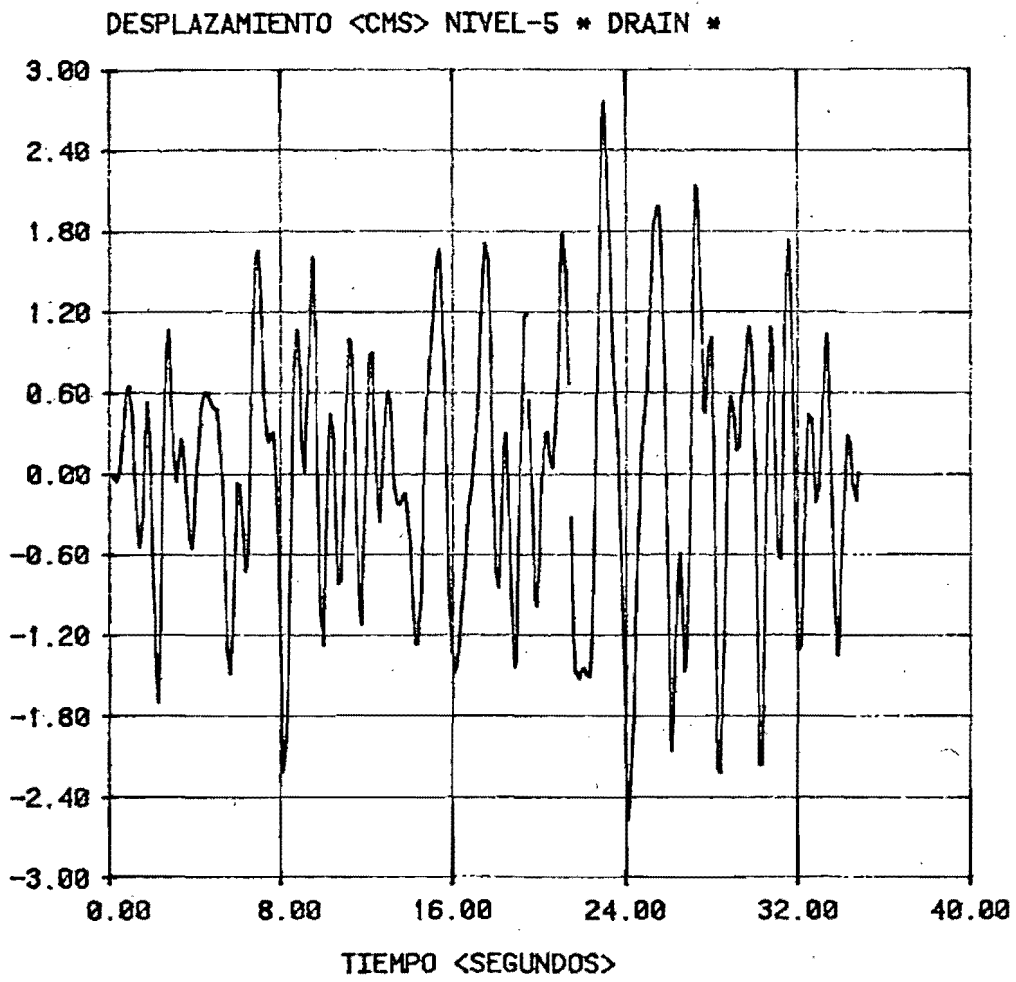


FIGURA 5.11

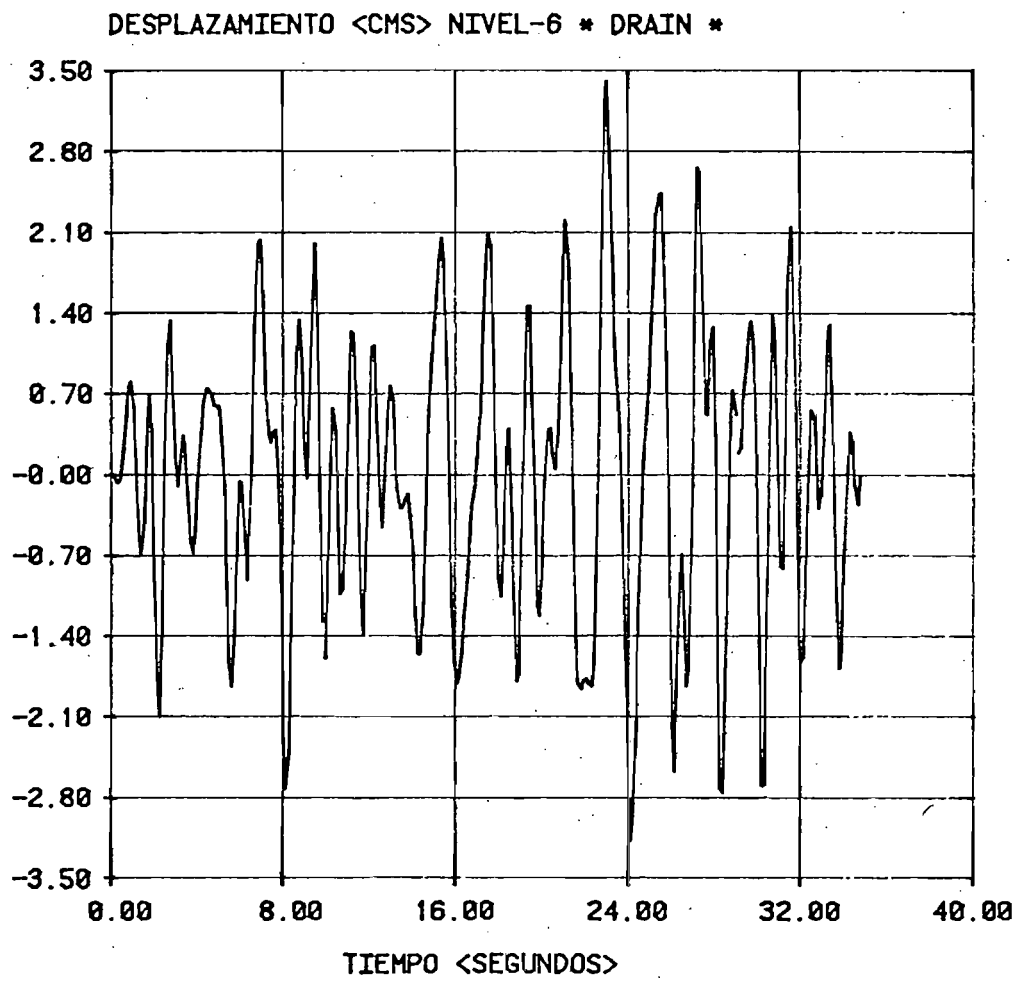


FIGURA 5.12

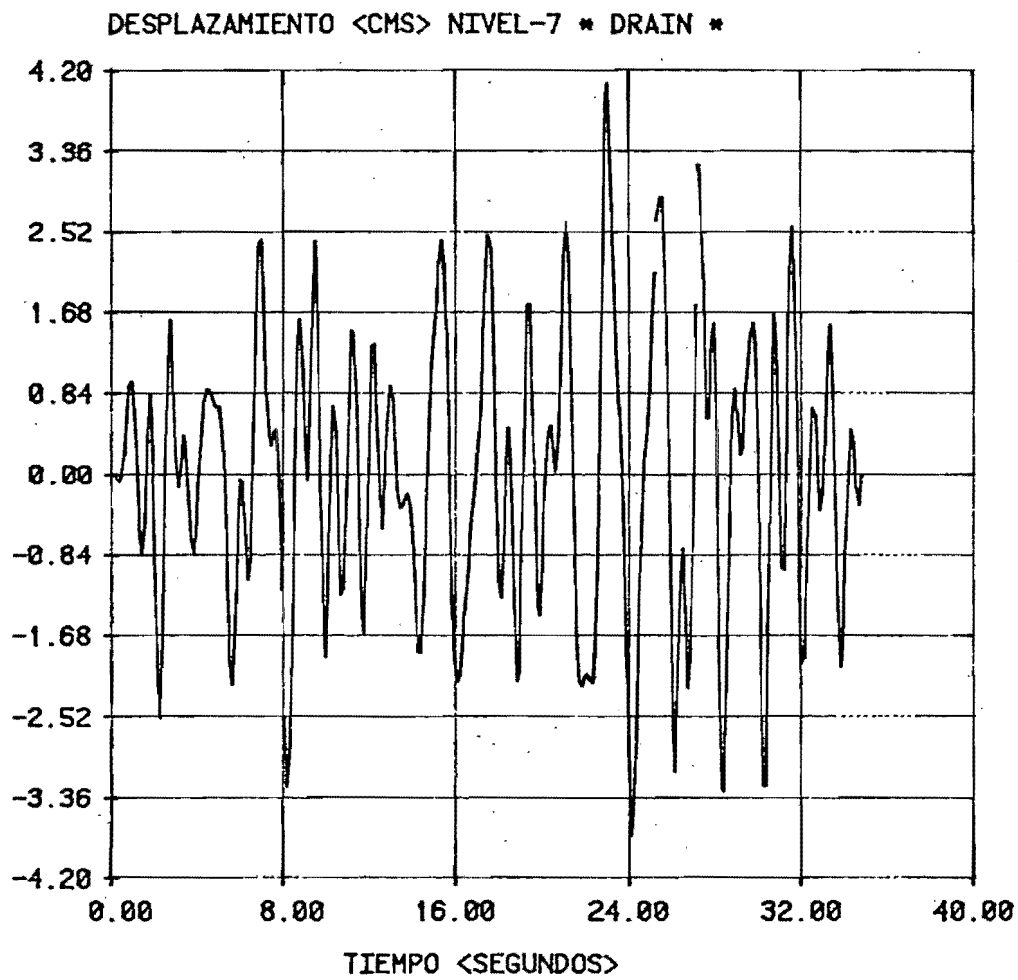


FIGURA 5.13

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-8 * DRAIN *

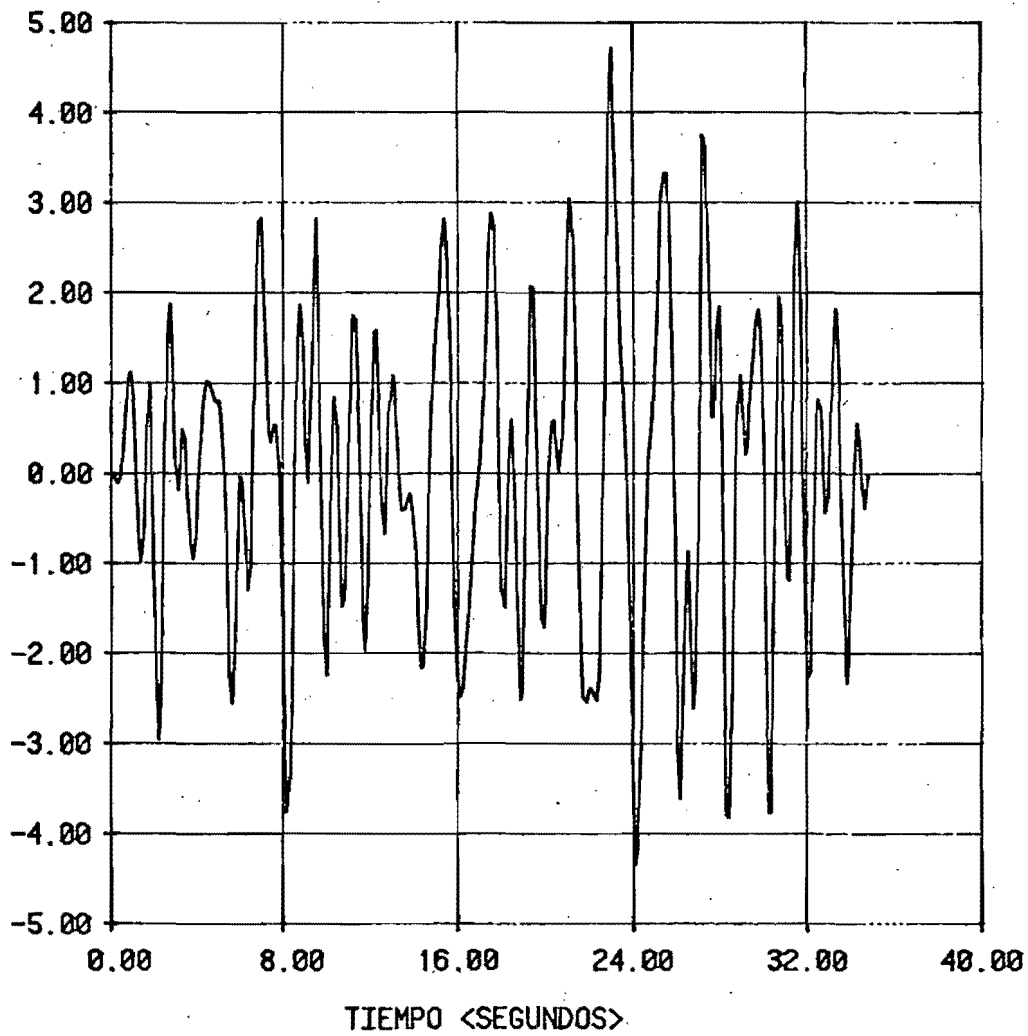


FIGURA 5.14

FIGURA

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-9 * DRAIN *

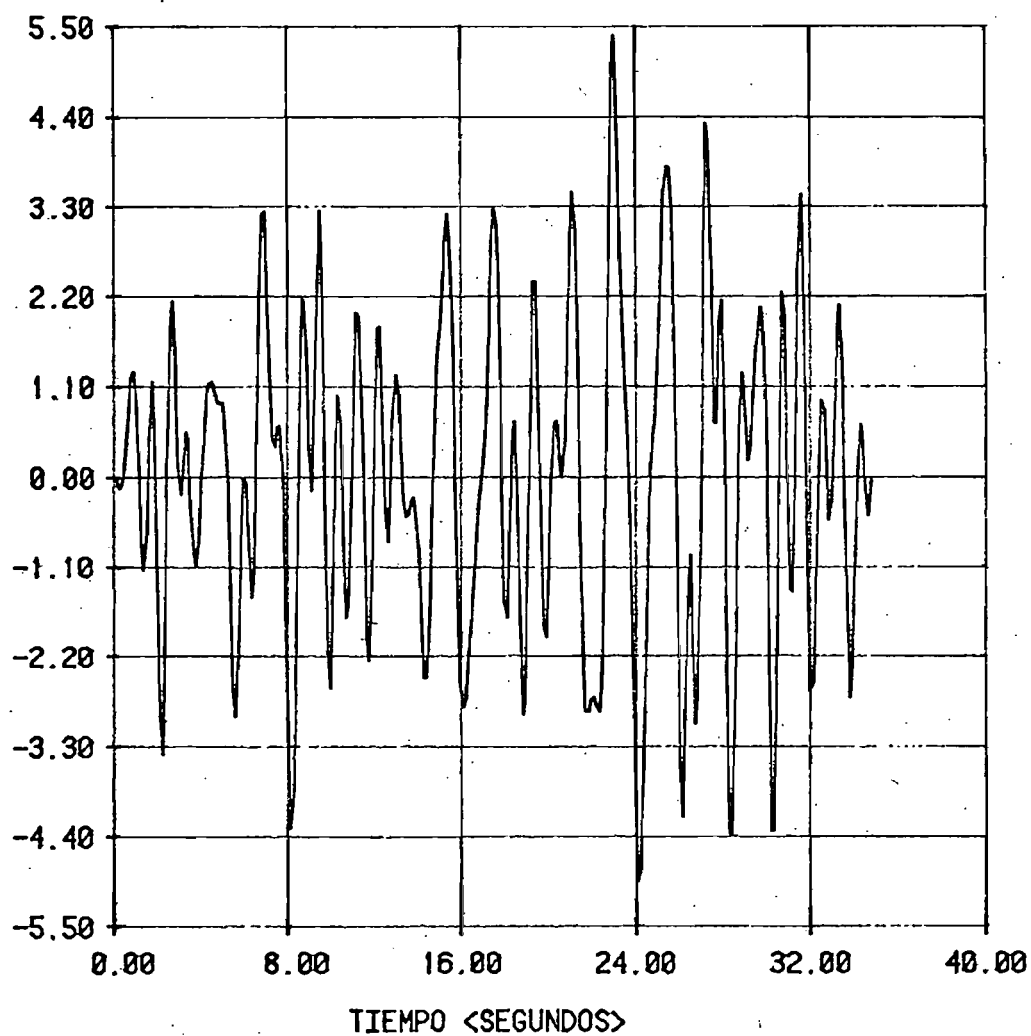


FIGURA 5.15

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-10 * DRAIN *

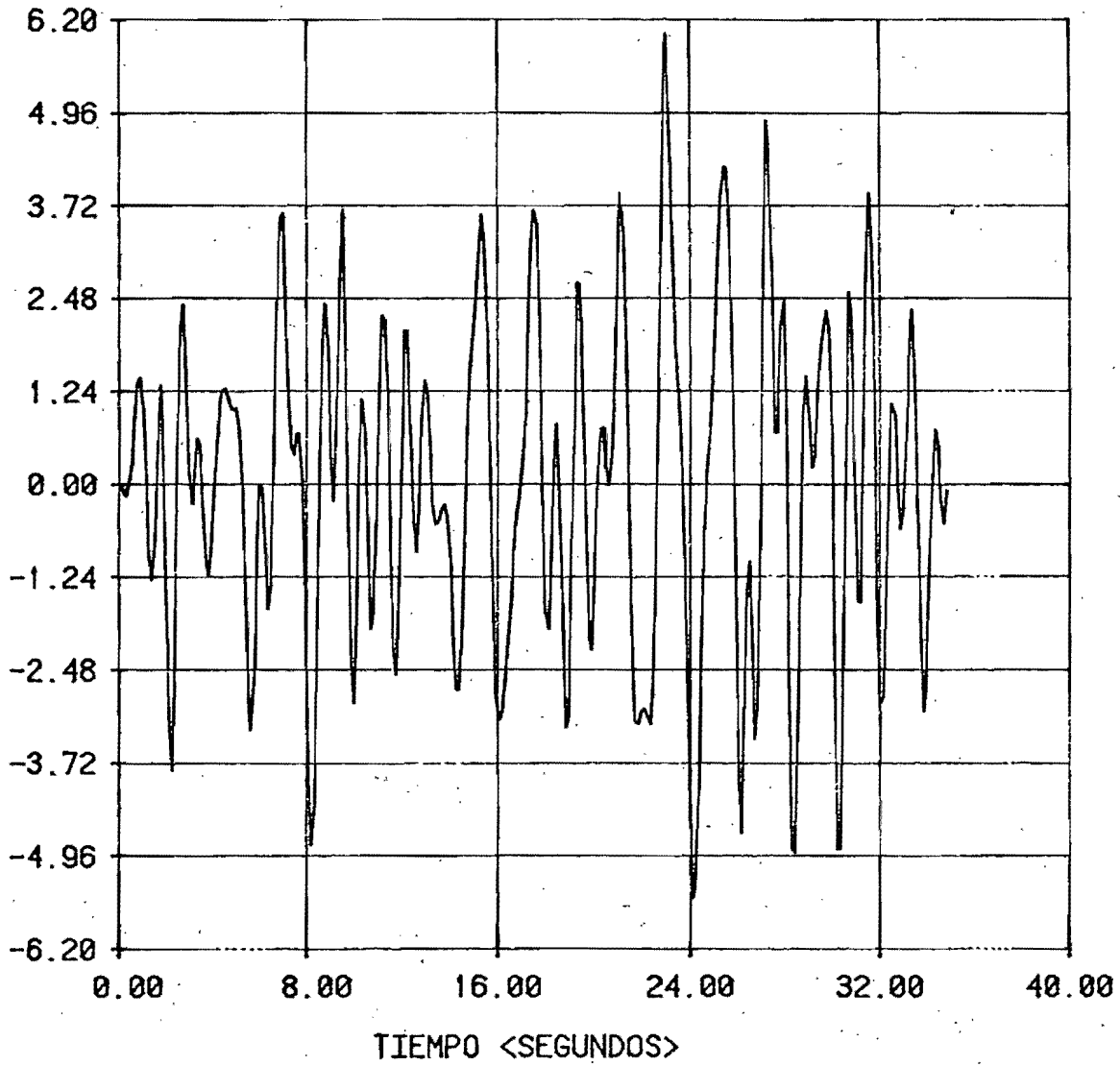


FIGURA 5.16
FIGUR

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-11 * DRAIN *

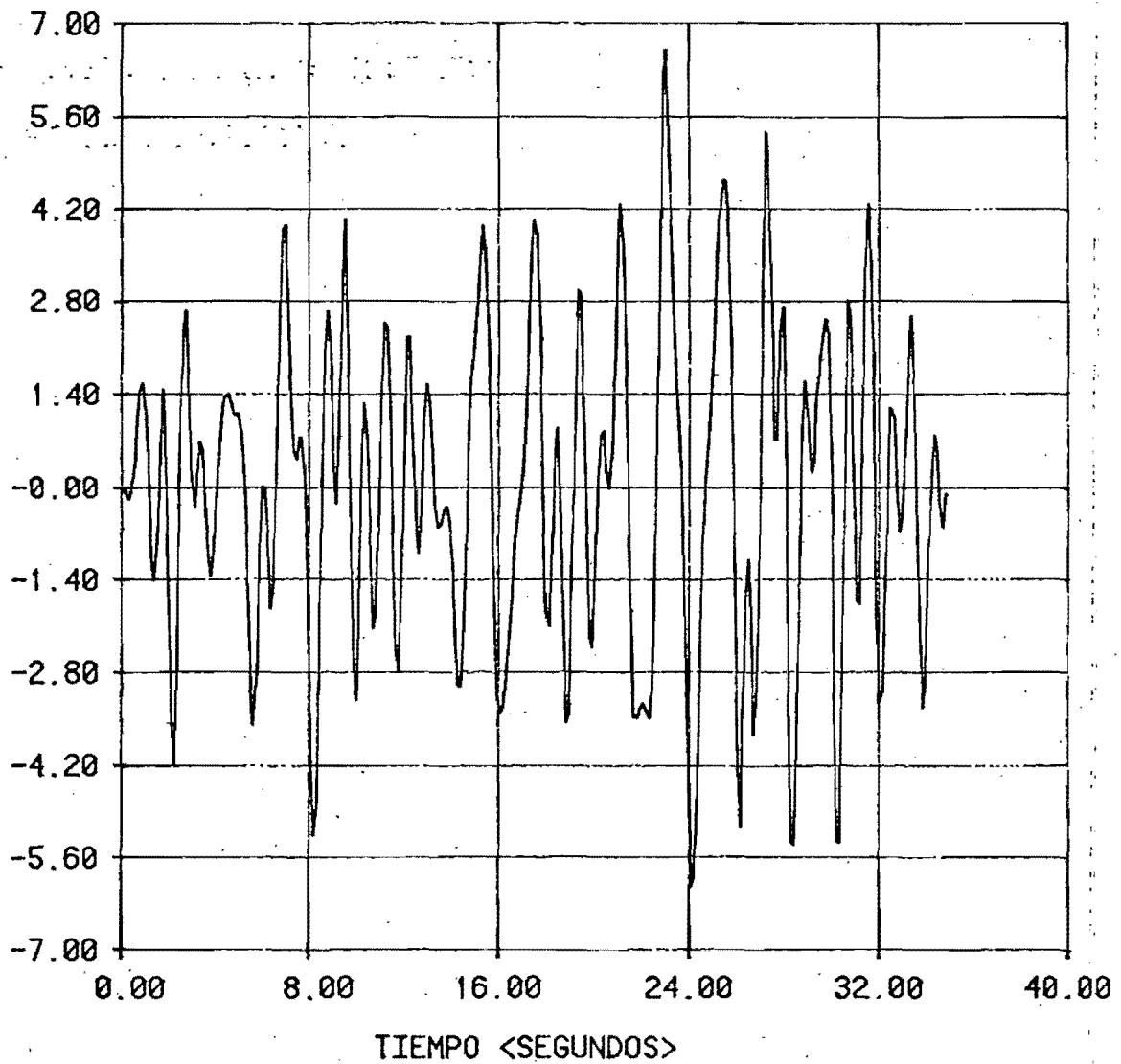


FIGURA 5.17

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-1 * TABS *

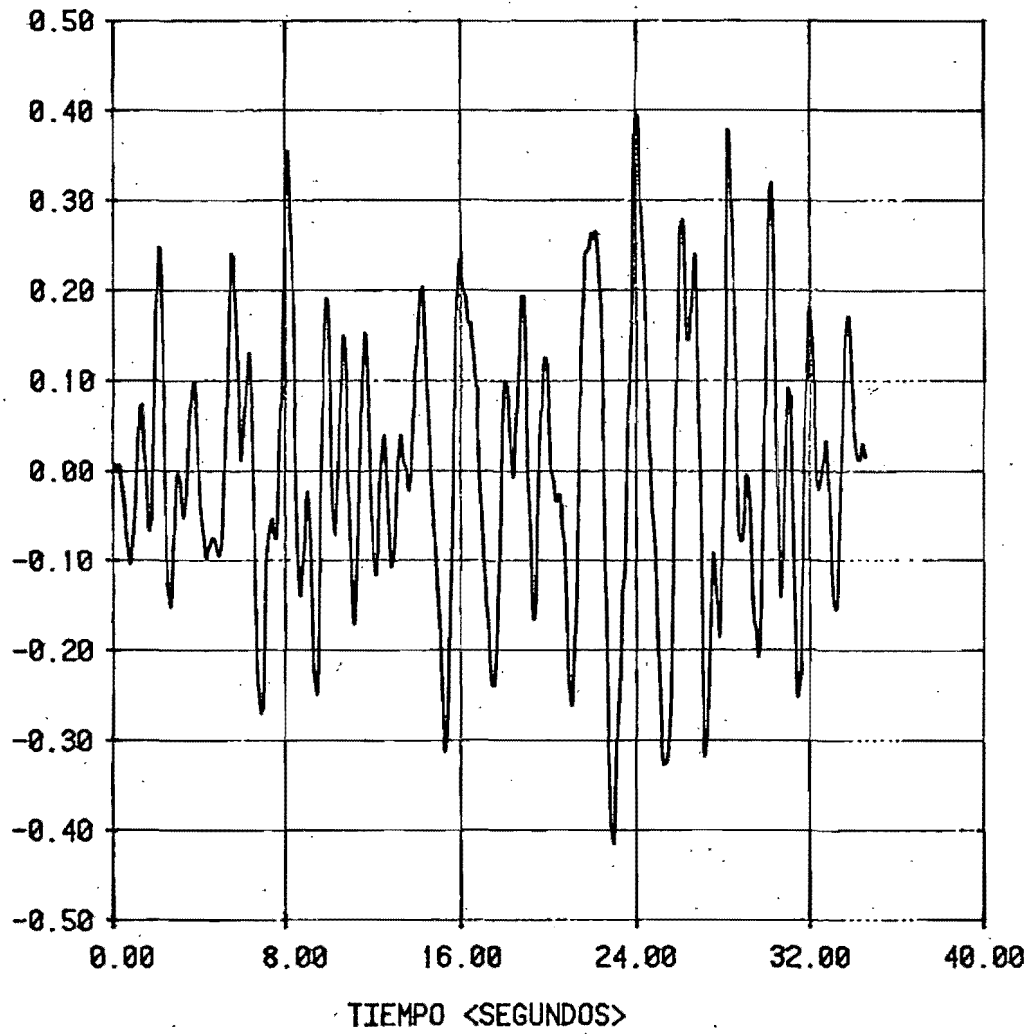


FIGURA 5.18

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-2 * TABS *

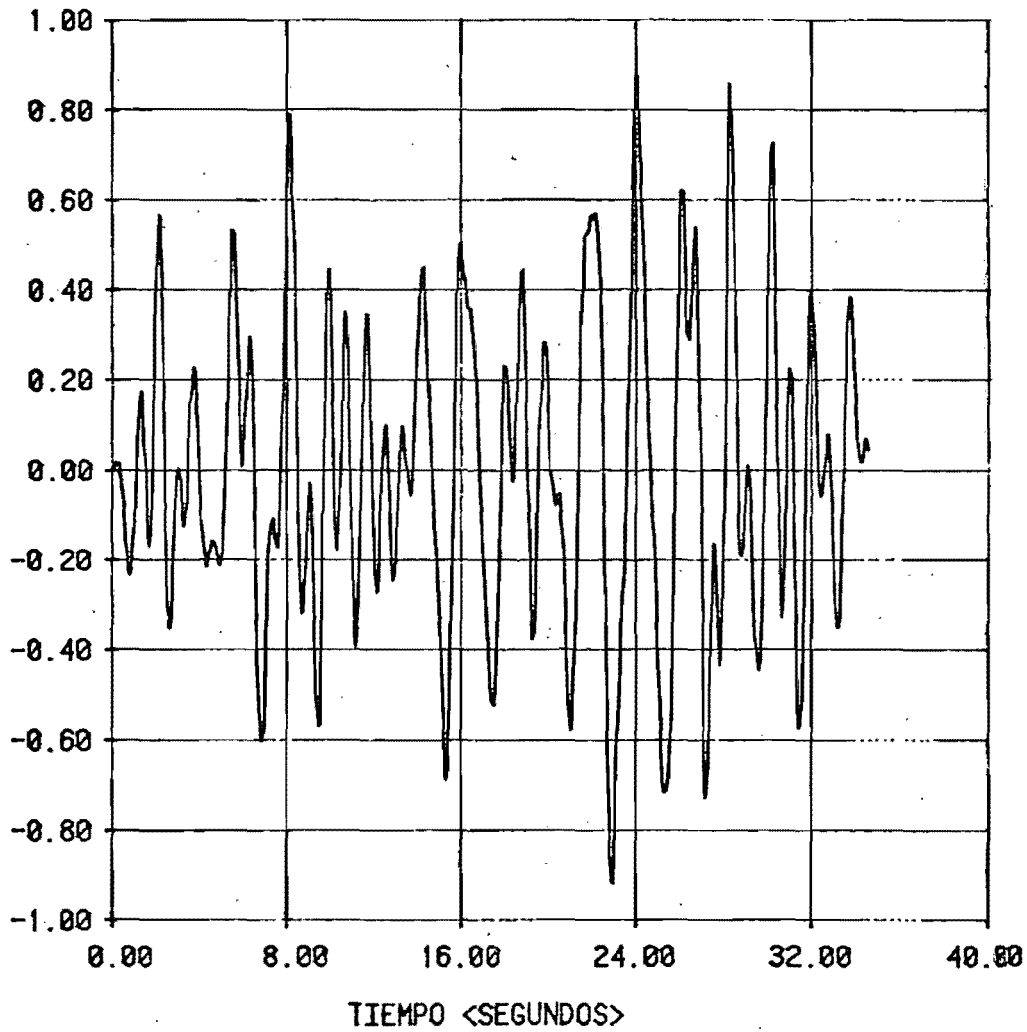


FIGURA 5.19

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-3 * TABS *

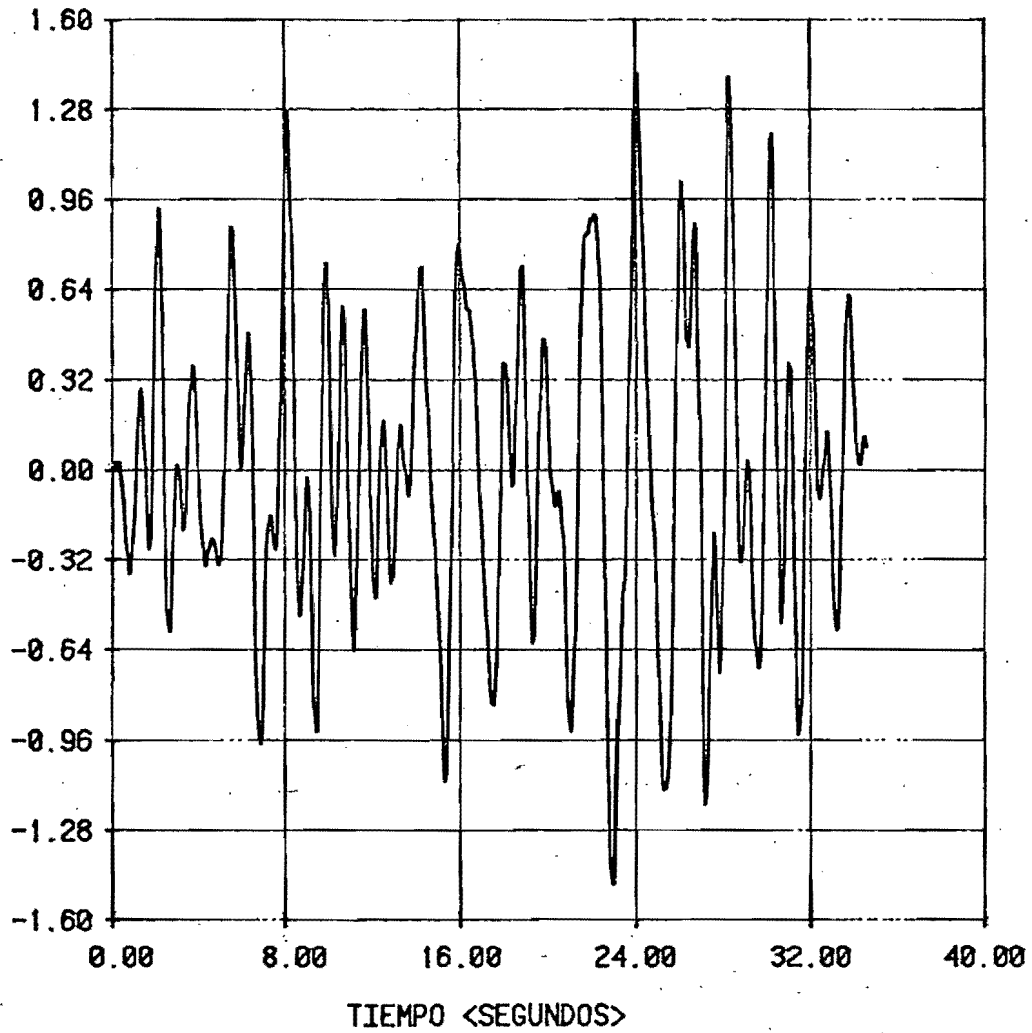


FIGURA 5.20

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-4 * TABS *

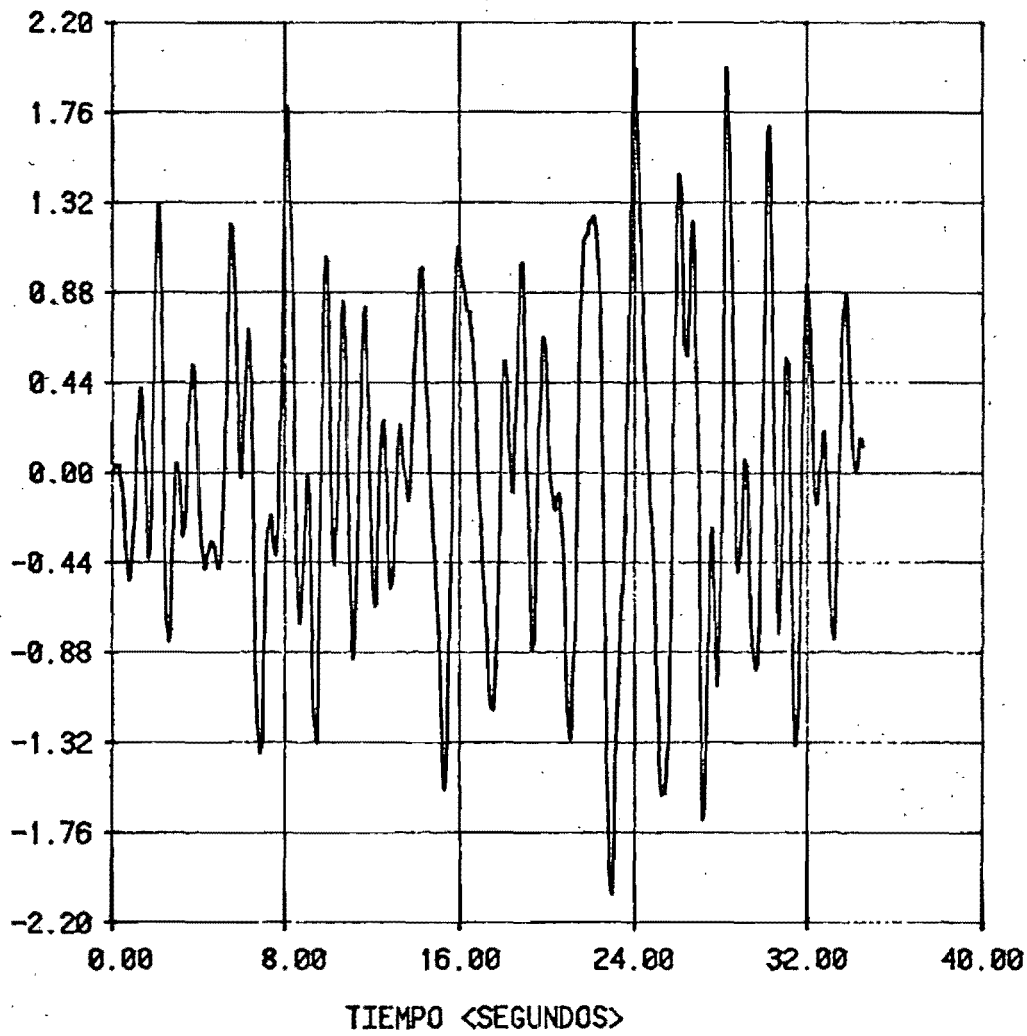


FIGURA 5.21

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-5 * TABS *

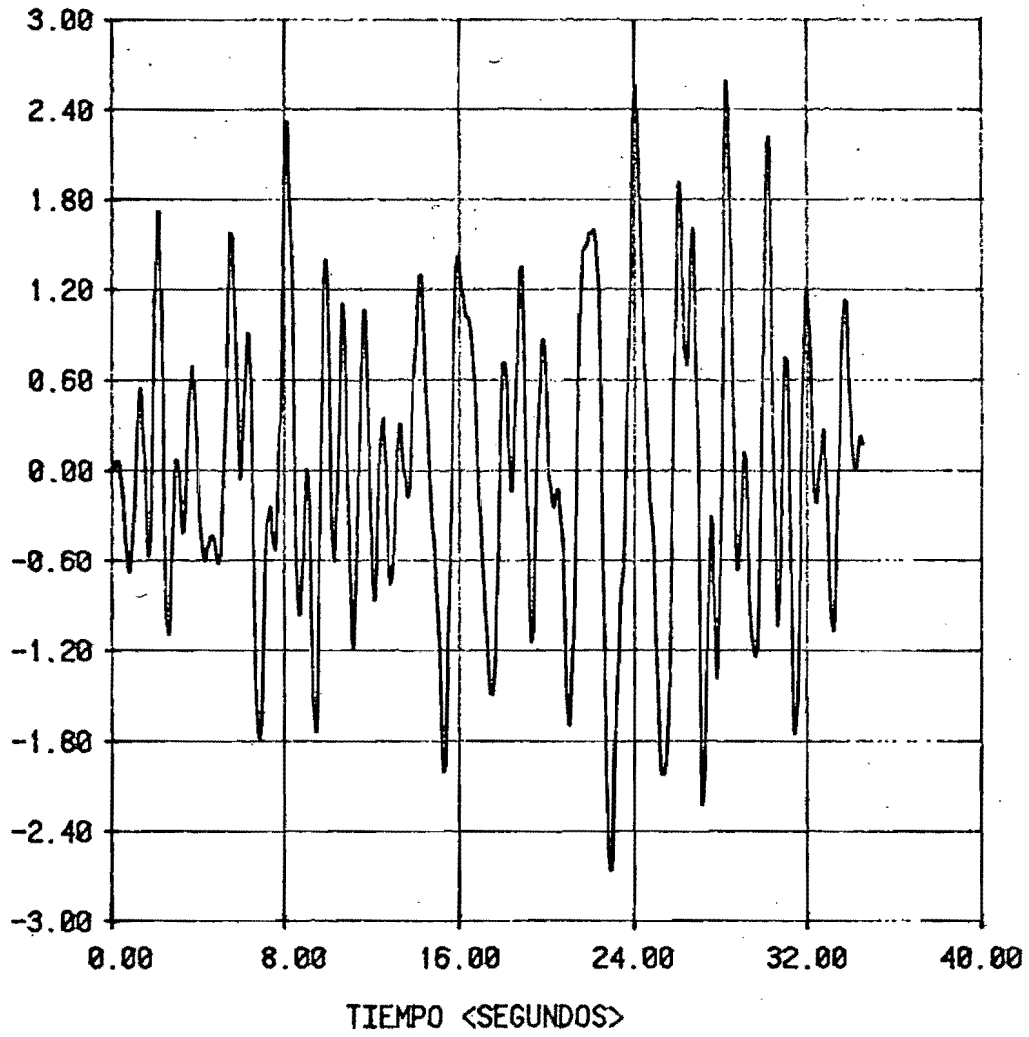


FIGURA 5.22

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-6 * TABS *

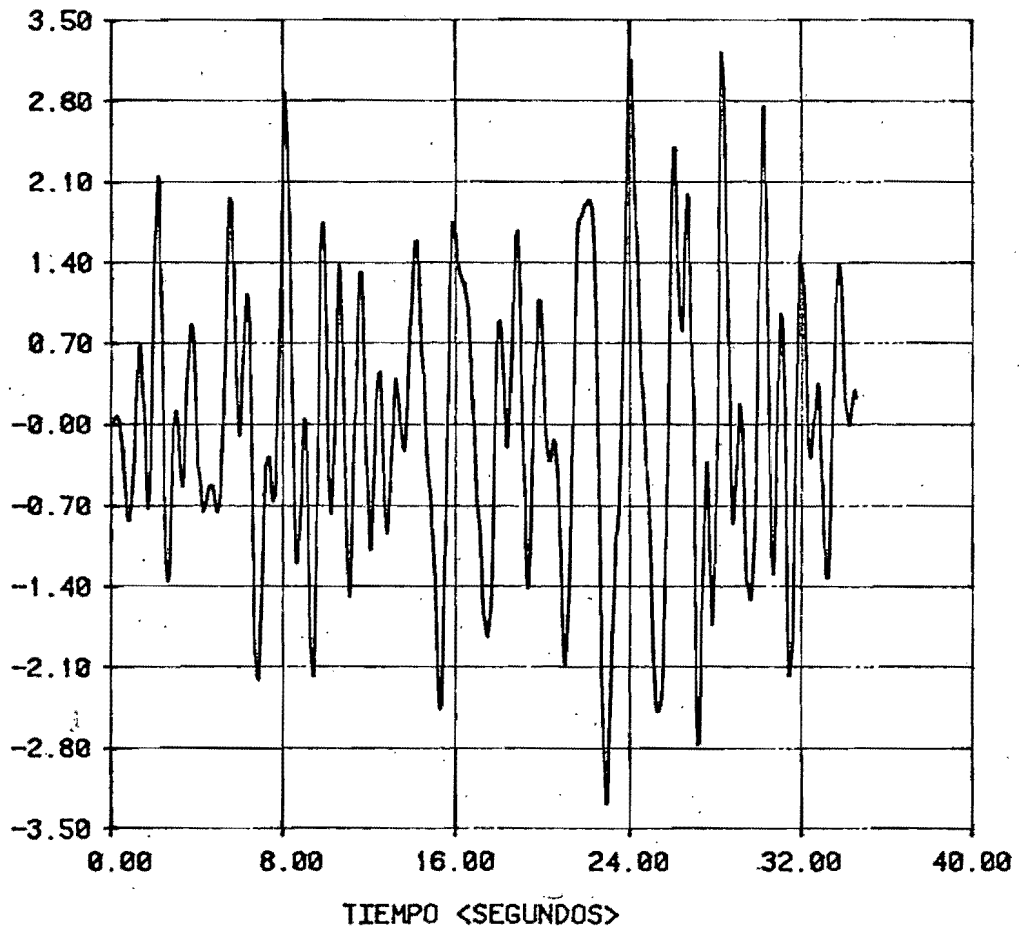


FIGURA 5.23

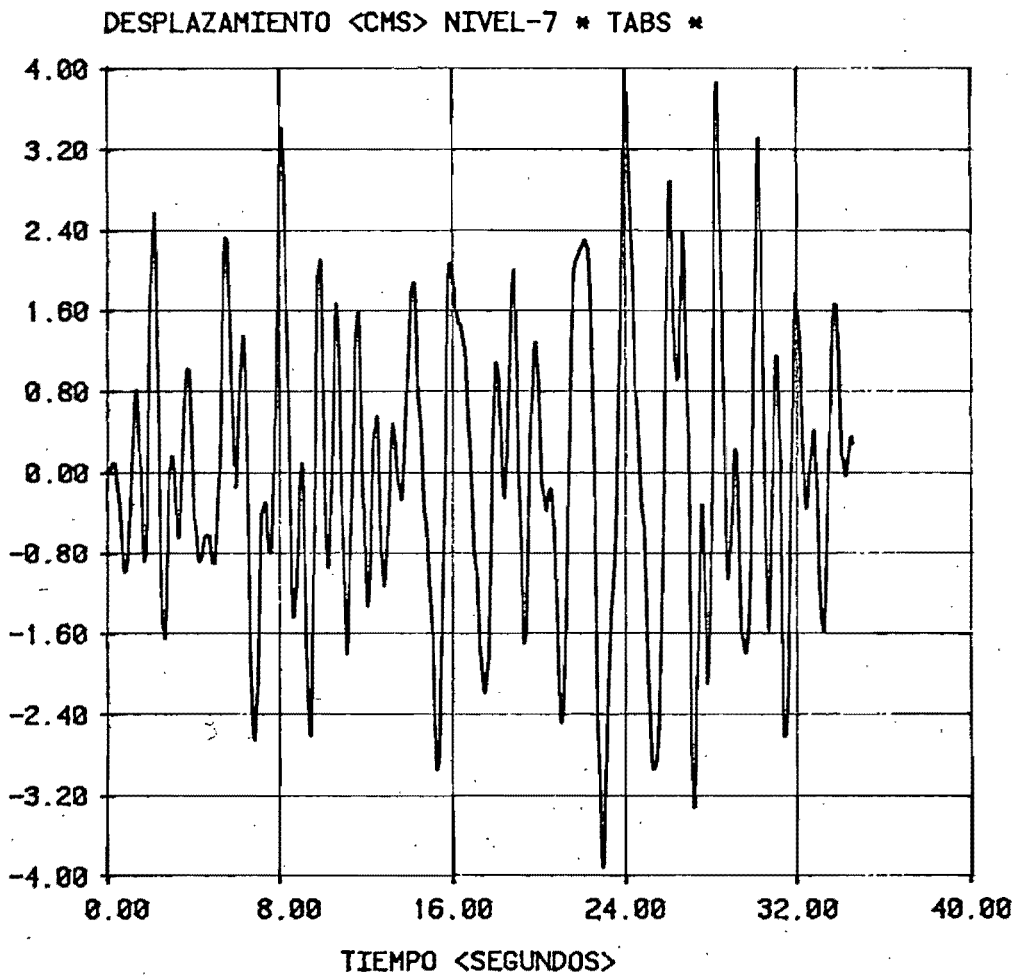


FIGURA 5.24

7

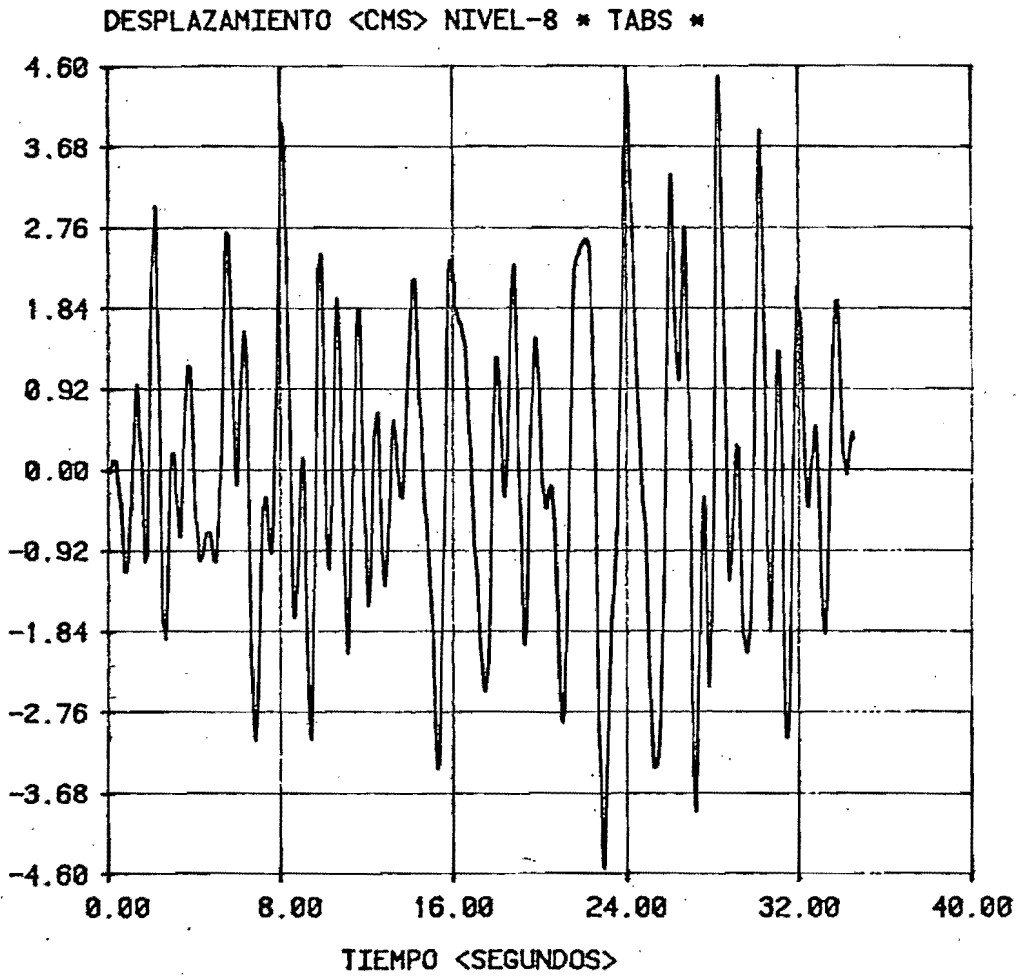


FIGURA 5.25

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-9 * TABS *

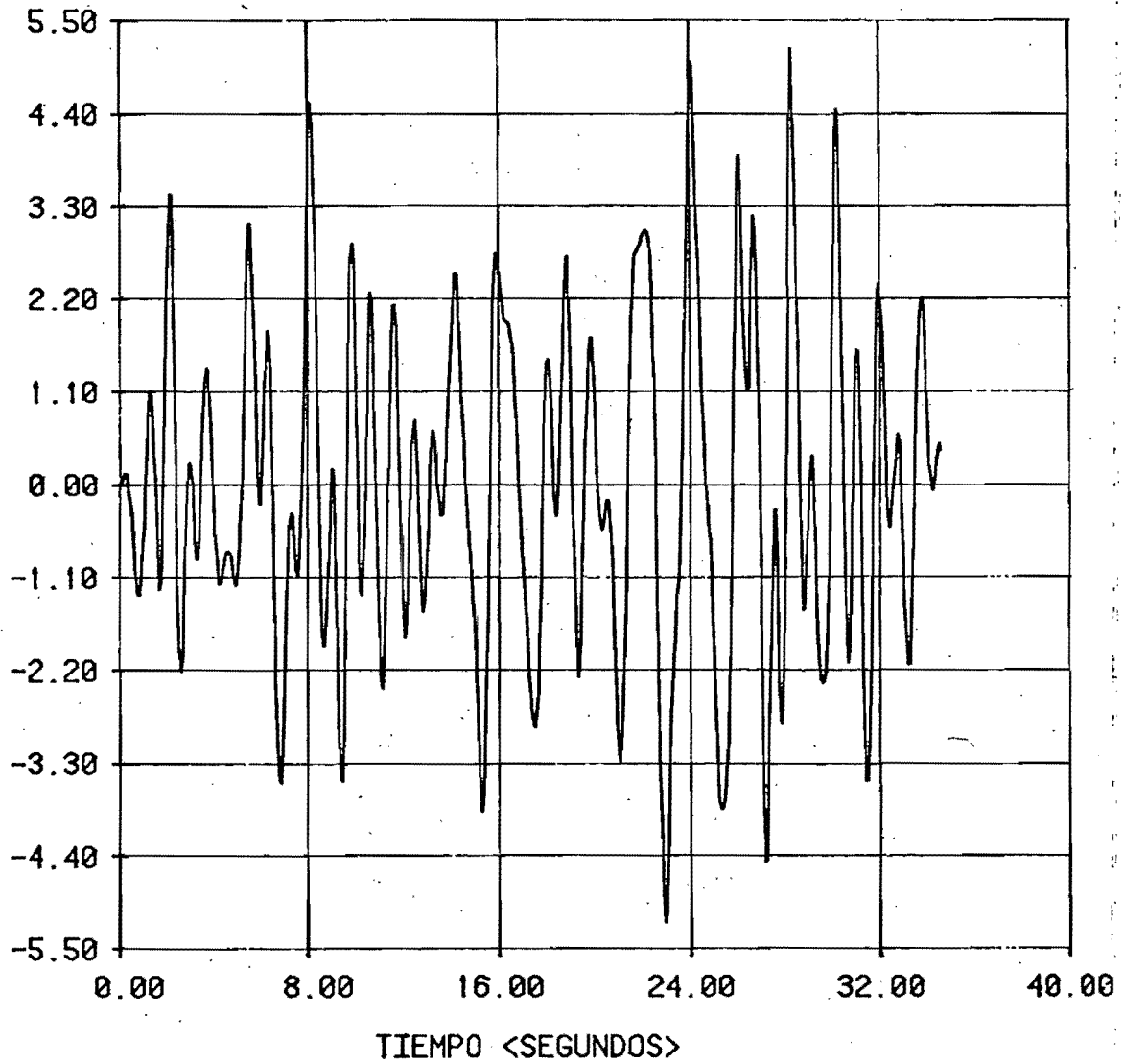


FIGURA 5.26
FIGUR
P

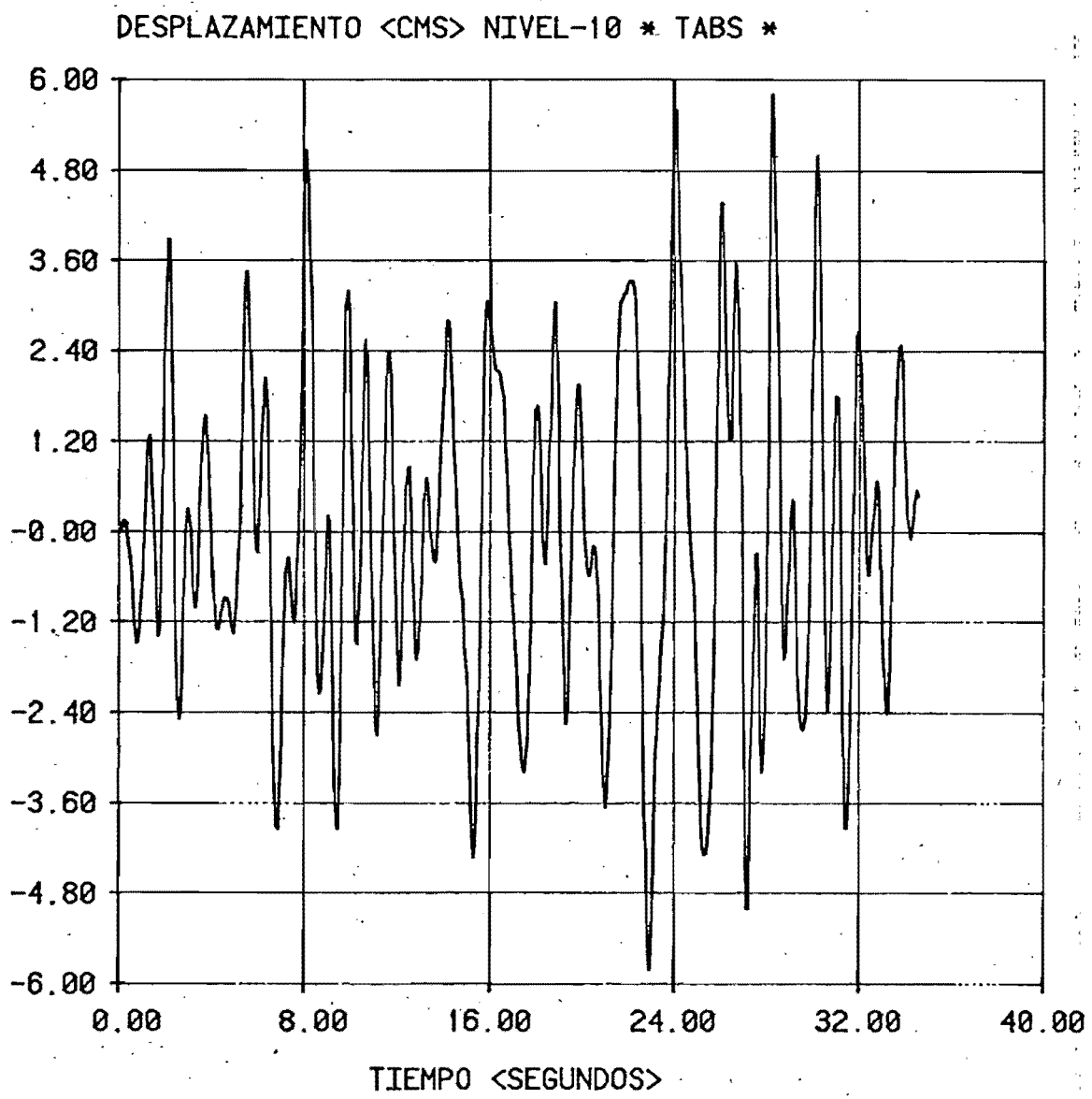


FIGURA 5.27

DESPLAZAMIENTO <CMS> NIVEL-11 * TABS *

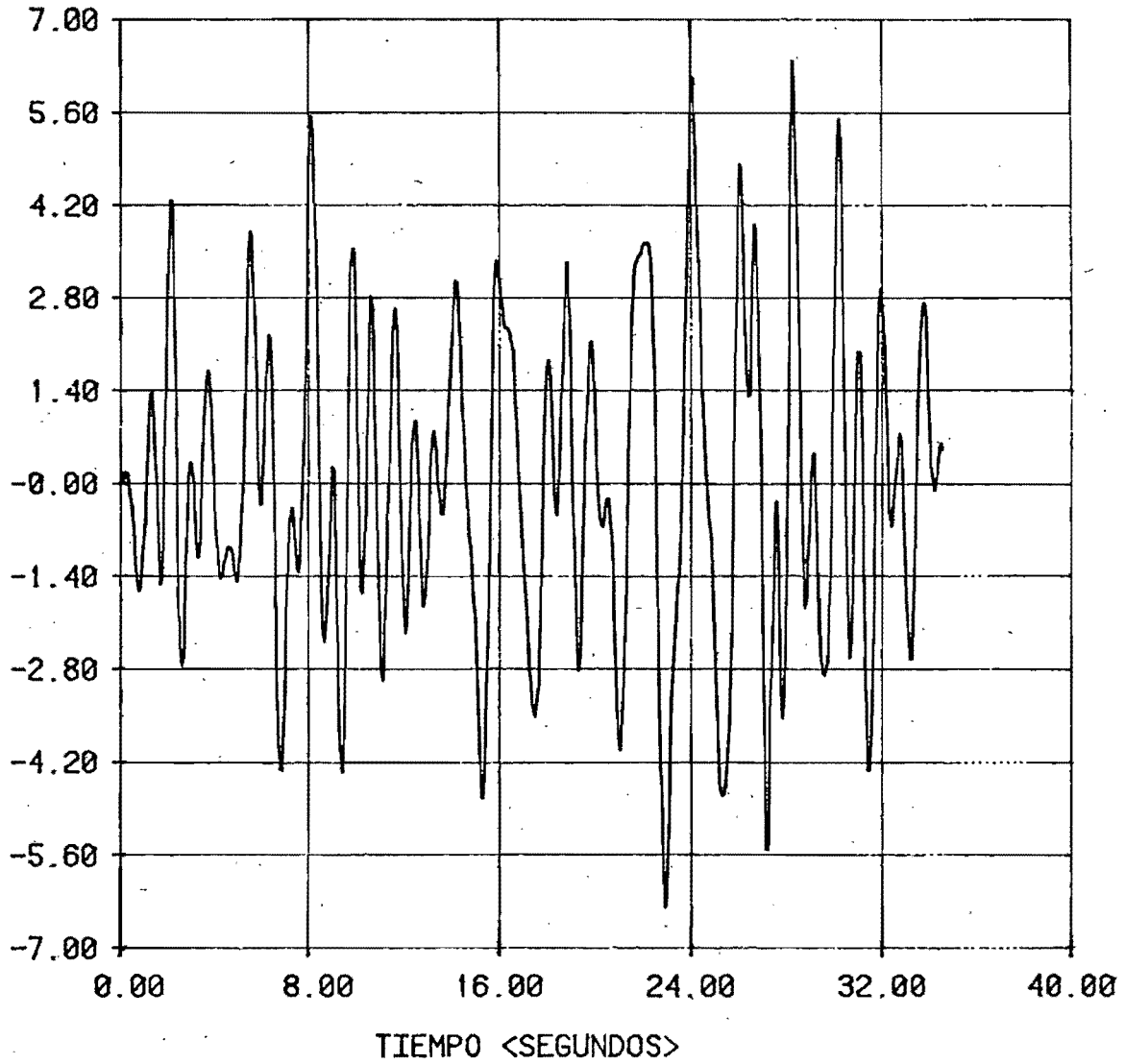


FIGURA 5.28

CAPITULO VI - INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA .

PLANTEAMIENTO .

En la nueva versión al reglamento hoy una parte dedicada a la interacción del suelo con la estructura, la cual toma en cuenta la incertidumbre de que la base de un edificio no es perfectamente rígida, sino que tiene desplazamientos, por lo que los de la estructura serán mayores respecto a los calculados de considerar la base empotrada .

