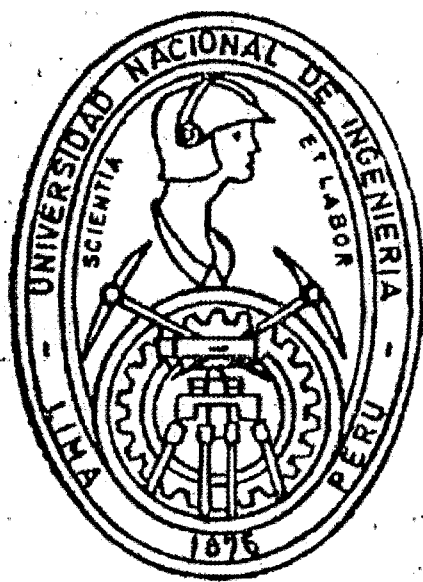


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**MODELOS PARA EL ANALISIS SISMICO NO - LINEAL**  
**DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO**

**TESIS**

Para optar el Título Profesional de  
**INGENIERO CIVIL**

**SERGIO ADALBERTO HERRERA RAMIREZ**

Promoción 1984 - II

Lima — Perú  
1990

## SUMARIO

Se realiza el análisis dinámico no-lineal y se estudia el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado, representadas por los modelos Exacto Riguroso, Cortante, Cortante-Flexionante, Elástico Equivalente y de Un Grado de Libertad.

Se efectuó una comparación de los resultados del análisis teórico con resultados experimentales para una estructura real de 7 pisos la cual ha sido ensayada a escala natural, identificando los parámetros que más afectan el comportamiento inelástico de las estructuras y ver la validez y aplicabilidad de cada uno de los modelos matemáticos considerados.

Así mismo se realiza un estudio teórico, considerando edificaciones diseñadas mediante el Código Peruano de Diseño Sismo-Resistente. Se consideran tres estructuras las cuales varían en altura (4, 8 y 12 pisos), pero que mantienen una misma configuración geométrica en planta, cada una será sometida a dos excitaciones sísmicas normalizadas a un mismo valor de aceleración, para analizar su respuesta sísmica.

## INDICE GENERAL

INTRODUCCION	1
CAPITULO I. METODOLOGIA PARA EL ANALISIS INELASTICO	4
1.1. Consideraciones generales para el análisis exacto paso-a-paso (bidimensional)	4
1.1.1. Idealización de la estructura	6
1.1.1.1. El modelo del pórtico bidimensional	7
1.1.1.2. Otros modelos	7
1.1.2. Determinación de las características inelásticas de los elementos	8
1.1.3. Modelos histeréticos	10
1.1.3.1. Modelo trilineal degradante modificado	10
1.1.3.2. Modelo trilineal degradante	11
1.1.3.3. Modelo orientado al origen	12
1.1.4. Modelos de vigas inelásticas	12
1.1.4.1. Modelo de una-componente	14
1.1.4.2. Modelo de flexibilidad distribuida	15
1.1.5. Matriz de rigidez	15
1.1.6. Matriz de masa	20
1.1.7. Matriz de amortiguamiento	21
1.1.8. Solución e integración de la ecuación dinámica	25
1.1.8.1. Estabilidad del método numérico para la integración de la ecuación dinámica	28
1.1.8.2. Para el análisis dinámico de estructuras	30
1.1.8.3. Para el análisis estático de estructuras	33
1.1.8.4. Consideraciones para los efectos excesivos	33
1.2. Modelo cortante	41
1.2.1. Descripción del modelo	41

1.2.2. Determinación de parámetros	42
1.3. Modelo cortante-flexionante	46
1.3.1. Descripción del modelo	46
1.3.1.1. Sentido físico de los resortes de flexión	47
1.3.2. Determinación de parámetros	49
1.4. Modelo elástico equivalente	53
1.4.1. Descripción del modelo	53
1.4.2. Determinación de parámetros	59
1.5. Modelo de un grado de libertad	67
1.5.1. Descripción y consideraciones para su aplicación	67
1.5.2. Determinación de parámetros	68
<b>CAPITULO II. ENSAYOS EXPERIMENTALES</b>	<b>76</b>
2.1. Características de la estructura	76
2.1.1. Geometría de la estructura ensayada	76
2.1.2. Detalles del reforzamiento	79
2.1.3. Características de los materiales	80
2.2. Consideraciones generales	81
2.2.1. Metodología del ensayo pseudo-dinámico	83
<b>CAPITULO III. RESULTADOS TEORICOS Y COMPARACION DE RESPUESTAS</b>	<b>106</b>
3.1 Aplicaciones de cada modelo	106
3.1.1. Condiciones generales	106
3.1.2. Cálculo de parámetros de entrada de cada modelo	110
3.1.2.1. Modelo bidimensional	110
3.1.2.1.1. Respuesta del análisis estático inelástico	116
3.1.2.2. Modelo cortante	120
3.1.2.3. Modelo corte-flexión	121
3.1.2.4. Modelo elástico equivalente	123



3.1.2.5. Modelo de un grado de libertad	125
3.2. Análisis comparativo de respuestas teóricas y experimentales	142
<b>CAPITULO IV. APLICACION PARA OTRAS ESTRUCTURAS</b>	<b>159</b>
4.1. Estructuras por analizar	159
4.1.1. Características de las estructuras	159
4.1.1.1. Geometría de las estructuras	160
4.1.1.2. Detalles del reforzamiento	160
4.1.1.3. Características de los materiales	160
4.1.2. Consideraciones generales	161
4.2. Aplicación de los modelos	162
4.2.1. Consideraciones generales	162
4.2.2. Cálculo de parámetros de entrada para cada modelo	164
4.2.2.1. Modelo bidimensional	164
4.2.2.1.1. Respuesta del análisis estático inelástico	166
4.2.2.2. Modelo cortante	167
4.2.2.3. Modelo corte-flexión	168
4.2.2.4. Modelo elástico equivalente	168
4.2.2.5. Modelo de un grado de libertad	169
4.3. Análisis comparativo de las respuestas	205
<b>CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>248</b>
<b>APENDICES</b>	<b>262</b>
A. Diagrama de flujo de los programas de computación usados	262
B. Métodos para el análisis sísmico y formas de evaluación de las estructuras.	276
C. Análisis espectral y análisis tiempo-historia.	279
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>283</b>

# Modelos para el Análisis Sísmico No-Lineal de Estructuras de Concreto Armado

## INTRODUCCION

El objetivo de este trabajo es efectuar el análisis dinámico no-lineal y estudiar el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado, las cuales estarán representadas por diferentes modelos, como son el modelo exacto "riguroso", modelo cortante, modelo cortante-flexionante, modelo elástico equivalente y modelo de un grado de libertad.

Se efectuará la comparación de los resultados del análisis teórico con los resultados experimentales en una estructura real, para así identificar los parámetros que más afectan el comportamiento inelástico de las estructuras. También se realizará un estudio teórico, considerando otras edificaciones para analizar su respuesta sísmica y estudiar en general la validez y aplicabilidad de cada uno de los modelos usados en el análisis.

En el Capítulo I se explica la metodología para el análisis inelástico, pensando en el modelo del pórtico bidimensional, por ser éste el más general de los modelos a aplicar; y en cada subcapítulo correspondiente, de éste

primer capítulo, se indican las hipótesis del análisis y otras consideraciones empleadas en la determinación de parámetros particulares de cada uno de los otros modelos a estudiar.

En el Capítulo II se describe las características de una estructura de concreto armado de 7 pisos, la cual ha sido ensayada a escala natural y de donde se conocen sus respuestas experimentales. Para luego en el Capítulo III realizar la comparación de los resultados teóricos, mediante la aplicación de los diferentes modelos matemáticos planteados, con los resultados obtenidos experimentalmente de mencionada estructura.

En el Capítulo IV se aplican los modelos mencionados, en el análisis dinámico de otras edificaciones diseñadas mediante el Código Peruano de Diseño Sismo-Resistente. Se consideran tres estructuras, las cuales varían en altura (número de pisos), pero mantienen una misma configuración geométrica en planta, y serán sometidas a excitaciones en la base, para lo cual se consideran dos tipos de registros u ondas sísmicas normalizadas a un mismo máximo valor en aceleración.

Observando los estudios comparativos de la respuesta de las edificaciones consideradas (real y teóricas), y usando los resultados experimentales disponibles, así como los

resultados del análisis, en el Capítulo V se indican las conclusiones y recomendaciones finales.

Por último como Apéndice, se indican esquemáticamente los diagramas de flujo de los programas de computación usados en el presente trabajo de tesis. Así también conceptos relacionados a éste.

## CAPITULO I : METODOLOGIA PARA EL ANALISIS INELASTICO

### 1.1. Consideraciones Generales para el Análisis Exacto

#### Paso-a-Paso (Bidimensional)

A continuación se describe la metodología general del análisis inelástico para estudiar el comportamiento de estructuras de concreto armado durante sismos severos. Se requieren algunas simplificaciones para reducir el importe de cálculos requeridos en el análisis.

Primeramente debe indicarse que existen dos tipos básicos de análisis no-lineal.

(i) El primero implica la no-linealidad del elemento; ocurre cuando las propiedades básicas de los elementos individuales no son lineales, variando éstas con la historia de las fuerzas aplicadas o con las deformaciones y deflexiones asociadas.

(ii) Y el segundo implica la no-linealidad geométrica; se aplica al análisis cuando los cambios en la geometría básica de la estructura son tales que modifican la distribución de fuerzas.

En este estudio se asumirá que los desplazamientos son pequeños y se puede describir el equilibrio con referencia a la posición inicial no deformada, lo que se hace comunmente cuando se estudia el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado. Se considerará únicamente los efectos no lineales del material, y este análisis será referido como análisis inelástico.

En el proceso de solución de la respuesta sísmica denominado "paso-a-paso", para realizar un análisis inelástico, se requiere de:

- (a). La idealización de la estructura o modelo matemático, implicando algunas hipótesis y simplificaciones.
- (b). Dividir primeramente la estructura en elementos individuales como vigas, columnas, conexiones vigas-columnas, elementos de arriostre, y establecer las características y propiedades histeréticas e inelásticas de cada uno de los miembros en forma independiente.
- (c). Ensamblar los miembros aplicando el principio de compatibilidad de desplazamientos y condiciones de equilibrio, para así poder estudiar el comportamiento global de la estructura, similar a un análisis estático.

(d). Resolver la ecuación dinámica de equilibrio, empleando la técnica de integración directa.

(e). Este proceso se repite para cada intervalo de tiempo (en el cual se asume un comportamiento lineal). El efecto no-lineal se introduce en el análisis considerando que los elementos de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura dependen de los desplazamientos actuales y de los estados de carga previos y por consiguiente pueden variar entre paso y paso.

El proceso de la respuesta sísmica de una estructura será estudiado en detalle seguidamente.

#### 1.1.1. Idealización de la Estructura

Por lo complejo que resulta la evaluación de la respuesta sísmica en el rango inelástico de un edificio que responde a una excitación sísmica, se requieren de algunas simplificaciones e idealizaciones, a fin de obtener un modelo matemático que pueda ser resuelto con las técnicas de computación numérica disponibles.

Existe una gran variedad de modelos matemáticos que puedan representar estructuras flexibles. Los modelos que se presentan en este trabajo son los que más comúnmente se usan para el análisis no-lineal.

#### 1.1.1.1. El Modelo del Pòrtico Bidimensional

Es usado para idealizar edificios regulares que tienen pequeñas excentricidades. En este modelo todos los pòrticos y muros de corte, en una direcciòn, son tratados como elementos planos unidos por vigas rìgidas, que representan la condiciòn de rigidez infinita de la losa del piso (ver Fig.1.1). Este modelo es muy usado para el análisis inelástico y permite estudiar la respuesta sísmica a nivel de cada elemento. La principal desventaja de este modelo es que ignora los efectos de torsión, y aún en un edificio que no tenga excentricidad en el rango elástico, se puede desarrollar torsión en las zonas construidas más débilmente en las primeras etapas de deformación inelástica. Entre los programas de computación adecuados para este modelo se tiene el INSTA, para el análisis estático, y el INDRA, para el análisis dinámico.

#### 1.1.1.2. Otros Modelos

Como el modelo de Corte, modelo de Corte-Flexión, etc. Serán estudiados ampliamente más adelante, en sus respectivos subcapítulos.

Cabe mencionar, que existen otros modelos aparte de los estudiados en esta tesis, como el modelo Seudotridimensional o el modelo Tridimensional, que son ideales para edificios



con una geometría arbitraria de dimensiones irregulares en planta, y que toman en cuenta los efectos de torsión. Pero, la desventaja es el gran esfuerzo computacional y el esfuerzo en preparar y chequear datos y resultados. Por ese motivo y porque nuestras estructuras analizadas son de dimensiones regulares en planta (por lo que los efectos de torsión son despreciados), no se ha visto conveniente utilizarlos; dejando para futuros estudios su aplicación.

#### 1.1.2. Determinación de las Características Inelásticas de los Elementos

En el análisis inelástico, estudiar el comportamiento de los miembros aislados, determinando sus propiedades y luego utilizar estos modelos de los miembros para analizar la estructura completa, es más aconsejable e importante que estudiar una estructura usando modelos microscópicos del material.

Teóricamente, las características inelásticas de los miembros de concreto armado pueden ser determinados, basadas en la geometría de la sección, la existencia de fuerza axial, las propiedades del acero de refuerzo y del concreto, y la suposición de una variación lineal de la relación esfuerzo-deformación para la sección transversal. Sin embargo, existen factores que todavía no están lo bastante

claros, y es difícil estimar la influencia de efectos llamados de segundo orden, tales como el ancho de grietas, adherencia y deslizamiento de la barra de acero dentro del concreto, grietas por cortante, etc., los cuales influyen en el deterioro de la rigidez del miembro, especialmente debido a cargas cíclicas.

Se determinará las relaciones fuerza-deformación o momento-rotación para los miembros de concreto armado, en base de ensayos de laboratorio, en que las cargas se aplican monotónicamente hasta que se alcanza la carga máxima. Se obtienen de esta manera las propiedades flexionantes del elemento, que son las que más se toman en consideración. Se puede considerar la influencia de los esfuerzos cortantes en las secciones críticas, aunque se asume generalmente que éstos dependen de los esfuerzos máximos en flexión, antes que los esfuerzos por corte mismo.

Se usa un grupo de ecuaciones empíricas [referencia 5] basados en estudios experimentales, para definir la curva primaria típica momento-rotación, para vigas y columnas (ver cuadro 1), y fuerza-deformación para muros de corte (ver cuadro 2). La curva es definida por cuatro parámetros: momento (fuerza) de fluencia, momento (fuerza) de agrietamiento, coeficiente de reducción de la rigidez, y coeficiente de reducción para la rigidez del tercer rango, como se muestra en la figura 1.2. En la que se aprecia un

punto de agrietamiento (esfuerzo máximo en tensión del concreto) y un punto de fluencia (fluencia en tensión del acero longitudinal).

### **1.1.3. Modelos Histeréticos**

Los modelos histeréticos representan el comportamiento de los elementos de concreto armado, que están sometidos a cargas cíclicas. Estos proporcionan la rigidez y la resistencia del miembro, las cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

Con los conocimientos actuales se pueden definir modelos histeréticos que toman en cuenta predominantemente la flexión. Pero, todavía no se puede precisar el grado de degradación de la rigidez debido a los efectos de corte o adherencia entre el concreto y acero.

Para la regla histerética de los miembros en flexión, en este trabajo, se emplearán los siguientes lazos histeréticos, cuyas curvas primarias son trilineales.

#### **1.1.3.1. Modelo Trilineal Degradante Modificado**

Se usa para simular el comportamiento flexionante de las vigas. Este modelo define la relación momento-rotación de un

miembro cuyo modo de falla es predominantemente en flexión. En este modelo las características inelásticas son diferentes en las direcciones opuestas de cargas (entre la dirección positiva y negativa), y existe una degradación de la rigidez después de exceder el punto de fluencia, comportándose como un sistema plástico perfecto. Durante la etapa de descarga, el punto de descarga es tratado como un "nuevo" punto de fluencia y las rigideces de descargas correspondientes a los puntos de pre y post agrietamiento se reducen proporcionalmente, de manera que el comportamiento tiene una forma bilineal en el rango comprendido entre los puntos de fluencia positivos y negativos. En este modelo la disipación de energía histerética por ciclo más allá de la fluencia inicial, es proporcional al desplazamiento, y el amortiguamiento viscoso equivalente se hace constante. El trazo de la curva histerética es bastante sensitiva a la ubicación del punto de agrietamiento (ver Fig.1.3.a).

#### 1.1.3.2. Modelo Trilineal Degradante

Es aplicado especialmente para columnas, la regla histerética es básicamente igual al anterior. La sola diferencia con ese, es que las propiedades elásticas son las mismas para ambas direcciones de las cargas reversas, flexión positiva y negativa (ver Fig.1.3.b).

#### 1.1.3.3. Modelo Orientado al Origen

Este modelo está aplicado para el comportamiento inelástico de muros. El cálculo toma en cuenta la falla debido a la deformación por corte. En este lazo histerético, la carga y descarga pasan siempre por el origen.

El "punto de respuesta" se mueve a lo largo de una línea conectando el origen y el punto de respuesta máximo previo. Una vez que el punto de respuesta alcanza el punto máximo previo, este punto sigue la curva primaria de la relación fuerza-deformación renovando el punto de respuesta máximo. En este modelo, no ocurre la deformación residual, ni los cambios de rigidez cuando el sismo de resistencia cambia. La energía histerética no es disipada cuando el punto de respuesta oscila dentro de una región definida por el punto positivo y negativo de respuesta máximo (ver Fig.1.3.c).

#### 1.1.4. Modelos de Vigas Inelásticas

Los modelos de viga inelástica se emplean para representar la distribución de la rigidez a lo largo del elemento de concreto armado, ya que la deformación inelástica no se concentra en una zona crítica, sino más bien se extiende a lo largo del miembro.

Estos modelos permiten derivar la matriz de rigidez de un elemento, lo que es substancialmente dificultoso, por la distribución arbitraria de los momentos en el campo no-lineal. Usan el concepto o relación empírica entre momentos y ángulos rotacionales en los extremos para una deformación antisimétrica de los miembros.

Si se supone, que un miembro de la edificación tiene dos secciones críticas en ambos extremos (en las de las de columnas) y si se asume que el reforzamiento en las secciones críticas así como el grado de deflexión positiva y negativa son diferentes en cada caso, y considerando dos miembros imaginarios que poseen secciones idénticas para cada sección crítica, y sujeto a una deflexión antisimétrica, se podrá determinar la relación momento-rotación para la deflexión antisimétrica para cada extremo independientemente

$$\tilde{\theta}_a = f_a \cdot M_a \quad ; \quad \tilde{\theta}_b = f_b \cdot M_b$$

donde  $\tilde{\theta}_a, \tilde{\theta}_b$  : son las llamadas rotaciones antisimétrica equivalente. En cualquier instante, se puede designar flexibilidades o rigideces incrementales que pueden estar definidas por dos imaginarios miembros antisimétricos, entonces:

$$\begin{aligned} \Delta \tilde{\theta}_a &= f_a - M_a & \Delta M_a &= K_a \cdot \Delta \tilde{\theta}_a & f_a \cdot K_a &= 1 \\ \Delta \tilde{\theta}_b &= f_b - M_b & \Delta M_b &= K_b \cdot \Delta \tilde{\theta}_b & f_b \cdot K_b &= 1 \end{aligned}$$

De esta manera  $f_a$  y  $f_b$  pueden ser determinados (ver Fig.1.4). Y para llegar a una solución conveniente haremos uso de los modelos de vigas inelásticas. En este estudio, dos modelos de vigas inelásticas que son muy frecuentes en el análisis práctico serán usadas:

#### 1.1.4.1. Modelo de Una-Componente

Modelo propuesto por Giberson. Los miembros son idealizados como un elemento lineal perfectamente elástico sin masa, con dos resortes rotacionales no-lineales en los dos extremos. Se asume que el punto de inflexión durante la respuesta, permanece dentro de la longitud del miembro (lo que algunas veces no es realístico, si el resorte rotacional no es evaluado para una carga imaginaria antisimétrica). Sin embargo, este modelo es muy versátil, porque puede ser usado con cualquier curva histerética para los resortes inelásticos. Se puede aplicar con resultados razonables a estructuras aporticadas bajas, en donde el punto de inflexión se localiza cerca del centro del elemento y también se aplica para analizar ensayos de laboratorio con vigas y columnas, los cuales experimentan deformaciones inelásticas en las regiones a los extremos (ver Fig.1.5.a).

#### 1.1.4.2. Modelo de Flexibilidad Distribuida

También llamado modelo Parabólico, fue propuesto por Takizawa. Asume una distribución parabólica de la flexibilidad flexural  $1/EI$  a lo largo del eje del miembro, la flexibilidad elástica no está restringida dentro de la longitud del elemento, ésta se produce en el punto de inflexión, que puede estar dentro o fuera del elemento. Son posibles dos distribuciones dependiendo del signo relativo de los momentos en los extremos  $M_a$  y  $M_b$ . Este modelo puede aplicarse especialmente para los miembros de muros (la rigidez de corte es asumida ser proporcional a la rigidez de flexión, excepto para muros de corte). El inconveniente de este modelo, es que la distribución parabólica de la flexibilidad no puede describir la concentración real de deformación en secciones críticas, por lo que sería recomendable usarlo junto con el modelo de resortes inelásticos (ver Fig. 1.5.b).

#### 1.1.5. Matriz de Rigidez

Para el análisis inelástico estático y dinámico de estructuras de concreto armado, es necesario determinar primeramente la matriz de rigidez instantánea de los miembros. Con las consideraciones anteriores y usando correctamente los modelos histeréticos, los modelos de viga inelástica y tomando en consideración la zonas rígidas en



los extremos de los elementos, se puede determinar la matriz de flexibilidad de cada elemento:

$$[F]_{(2 \times 2)} = \begin{bmatrix} f & f \\ f & f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} = \text{matriz de flexibilidad}$$

que depende del tipo de viga inelástica elegida y varía según los coeficientes de flexibilidad obtenidos del modelo histerético (ver cuadro 3).

Las matrices de rigideces de vigas y columnas-muros adoptarán la siguiente forma:

$$[K] = [F]^{-1} = \begin{bmatrix} k & k \\ k & k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}$$

$$[K_v]_{2 \times 2} = \begin{bmatrix} k & k \\ k & k \end{bmatrix} \dots \text{para vigas}$$

$$[K_c]_{3 \times 3} = \begin{bmatrix} k & k & 0 \\ k_{11} & k_{12} & 0 \\ k & k & 0 \\ k_{21} & k_{22} & 0 \\ 0 & 0 & k \\ 0 & 0 & k_{33} \end{bmatrix} \dots \text{para columnas}$$

donde  $k = k_e$  : rigidez axial, tratada como elástica.

Luego se determina la matriz de rigidez global de la estructura en cada etapa del análisis usando el método de rigidez directa. Esta matriz se ensambla mediante un proceso simple de adición directa y ordenada de las matrices de los elementos individuales, relacionando el número de grados de libertad de los nudos a los cuales se conecta los elementos y los grados de libertad de la estructura. Este es un proceso similar al que comúnmente se realiza en cualquier análisis estático.

La apropiada selección de los grados de libertad que consideren todos los posibles modos de deformación de la estructura es un factor importante para obtener la matriz de rigidez global instantánea, que puede adoptar diferentes formas, lo que influye en la minimización del esfuerzo computacional. En el análisis de una estructura irregular, se puede trabajar con una matriz de rigidez que considere todos los giros y desplazamientos de los nudos. En estructuras regulares se puede realizar una condensación estática para considerar únicamente los desplazamientos horizontales por cada piso, para simplificar así la solución de la ecuación dinámica. En cualquier caso, la matriz de rigidez global queda definida y varía en cada intervalo de tiempo, y es esta matriz instantánea la que se usa en el análisis inelástico.

En esta tesis, los grados de libertad de la estructura seleccionados, son los que se muestran en la figura 1.6. Las vigas no se deforman en la dirección axial, de aquí "u", el desplazamiento horizontal de piso, es común para todas las columnas de un mismo nivel de piso, como se aprecia en detalle en la figura 1.7. Donde se define también, ejes de columnas (j), niveles de piso (i), desplazamientos nodales y sus asociadas fuerzas externas nodales Fx (para cada piso), Fy y M (para cada nudo).

Seguidamente se determina la relación incremental:

$$\begin{bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_a \\ \Delta M_b \end{bmatrix} = [K] \begin{bmatrix} \Delta \zeta \\ \Delta \theta_a \\ \Delta \theta_b \end{bmatrix}$$

si se desprecia la deformación axial en vigas (pequeña comparada con la flexural), la ecuación anterior se simplifica y puede escribirse:

$$\begin{bmatrix} \Delta M_a \\ \Delta M_b \end{bmatrix} = [K] \begin{bmatrix} \Delta \theta_a \\ \Delta \theta_b \end{bmatrix}$$

como para cargas sísmicas, los momentos incrementales varían linealmente a lo largo del miembro, los momentos y fuerzas incrementales en los "extremos" de los miembros pueden expresarse a través de una matriz de transformación [A], en función de las rotaciones y desplazamientos de los "nudos" (ver Fig.1.8). Entonces, tomando en consideración las zonas rígidas en ambos extremos y aplicando las condiciones de

compatibilidad de desplazamientos y equilibrio de fuerzas, estas matrices son modificadas, dando como resultado las siguientes relaciones momento-rotación de los miembros del pórtico:

Para vigas:  $[K]=[K_v]$

$$\begin{bmatrix} \Delta M_1 \\ \Delta M_2 \\ \Delta F_{y_1} \\ \Delta F_{y_2} \end{bmatrix} = \underbrace{A_v^T \cdot K_v \cdot A_v}_{(4 \times 4)} \begin{bmatrix} \Delta \theta_1 \\ \Delta \theta_2 \\ \Delta V_1 \\ \Delta V_2 \end{bmatrix}$$

donde :

$$A_v = \begin{bmatrix} 1 & | & 1-\lambda_2 & \lambda_2 & 1/L & -1/L & | \\ \lambda' & | & \lambda_1 & 1-\lambda_1 & 1/L & -1/L & | \end{bmatrix}$$

Para columnas:  $[K]=[K_c]$

$$\begin{bmatrix} \Delta M_1 \\ \Delta M_2 \\ \Delta F_{x_1} \\ \Delta F_{x_2} \\ \Delta F_{y_1} \\ \Delta F_{y_2} \end{bmatrix} = \underbrace{A_c^T \cdot K_c \cdot A_c}_{(6 \times 6)} \begin{bmatrix} \Delta \theta_1 \\ \Delta \theta_2 \\ \Delta U_1 \\ \Delta U_2 \\ \Delta V_1 \\ \Delta V_2 \end{bmatrix}$$

donde :

$$A_c = \begin{bmatrix} 1 & | & 1-\lambda_2 & \lambda_2 & -1/h & 1/h & 0 & 0 & | \\ \lambda' & | & \lambda_1 & 1-\lambda_1 & -1/h & 1/h & 0 & 0 & | \\ 0 & | & 0 & 0 & 0 & 0 & -\lambda' & \lambda' & | \end{bmatrix}$$

y :

$K_v, K_c$  : matriz de rigidez instantánea del elemento.