Esta nueva versión propone que se modifique el período fundamental de vibración, despreciando la interacción de los modos superiores. Luego, mediante un análisis modal espectral y utilizando el período modificado para el primer modo y los períodos correspondientes a los modos superiores que se tomen en cuenta, obtener las fuerzas cortantes sísmicas y los desplazamientos dinámicos. El procedimiento de modificación del período fundamental tomando en cuenta la interacción del suelo con la estructura se muestra en el Apéndice E .

El espectro de respuesta en la primera edición de la nueva propuesta tomaba en cuenta el efecto de amortiguamiento rodial del suelo, y en el Apéndice D se muestra la forma de calcularlo. Posteriormente se suprimió el uso de este espectro, en una última edición de la propuesta, y se suplió por el utilizado para modelos que consideran la base rígida (ver figura 4.6) , pero el coeficiente sísmico y los períodos característicos se calculan como en el Apéndice II .

En éste trabajo, se tomarán en cuenta ambas versiones del espectro, denominando a la primera versión como la Propuesta y a

la última versión como 2a Propuesta .

Para la 1a propuesta es necesario establecer un nuevo modelo de análisis que tome en cuenta que la base es flexible .

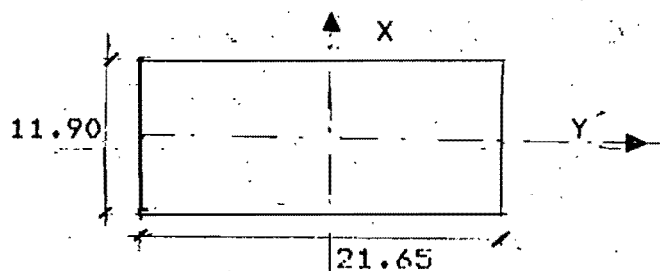
La 2a propuesta tiene el inconveniente de no poder utilizar programas de computador que realicen análisis espectrales, pero que consideran que la base es rígida y los análisis que se realicen con ella solo serían críticos si el período obtenido de considerar la base fija es menor pero cercano a los períodos característicos, lo que significaría un aumento o disminución de la ordenada espectral .

Para tomar en cuenta lo estipulado en la propuesta, fue necesario crear un modelo que tomara en cuenta la interacción del suelo con la estructura y la amplificación de la respuesta .

MODIFICACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE ACUERDO A LA PROPUESTA .