Luego, en la estructura, con los grados de libertad apropiadamente ordenados, la matriz global de rigidez es ensamblada matemáticamente, usando el método de la tri-diagonalización, como se muestra:

$$\begin{array}{ccccccc}
 | \Delta F_1 | & | K_1 C_1 & & & | \Delta D_1 | \\
 | \Delta F_2 | & | C_1^T K_2 C_2 & Q & & | \Delta D_2 | \\
 | \cdot | & | \cdot \cdot \cdot & & & | \cdot | \\
 | \cdot | & | \cdot \cdot \cdot & & & | \cdot | \\
 | \cdot | & | \cdot \cdot \cdot & & & | \cdot | \\
 | \Delta F_{n-1} | & | Q & C_{n-2}^T K_{n-1} C_{n-1} & & | \Delta D_{n-1} | \\
 | \Delta F_n | & | & C_{n-1}^T K_n & & | \Delta D_n |
 \end{array}$$

$$D_i = [ \theta(i,1) \ \theta(i,2) \ \dots \ u(i) \ \dots \ v(i,1) \ v(i,2) \ \dots ]^t$$

$$F_i = [ M(i,1) \ M(i,2) \ \dots \ F(i) \ \dots \ P(i,1) \ P(i,2) \ \dots ]^t$$

- donde:  $K_i$  = rigidez de piso  
 $C_i$  = rigidez de acoplamiento entrepisos  
 $M(i,j)$  = momentos nodales  
 $F(i)$  = fuerzas horizontales  
 $P(i,j)$  = fuerzas verticales

La fórmula anterior puede ser abreviada, de la forma:

$$[ \Delta F ] = [ K ] \cdot [ \Delta D ]$$

### 1.1.6. Matriz de Masa

En el análisis no-lineal se asume el concepto de las masas concentradas en cada piso. Los momentos de inercia y las fuerzas de inercia verticales en los nudos se ignora, y sólo se considera las fuerzas de inercia laterales a nivel de cada piso. De aquí, la matriz de masa que se usa en el análisis es expresada de la siguiente manera:

$$[ M ] = \begin{array}{cccc}
 | m & & & | \\
 | 1 & & & | \\
 | & m & & | \\
 | & 2 & & | \\
 | & & \cdot & | \\
 | & & & \cdot & | \\
 | & & & & m & | \\
 | & & & & & n & |
 \end{array}$$

- donde:  $[M]$  = matriz de masa de la estructura.  
 $m_i$  = masa concentrada en el  $i$ -ésimo piso.  
 $n$  = número de pisos.

### 1.1.7. Matriz de Amortiguamiento

Denominamos amortiguamiento a la capacidad de disipación de energía del sistema, y comunmente se asume que es de tipo viscoso (cuando la fuerza amortiguadora es directamente proporcional a la velocidad de la masa, esto es:  $F_d = -Cx$ ,  $C =$  coeficiente de amortiguamiento viscoso) debido a su simplicidad matemática.

La capacidad de amortiguamiento no es un valor único, depende de la amplitud de la deformación de la estructura y del nivel de excitación, variando fuertemente según el número de movimientos experimentados por la estructura. No existiendo un método exacto que permita determinar la capacidad de amortiguamiento basados en las propiedades del material y características geométricas de la estructura, en el análisis dinámico se puede adoptar dos formas:

Como primera forma, el amortiguamiento tipo Rayleigh, donde la matriz de amortiguamiento es expresada proporcional a la matriz de masa y a la matriz de rigidez estructural instantánea, por consiguiente la matriz puede escribirse como:

$$[ C ] = E_1 [ M ] + E_2 [ K_i ] \quad \dots\dots\dots (1)$$

donde :  $[C]$  = matriz de amortiguamiento  
           $[M]$  = matriz de masa de la estructura  
           $[K_i]$  = matriz de rigidez global instantánea

E1 = coeficiente de proporcionalidad de la masa,  
 inversa del tiempo por modelo de Maxwell (1/seg.)  
 E2 = coeficiente de proporcionalidad de la rigidez,  
 tiempo de retardación por modelo de Voigt (seg.)

E1 y E2 serán determinados en función de los factores de amortiguamiento para los dos primeros modos (que se suponen conocidos), por tanto las "constantes" E1 y E2 se obtienen de las siguientes relaciones:

$$\zeta_1 = \frac{1}{2 W_1} ( E1 + E2 W_1^2 )$$

$$\zeta_2 = \frac{1}{2 W_2} ( E1 + E2 W_2^2 )$$

donde :  $\zeta_1$  y  $\zeta_2$  : factores de amortiguamiento para los dos primeros modos de vibración  
 $W_1$  y  $W_2$  : frecuencia angular del sistema para los dos primeros modos de vibración

Como segunda forma, la matriz de amortiguamiento es asumida ser proporcional a la matriz de rigidez elástica, y esto es expresado por la ecuación:

$$[ C ] = E2 [ K_e ] \dots\dots\dots (2)$$

En esta tesis utilizaremos la primera forma de amortiguamiento (tipo Rayleigh). Analizando esta expresión, cuando  $E2=0$ , la matriz de amortiguamiento es proporcional sólo a la masa, el factor de amortiguamiento es pequeño para las frecuencias altas de vibración. Y cuando  $E1=0$ , la matriz de amortiguamiento sólo es proporcional a la rigidez,

el factor de amortiguamiento es mayor para las frecuencias altas. Por consiguiente, la contribución de los modos altos de vibración en la respuesta es menos significativa, lo cual es adecuado para consideraciones del análisis. Es decir, como es recomendable filtrar las frecuencias altas será conveniente hacer  $E_1=0$ , quedando (1) en:

$$[ C ] = E_2 [ K_1 ] \dots\dots\dots (3)$$

y tomando sólo el primer modo tenemos:

$$\omega_1 = \frac{E_2 W_1^2}{2 W_1}$$

haciendo:  $\omega_1 = \beta$  y  $W_1 = W$  :

$$\beta = \frac{E_2 W}{2} \dots\dots\dots (4)$$

ò mejor aún:

$$E_2 = \frac{2 \beta}{W} \dots\dots\dots (5)$$

Es decir conociendo la frecuencia angular del sistema para el primer modo (frecuencia natural) y dado un factor de amortiguamiento, podemos conocer la "constante" de proporcionalidad de rigidez,  $E_2$ , que nos servirá como entrada de dato a los programas dinámicos a utilizar.

El factor de amortiguamiento,  $\beta$ , dependerá del material del sistema y su estado, para el concreto se acostumbra tomar 5% del amortiguamiento crítico (entendiéndose como amortiguamiento crítico el importe de amortiguamiento que puede eliminar completamente la vibración), es decir,  $\beta=0.05$ , valor que se tomará para el presente trabajo de



tesis con la única excepción de la estructura real que según referencias propuestas se consideró de 3.5% .

Es menester puntualizar que las unidades de las "constantes" E1 y E2 se pueden deducir considerando que cada sumando de la ecuación (1) debe tener necesariamente las mismas dimensiones del coeficiente de amortiguamiento (fuerza/velocidad). Podemos deducir también, la expresión (4) de la siguiente manera, denominamos:

$$\frac{K}{m} = W^2 \quad ; \quad \frac{C}{m} = 2 \beta W$$

donde : C = coef. de amortiguamiento viscoso (fuerza/velocidad)  
W = frecuencia angular del sistema (radianes/seg.)  
 $\beta$  = factor de amortiguamiento (adimensional)  
T =  $2\pi/W$  , período del sistema (seg.)

esto último, en (1) tenemos:

$$2\beta W = E1 \frac{m}{m} + E2 \frac{K}{m}$$

$$\beta = \frac{1}{2W} (E1 + E2 W^2)$$

y si: E1 = 0 ,

$$\beta = \frac{E2 W}{2}$$

ó también:

$$E2 = \frac{2\beta}{W}$$

siendo la última expresión, igual a la denominada por (5).

### 1.1.8. Solución e Integración de la Ecuación Dinámica

Para determinar la respuesta dinámica de una estructura durante movimientos sísmicos nos podemos basar en el principio de D'alambert

$$F_i + F_d + F_s = P(t)$$

donde:  $F_i$  : fuerza de inercia =  $m \ddot{x}$   
 $F_d$  : fuerza del amortiguador =  $C \dot{x}$   
 $F_s$  : fuerza elástica =  $K x$   
punto : diferenciación con respecto al tiempo

En un problema dinámico de un sistema con carga puntual, dicha carga es aplicada directamente a la estructura; en cambio en un problema sísmico, la excitación es producida por el movimiento del suelo,  $\ddot{Y}(t)$ , no existiendo en este caso una fuerza externa ( $P=0$ ), de manera que:  $F_i + F_d + F_s = 0$ .

Reconociendo que la fuerza de inercia depende de la aceleración total de la masa  $\ddot{x}_t$ , y esta incluye una componente relativa a la base  $\ddot{x}$ , más la aceleración de la base  $\ddot{Y}(t)$ , es decir:  $\ddot{x}_t = \ddot{x} + \ddot{Y}$ , por tanto la fuerza de inercia puede ser expresada como:  $F_i = m \ddot{x}_t = m \ddot{x} + m \ddot{Y}$ , finalmente obtenemos que la ecuación del movimiento debido a un movimiento sísmico será:  $m \ddot{x} + m \ddot{Y} + C \dot{x} + K x = 0$ , ó

$$m \ddot{x} + C \dot{x} + K x = P_{\text{eff}}(t) = -m \ddot{Y}(t)$$

$P_{\text{eff}}(t)$  : carga efectiva, resultante del movimiento del suelo

Se aprecia que la excitación sísmica es equivalente a una carga dinámica igual al producto de la masa de la estructura y la aceleración del suelo. El signo negativo de la ecuación indica que la carga efectiva se opone a la dirección de la aceleración del suelo. Por tanto:  $-m \ddot{Y}(t)$ , representa la fuerza de inercia debido al movimiento de la base aplicada como una fuerza de excitación a la masa "m" del sistema. Generalmente  $\ddot{Y}(t)$  es la componente horizontal de la aceleración de la base que se asume igual a la aceleración del suelo e idéntica al registro de aceleración obtenida mediante un acelerógrafo para movimientos fuertes durante un sismo.

De todo esto podemos decir que la ecuación de movimiento puede ser expresada en forma incremental entre los intervalos "t" y "t +  $\Delta t$ ", asumiendo que las propiedades de la estructura son constantes en ese intervalo de tiempo. Por lo general la historia de la aceleración versus tiempo de un sismo es digitizado en intervalos iguales  $\Delta t$ , donde se tiene que:  $t_j = j \Delta t$ .

En los métodos de integración directa, la ecuación de equilibrio dinámica es integrada usando un procedimiento numérico paso-a-paso; el término "directo" implica que, anterior a la integración numérica, no se realiza ningún tipo de transformación de la ecuación. La esencia del método de integración directa es que se asume una variación de

desplazamientos, velocidades y aceleraciones dentro de cada intervalo de tiempo  $\Delta t$ . Existen dos formas básicas de resolver las ecuaciones de movimiento en el procedimiento de integración directa: El denominado "método implícito" (Newmark-beta, Houbolt y Park) donde la respuesta en " $t+\Delta t$ " es expresada en términos de los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración determinados previamente en el tiempo " $t+\Delta t$ ". El otro método, denominado "método explícito" (Runge Kutta, predictor) en donde la solución en " $t+\Delta t$ " es derivada de la ecuación de equilibrio en el tiempo " $t$ ".

El estudio detallado de todos los operadores de integración esta fuera del alcance de esta tesis. Basados en estudios referenciales se encontro que el método " $\beta$ " de Newmark (1959) es uno de los operadores de mayor aceptación, por su eficiencia en problemas con cualquier número de grados de libertad, tanto lineales como no-lineales. Haciendo  $\beta = 1/4$ , sería consistente con una variación lineal de  $x$  en ese mismo intervalo, mientras que  $\beta = 1/6$  corresponde a una variación parabólica. Si seleccionamos un  $\beta > 1/8$  se asegura que el método es estable solo si converge. En general una selección de " $\beta$ " entre  $1/4$  y  $1/6$  es satisfactoria.

### 1.1.8.1. Estabilidad del Método Numérico para la Integración de la Ecuación Dinámica

El movimiento del suelo durante un sismo severo es registrado por instrumentos denominados acelerógrafos y los registros de la aceleración del suelo versus tiempo obtenidos por dicho aparato son los llamados acelerogramas. Es decir, la información detallada del registro tiempo-historia del movimiento del suelo proviene de los acelerógrafos (que registran dos componentes horizontales ortogonales y una componente vertical de la aceleración del suelo).

Cuando los acelerógrafos son digitizados a intervalos iguales de tiempo, los valores de las aceleraciones son medidas en incrementos de tiempo regulares asumiendo que están conectados por segmentos de recta. Si el intervalo de digitación es suficientemente pequeño este procedimiento se aproxima muy cercanamente al registro sísmico real. La selección del intervalo de digitación depende del rango de periodos de interés y de la naturaleza del registro sísmico, comunmente se utilizan valores en el rango de 0.01 a 0.04 segundos.