Utilizando las formulas del Apéndice E, se tiene lo siguiente:

La planta de cimentación tiene los siguientes dimensiones:



$$A = 258 \text{ m}^2$$

$$I = 3040 \text{ m}^4$$

De la figura E.3 , $T_s = 2.0$ segs .

De estudios de mecánica de suelos $H = 42$ m

$$G = 2 \left(\frac{42}{2} \right)^2 = 880 \text{ Ton/m}^2$$

$$R_x = \left(\frac{258}{\pi} \right)^{0.5} = 9.06 \text{ m}$$

$$Rr = (4 \times 3040 / \pi)^{0.25} = 7.39 \text{ m}$$

De donde:

$$Kx = 8.3 \times 880 \times 9.06 = 66'170.0 \text{ Ton/m}$$

$$Kr = 10.9 \times 880 \times (7.39)^3 = 4'711'295 \text{ Ton-m}$$

Calculo de J_m :

$$m = \sum_{i=1}^n m_i \quad , \text{ con } n = \text{número de niveles, incluyendo la base.}$$

$$d = \frac{\sum h_i m_i}{m}$$

NIVEL	h_i (m)	m_i (T-s ² /m)
11	36.25	16.358
10	33.20	14.598
9	30.15	14.598
8	27.10	14.598
7	24.05	14.598
6	21.00	14.598
5	17.95	14.598
4	14.90	14.598
3	11.85	14.598
2	8.80	14.598
1	5.75	14.598
CIM	0.00	78.900

así que : $m = 242$, $d = 3460/242 = 14.30$

$$J_{xc} = 242 [(11.90)^2 + (36.25)^2] / 12$$

$$J_{xc} = 29'356 \text{ T-s}^2\text{-m}$$

$$J_m = 29356 + 242 (14.30)^2 = 78'843 \text{ T-s}^2\text{-m}$$

Por tanto : $w_e = (66170/242)^{0.5} = 16.5357$

$$T_x = 2 \pi / 16.357 = 0.38 \text{ segs.}$$

$$F_i = (4'711'295/78'843)^{0.5} = 7.7302$$

$$T_r = 2 \pi / 7.7302 = 0.8128 \text{ segs.}$$

Finalmente:

$$T_1 = [(0.866)^2 + (0.38)^2 + (0.8128)^2]^{0.5} = 1.247$$

```

*****
*                                     *
*           T1 = 1.247 segs.         *
*                                     *
*****

```

Para comparar se utilizan las fórmulas de las referencias [8] y [10] .

$$M_1 = 0.4754 ; w_1 = 7.2547 ; w_1^2 = 52.63 ; h_1 = 2704 \text{ cms}$$

$$K_1 = 0.4754 \times 7.2547 = 25 \text{ T/cm}$$

$$K_y = 0.40 \times 662 \text{ T/cm} = 265 \text{ T/cm}$$

$$K_r = 0.40 \times 4.711295 \text{-E08 T-cm} = 1.884518 \text{-E08 T-cm}$$

de donde:

$$\tilde{T} = 0.866 \left(1 + (25/265) + [(25 \times 2704)^2 / 1.884518 \text{-E08}]^{0.5} \right)$$

$$\tilde{T} = 0.866 (1.4368) = 1.244 \text{ segs.}$$

Observamos que \tilde{T} es prácticamente igual a T_1 .