En la elección del intervalo de tiempo,  $\Delta t$ , a usarse en la evaluación de sistemas no-lineales mediante ecuaciones de

recurrencia, deben primar dos conceptos fundamentales: El primero se refiere a que la elección de los intervalos de tiempo iguales,  $\Delta t$ , no conduzcan a una interpolación errónea del registro, que afecte la información original y única que se tiene del sismo, y segundo, que la elección del intervalo de tiempo conduzca a respuestas estructurales estables, en el sentido de que la elección de un intervalo de tiempo menor no produzca respuestas significativamente diferentes; en otras palabras debe cumplirse los principios de, Convergencia: describe el comportamiento cuando, según el intervalo de tiempo tienda a cero, la solución linealizada tienda a la solución verdadera de la ecuación diferencial. Y Estabilidad: asociada con la propagación de errores de la técnica numérica según los cálculos progresan, por ejemplo, los efectos de los errores cometidos en un paso sobre los pasos sucesivos. Además de tenerse siempre en cuenta el cumplimiento de estas dos exigencias, estas deben de efectuarse dentro de la limitación pragmática de obtener la máxima información posible dentro de una disponibilidad computacional limitada. Generalmente se considera que el máximo intervalo de tiempo,  $\Delta t$ , que no modifica las digitaciones originales de los registros es de  $\Delta t = 0.01$  segundos.

Ya que el presente trabajo de tesis requiere, además del análisis dinámico, el análisis estático, mencionaremos a continuación los pasos a seguir para desarrollar tales

análisis. Así como también las consideraciones a tomar para los efectos excesivos que se pueden presentar.

#### 1.1.8.2. Para el Análisis Dinámico de Estructuras

Usando la matriz de rigidez instantánea de la estructura en cada etapa del cálculo de respuesta, estimada por las técnicas precedentes y basada en la fuerza horizontal de todos los miembros constituyentes en el instante, la ecuación dinámica gobernante para el paso (i+1) es expresada como sigue:

$$[M]\{\ddot{x}\}_{i+1} + [C]\{\dot{x}\}_{i+1} + [K]\{x\}_{i+1} + \{F_s\}_i = -\{P\}_{i+1} \\ = -[M]\{e\} \ddot{Y}_{i+1}$$

donde: [M] = matriz de la masa de la estructura.  
 [C], [K] = matrices de amortiguamiento y rigidez entre el paso (i)-ésimo y (i+1)-ésimo.  
 { $\ddot{x}$ }, { $\dot{x}$ }, {x} = vectores incrementales de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos a la base.  
 {F<sub>s</sub>} = fuerza de restauración en el (i)-ésimo paso.  
 {e} = vector cuyas componentes son ceros y unos (vector identidad).  
 $\ddot{Y}$  = aceleración de entrada en la base, en el (i+1)-ésimo paso.

La integración de la ecuación de movimiento es ejecutado con la suposición de una aceleración constante en cada paso. El operador de Newmark- $\beta$  ( $\beta = 1/4$ , aceleración constante) con algunas modificaciones es usado para el análisis. Las ecuaciones generales de Newmark son:

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_t + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_{t+\Delta t}$$

$$x_{t+\Delta t} = x_t + \Delta t \dot{x}_t + \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 \ddot{x}_t + \beta \Delta t^2 \ddot{x}_{t+\Delta t}$$

despues de algunas modificaciones:

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = a8 \Delta x + a9 \dot{x}_t + a10 \ddot{x}_t$$

$$\ddot{x}_{t+\Delta t} = a11 \Delta x + a12 \dot{x}_t + a9 \ddot{x}_t$$

Para la solución la ecuación es transformada de la forma:  
vector incremental de pseudo fuerza = matriz de pseudo rigidez  
X vector incremental de pseudo desplazamiento.

$$\{ \Delta \tilde{F} \} = [ \tilde{K} ] \cdot \{ \Delta \tilde{x} \}$$

Y esta será solucionada involucrando en el proceso los siguientes pasos:

(1) Conversión en la matriz de pseudo rigidez.

$$[\tilde{K}]_t^{t+\Delta t} = [K]_t^{t+\Delta t} + a0 [M]$$

(2) Evaluación del vector incremental de pseudo fuerza externa.

$$\{ \Delta \tilde{F} \}_t^{t+\Delta t} = -\{P\}_{t+\Delta t} - \{Fs\}_t + [M] ( a2 \{ \dot{x} \}_t + a3 \{ \ddot{x} \}_t )$$

(3) Cálculo del vector incremental de pseudo desplazamientos (resolviendo simultáneamente las ecuaciones lineales).

$$\{ \Delta \tilde{x} \}_t^{t+\Delta t} = ( [\tilde{K}]_t^{t+\Delta t} )^{-1} \{ \Delta \tilde{F} \}_t^{t+\Delta t}$$



(4) Conversión al vector incremental real de desplazamientos.

$$\{\Delta x\}_i^{i+1} = a_4 \{\Delta \tilde{x}\}_i^{i+1} + a_6 \{\dot{x}\}_i + a_7 \{\ddot{x}\}_i$$

(5) Evaluación de los valores de respuesta incremental y total (valores en (i+1)-ésimo paso).

$$\{x\}_{i+1} = \{x\}_i + \{\Delta x\}_i^{i+1}$$

$$\{\dot{x}\}_{i+1} = a_8 \{\Delta x\}_i^{i+1} + a_9 \{\dot{x}\}_i + a_{10} \{\ddot{x}\}_i$$

$$\{\ddot{x}\}_{i+1} = a_{11} \{\Delta x\}_i^{i+1} + a_{12} \{\dot{x}\}_i + a_9 \{\ddot{x}\}_i$$

$$\{F_s\}_{i+1} = \{F_s\}_i + [K]_i^{i+1} \{\Delta x\}_i^{i+1}$$

En las ecuaciones anteriores los valores de las constantes,  $a_0, \dots, a_{12}$  son:

$$a_0 = \frac{2 + E_1 \Delta t}{\Delta t (2 \beta \Delta t + E_2)} \quad a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} + (E_1 - E_2 a_0) \left( \frac{1}{2 \beta} - 1 \right)$$

$$a_3 = \left( \frac{1}{2 \beta} - 1 \right) + (E_1 - E_2 a_0) \left( \frac{1}{4 \beta} - 1 \right) \Delta t \quad a_4 = \frac{2 \beta \Delta t}{2 \beta \Delta t + E_2}$$

$$a_6 = E_2 \left( \frac{1}{2 \beta} - 1 \right) a_4 \quad a_7 = E_2 \left( \frac{1}{4 \beta} - 1 \right) a_4 \Delta t$$

$$a_8 = \frac{1}{2 \beta \Delta t} \quad a_9 = \left( 1 - \frac{1}{2 \beta} \right) \quad a_{10} = \left( 1 - \frac{1}{4 \beta} \right) \Delta t$$

$$a_{11} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad a_{12} = - \frac{1}{\beta \Delta t} \quad \beta = \frac{1}{4}$$

### 1.1.8.3. Para el Análisis Estático de Estructuras

La ecuación de equilibrio esta dada en cada paso por:

$$\begin{bmatrix} \Delta P \end{bmatrix}_i^{i+1} = \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_i^{i+1} \cdot \begin{bmatrix} \Delta x \end{bmatrix}_i^{i+1}$$

donde:  $[\Delta P]$  = vector incremental de cargas.

$[K]$  = matriz de rigidez de la estructura.

$[\Delta x]$  = vector incremental de desplazamientos.

Y aplicando el método de Cholesky, solucionamos directamente las ecuaciones:

$$[\Delta x]_i^{i+1} = \left( [K]_i^{i+1} \right)^{-1} \cdot [\Delta P]$$

$$[x]^{i+1} = [x]^i + [\Delta x]_i^{i+1}$$

$$[P]^{i+1} = [P]^i + [\Delta P]_i^{i+1}$$

donde:  $[x]^{i+1}$  = vector de desplazamiento en el (i+1)-ésimo paso.

$[P]^{i+1}$  = vector de carga en el (i+1)-ésimo paso.

### 1.1.8.4. Consideraciones para los Efectos Excepcionales

En el proceso paso-a-paso se asume que la estructura se comporta linealmente en cada paso. Por lo tanto puede darse la situación que durante el cálculo de la respuesta, un paso cualesquiera tome dentro de su intervalo el cambio drástico de las características de rigidez de los miembros, es decir, que dentro de ese paso se encuentre el punto de quiebre, produciéndose un efecto excesivo y por consiguiente un desbalance de fuerzas, que necesitará ser disipado en próximo paso, para así restablecer la condición de

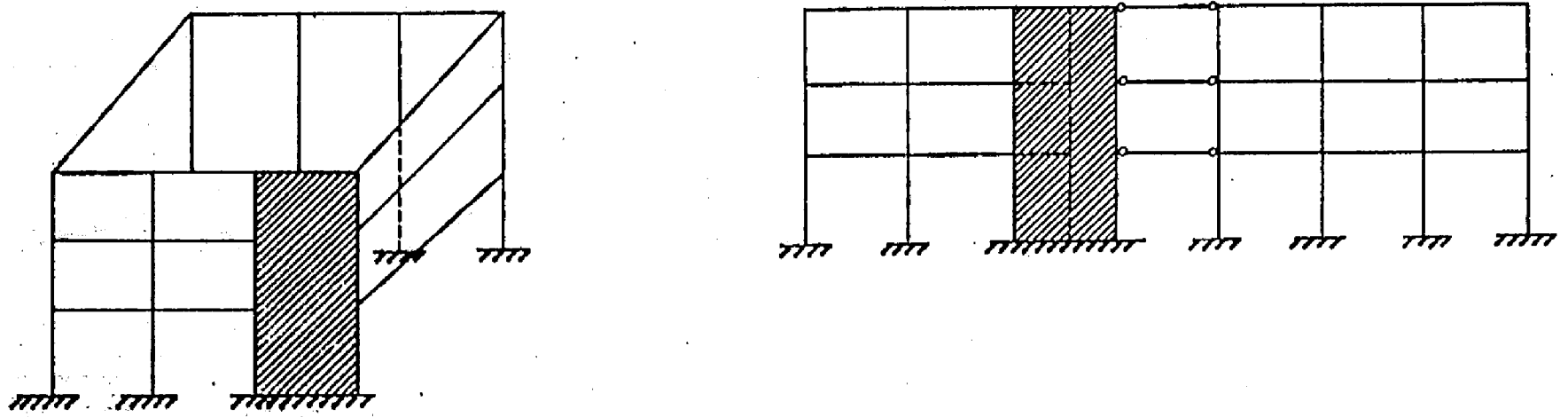


Figura N° 1.1 MODELO DEL PORTICO BI-DIMENSIONAL

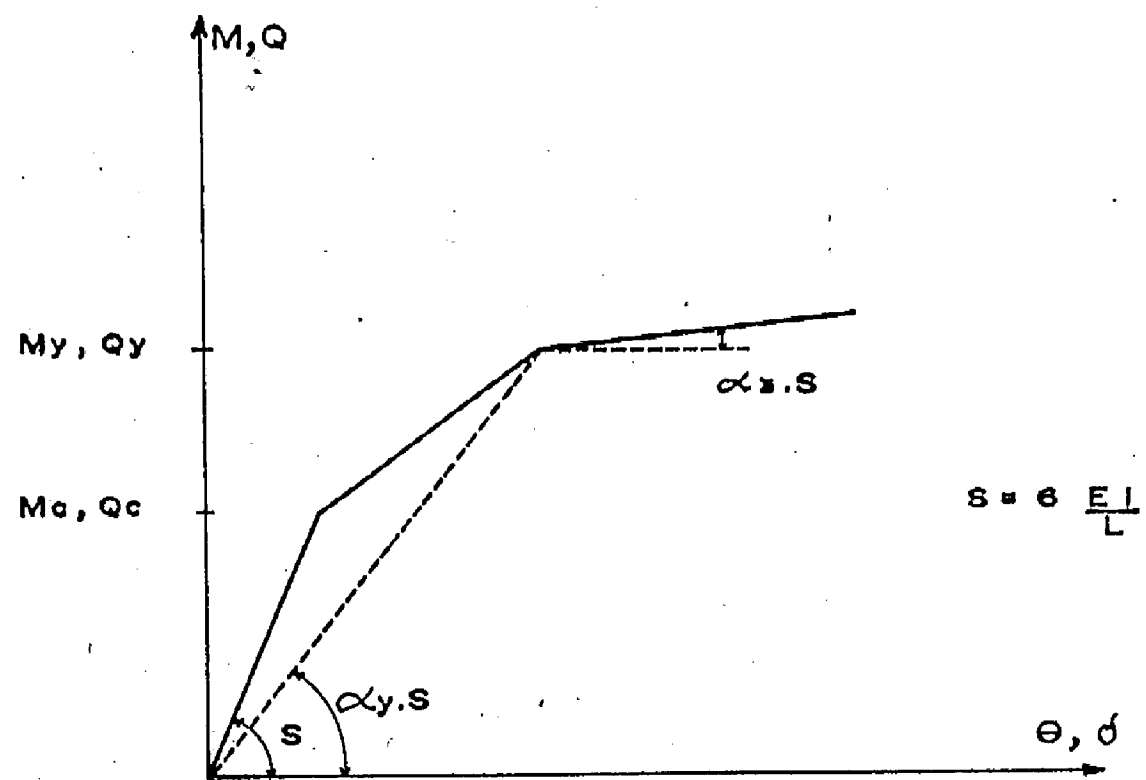
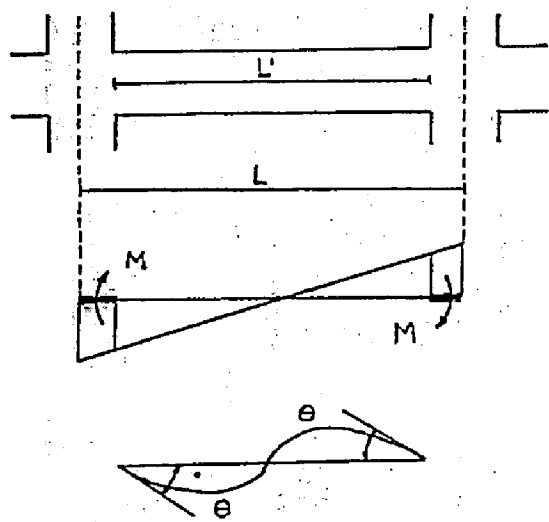


Figura N° 1.2 CURVA PRIMARIA TIPICA (TRI-LINEAL) PARA MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO

TABLA N° 1 : CARACTERISTICAS INELASTICAS DE VIGAS Y COLUMNAS



$$ac, \quad pc = ac / b D, \quad gl = g / D, \quad n = Es / Ec$$

$$at, \quad pt = ac / b D, \quad d = ac / at, \quad N = \text{fuerza axial}$$

$$n^* = N / b D F'c, \quad a = L / 2$$

\$F'c\$ = Esfuerzo de Compresión del Concreto  
 \$F\_y\$ = Esfuerzo de Fluencia del Acero

Momento de Agrietamiento :  $M_c = 1.8 \sqrt{F'c} Z_e + N D / 6$

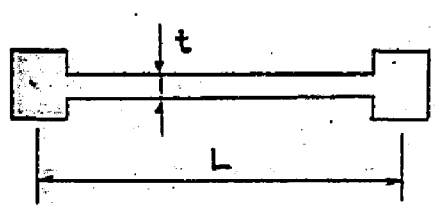
donde :  $ac \neq at : I_e = [ 1 + n Pt ( 1.5 + 2 d ) ] b D^3 / 12$  }  $Z_e = \frac{I_e}{D/2}$   
 $ac = at : I_e = [ 1 + 3.8 n Pt ] b D^3 / 12$

Momento de Fluencia :  $M_y = [ gl Pt F_y / F'c + 0.5 n^* ( 1 - n^* ) ] F'c . b . D^2$

Coefficiente de Reducción de Rigidez :  $\alpha_y = [ 0.043 + 1.64 n Pt + 0.043 a/D + 0.33 n^* ] (d/D)^2$

La rigidez despues de la fluencia, se asume arbitrariamente ser del 1% de la rigidez elástica inicial.

TABLA N° 2 : CARACTERISTICAS INELASTICAS DEL MURO DE CORTE



$T = Q / Aw$

\$T\$ = Esfuerzo de Corte  
 \$Q\$ = Fuerza de Corte

\$L, h, t\$ = longitud, altura y ancho del muro.  
 \$Aw = L . t\$ = área de la sección del muro.  
 \$Ag\$ = área total del acero en las columnas.  
 \$Pg = Ag / Aw\$, \$Pw\$ = cuantia del muro, \$N\$ = fuerza axial  
 \$w\_sy = F\_y\$ del muro, \$s\_y = F\_y\$ de la columna

Esfuerzo de Corte de Agrietamiento :  $T_c = ( 4.3 Ag / Aw + 0.05 ) F'c$

Esfuerzo de Corte de Fluencia :  $T_y = Be . F'c / \sqrt{L^2 + h^2} + Pw . w_sy . h / L$

donde :  $Be . F'c / \sqrt{L^2 + h^2} = [ Ag . s_y / Aw + Pw . w_sy / 2 ( 1 - h^2 / L^2 ) + N / 2 / Aw ] L / h \leq 5.6 F'c / \sqrt{L^2 + h^2}$

Coefficiente de Reducción de Rigidez :  $\beta_y = 0.46 Pw . w_sy / F'c + 0.14$

TABLA N° 3 : MATRIZ DE FLEXIBILIDAD DE LOS MIEMBROS ( Ecuaciones Básicas)

$$F = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix}$$

donde : F = matriz de flexibilidad de los miembros  
 $f_{12} = f_{21}$

Miembros	Modelo de Una-Componente	Modelo de Flexibilidad Distribuida
Vigas, Columnas	$f_{11} = f_a + f_0 \cdot (1-g)/(1+2g)$ $f_{12} = -f_0 \cdot (1-g)/(1+2g)$ $f_{22} = f_b + f_0 \cdot (1-g)/(1+2g)$	$f_{11} = (9z+0.5) \cdot f_a + (-z+0.5) \cdot f_b + (-0.5-8z+\beta) \cdot f_0 + (-3z-0.5) \cdot f_{ab}$ $f_{12} = (-6z+0.5) \cdot (f_a+f_b) + (-0.5+12z-\beta) \cdot f_0 + (-0.5+7z) \cdot f_{ab}$ $f_{22} = (-1z+0.5) \cdot f_a + (9z+0.5) \cdot f_b + (-0.5-8z+\beta) \cdot f_0 + (-3z-0.5) \cdot f_{ab}$
Muros	$f_{11} = f_a + f_0 + k/L \cdot A \cdot G_0$ $f_{12} = -f_0 + k/L \cdot A \cdot G_0$ $f_{22} = f_b + f_0 + k/L \cdot A \cdot G_0$	$f_{11} = 2 \cdot f_a + (f_b - f_0)/3 - f_{ab} + k/L \cdot A \cdot G_0$ $f_{12} = -(f_a + f_b)/2 - 2 \cdot f_{ab}/3 + k/L \cdot A \cdot G_0$ $f_{22} = 2 \cdot f_b + (f_a - f_0)/3 - f_{ab} + k/L \cdot A \cdot G_0$

donde:

- $g = 6 E \cdot I_0 \cdot k / G_0 \cdot A \cdot L^2$  ..... Parámetros para la deformación de corte elástico.
- $k$  ..... Factor de forma de la distribución del esfuerzo cortante.
- $f_0 = (1+2g) \cdot L / 6 E \cdot I_0$  ..... Flexibilidad elástica.
- $f_a, f_b$  ..... Flexibilidad en ambos extremos en el caso de deformación antisimétrica. Llamada rotación antisimétrica equivalente.
- $f_{ab} = \pm \sqrt{(f_a - f_0) \cdot (f_b - f_0)}$  ..... Positivo si  $M_a \cdot M_b > 0$  ó negativo si  $M_a \cdot M_b < 0$ .
- $\alpha = 3 / (18+20g)$  ..... Constantes para el modelo parabólico, resultado de suponer que la rigidez de corte es reducida en proporción directa a la rigidez de la flexión en cada sección.
- $\beta = 3 / (2+4g)$