MODELO MATEMATICO .

El modelo puede establecerse por medio de programas que incluyen opciones de resortes lineales y de rotación, como los de la figura E.1 (Apéndice E), pero sin embargo esto no es muy común. El

programa TABS permite que se incluyan resortes lineales en cada piso ,pero no de rotación. Otra opción es añadir un piso extra (piso ficticio), para que aumente el período de la estructura, y proporcionar dimensiones a los elementos de ese piso de modo que cumplan con las propiedades de rigidez deseadas .

Utilizando éste último planteamiento, supongamos que a la estructura original (figura 6.1.a) le añadimos un piso inferior, como se muestra en lo figura 6.1.b .

Si la viga del nivel "1" de la figura 6.1.b es infinitamente rígida, la rigidez lateral (K_c) proporcionada por los 2 columnas del piso ficticio será de :

$$K_c = 2 \times \frac{12 E I}{h^3} \quad (6.1)$$

E - módulo de elasticidad del material de las columnas .

I - momento de inercia de las columnas en la dirección de análisis .

Si la rigidez lateral que debe desarrollar el piso es K_x :

$$K_c = K_x \rightarrow I = \frac{h^3}{24 E} K_x \quad (6.2)$$

Donde "h" puede tener cualquier valor, pero para ser más congruente con el modelo original, le damos a "h" el valor del peralte del cajón de cimentación (200 cms.).

También "E" puede tener cualquier valor, pero se considera el mismo que el de la demás estructura (2100.0 Ton/cm²) .

Si consideramos que cada columna se idealiza como un resorte

lineal de rigidez "K1" y aplicamos un momento de valor "Kr" alrededor del eje de rotación (figuras 6.1.c y 6.1.d):

$$F = K1 \Delta = \frac{Kr}{L} \Delta \quad (6.3)$$

$$\Delta = \frac{L}{2} \text{ teta} \quad (6.4)$$

de donde: $K1 = \frac{Kr}{L \Delta} = \frac{2 Kr}{L \text{ teta}} \quad (6.5)$

y $K1 = \frac{E A}{h} \quad (6.6)$; A - area total de la columna

Iguando 6.6 con 6.5 y despejando "A" :

$$A = \frac{2 Kr h}{E L \text{ teta}} \quad (6.7)$$

Pero teta = 1 ,por tanto : $A = \frac{2 h}{E L} Kr \quad (6.8)$

Los valores de Kx y Kr aquí consignados, son para todo el edificio, así que, para la celosía se multiplican por 0.4 (2/5) y finalmente :

```

*****
*           3           *
*           h           *
*   Ieq = ----- Kx   *
*           60 E        *
*                       *
*****
    
```

----- (6.9)

```

*****
*
*           4 h
*   Aeq = ----- Kr   ( 6.10 )
*           2
*         5 E L
*
*****

```

Ya que en el capítulo anterior se vio que el TARS y el DRAIN proporcionan resultados parecidos para ésta estructura, podemos utilizar solo el primero para el análisis de la interacción suelo-estructura, además de que para el DRAIN habría que inventar algunas secciones para poder determinar los parámetros del análisis inelástico .

En base a lo anterior se puede suprimir el uso de la inercia equivalente (ecuación 6.9) y utilizar la rigidez externa aplicada en el nivel "1" de la figura 6.1.b y solo considerar el área equivalente dada por la ecuación 6.10 , así que:

$$A_{eq} = \frac{4 \times 200}{5 \times 2100 \times (1110)^2} \times 4.711 \times 10^{-2}$$

$$A_{eq} = 29.0 \text{ cm}^2 .$$

Finalmente el modelo queda como se muestra en la figura 6.2 .

ANÁLISIS DINAMICO .

Se efectuaron los siguientes análisis:

- 1) Cálculo de todos los modos y las frecuencias .
- 2) Análisis Modal Espectral de acuerdo a la Primera Propuesta .
- 3) Análisis Modal Espectral de acuerdo a lo Segundo Propuesto .

4) Análisis Paso a Paso .

Los resultados del análisis No. 1 ,se muestran en las tablas 6.1 y 6.2,y el dibujo de los 3 primeros modos de vibrar en la figura 6.3 .

Como puede apreciarse en la Tabla 6.1,el período fundamental obtenido es prácticamente igual al calculado con la nueva propuesta,por lo que puede considerarse al modelo como aceptable.

Si comparamos los períodos de los modos 3 al 11 de la Tabla 4.1 con los de la Tabla 6.1, vemos que casi son iguales,por tanto lo interacción de los modos superiores,es válido despreciarla .

Para comparar el 2o modo de la Tabla 4.1 con los resultados de la Tabla 6.1, vemos que nos sobra un período.Ahora si calculamos el promedio de los períodos del 2o y 3er modos del modelo de interacción suelo-estructura,tenemos:

$$\frac{0.31196 + 0.1889}{2} = 0.25 \approx 0.246 \text{ (Período del 2o modo del modelo de base rígida)}$$

Por tanto puede considerarse que el 2o modo tampoco interactúa con el suelo y el modelo es adecuado .

Para los análisis 2 y 3 se tomaron los espectros de las figuras 6.4.a y 6.4.b respectivamente .

El segundo se calcula como el de la figura 4.6 (Capítulo IV), pero cambiando los períodos característicos tal y como se indica en el Apéndice D .

El primero se calcula como sigue :

"Calculo del Espectro de la Primera Propuesta" .

Utilizando las fórmulas del Apéndice D y los datos antes calculados,tenemos que para nuestra estructura en estudio:

$W_0=2374 \text{ Ton}$; $T_s=2 \text{ seg}$; $T_1=1.247 \text{ seg}$; $\Pi_0=0.02$; $K_x=66'170 \text{ Ton/m}$
 $K_r=4'711'295 \text{ Ton-m}$; $R_x=9.06 \text{ m}$; $R_r=7.89 \text{ m}$; $H=42 \text{ m}$.

$$D_r = \frac{2 \times 2374 \times 2}{9.81 \times (1.247)^3} \left[\frac{2 \times 9.06}{42 \times 66'170} + \frac{42 \times 7.89}{4'711'295} \right]$$

$$D_r = 0.07673$$

$$D = \left(\frac{0.866}{1.247} \right)^2 \times 0.02 + \left[1 - \left(\frac{0.866}{1.247} \right)^2 \right] 0.02 + 0.07673$$

$$D = 0.09673 \text{ (Porcentaje de amortiguamiento crítico del primer modo)}$$

Para el segundo modo:

$$D_2 = 0.02 + (0.09673 - 0.02) 1.247/0.246 = 0.409$$

Para el tercer modo:

$$D_3 = 0.02 + (0.09673 - 0.02) 1.247/0.1275 = 0.7704$$

Para otros puntos necesarios para formar el espectro:

T	D _i
0.05	1.933
0.10	0.977
0.30	0.339
0.40	0.259
0.50	0.211
0.60	0.180

Ahora utilizando las fórmulas II.1 a II.4, se tiene :

$$c = \frac{1.6 \times 2}{4 + (2)} = 0.40$$

$$T_a = 0.35 \times 2 = 0.70 \text{ seg}$$

$$T_b = 1.20 \times 2 = 2.40 \text{ seg}$$

$$K = 0.60$$

Para la meseta del espectro:

$$\alpha = \frac{0.6}{(0.05)} \times 0.40 = 0.2692$$

0.09673

Para $T < T_a$:

T	α
0.0500	0.1024
0.1000	0.1072
0.1275	0.1106
0.2460	0.1299
0.3000	0.1408
0.4000	0.1639
0.5000	0.1903
0.6000	0.2219

Para valores mayores a T_b , no tiene caso, pues el período máximo es de 1.247 segs .

Para el análisis paso a paso utilizamos los mismos parámetros presentados en el capítulo IV, excepto para el amortiguamiento, es decir, $\Delta t = 0.06$, el acelerograma es el de la figura 4.2 y el número de frecuencias es de tres .

El porcentaje de amortiguamiento a usarse solo puede determinarse experimentalmente durante un movimiento fuerte que obligue a la estructura a interactuar con el suelo. De tal forma que aquí se ha utilizado un criterio conservador, es decir, se ha considerado que dicho valor será cercano al promedio del amortiguamiento rodial y el usado para base rígida, pero con un valor más cercano a éste último que al primero, de tal forma que calculando el promedio vemos que:

$$(0.07673 + 0.02) / 2 = 0.048$$

de donde se decide que el valor del porcentaje de amortiguamiento del crítico o emplearse en el análisis paso a paso sea del 4 % .

Los resultados de los análisis modales espectrales y paso a paso se muestran en la siguiente sección .



DEPMI

RESULTADOS .

a) Descripción de las figuras .

En las figuras 6.5, 6.6 y 6.7 se muestran los valores máximos de desplazamientos, cortantes y desplazamientos relativos respectivamente, obtenidos con los espectros de las figuras 6.4.a y 6.4.b respectivamente, con el análisis modal .

En las figuras 6.8, 6.9 y 6.10 se muestran los valores máximos de desplazamientos, cortantes y desplazamientos relativos respectivamente, obtenidos con el análisis paso a paso .

Los desplazamientos totales y relativos presentados en las figuras 6.5, 6.7, 6.8 y 6.10 son con respecto a la base, para compararlos con los obtenidos en el capítulo anterior, y en ellas se ilustra el desplazamiento máximo que tendría la base .

En la figura 6.11 se muestra la historia de desplazamientos totales del último nivel respecto a la base y en la figura 6.12 se presenta el movimiento de la base durante el terremoto .

Los valores numéricos de las figuras 6.5 a 6.10 se presentan en el Apéndice C .

b) Comentarios .

Puede apreciarse que los desplazamientos totales se incrementan bastante con respecto a aquellos obtenidos de considerar la base rígida (del orden de 3 veces mas para la 2a propuesta) .

Sin embargo, observando la figura 6.7 vemos que los desplazamientos relativos son menores que el permisible y que el máximo se presenta exactamente en donde se tiene el piso blando o

ficticio del modelo matemático. La poca variación de los desplazamientos relativos en los demás niveles, muestran que la estructura se mueve en forma bastante regular (predominantemente en el 1er modo).

Comparando los resultados del análisis paso a paso con la 1a propuesta, vemos que son muy parecidos, por lo que un análisis modal espectral utilizando este criterio sería bastante razonable de aplicar a problemas prácticos, una vez estableciendo un modelo como el de la figura 6.2 .

La 2a propuesta proporciona resultados bastante conservadores , (un 35% arriba de los de la primera), debido a que desprecia la influencia del amortiguamiento radial del suelo, pero aun así la estructura estudiada se comporta satisfactoriamente dentro de ese régimen.

Por otro lado los cortantes son un 40% mayores a los proporcionados por el modelo de base rígida, pero los esfuerzos generados por los mismos son soportados tranquilamente por la estructura .

Comparando la figura 6.11 con la 5.28, vemos que difieren en forma (puesto que la primera es la composición de la historia de desplazamientos del nivel 12 y el nivel 1 del modelo de la figura 6.2) y que la primera tiene mas picos que la segunda, de donde el comportamiento durante el movimiento telúrico del modelo modificado difiere radicalmente del de base rígida. Puede notarse el aumento del período de la estructura modificada, puesto que el ancho de banda de la figura 6.11 es mayor que en la fig. 5.28 .

Por último , en la fig. 6.12 se muestra lo que sería el movimiento de la base, siendo muy parecido en forma a la figura 6.11 .

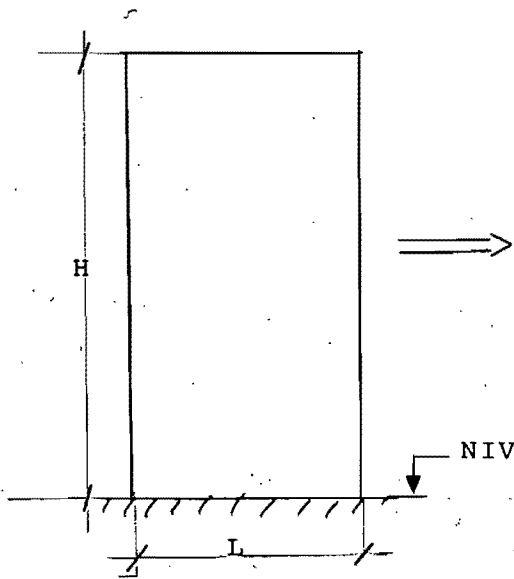


FIGURA 6.1.a

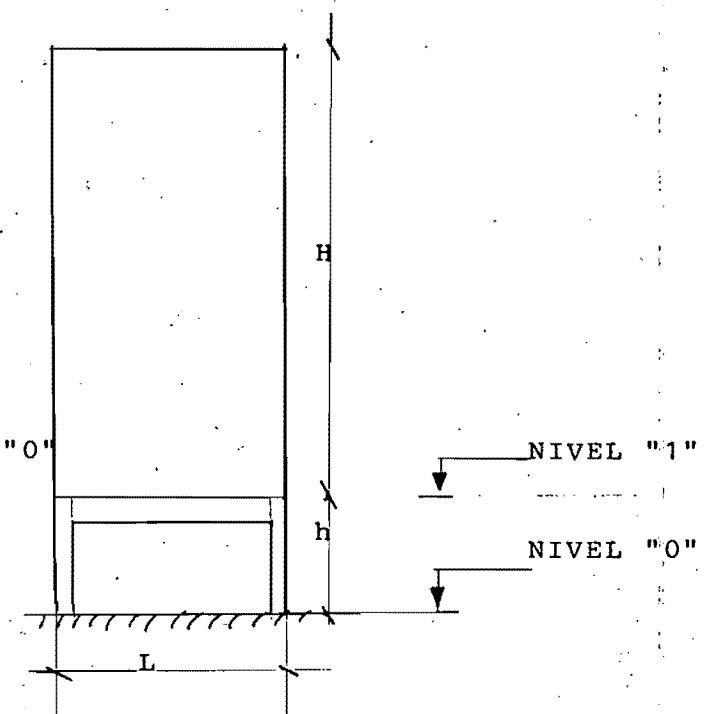


FIGURA 6.1.b

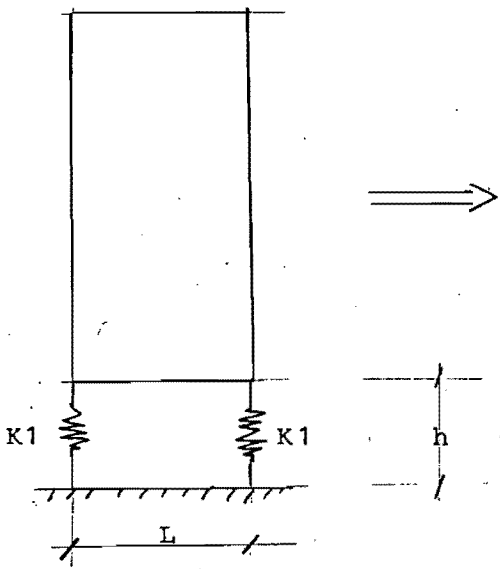


FIGURA 6.1.c

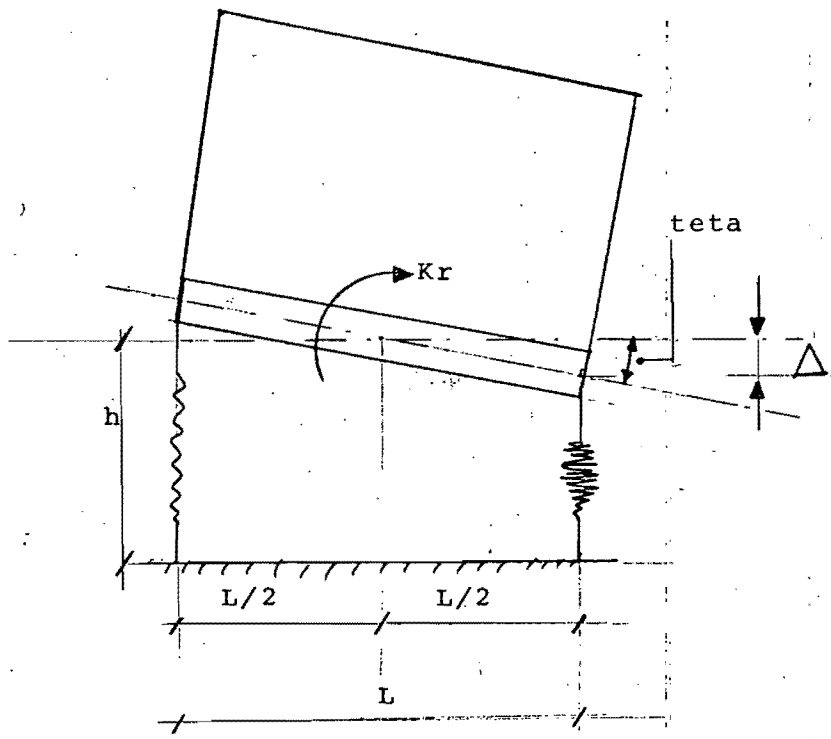
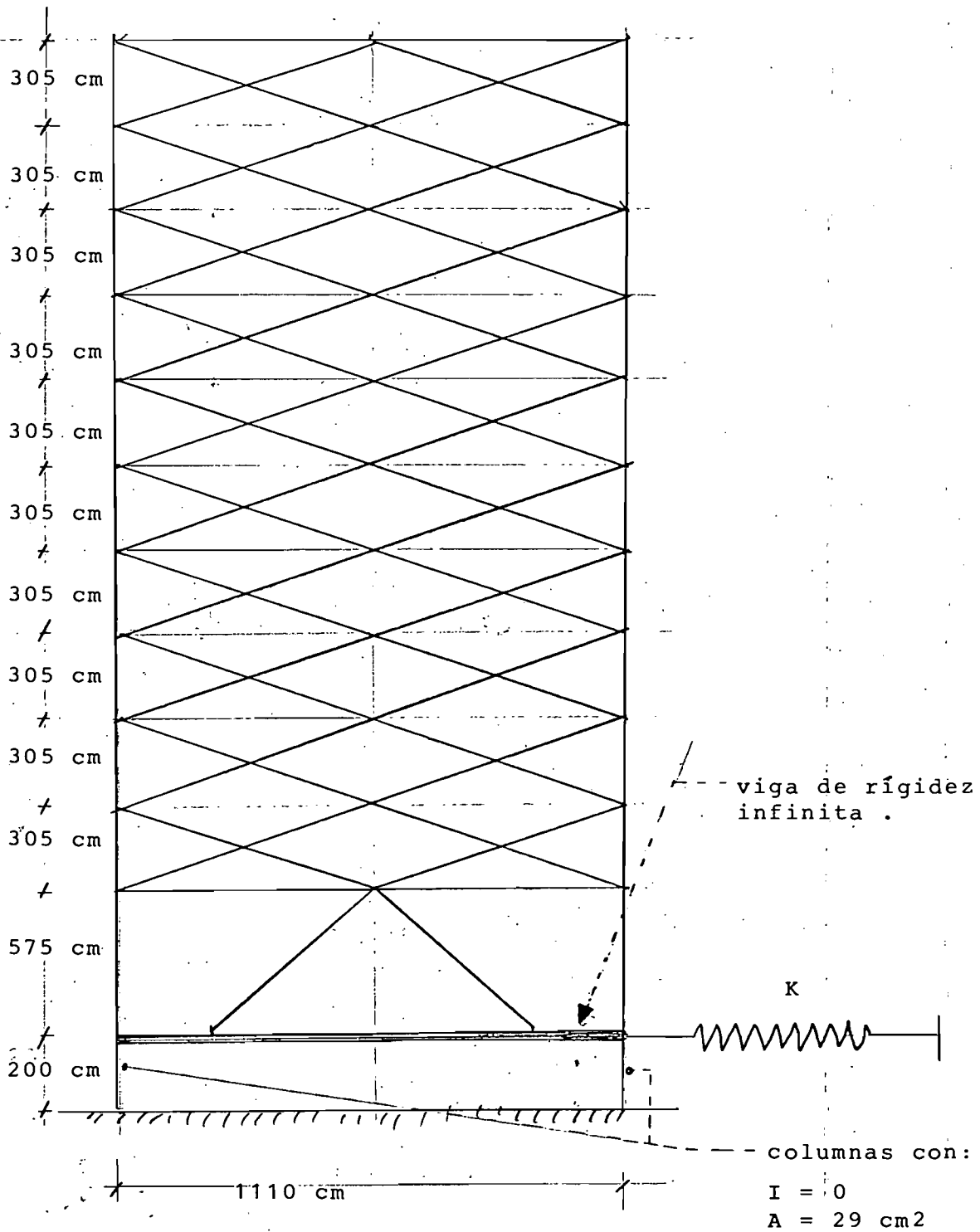


FIGURA 6.1.d



$$K = 0.40 \quad K_x = 0.40 \times 662 = 265 \text{ Ton/cm}^2$$

FIGURA 6.2 : Modelo Matemático - Interacción Suelo Estructura .

TABLA 6.1 - PERIODOS, FRECUENCIAS Y PORCENTAJES DE PARTICIPACION DE LAS MASAS MODALES .

	PERIOD
1	1.26005204775715700
2	.31195965416259440
3	.18885079791820270
4	.12370932544089920
5	.08725396030680019
6	.06917134631958326
7	.05768767635784625
8	.04934590122887470
9	.04489308480999276
10	.04082415154767819
11	.03734354385610777
12	.03524673694588911

MODE NUMBER	NATURAL PERIOD	FREQUENCY (H7)	CIRCULAR FREQUENCY
1	1.260052	.7936	4.9864
2	.311960	3.2055	20.1410
3	.188851	5.2952	33.2706
4	.123709	8.0835	50.7899
5	.087256	11.4605	72.0087
6	.069171	14.4569	90.8351
7	.057688	17.3347	108.9173
8	.049346	20.2651	127.3294
9	.044893	22.2751	139.9589
10	.040824	24.4953	153.9085
11	.037344	26.7784	168.2536
12	.035247	28.3714	178.2629

MODE NUMBER	GLOBAL EFFECTIVE MODAL MASS (AS RATIO OF TOTAL MASS)		
	X	Y	ZZ
1	.576	.000	.000
2	.318	.000	.000
3	.101	.000	.000
4	.005	.000	.000
5	.000	.000	.000
6	.000	.000	.000
7	.000	.000	.000
8	.000	.000	.000
9	.000	.000	.000
10	.000	.000	.000
11	.000	.000	.000
12	.000	.000	.000
TOTALS	1.000	.000	.000

TABLA 6.2 - MODOS DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA .

LEVEL	ID	DIRN	1	2	3	4	5	6	7	8
12	N-11	X	1.966498	1.436444	-1.303811	1.407235	1.389424	-1.331243	.974696	-0.802284
11	N-10	X	1.799696	.996531	-.764624	.387493	-.344982	1.196722	-1.577618	1.993430
10	N-09	X	1.625078	.488350	-.085683	-.773947	-1.668856	1.814544	-.633801	-.988882
9	N-08	X	1.444377	-.041426	.576319	-1.500117	-1.324506	-.353555	1.689467	-1.187150
8	N-07	X	1.268599	-.480459	.970064	-1.465410	-.104070	-1.552081	.708724	1.222568
7	N-06	X	1.092572	-.859454	1.153467	-.845951	1.204334	-1.021994	-1.379665	1.006707
6	N-05	X	.918356	-1.151418	1.096004	.111230	1.647354	.625621	-1.255069	-1.362647
5	N-04	X	.747625	-1.339764	.815186	1.033985	.905577	1.555716	.864025	-.861398
4	N-03	X	.581976	-1.417542	.369700	1.568109	-.480163	.739525	1.633906	1.439809
3	N-02	X	.423665	-1.382630	-.160145	1.509356	-1.516946	-.913931	-.155353	.694823
2	N-01	X	.275442	-1.241495	-.678479	.877244	-1.456983	-1.559657	-1.696140	-1.528321
1	CIM	X	.071212	-.863285	-1.328352	-.674143	.348109	.197508	.148954	.091634

LEVEL	ID	DIRN	9	10	11	12
12	N-11	X	-.634183	-.212394	-.070095	.023593
11	N-10	X	1.889183	.718800	.260420	-.088819
10	N-09	X	-2.052709	-1.238664	-.612780	.244694
9	N-08	X	.936121	1.765692	1.368146	-.668600
8	N-07	X	.826248	-1.299877	-1.966263	1.241885
7	N-06	X	-1.417498	-.467194	1.637125	-1.681711
6	N-05	X	-.062899	1.782001	-.531311	1.935064
5	N-04	X	1.442856	-1.319363	-.815170	-1.955182
4	N-03	X	-.681472	-.457868	1.754896	1.705461
3	N-02	X	-1.091515	1.774232	-1.811546	-1.211177
2	N-01	X	1.249565	-1.307244	.972059	.544030
1	CIM	X	-.063203	.055108	-.033735	-.017491

FIGURA 6.3 : Representación Gráfica de los tres primeros modos de vibrar .

NIVEL

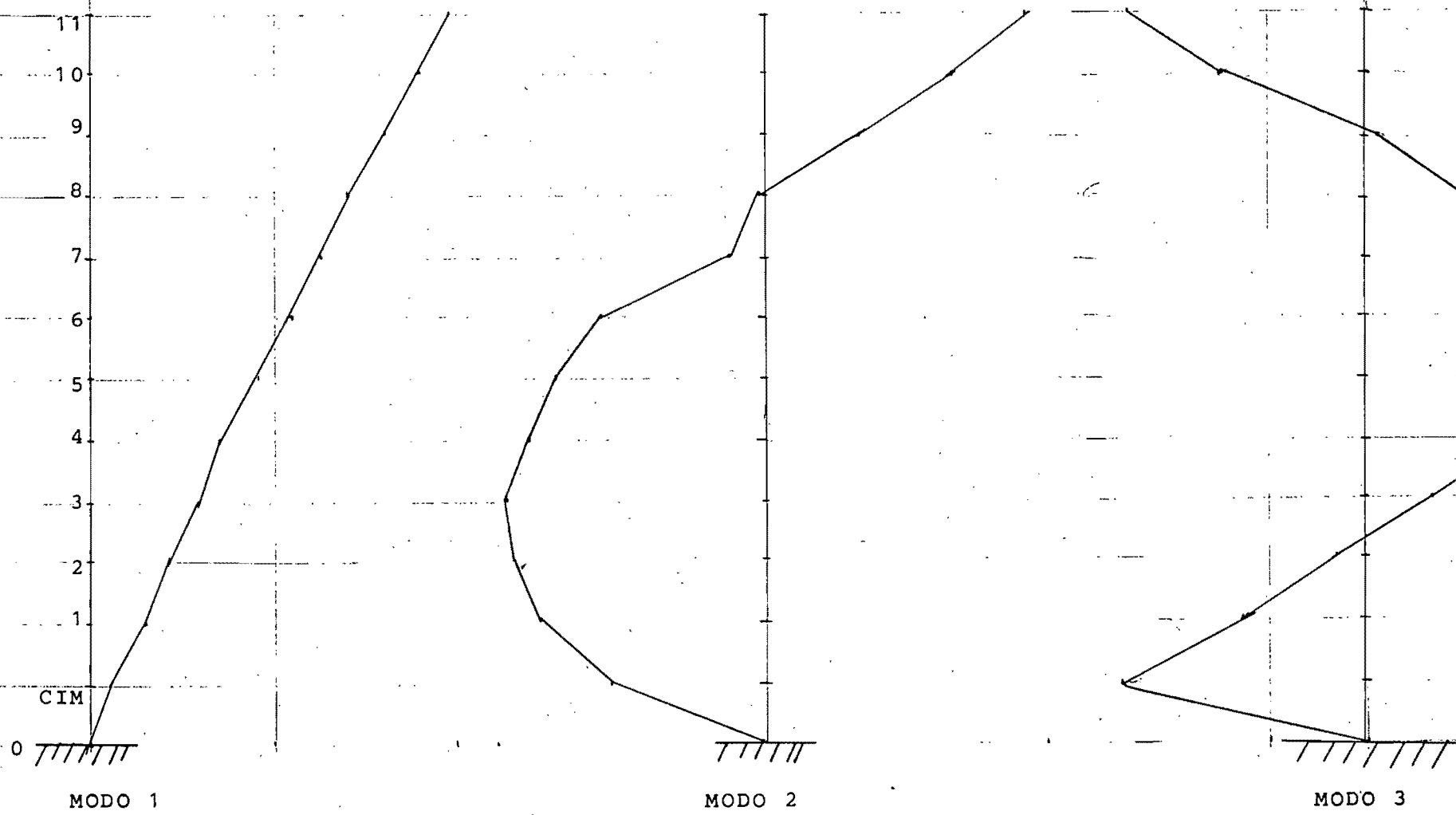


FIGURA 6.4.a : Espectro Aceleraciones -
Primera Propuesta .

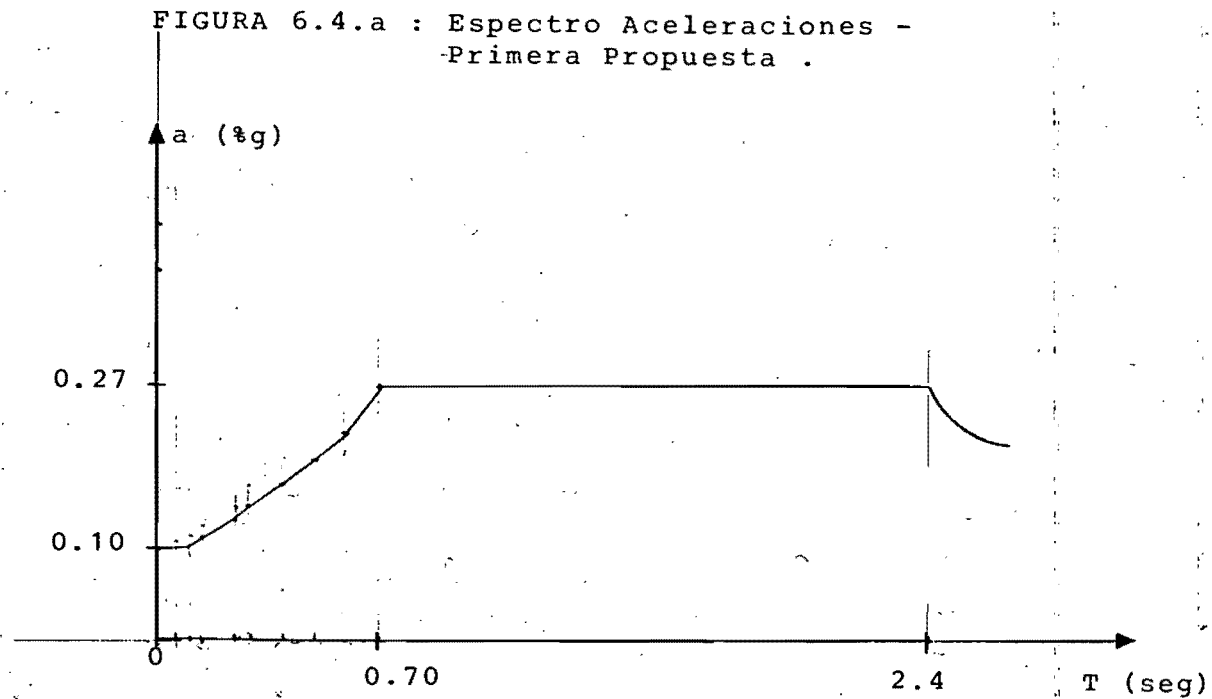
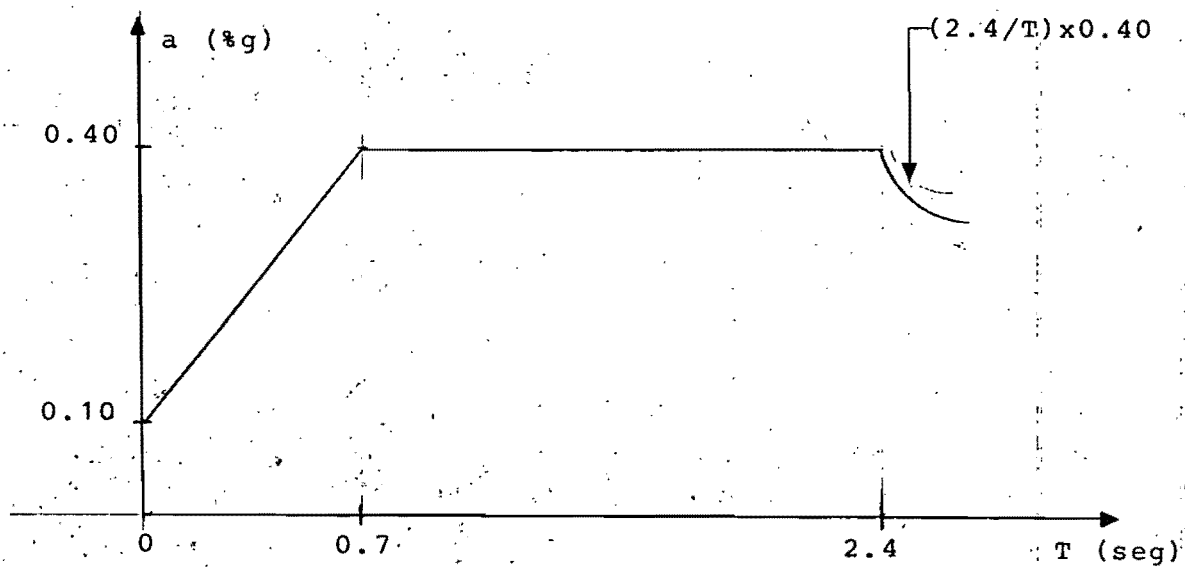


FIGURA 6.4.b : Espectro Aceleraciones -
Segunda Propuesta .



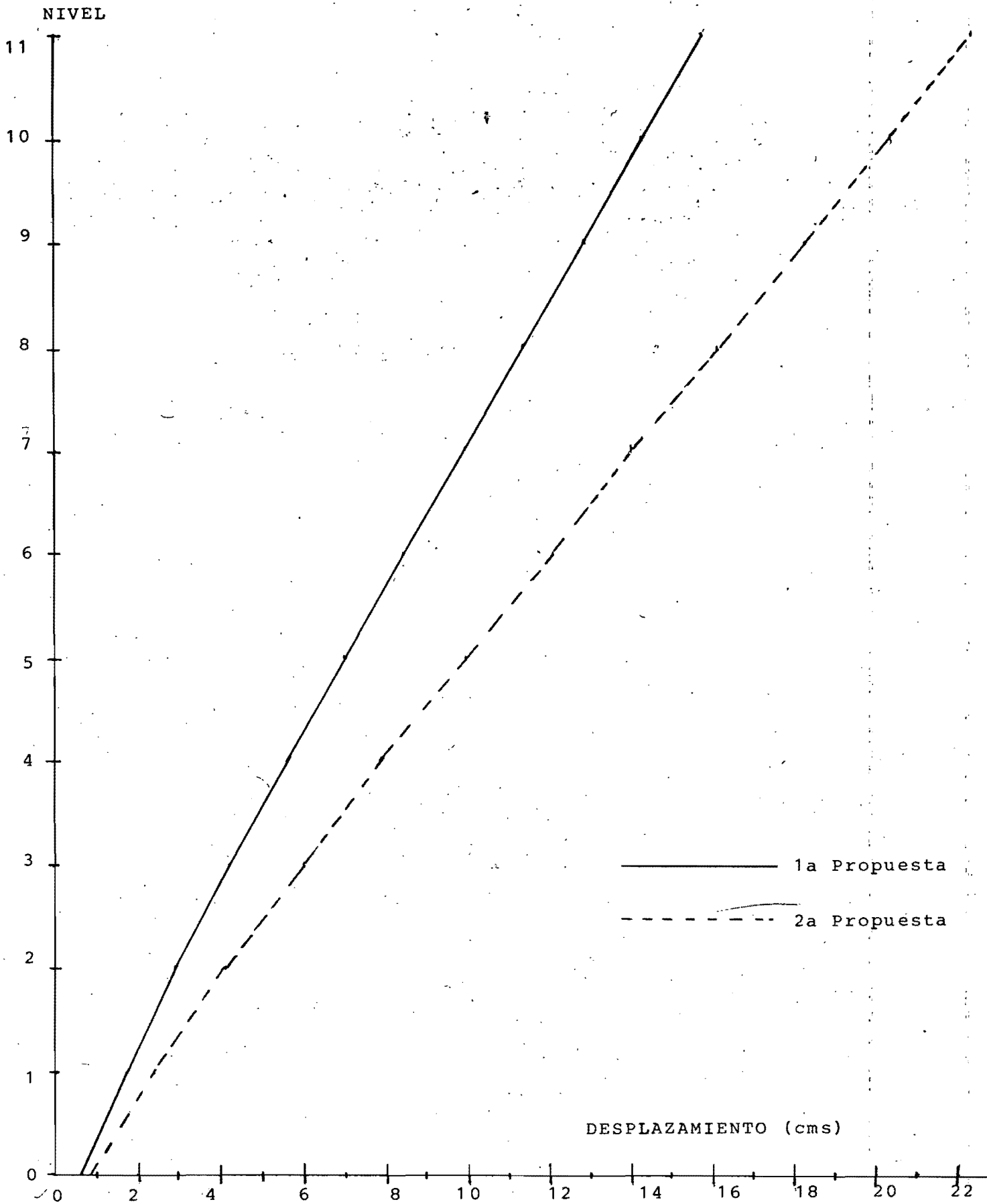


FIGURA 6.5 - DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS - ANALISIS MODAL ESPECTRAL

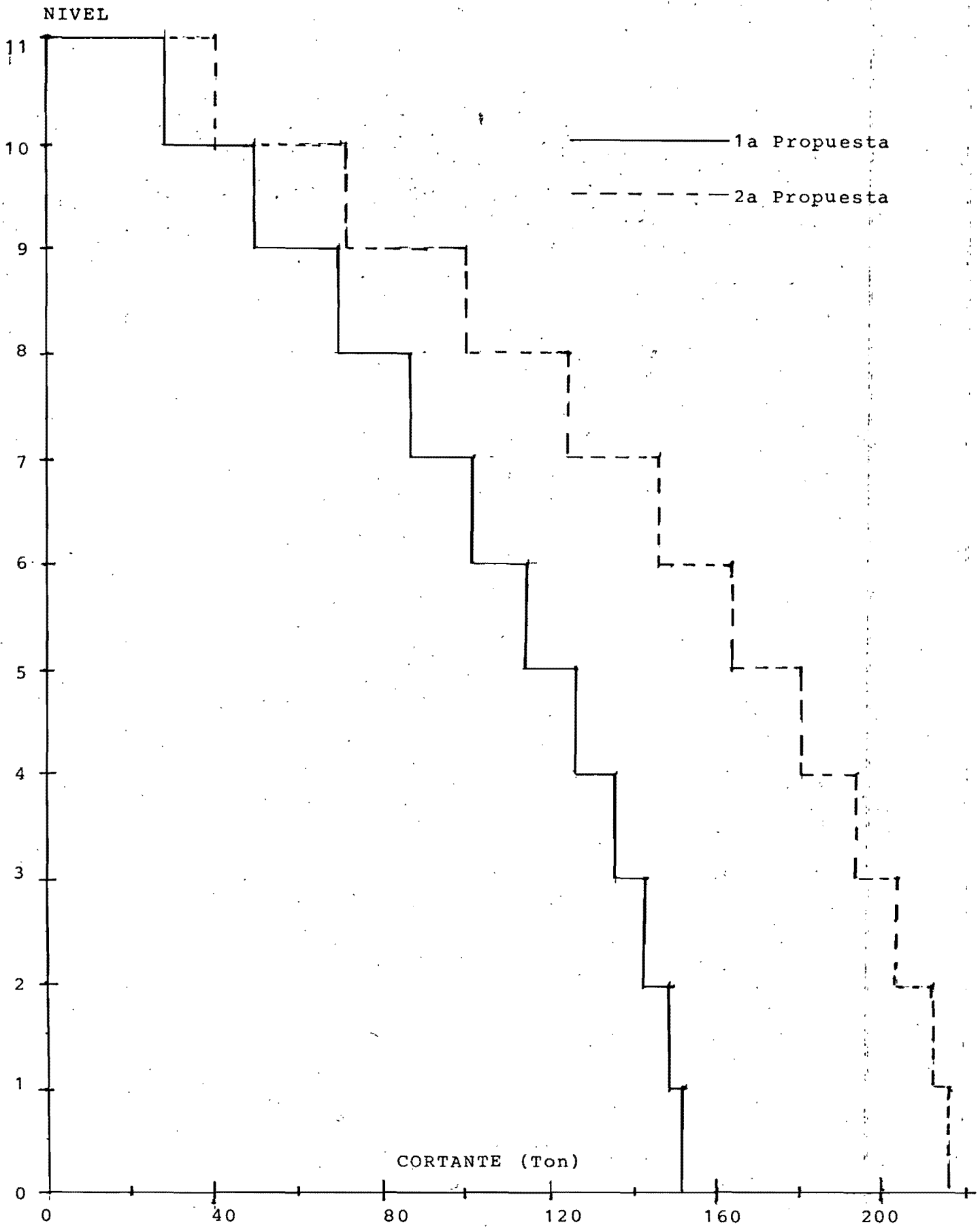


FIGURA 6.6 - CORTANTES MAXIMOS - ANALISIS MODAL ESPECTRAL

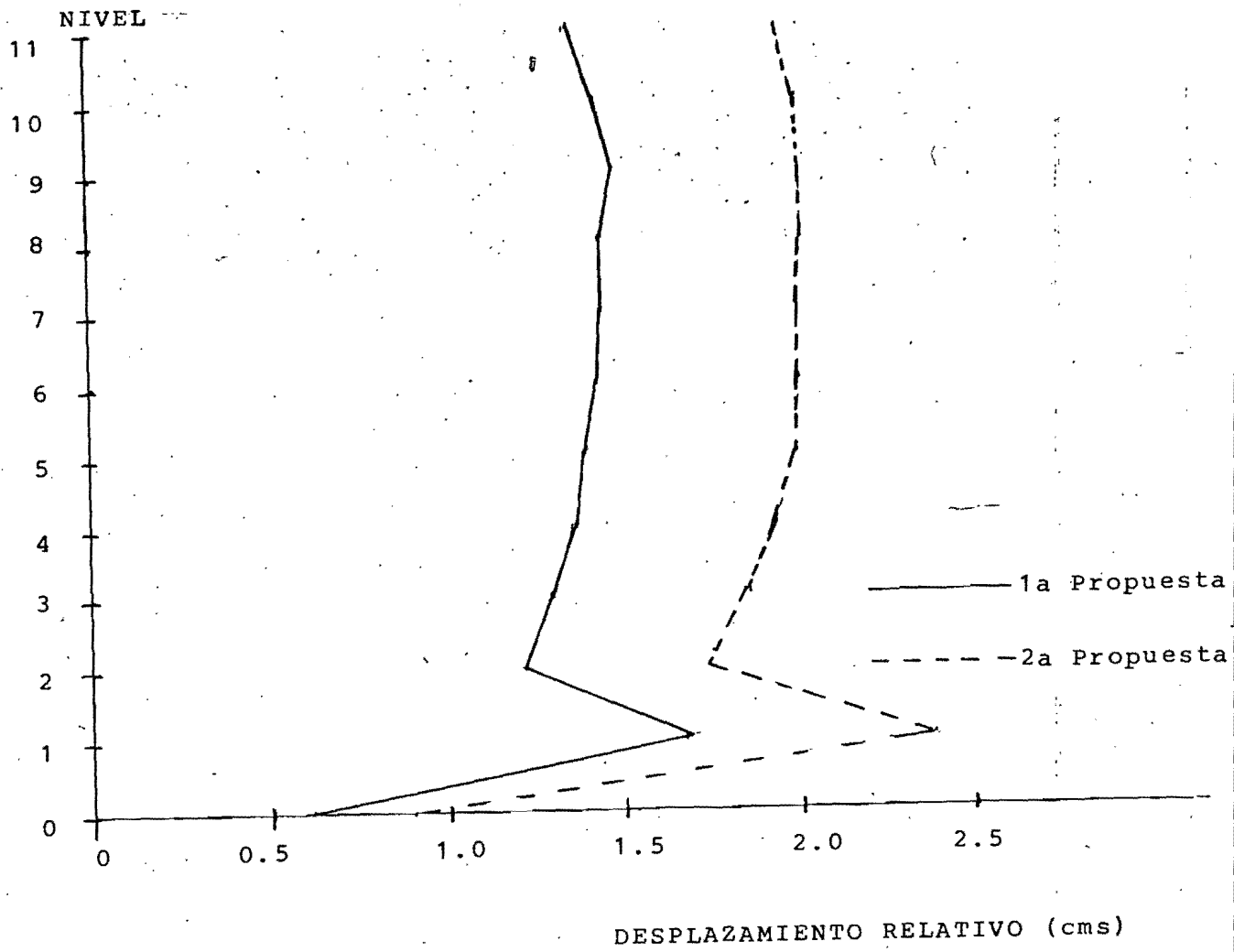


FIGURA 6.7 - DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MAXIMOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL .