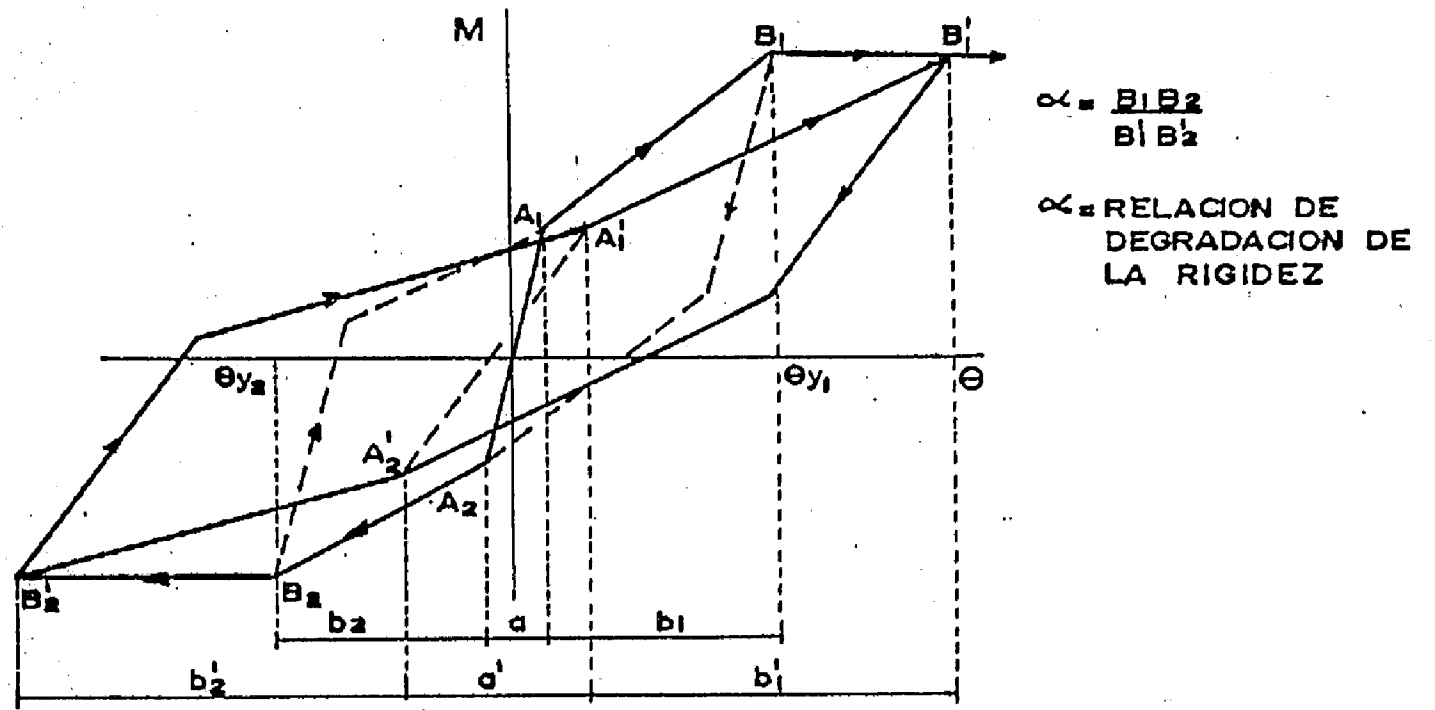


Figura N° 1.3.A MODELO HISTÉRETICO TRILINEAL DEGRADANTE MODIFICADO

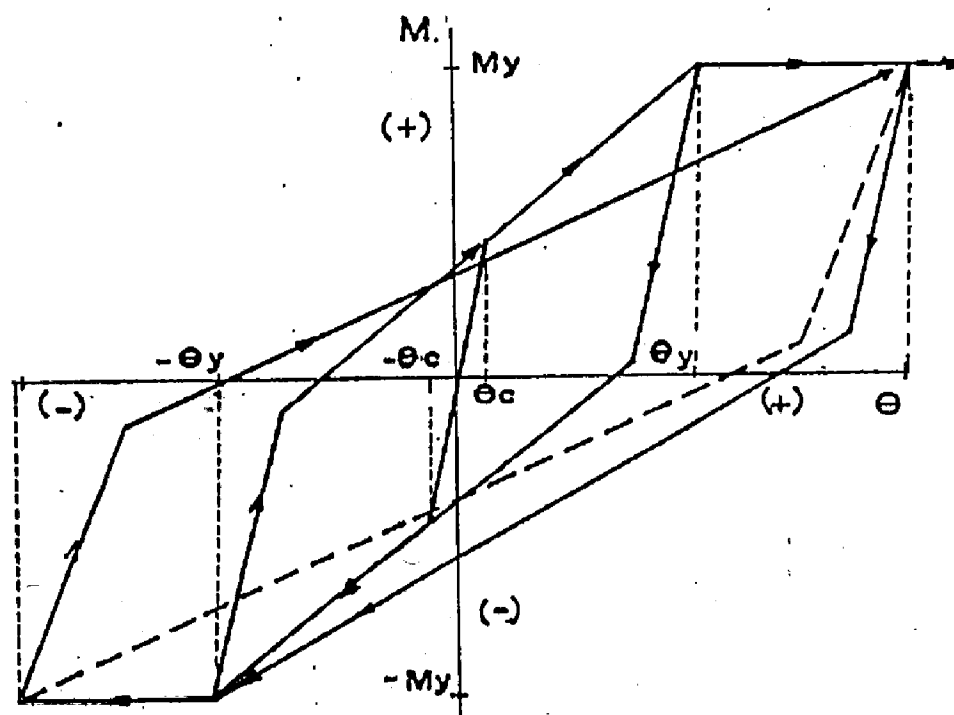


Figura N° 1.3B MODELO HISTÉRETICO TRILINEAL DEGRADANTE

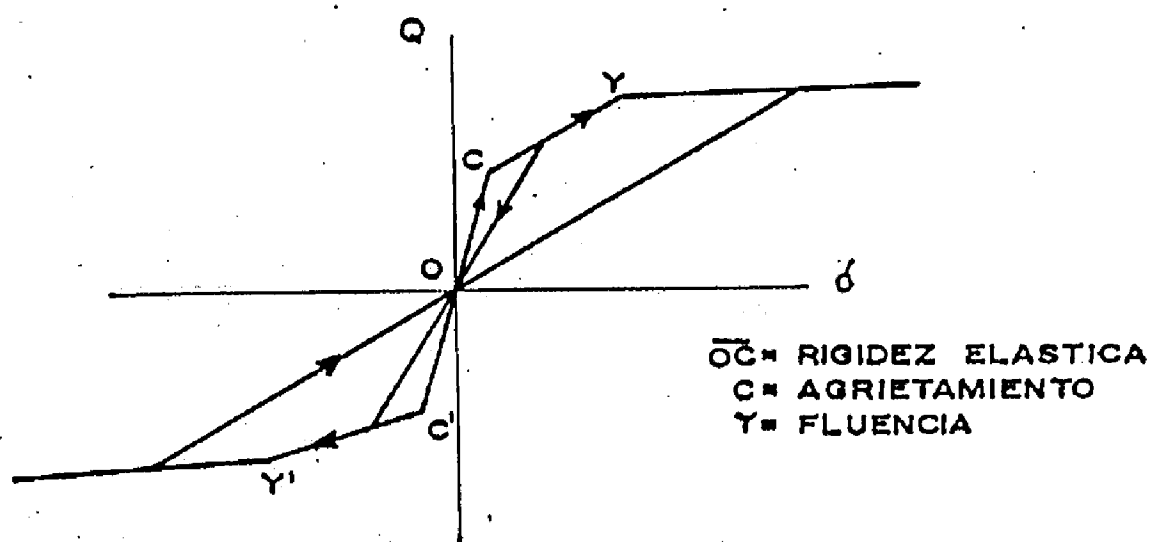


Figura N° 1.3C MODELO HISTÉRETICO ORIENTADO AL ORIGEN

Figura N° 1.3 LAZOS HISTÉRETICOS

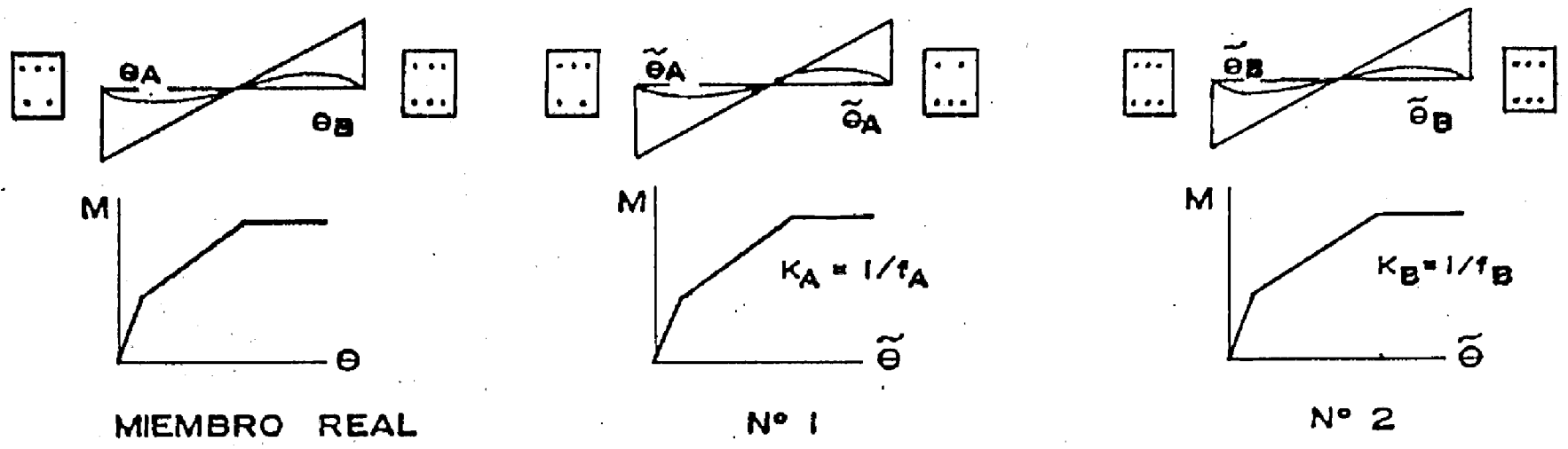
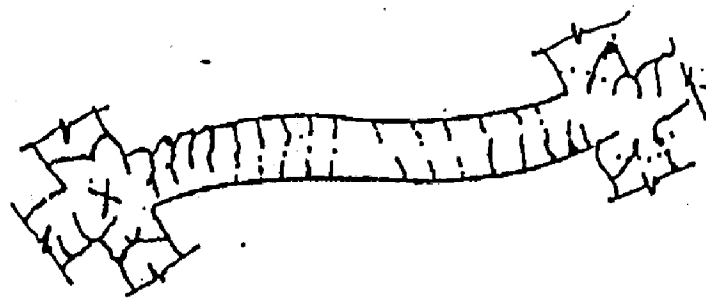


Figura N° 1.4 ROTACION ANTISIMETRICA EQUIVALENTE



DEFORMACION REAL DE UNA VIGA ANTE CARGAS SISMICAS Y DE GRAVEDAD

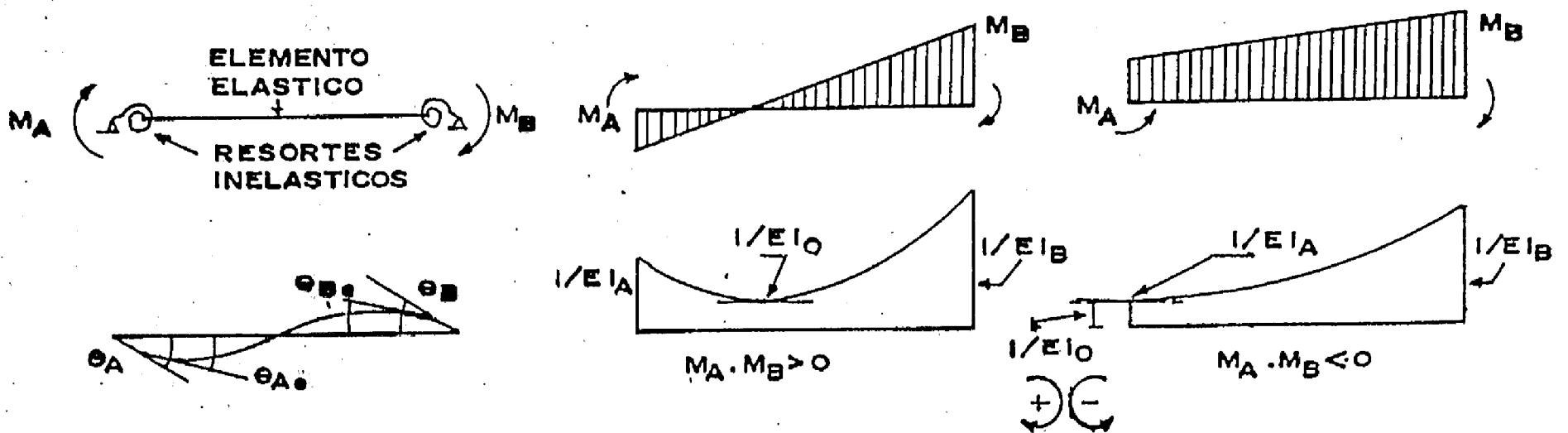


Figura N° 1.5 A MODELO DE UNA COMPONENTE (GIBERSON)

Figura N° 1.5 B MODELO DE FLEXIBILIDAD DISTRIBUIDA (TAKIZAWA)