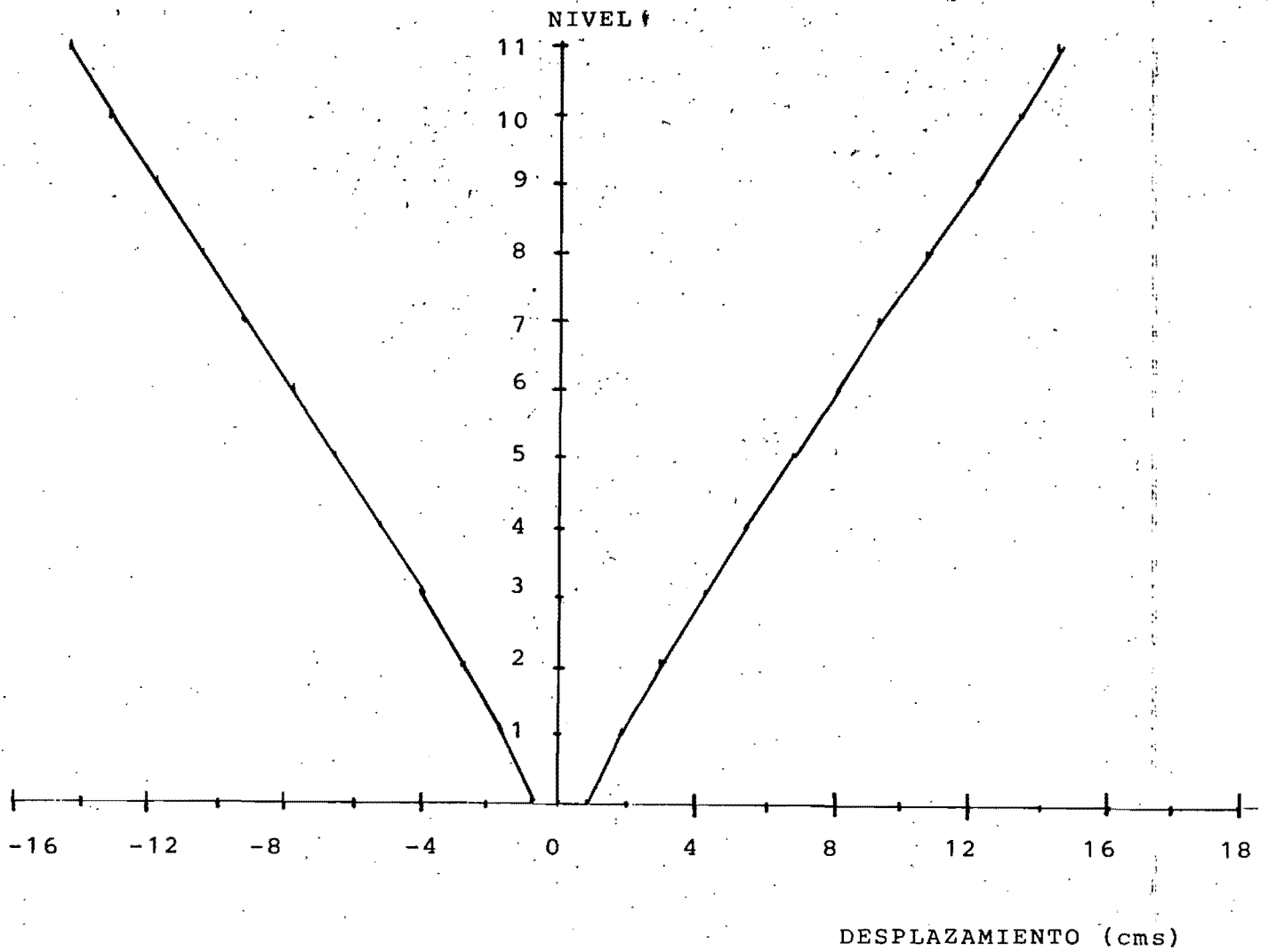


FIGURA 6.8 - DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS - ANALISIS PASO A PASO
Porcentaje de Amortiguamiento Crítico = 4%

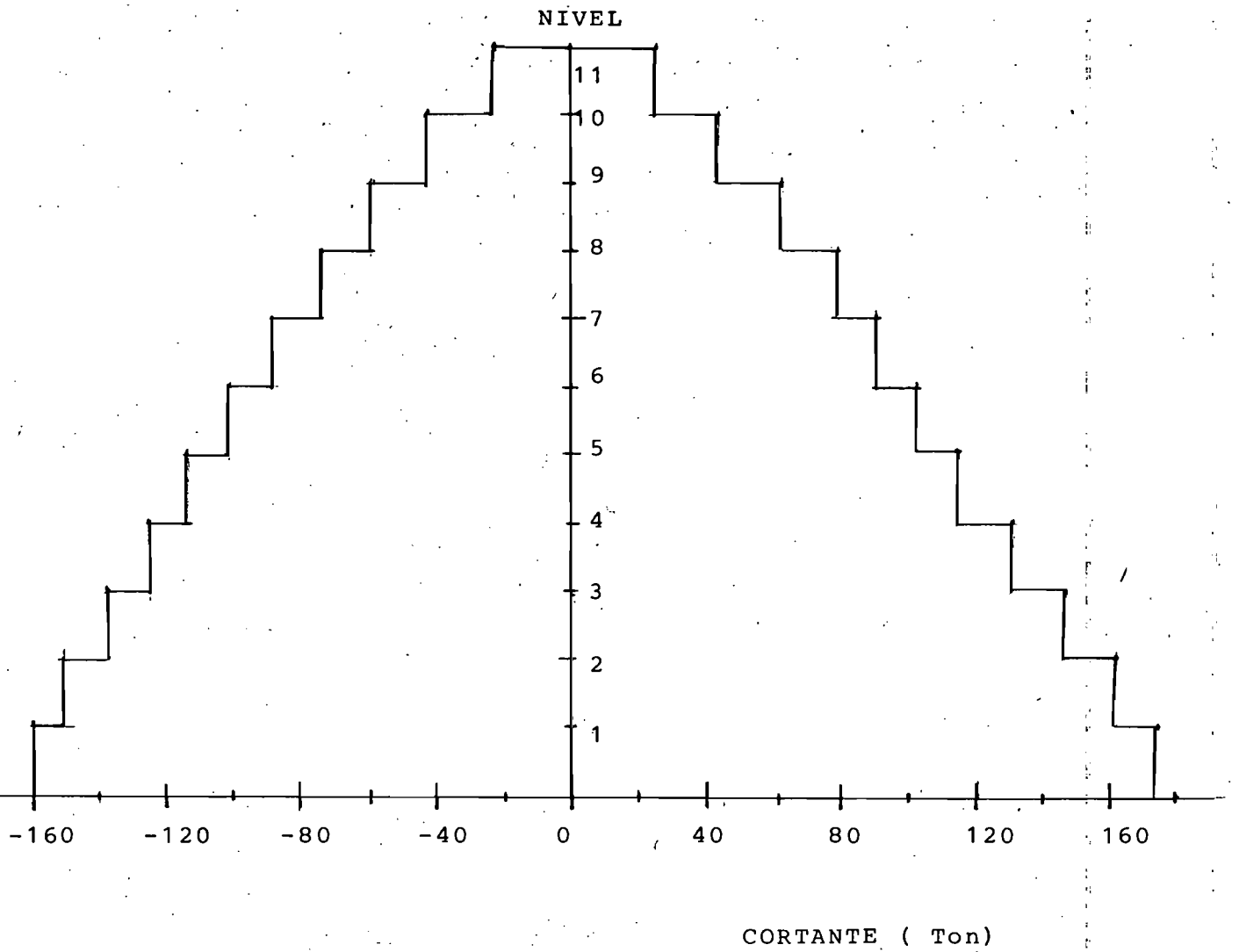


FIGURA 6.9 - CORTANTES MAXIMOS - ANALISIS PASO A PASO
 Porcentaje de Amortiguamiento Crítico = 4%

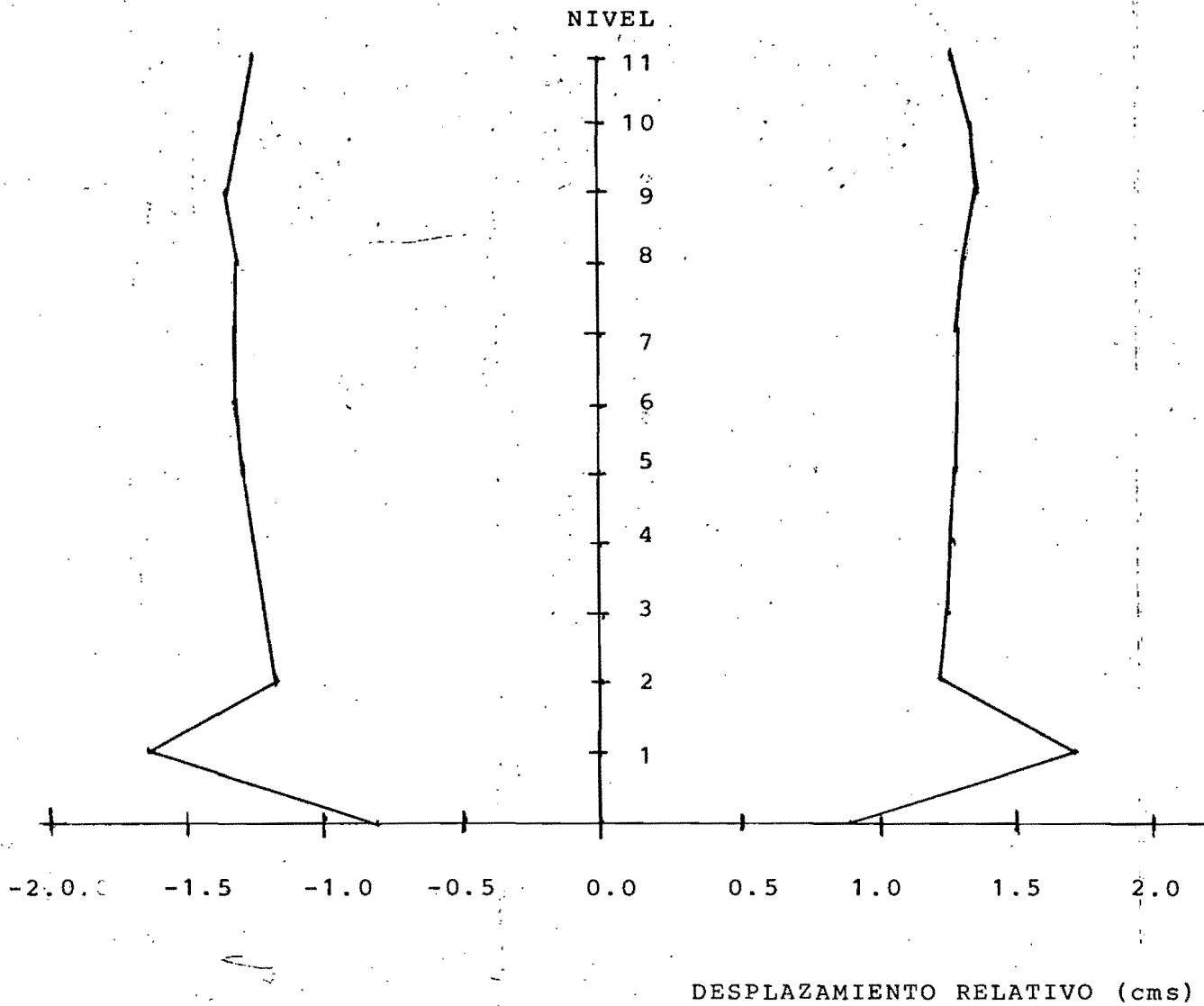


FIGURA 6.10- DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MAXIMOS -
ANALISIS PASO A PASO .

Porcentaje de Amortiguamiento Crítico = 4% .

DESPLAZAMIENTO RELATIVO NIV-12 A NIV-1 <CMS>

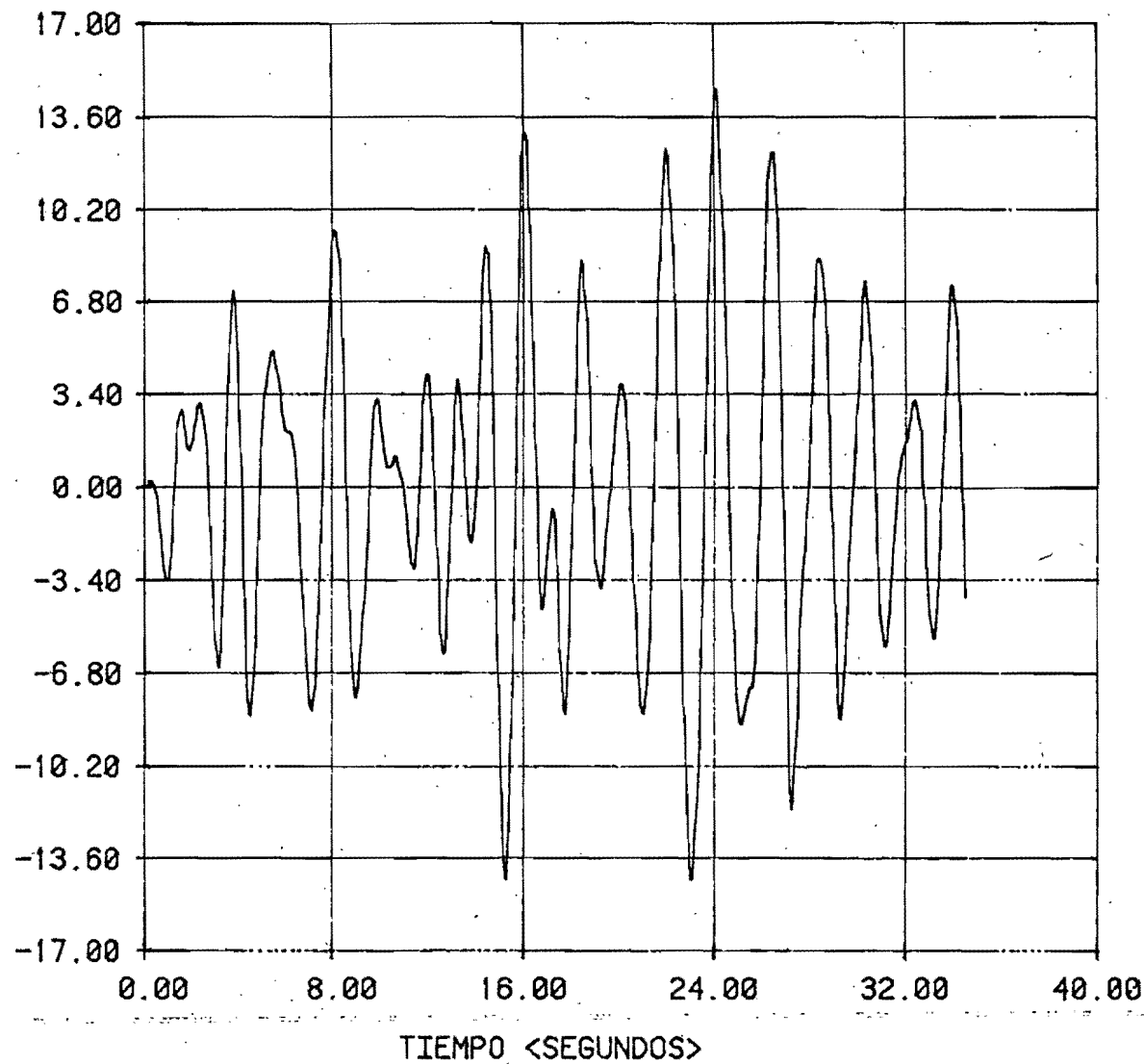


FIGURA 6.11

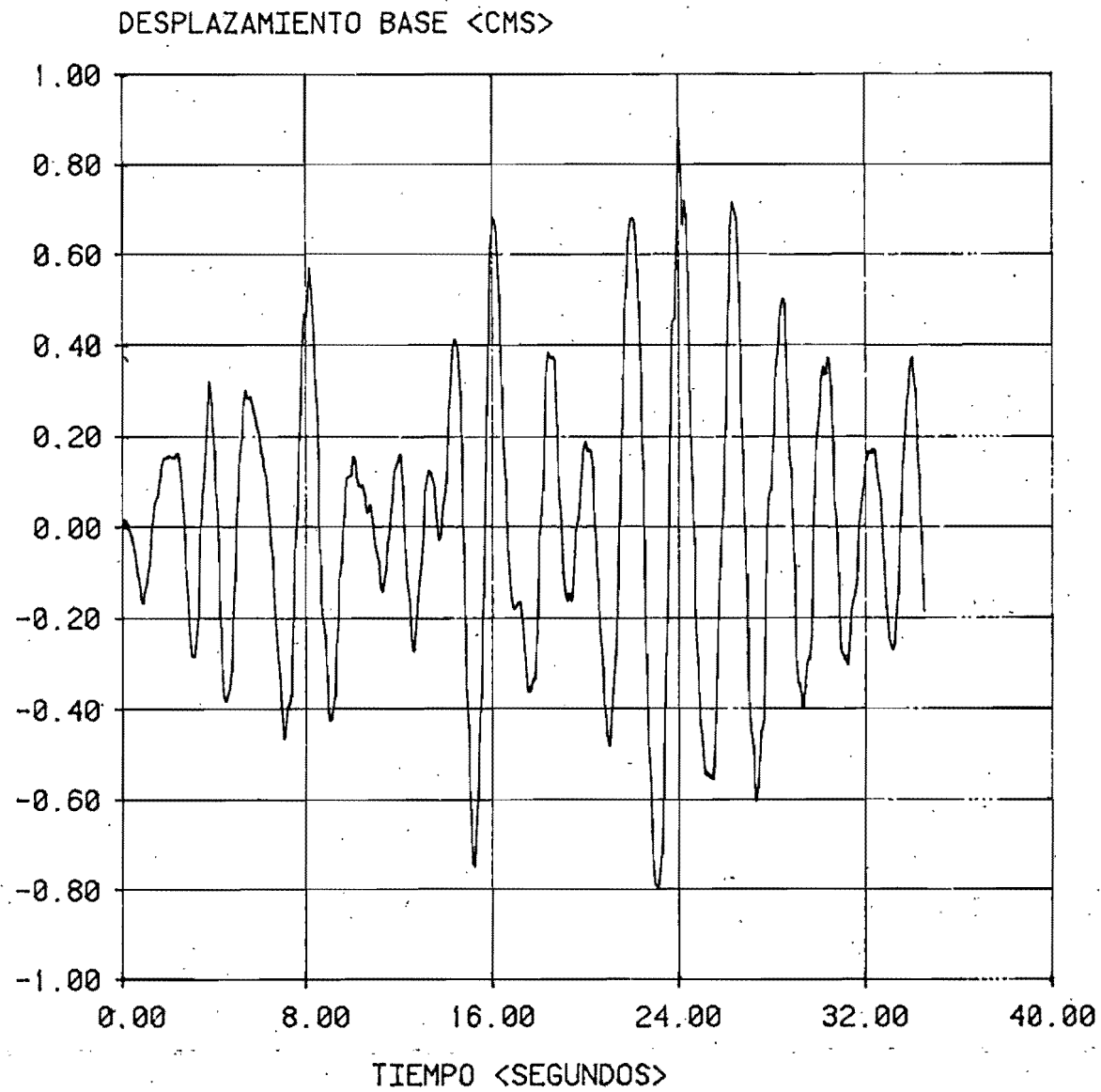


FIGURA 6.12

CAPITULO VII - CONCLUSIONES .

Es evidente que en la estructura estudiada se combinan los dos factores primordiales del diseño sísmico, elevado rigidez lateral con elevada resistencia de los elementos estructurales .

Cuando se logra lo anterior, no importa la magnitud de un terremoto como el de Septiembre de 1985, ya que la estructura esta preparada para disipar parte de la energía por deformaciones y lo restante a través de esforzar a sus elementos .

El uso de los métodos usuales de cálculo proporcionan resultados muy por debajo de aquellos que consideran la interacción con el suelo, de modo que el ignorar esto último, podría traer consecuencias graves .

Sin embargo, no siempre es posible establecer un modelo matemático que tome en cuenta dicha interacción, lo cual es una razón del porqué en la última versión del reglamento del DDF, se suprimió la parte correspondiente al amortiguamiento radial del suelo (Apéndice D) y se optó por un criterio mas simple; pero esto no soluciona el problema real .

De tal forma puede plantearse la siguiente pregunta:

Si solo puedo analizar con los métodos usuales, se que por el efecto interacción suelo-estructura las respuestas se amplifican y es difícil establecer un modelo matemático que la tome en cuenta, que es lo que se puede hacer ?

Una posible respuesta sería el de incrementar las ordenadas del espectro de diseño sísmico, pero esto envuelve un sinfin de variables muy complejas y no es fácil definir cuanto se debe aumentar .

En base a lo estructura estudiado, un criterio con el cual se puede aclarar la pregunta antes planteada sería el siguiente:

Observemos que paso con lo estructura estudiado: Utilizo métodos convencionales que consideran la base rígida y resulta que la estructura esto sobrada. Posteriormente, mediante un artificio, calculo las respuestas que toman en cuenta la interacción con el suelo y resulto que aun así la estructura es adecuado. Que paso? Es obvio que en el diseño de la misma se tomaron factores de seguridad altos pero "razonables", que tomaban en cuenta que si la estructura se sometía a temblores fuertes, esa reserva de energía no utilizado en la mayor parte de su vida, sería lo que salvaría a la estructura del colapso.

Esto último no es otra cosa que lo que han planteado varios Ingenieros en los últimos años, Análisis Elástico - Diseño Elástico, es decir, el diseño elastico proporciona estructuras costosas en general, pero con una reserva de energía "potencial" que se activa durante sollicitaciones accidentales fuertes.

Por otro lado, observando el tipo de estructuras dañadas durante el sismo del '85, un bajísimo porcentaje de ellas fueron de acero que son estructuras en donde la compatibilidad análisis-diseño es mas clara, es decir, el criterio usual de diseño de las estructuras de acero es el elástico.

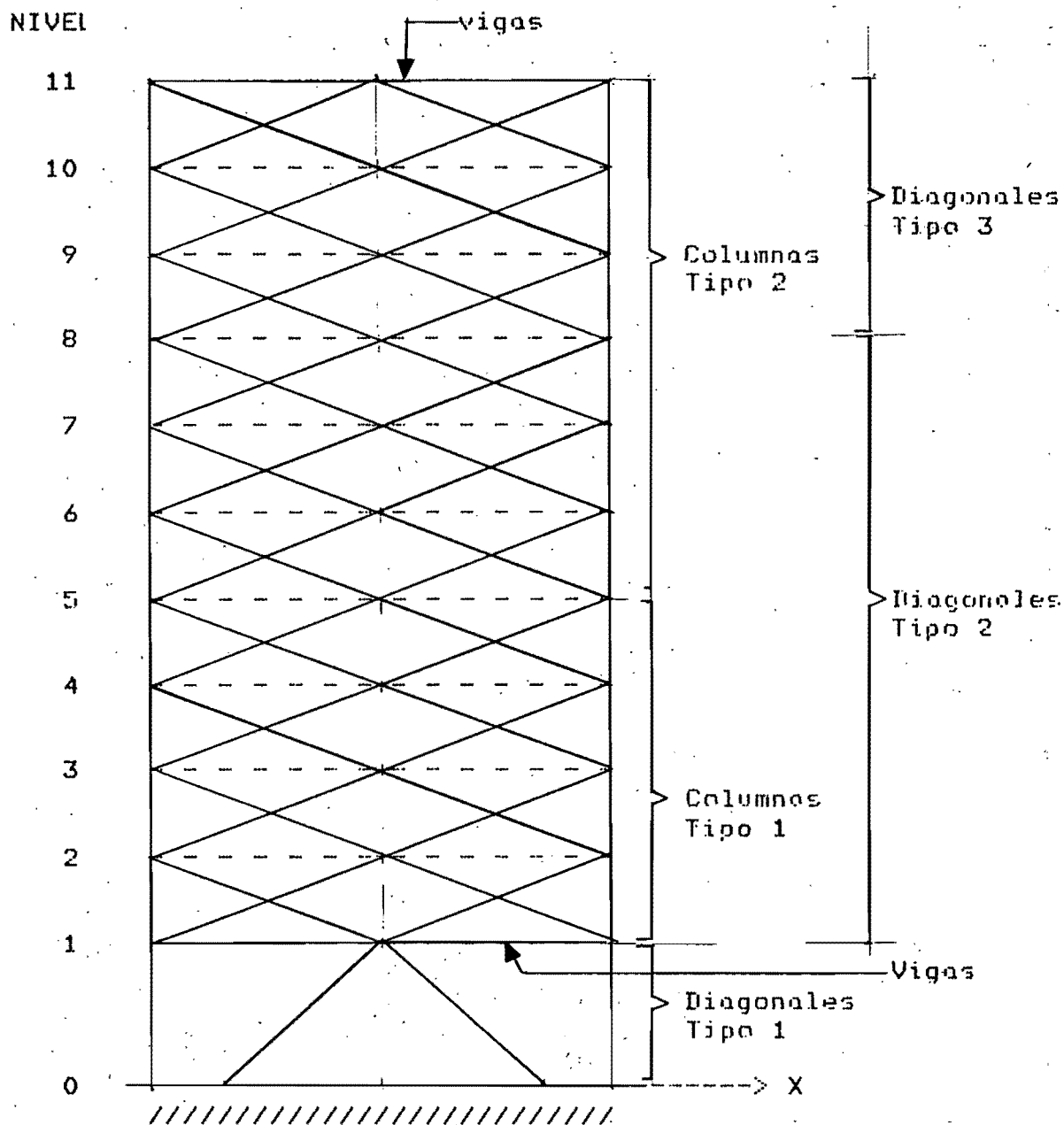
En conclusión, éste sería un criterio razonable para tomar en cuenta la amplificación de la respuesta durante movimientos fuertes, pero se vislumbro que es necesario un estudio exhaustivo, profundo y riguroso del problema.

Ante todo esto, se han establecido recomendaciones meramente generales pero muy significativas, como el buscar la compabili-

dad rigidez-resistencia, regularidad en planta y en elevación de los edificios, evitar cambios bruscos de rigidez, etc., que busquen que la estructura a construirse sea lo mas parecida posible al modelo de análisis convencional. Por otro lado, se recomienda evitar que el período de la estructura sea diferente al período dominante del terreno (cuestión para lo cual sirve lo planteado en la propuesta respecto a la modificación del período fundamental), aunque en este caso, la interacción podría jugar un papel importante, sobretodo para estructuras rígidas desplantadas en suelos flexibles; pero si se piensa que con dicha rigidez se combina una buena resistencia y que se tome en cuenta la interacción, como por ejemplo con el criterio antes mencionado, pueden lograrse en general estructuras "a prueba de temblores", como la estudiada en éste trabajo.

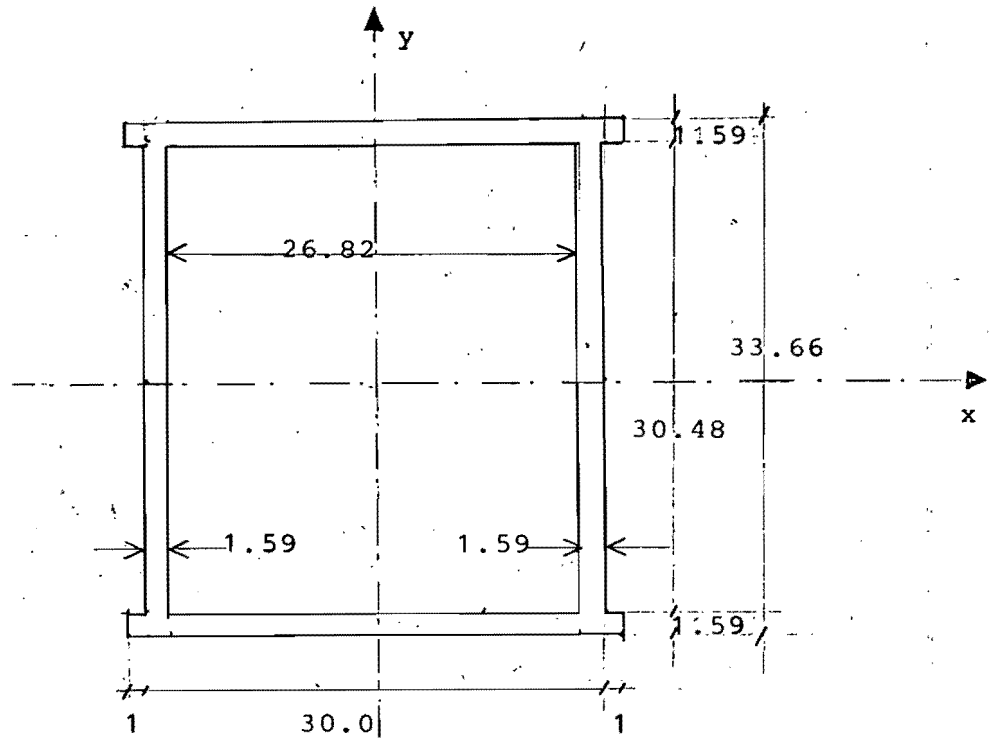
APENDICE A - PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN LA CELOSIA .

FIGURA A.1

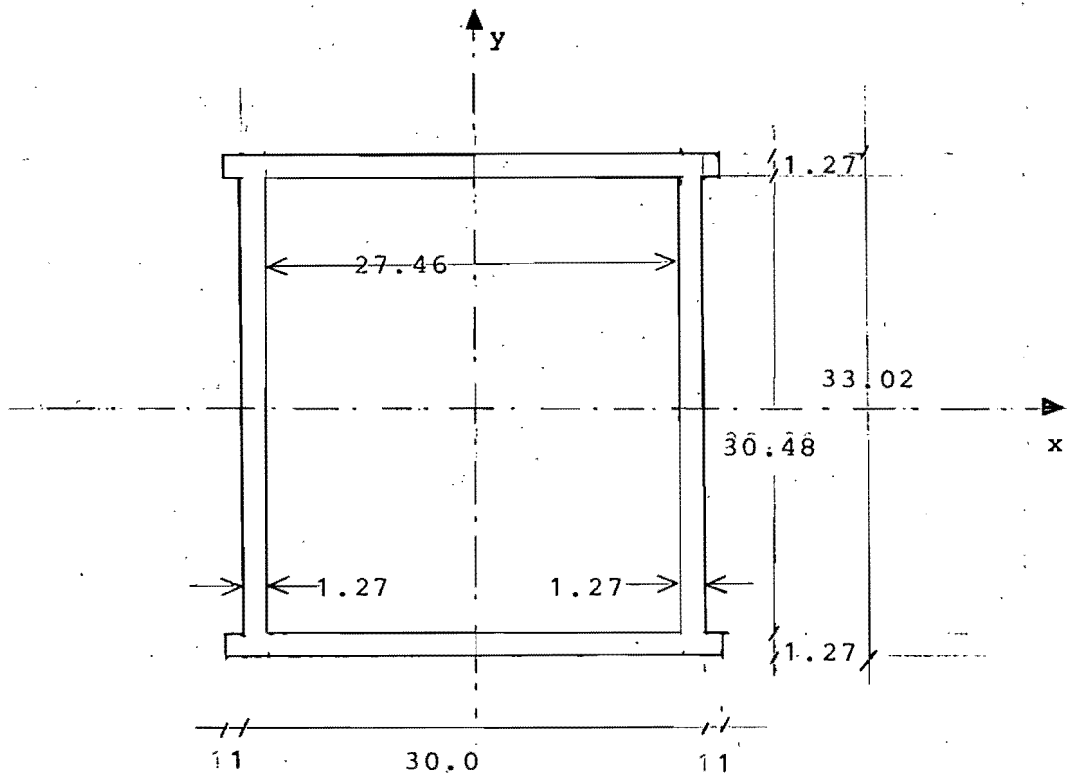


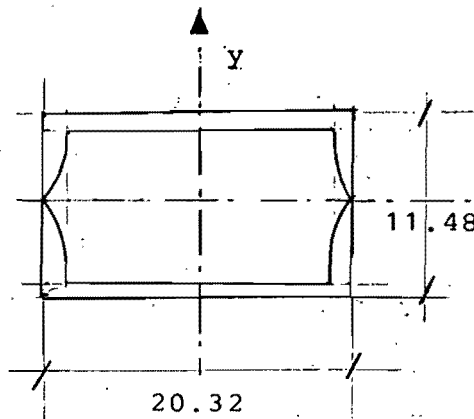
Todas las secciones son de acero A-36 .
 Los ejes "x" y "y" indicados en los figuras siguientes son centroidales y el eje "x" es paralelo al eje X global (Fig. A.1).
 Las diagonales Tipo 1 tienen la misma sección que los columnas Tipo 1 .
 En la tabla A.1 se muestran los propiedades geométricas de cada sección .

COLUMNA TIPO "1"



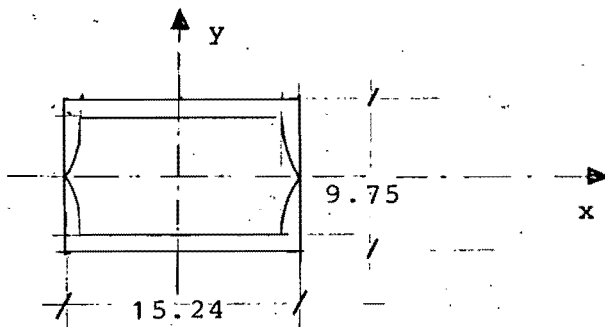
COLUMNA TIPO "2"





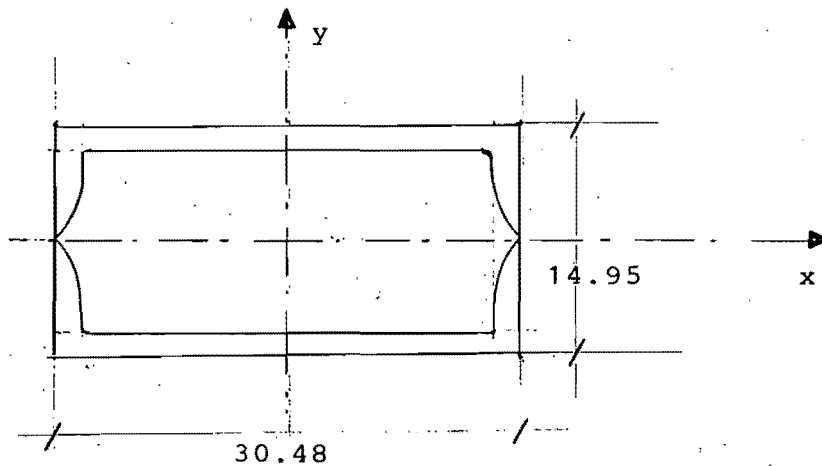
DIAGONAL TIPO "2" :

Dos canales CPS de 8" de 17.11 Kg/m cada uno .



DIAGONAL TIPO "3" :

Dos canales CPS de 6" de 12.20 Kg/m cada uno .



VIGAS :

Dos canales CPS de 12" de 30.8 Kg/m cada uno .

TABLA A.1 - PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES .

PROPIEDAD	T I P O D E S E C C I O N				
	COLUMNA TIPO 1	COLUMNA TIPO 2	VIGA	DIAGONAL TIPO 2	DIAGONAL TIPO 3
A	198.69	158.70	78.58	43.36	30.84
Acx	95.40	76.20	43.65		
Acy	107.00	83.90	38.03		
Ix	33'690	26'490	2'876		
Iy	28'260	22'920	10738		
rx	13.02	12.92	6.05	4.55	3.81
ry	11.93	12.02	11.71	7.87	5.94
Sx	2'002	1'605	385		
Sy	1'766	1'433	705		
Zx	2'268	1'800	428		
Zy	2'092	1'684	836		
Kt	43'647	34'945	6'650		

Donde:

- A - área total de la sección en cm²
- Acx- área de cortante en "x" en cm²
- Acy- área de cortante en "y" en cm²
- Ix - momento de inercia alrededor del eje "x" en cm⁴
- Iy - momento de inercia alrededor del eje "y" en cm⁴
- rx - radio de giro en "x" en cm
- ry - radio de giro en "y" en cm
- Sx - módulo de sección elástico en "x" en cm³
- Sy - módulo de sección elástico en "y" en cm³
- Zx - módulo de sección plástico en "x" en cm³
- Zy - módulo de sección plástico en "y" en cm³
- Kt - constante de torsión de Saint-Venant .

APENDICE B - CALCULO DE DATOS PARA EL ANALISIS INELASTICO .

ELEMENTOS ARMADURA .

1) Cálculo del Esfuerzo a Tensión .

$$t_y = F_y \quad \text{----- (B.1)}$$

donde:

t_y - esfuerzo de fluencia o tensión del elemento .

F_y - esfuerzo de fluencia del acero a emplearse,
para A-36 es igual a 2.53 Ton/cm² .

2) Cálculo del Esfuerzo a Compresión .

$$S_y = S_e \text{ si } S_e \leq F_y/2$$

$$S_y = S_c \text{ si } S_e \geq F_y/2$$

----- (B.2)

donde:

S_y - esfuerzo de fluencia o esfuerzo de pandeo elástico a compresión del elemento .

S_e - esfuerzo de pandeo elástico de Euler .

S_c - esfuerzo de pandeo corregido por inelasticidad .

$$S_e = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad \text{----- (B.3)}$$

E - módulo de elasticidad del material .

L - longitud no arriostrado de la pieza .

r - radio de giro crítico de pandeo .

$$S_c = F_y [1 - (F_y/4S_e)] \quad \text{----- (B.4)}$$

pero $L/r < 200$.

Utilizando la clasificación de elementos del Apéndice A, en la tabla B.1 se consignan los esfuerzos correspondientes o los elementos armadura de nuestra estructura .

$$F_y/2 = 2.53/2 = 1.265 \text{ T/cm}^2$$

TABLA B.1 - ESFUERZOS DE LOS ELEMENTOS ARMADURA .

TIPO DE ELEMENTO	L	r	Se	Sy
Diagonal Tipo 2	633.3	4.55	1.07	1.07
Diagonal Tipo 3	633.3	3.81	0.75	0.75

L y r están en cm , Se y Sy en Ton/cm² .

ELEMENTOS COLUMNA .

"Obtención de las Curvas de Interacción de Carga Axial y Momento " .

Ya que en el tipo de columnas que se manejan en éste problema (secciones cajón) se pueden considerar como poco importantes los problemas de pandeo local o de pandeo por flexotorsión, éstas solo pueden fallar por exceso de flexión en el plano correspondiente e interactuando con la carga axial y de acuerdo a lo tratado en las referencias [1] y [19] (Para revisión de la condición del extremo crítico), se propone utilizar la siguiente fórmula para generar la superficie de flujo:

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p} = 1.0 \quad \text{--- (B.5)}$$

siendo:

P_y - carga de plastificación total de la sección si no existiese momento y que incluye efectos de pandeo si es de compresión

M_p - momento de plastificación de la sección si no existiese carga axial .

$$P_y = A S_{yc} \quad \text{--- (B.6)} \quad \langle \text{Compresión} \rangle$$

$$P_y = T_y = A F_y \quad \text{-----} \quad (R.7) \quad \langle \text{Tensión} \rangle$$

A - área total de la sección .

S_{yc} - esfuerzo de fluencia por carga axial de la sección sin la presencia de momento, y se calcula con las formulas B.1 o B.2 a B.4, según sea el caso .

$$M_p = Z S_{yf}$$

Z - módulo de sección plástica de la sección alrededor del eje de flexión .

S_{yf} - Esfuerzo de fluencia por momento flexionante de la sección en ausencia de carga axial, y se calcula con las formulas R.8 a R.11 .

$$S_{yf} = S_{cr} \quad \text{si} \quad S_{cr} \leq F_y/2 \quad \text{-----} \quad (B.8)$$

$$S_{yf} = S_i \quad \text{si} \quad S_{cr} \geq F_y/2$$

S_{cr} - esfuerzo crítico de pandeo por flexión .

S_i - esfuerzo crítico de pandeo por flexión corregido por inelasticidad .

$$S_{cr} = \left(\pi^2 / S_x L \right) \left(E I_y G K_t \right)^{0.5} \quad \text{-----} \quad (B.9)$$

S_x - módulo de sección elástica alrededor del eje de flexión .

L - longitud total de la pieza .

E - módulo de elasticidad del material .

I_y - momento de inercia alrededor del eje principal que coincide con el plano de cargas .

K_t - constante de torsión de St-Venant .

G - módulo o cortante del material, que se define como:

$$G = E / 2(1+\mu) \quad \text{-----} \quad (B.10)$$

μ - módulo de Poisson del material (μ=0.3 para acero) .

$$S_i = F_y [1 - (F_y / 4S_{cr})] \quad \text{-----} \quad (B.11)$$

En la tabla B.2 se muestran los parámetros del análisis

inelástico para los elementos columna de la estructura, de acuerdo a la clasificación de elementos del Apéndice A .

TABLA B.2 - PARAMETROS PARA LOS ELEMENTOS COLUMNA .

PARAMETRO	TIPO DE ELEMENTOS				
	COLUMNA TIPO 1	COLUMNA TIPO 1	COLUMNA TIPO 2	DIAG TIPO 1	VIGAS
L	575	305	305	671	555
r	11.93	11.93	12.02	11.93	
Syc	2.352	2.48	2.48	2.29	
Py	467	493	394	455	
Ty	503	503	402	503	
Scr	155	291	285	133	162
Syf	2.53	2.53	2.53	2.53	2.53
Mp	5293	5293	4261	5293	1083

L y r están en cm; Syc, Scr y Syf en Ton/cm²; Py y Ty en Ton y Mp en Ton-cm

MODULO DE ENRIURECIMIENTO POR DEFORMACION .

En la referencia [1] se recomienda que para acero A-36 el valor del módulo de endurecimiento por deformación, E_d , puede tomarse como de 63'000.0 Kg/cm², es decir, $E_d = 0.03(E)$, siendo $E = 2'100'000.0$ Kg/cm² .

APENDICE C - VALORES NUMERICOS DE LAS RESPUESTAS MAXIMAS .

I) MODELO DE BASE RIGIDA .

TABLA C.1 : Respuestas Máximas - Análisis Modal Espectral

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS		DESPL. RELATIVOS		CORTANTES	
	NORM'76	NORM'EM	NORM'76	NORM'EM	NORM'76	NORM'EM
11	6.40	10.67	0.61	1.01	22.7	37.8
10	5.80	9.67	0.64	1.10	40.8	68.0
9	5.15	8.60	0.70	1.16	56.7	94.5
8	4.46	7.44	0.67	1.10	70.3	117.1
7	3.81	6.34	0.67	1.10	82.0	136.5
6	3.15	5.25	0.64	1.07	91.6	152.7
5	2.51	4.20	0.61	1.04	99.4	165.7
4	1.90	3.17	0.58	0.98	105.5	175.3
3	1.32	2.21	0.52	0.88	110.0	183.0
2	0.80	1.33	0.46	0.76	112.5	187.5
1	0.34	0.57	0.35	0.58	113.3	188.7

TABLA C.2 : Desplazamientos Máximos - Análisis Paso a Paso

NIVEL	T A B S		D R A I N	
	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO
11	6.38	-6.37	6.67	-6.20
10	5.80	-5.80	6.03	-5.64
9	5.17	-5.19	5.40	-5.04
8	4.50	-4.53	4.72	-4.40
7	3.87	-3.91	4.08	-3.79
6	3.23	-3.29	3.43	-3.17
5	2.60	-2.67	2.78	-2.57
4	1.99	-2.06	2.15	-2.00
3	1.41	-1.47	1.54	-1.43
2	0.88	-0.92	0.96	-0.90
1	0.40	-0.42	0.44	-0.42

***** Desplazamientos en cms ; Cortantes en ton *****

TABLA C.3 : Cortantes Máximos - Análisis Paso a Paso .