Figura N° 1.5 MODELOS DE VIGA INELASTICA

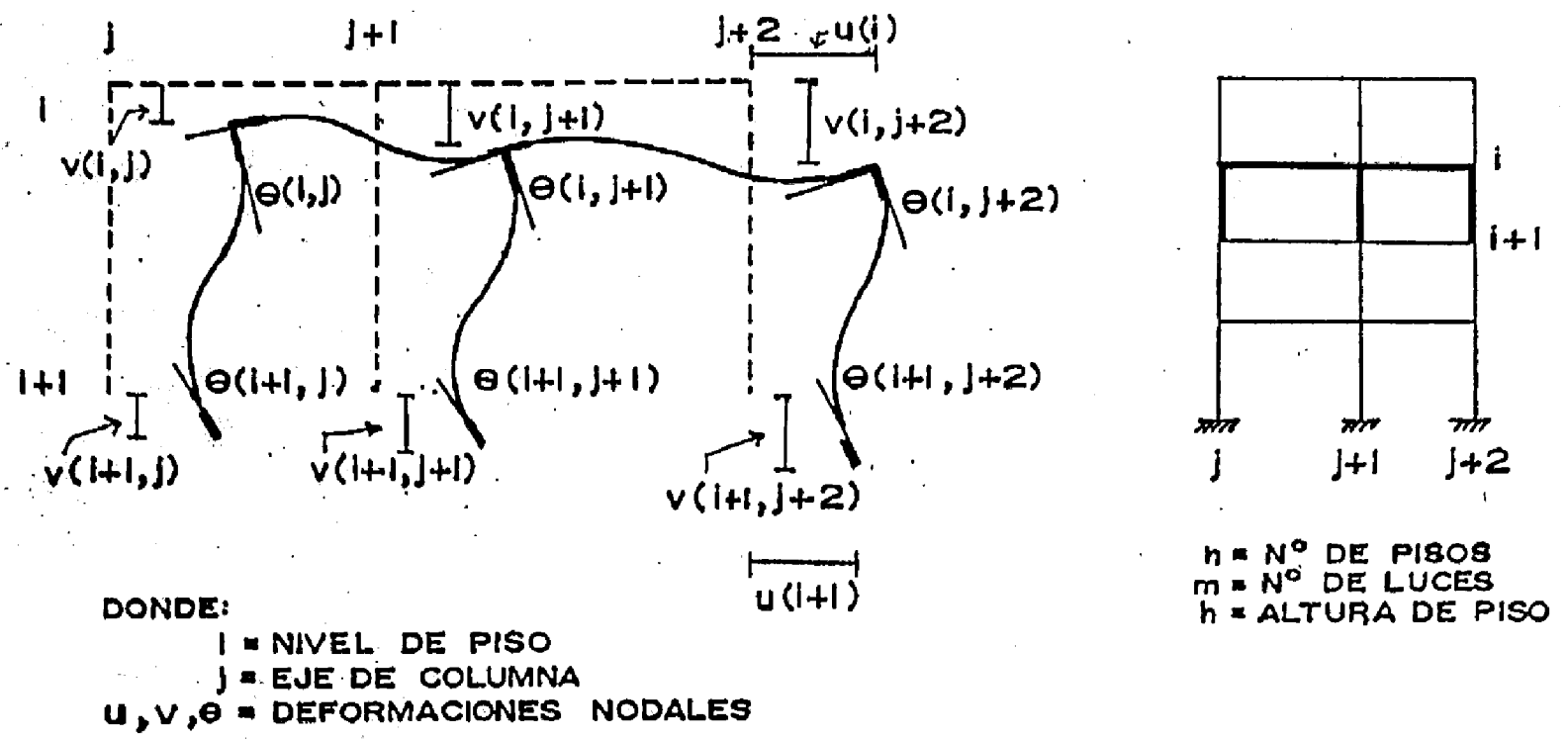


Figura N° 1.6 PORCION TIPICA DE PORTICO CON DESPLAZAMIENTOS NODALES

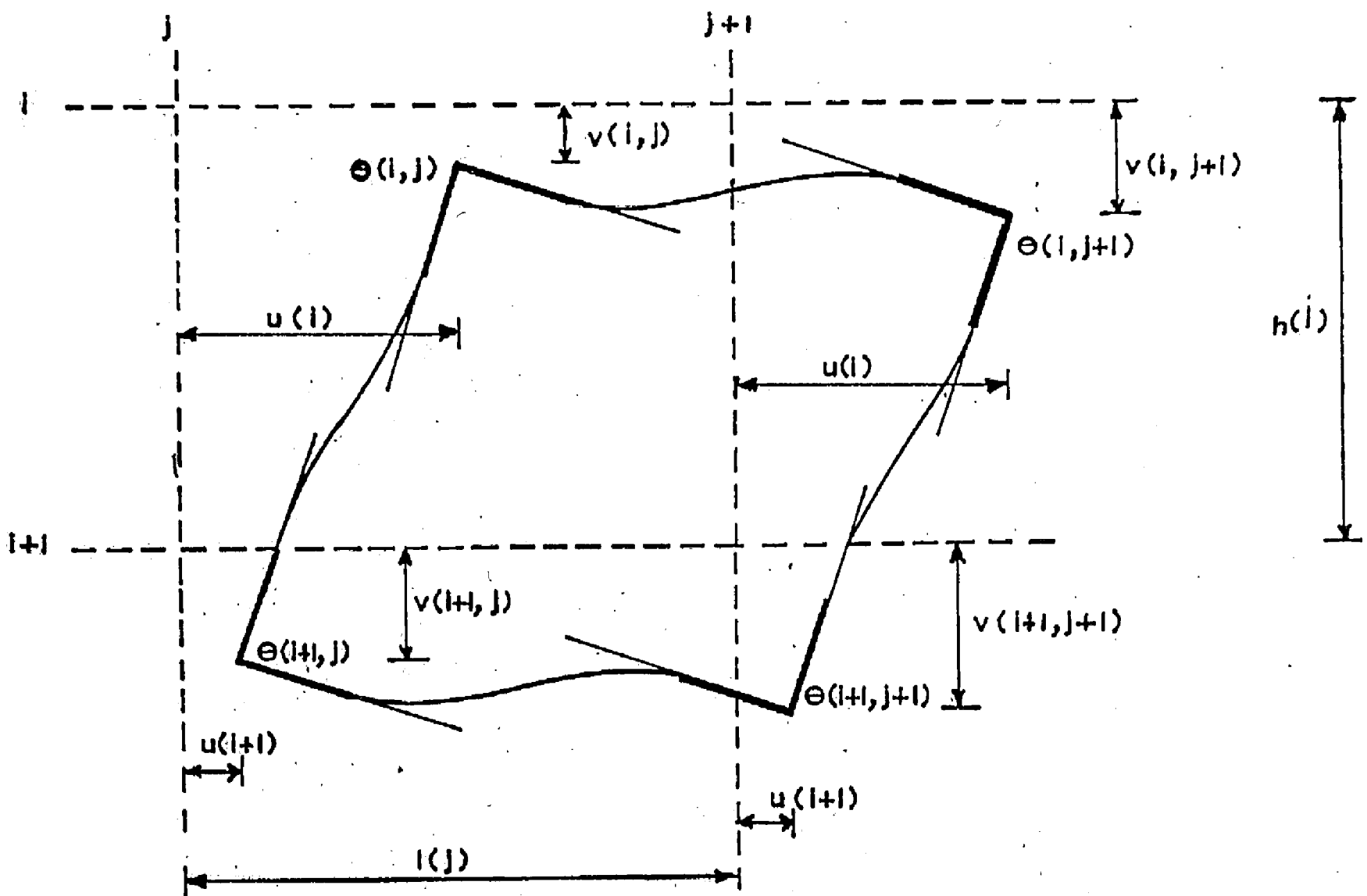


Figura N° 1.7 DETALLE DEL PORTICO CON DESPLAZAMIENTOS NODALES



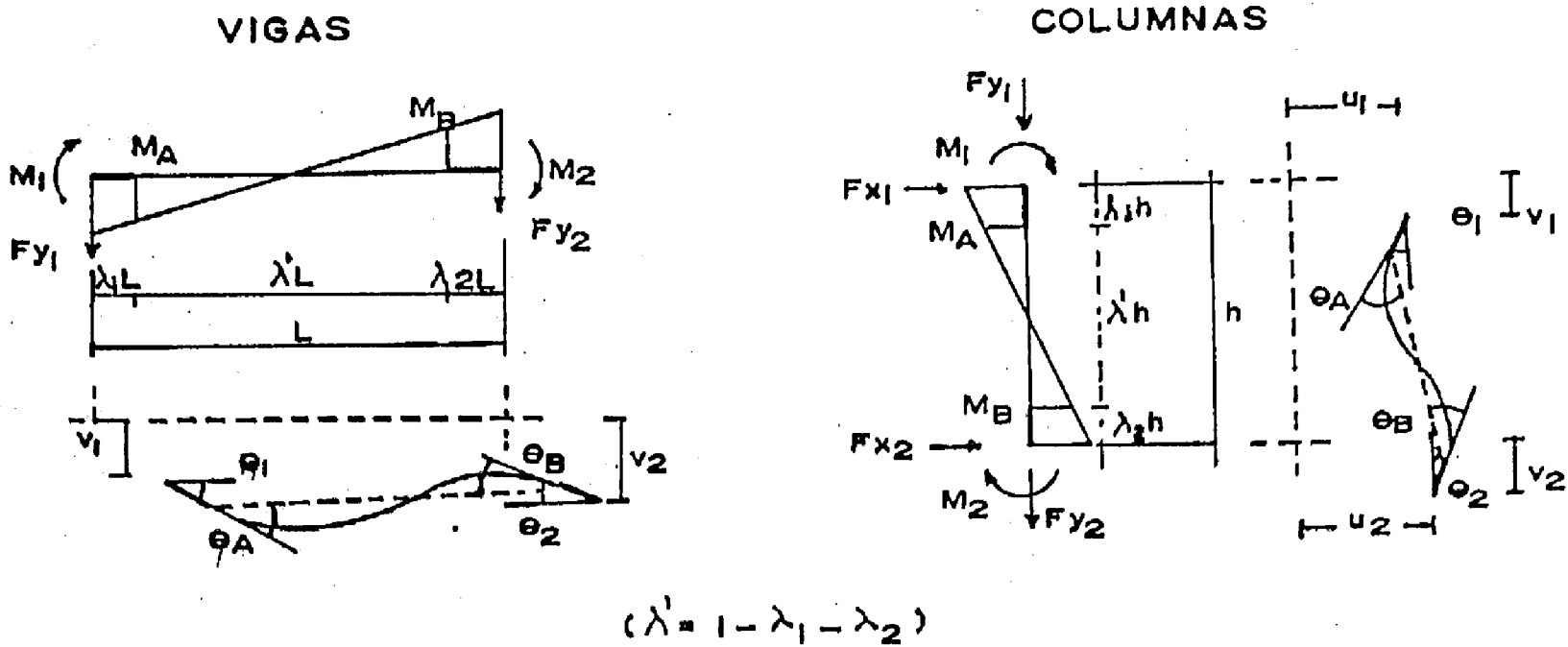


Figura N° 1.8 FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS DE LOS MIEMBROS

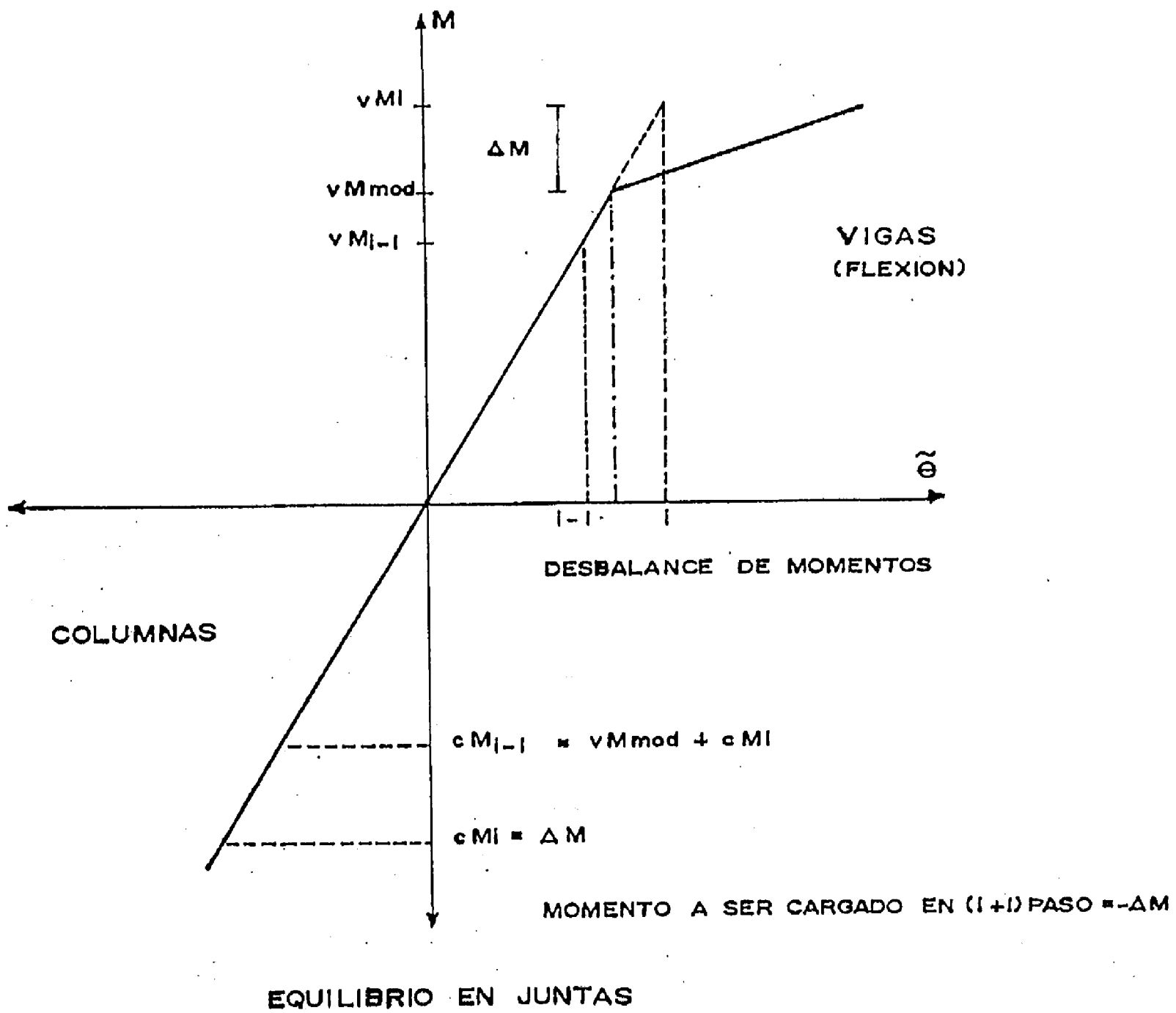


Figura N° 1.9 EFECTOS EXCESIVOS PARA MIEMBROS EN FLEXION

equilibrio en esa junta. Esto se realiza, para el caso de flexión en vigas y columnas y deformación axial en los miembros de arriostre (ver Fig.1.9). Sin embargo, las fuerzas excesivas de corte de muros y adherencia no se toman para el cálculo, porque esas fuerzas están dependiendo del momento de flexión de los elementos y ellas son considerados efectos de segundo orden.

En el subcapítulo anterior se han desarrollado las principales consideraciones para el proceso de respuesta sísmica en un estructura. Basándonos en eso podemos calcular los parámetros del modelo riguroso bidimensional, cuyos detalles se encontrarán en el capítulo III.

## 1.2. Modelo Cortante

### 1.2.1. Descripción del modelo

El modelo de corte es usado casi exclusivamente en casos convencionales del análisis de respuesta inelástica, porque en ese modelo las características de las fuerzas de restitución de todos los miembros constituyentes y las fuerzas de corte y deflexión correspondientes, son sintetizados uno a uno en cada piso. Por tal motivo las edificaciones, idealizadas como un sistema masa-resorte, tienen un número de grados de libertad igual al número de pisos (ver Fig.1.10). Esto es conveniente para efectos

computacionales, ya que el importe requerido de cálculos es tremendamente reducido, y también la determinación de parámetros es relativamente sencilla. Un programa de computación adecuado para este modelo, el cual usaremos en esta tesis, es el programa: CORTE FORTRAN .

Sin embargo, como todo modelo simplificado, el sistema de modelo de Corte tiene sus propias limitaciones en un análisis no-lineal. Por ignorar la interacción de pisos por las columnas, se puede decir que este modelo es especialmente apropiado para el caso de estructuras con mecanismo de colapso con rótulas en columnas (pórtico tipo columna-debil). Pero en el caso general, cuando la edificación tiene un mecanismo de falla de rótulas en vigas o mixto (ver Fig.1.11), los resultados son cuestionables, y ellos usualmente alejados del comportamiento real de la estructura. Además, muchas veces, los modos de mecanismo de falla bajo cargas estáticas o excitación dinámica son diferentes, y esto varía de acuerdo con la distribución de fuerzas laterales o tipos de excitación. Así, cuando sea usado este modelo, es necesario juzgar los resultados acorde con la experiencia y criterio del diseñador.

### 1.2.2. Determinación de Parámetros

Por usar este modelo para el caso de estructuras de concreto armado, la regla histerética de cada piso será

idealizada como una curva Trilineal Degradante, similar al lazo histerético para las columnas en el caso de análisis inelástico de edificaciones (ver Fig.1.3.b). Donde serán necesarios determinar cuatro parámetros para el análisis en cada piso: rigidez elástica (K), cortante de agrietamiento de piso ( $Q_c$ ), cortante de fluencia por piso ( $Q_y$ ) y deflexión después del agrietamiento ( $K$ ), ver figura 1.12.

Existen muchos métodos para determinar estos parámetros. En el presente trabajo utilizaremos el Análisis Estático de Pórtico, que gracias al programa de computación INSTA, para una distribución específica de fuerzas laterales (en la mayoría de los casos, una distribución triangular inversa), podemos obtener la relación: Fuerza de Corte versus Deflexión para cada piso, en forma de una curva continua, y de estas líneas, seleccionar las curvas trilineales, de acuerdo a una regla sencilla de áreas, haciendo que las áreas por encima y por debajo de las líneas sean iguales, así la energía absorbida permanece constante, esto sólo implicará pequeños errores en las máximas respuestas computadas, y de aquí, obtenemos los valores de los mencionados parámetros (ver Fig.1.13). El programa de computación (CORTE) usa en éste caso el método de Newmark- $\beta$ , para la solución de la ecuación dinámica.