NIVEL	T A B S		D R A I N	
	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO
11	20.53	-19.60	19.46	-19.55
10	37.30	-35.50	35.50	-35.20
9	52.30	-49.70	50.95	-49.70
8	65.70	-62.70	66.06	-63.43
7	78.02	-75.20	79.24	-74.90
6	89.40	-87.50	92.11	-86.00
5	100.00	-99.80	104.30	-96.44
4	109.00	-112.10	115.90	-107.60
3	118.00	-123.40	126.90	-118.03
2	126.00	-132.22	136.70	-128.70
1	131.00	-136.94	142.22	-142.22

TABLA C.4 : Desplazamientos Relativos Máximos - Análisis Paso a Paso .

NIVEL	T A B S		D R A I N	
	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO
11	0.58	-0.57	0.59	-0.56
10	0.63	-0.61	0.63	-0.60
9	0.67	-0.66	0.68	-0.64
8	0.63	-0.62	0.64	-0.61
7	0.64	-0.62	0.65	-0.62
6	0.63	-0.62	0.65	-0.60
5	0.61	-0.61	0.63	-0.57
4	0.58	-0.59	0.61	-0.57
3	0.53	-0.55	0.58	-0.53
2	0.48	-0.50	0.52	-0.48
1	0.40	-0.42	0.44	-0.42

***** Desplazamientos en cms ; Cortantes en ton *****

II) MODELO DE BASE FLEXIBLE (Interacción suelo-estructura).

TABLA C.5 : Respuestas Máximas - Análisis Modal Espectral .

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS		DESPL. RELATIVOS		CORTANTES	
	1a.PROP	2a.PROP	1a.PROP	2a.PROP	1a.PROP	2a.PROP
11	15.62	22.25	1.38	1.96	27.9	40.2
10	14.24	20.29	1.44	2.05	50.2	72.2
9	12.80	18.24	1.49	2.12	70.0	100.3
8	11.31	16.12	1.45	2.08	87.0	124.6
7	9.86	14.04	1.45	2.06	102.0	145.7
6	8.41	11.98	1.44	2.05	115.0	164.0
5	6.97	9.93	1.40	2.01	126.0	180.0
4	5.57	7.92	1.37	1.94	135.0	192.7
3	4.20	5.98	1.30	1.86	142.7	203.5
2	2.90	4.12	1.22	1.74	148.4	211.9
1	1.68	2.38	1.68	2.38	152.0	217.2
BASE	0.613	0.883	(0.613)	(0.883)	(162.43)	(234.00)

TABLA C.6 : Respuestas Máximas - Análisis Paso a Paso .

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS		DESPL. RELATIVOS		CORTANTES	
	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO
11	14.53	-14.37	1.27	-1.24	24.7	-22.7
10	13.26	-13.13	1.33	-1.30	44.7	-41.4
9	11.93	-11.83	1.36	-1.34	62.2	-58.6
8	10.57	-10.49	1.30	-1.29	77.2	-74.1
7	9.27	-9.20	1.29	-1.31	90.3	-88.2
6	7.98	-7.89	1.29	-1.32	101.8	-101.3
5	6.69	-6.57	1.29	-1.28	114.3	-113.4
4	5.40	-5.29	1.26	-1.26	129.1	-125.1
3	4.14	-4.03	1.24	-1.22	145.3	-137.6
2	2.90	-2.81	1.19	-1.17	160.9	-149.6
1	1.71	-1.64	1.71	-1.64	174.6	-160.2
BASE	0.886	-0.794	(0.886)	(-0.794)	(234.7)	(-210.3)

*** Los desplazamientos totales de los niveles 1 al 11 son respecto a la base .El desplazamiento relativo del nivel uno es respecto a la base.Los desplazamientos de la base son respecto al nivel de desplante del cajón de cimentación y los cortantes de la misma tambien se refieren a ese nivel

Los desplazamientos estan en cm ; los cortantes en ton ***

APENDICE D - ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA INTERACCION
SUELO - ESTRUCTURA .

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad esta dada por las siguientes expresiones:

$$a = [1 + 3(0.05/D)^k T/T_0] c/4, \text{ si } T < T_a \quad \text{----- (D.1)}$$

$$a = (0.05/D)^k c, \text{ si } T_a \leq T \leq T_b \quad \text{----- (D.2)}$$

$$a = (0.05/D)^k (T_b/T)^r c, \text{ si } T > T_b \quad \text{----- (D.3)}$$

D - amortiguamiento de la estructura, expresado como fracción del crítico, incluyendo los efectos de amortiguamiento radial .

T - período natural de interés en segs.

T_a y T_b - períodos característicos en segs.

c - coeficiente sísmico

k, r - exponentes que dependen de la zona en donde se halle la estructura (r=1, k=0.6 para la zona III) .

Para estructuras ubicados en sitios en donde se desconoce el período dominante mas largo del sitio, "c" es igual a 0.16, 0.32 y 0.40 para las zonas I, II y III respectivamente, para estructuras del grupo B, y una y media vez los anteriores para las del A .

T_a , T_b y T_r se consignan en la tabla D.1.

TABLA D.1 - Valores de T_a , T_b y r

ZONA	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	0.500
II	0.3	1.5	0.667
III	0.6	3.9	1.000

Si se conoce el período dominante mas largo del terreno, T_s , se tendrá que:

$$c = \frac{1.6 T_s}{4 + T_s^2} \quad \text{----- (D.4)}$$

para estructuras del grupo B y 50% mas para las del A .

Los períodos característicos para éstas zonas se tomarán como
 $T_a = 0.64T_s$ en la zona II, $T_o = 0.35T_s < 0.64$ seg en la III y
 $T_b = 1.2T_s$ en ambas zonas .

T_s se tomará de la figura E.3 o mediante un estudio de las propiedades dinámicas del suelo .

El valor de D se calculará con la expresión:

$$D = (T_o/T_1)^2 D_o + [1 - (T_o/T_1)^2] D_s + D_r \quad \text{----- (D.5)}$$

D_o - amortiguamiento crítico si la estructura se apoyara sobre base rígido .

D_r - porcentaje de amortiguamiento por radiación .

D_s - grado de amortiguamiento medio de la arcilla que se halla bajo el nivel de desplante y se supondrá igual a 0.02 .

T_o - período de la estructura considerando base rígida .

T_1 - período de la estructura modificado por la interacción con el suelo .

El valor de D_r para edificios desplantados sobre losa o cascorón que cubran todo el área de cimentación, con o sin pilotes, se calcula con las formulas D.6 y D.7 .

$$D_r = \frac{4 W_o T_s}{3 g T_1} \left[\frac{2 R_x}{H K_x} + \frac{H R_r}{K_r} \right] \quad \text{para } T_1 < T_s \quad \text{----- (D.6)}$$

$$D_r = 0.0 \quad \text{para } T_1 > T_s \quad \text{----- (D.7)}$$

Donde W_o, R_x, R_r, K_r, K_x y H se definen en el Apéndice E y g es la aceleración de la gravedad en m/seg^2 .

El grado de amortiguamiento D_i para modos superiores se obtendrá con la siguiente expresión:

$$D_i = D_0 + (D - D_0) T_1/T_i \quad \text{----- (D.8)}$$

T_i - período del i -ésimo modo natural de vibración .

APENDICE E - MODIFICACION AL PERIODO FUNDAMENTAL POR LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA .

Para el cálculo del período modificado por la interacción suelo - estructura la nueva versión del reglamento idealizó a la estructura como se muestra en la figura E.1 , y propone que:

$$T_1 = [T_o^2 + T_x^2 + T_r^2]^{0.5} \quad \text{----- (E.1)}$$

T_1 - período fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza modificado por la interacción con el suelo .

T_o - período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre base rígido .

T_x - período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígido y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza .

T_r - período natural que tendría la estructura si fuese infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza .

T_1, T_o, T_x y T_r están en segs .

$$T_x = 2 \pi / w_e \quad \text{----- (E.2)}$$

$$w_e = (K_x / m)^{0.5} \quad \text{----- (E.3)}$$

E

m - masa de la estructura incluyendo los cimientos en E Ton-seg²/m .

$$K_x = \alpha f_o G R_x \quad \text{----- (E.4)}$$

$$G = 2 (H / T_s)^2 \quad \text{----- (E.5)}$$

$$R_x = (A / \pi)^{0.5} \quad \text{----- (E.6)}$$

K_x - fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de análisis, si la estructura fuese infinitamente rígida, en Ton/m .

A - área de la superficie neta de cimentación ,en m² .

H - espesor total de la capa de arcillas compresibles, incluyendo el espesor de la primera capa dura ,en m .

Ts - período dominante mas largo del terreno, en segs, que se toma de la figura E.3 .

Rx - radio equivalente en x, en m .

G - módulo de rigidez medio de la arcilla, en Ton/m², y que se puede determinar mediante pruebas dinámicas del suelo .

alfa - es un coeficiente que depende del tipo de cimentación y de la profundidad de desplante de la estructura, que se especifica en la referencia [16]. (Para nuestra estructura alfa = 8.3) .

$$T_r = 2 \pi / F_i \quad \text{-----} \quad (E.7)$$

$$F_i = (K_r / J_m)^{0.5} \quad \text{-----} \quad (E.8)$$

$$K_r = \text{beta } G R_r^3 \quad \text{-----} \quad (E.9)$$

$$J_m = J_{xc} + m \frac{d^2}{E} \quad \text{-----} \quad (E.10) \quad \langle \text{ver figura E.2} \rangle$$

$$J_{xc} = m \left[\frac{a^2}{E} + h \right] \quad \text{-----} \quad (E.11) \quad \langle \text{ver figura E.2} \rangle$$

$$R_r = (4 I / \pi)^{0.25} \quad \text{-----} \quad (E.12)$$

Kr - momento necesario para producir un giro unitario respecto al eje de rotación, si la estructura fuese infinitamente rígida, en Ton-m .

Jm - momento de inercia de toda la masa de la construcción, respecto al eje de rotación , en Ton-seg²-m .

Rr - radio equivalente de giro, en m .

I - momento de inercia de la superficie neta de cimentación respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza .

beta - coeficiente que depende del tipo de cimentación y de la profundidad de desplante de la estructura, que se toma de la referencia [16] . (Para nuestra estructura beta = 10.9) .

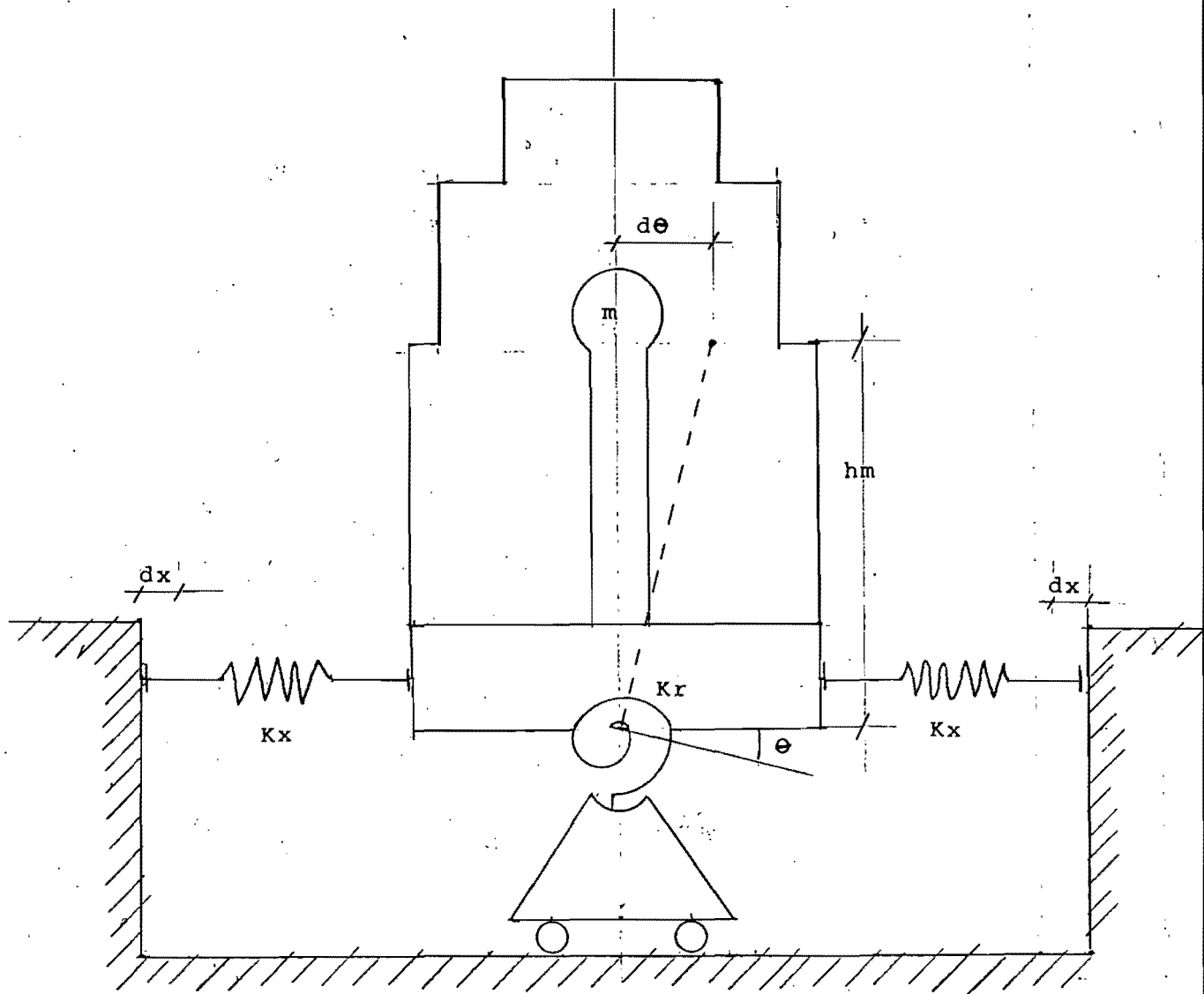
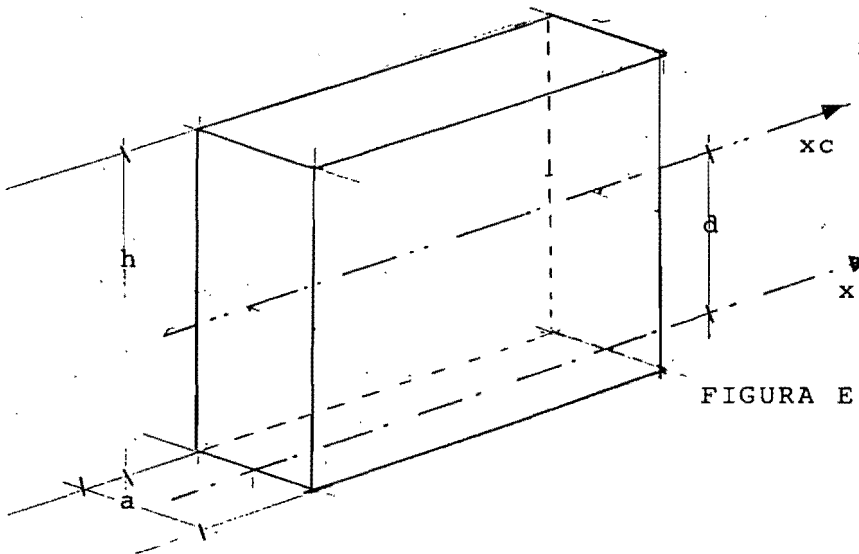


FIGURA E.1 : Idealización de la Estructura tomando en cuenta su interacción con el suelo .



- x_c -eje centroidal de la masa de la construcción.
- x -eje centroidal de la superficie de cimentación paralelo a x_c (eje de rotación)
- d -distancia de x_c a x .
- a -dimensión del edificio paralela a la dirección de análisis .
- h -altura total de la construcción .

FIGURA E.2 : Parámetros para el cálculo de J_m .

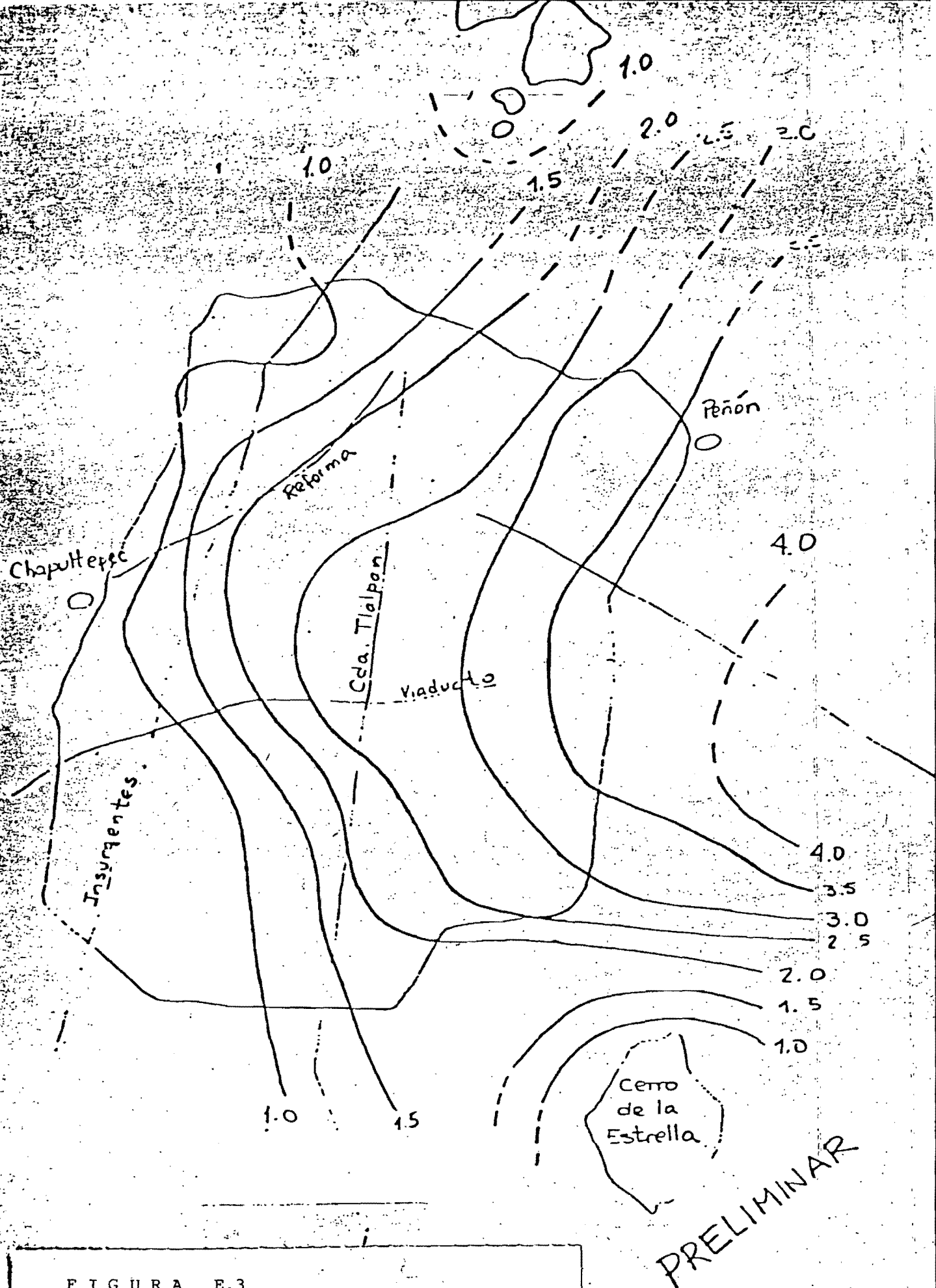


FIGURA E.3

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .

- 1.- DE BUEN, OSCAR LOPEZ DE HEREDIA.
Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño .
Limusa, 1982 .
- 2.- CLOUGH R.W., PENZIEN J.
Dynamics of Structures .
MacGraw-Hill, 1975 .
- 3.- PAZ, MARIO .
Structural Dynamics .
Von Nostrand Reinhold Co., 1980 .
- 4.- TIMOSHENKO, S.
Vibration Problems in Engineering .
D. Van Nostrand Company Inc., 1986 .
- 5.- BATHE K.J., WILSON E.L.
Numerical Methods in Finite Element Analysis .
Prentice-Hall, 1976 .
- 6.- DOWRICK, D.J.
Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos .
Limusa, 1984 .
- 7.- KARDESTUNCER, H.
Introducción al Análisis Estructural con Matrices .
MacGraw-Hill, 1975 .
- 8.- BIELAK J.R., PALENCIA VICTOR J. GOMEZ .
Análisis Modal en Interacción Dinámica Estructural-Subsuelo.
Revista de Ingeniería Sísmica, Mayo-Agosto, 1976 .
- 9.- BIELAK, J.
Modal Analysis for Building-Soil Interaction .
Publicacion No. E - 17, Instituto Ingeniería, U.N.A.M. .
Julio, 1975 .
- 10.- ROSENBLUETH, E.
Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos .
I.M.C.Y.C., 1982 .

- 11.- ZEEVAERT, LEONARDO .
Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.
Van Nostran Reinhold Co., 1973 .
- 12.- BOWLES, JOSEPH E.
Foundation Analysis and Design .
MacGraw-Hill, 1977 .
- 13.- HWEI, P. HSU .
Análisis de Fourier .
Fondo Educativo Interamericano S.A., 1973 .
- 14.- BAZAN E., MELI R.
Manual de Diseño Sísmico de Edificios .
Limusa, 1985 .
- 15.- MENA, ET AL
Catálogo de Acelerogramas procesados del Sismo del 19
de Septiembre de 1985 .
Publicación No. 497, Instituto Ingeniería U.N.A.M. .
Julio, 1986 .
- 16.- NUEVA PROPUESTA AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL .
Noviembre, 1986 .
- 17.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F. .
1976 .
- 18.- MANUAL AHMSA PARA INGENIEROS, ALTOS HORNOS DE MEXICO, S.A.
- 19.- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION MANUAL .
Octava Edición, 1980 .
- 20.- KANAAN, POWELL
General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic
Response of Plane Structures .
EERC, U. of California, Abril 1973 .
- 21.- KANAAN, POWELL
IRAIN-2D, Dynamic Response Analysis for Inelastic
Plane Structures .
EERC, U. of California, Agosto 1973 .

- 22.- WILSON E.L., DOVEY H.H.
Three Dimensional Analysis of Buildings Systems, TABS .
EERC, U. of California, 1980 .
- 23.- MAISON B.F., RODRIGUEZ G.A.
Super-Etabs (Version extendida del programa TABS para
Microcomputadores) .
U. of California, 1985 .