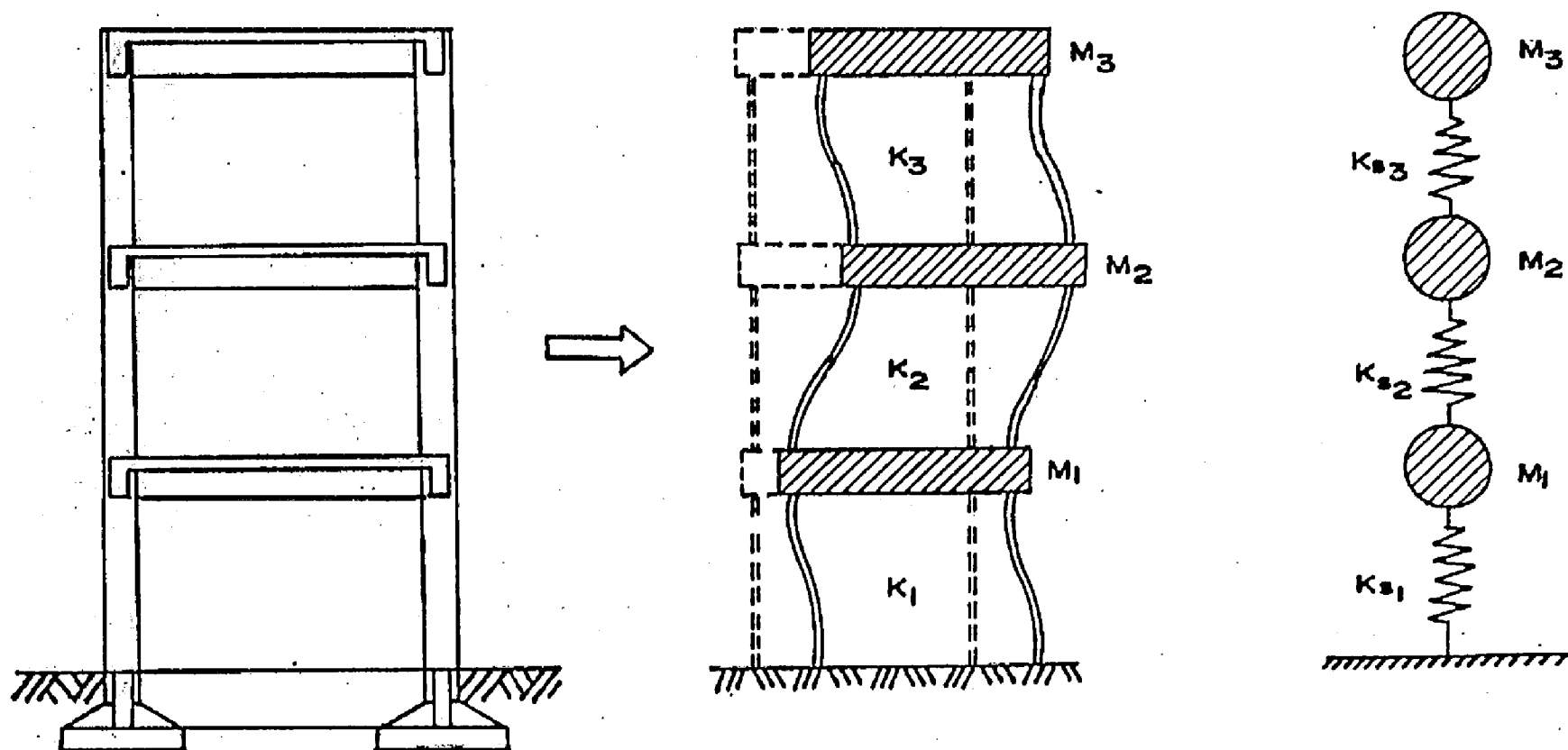


Figura N° 1.10 MODELO DE CORTE

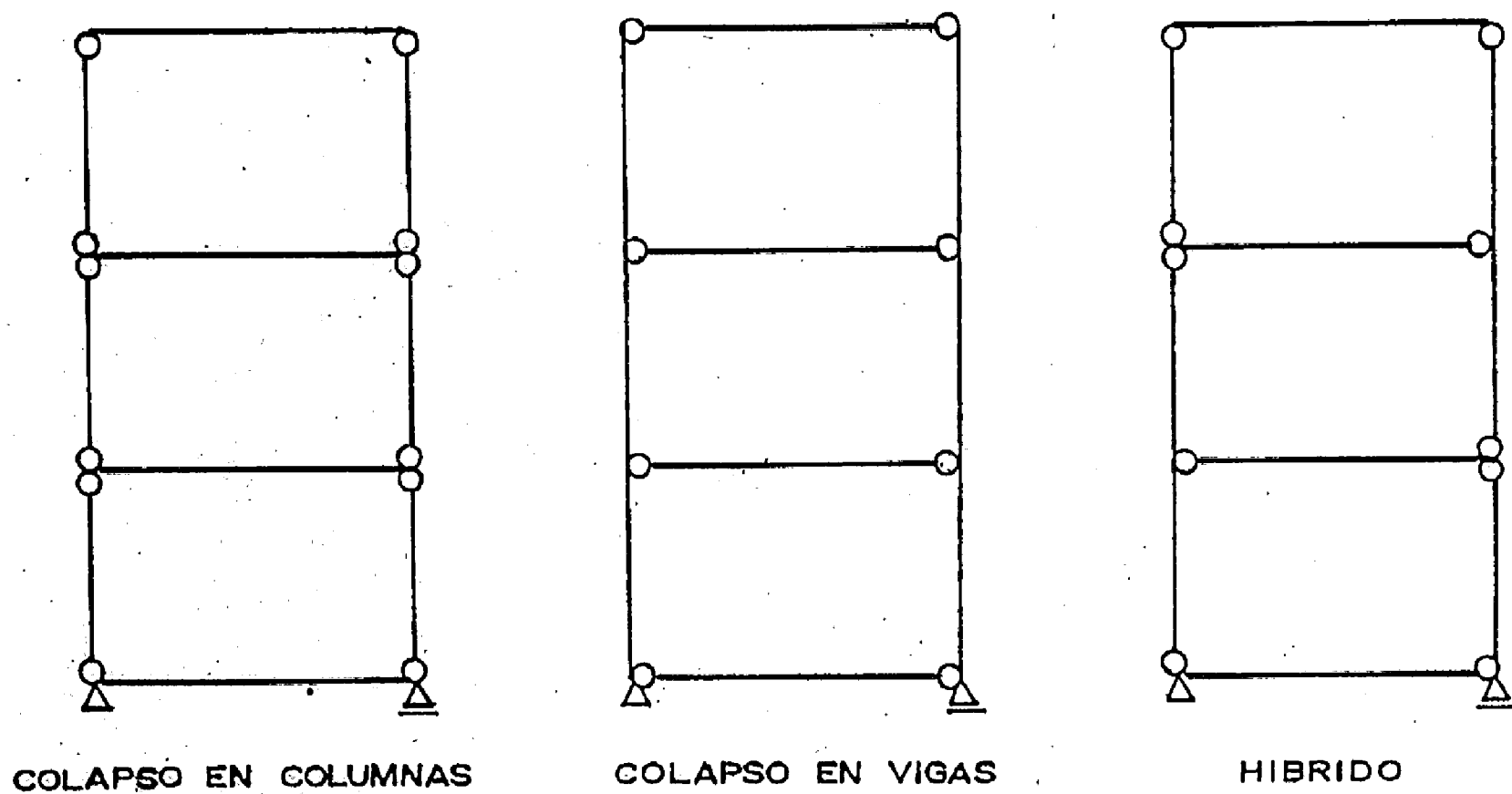
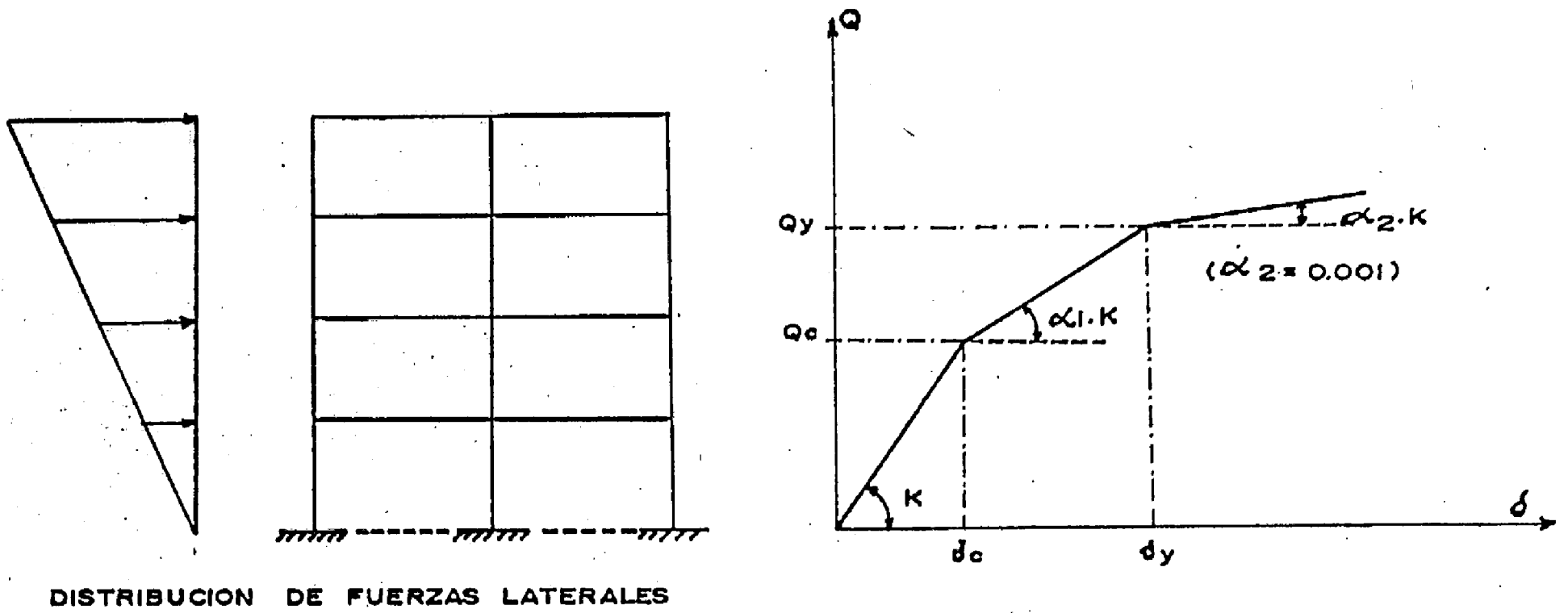


Figura N° 1.11 MODOS DE MECANISMO DE FALLA EN PORTICOS



DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES

Figura N° 1.12 PARAMETROS PARA EL MODELO DE CORTE

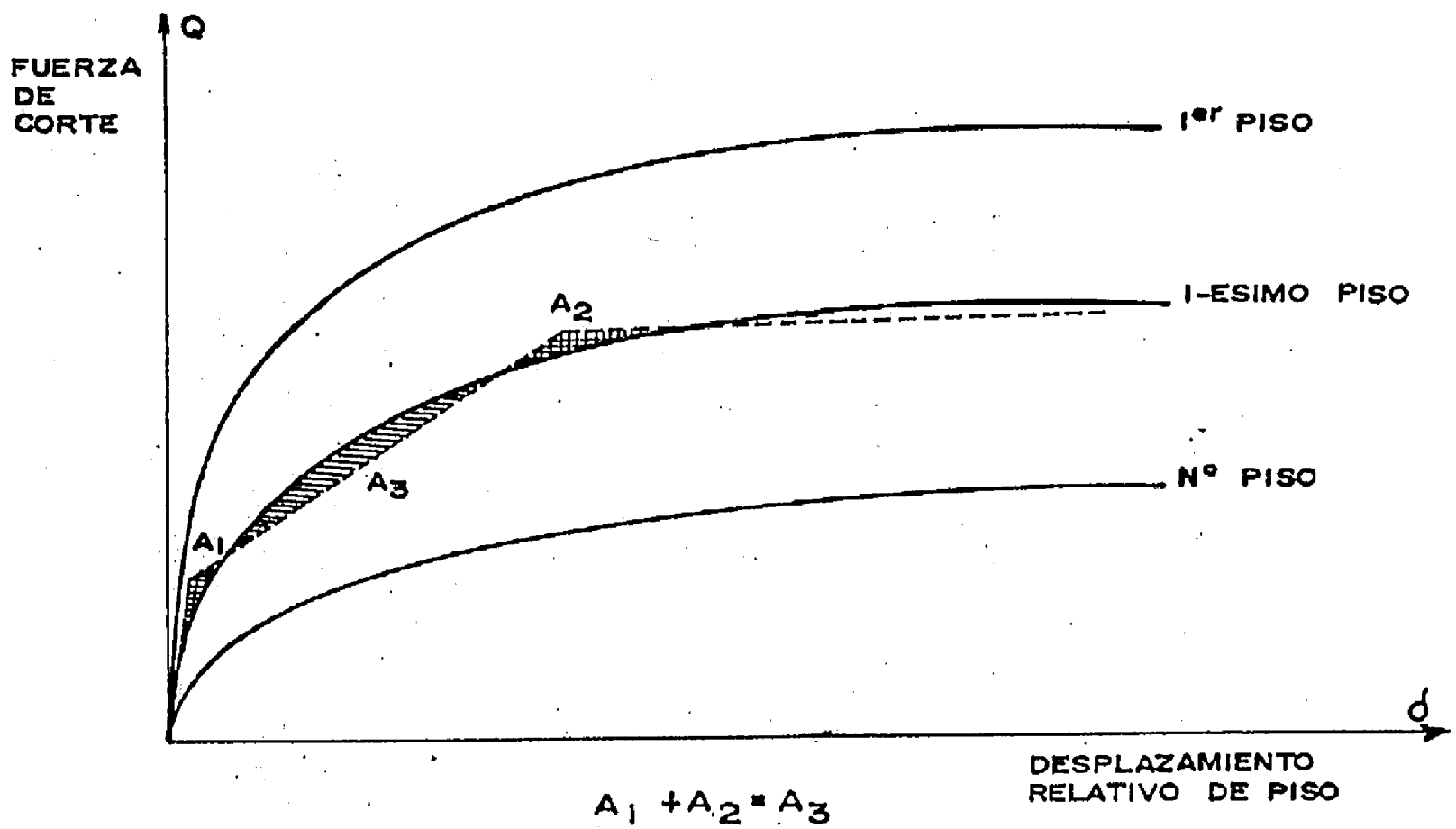


Figura N° 1.13 RELACION ENTRE LA FUERZA DE CORTE Y EL DESPLAZAMIENTO RELATIVO POR PISO REGLA PARA OBTENER LA CURVA TRILINEAL

### 1.3. Modelo Cortante-Flexionante

#### 1.3.1. Descripción del modelo

El modelo de corte-flexión es usado para edificaciones que poseen una amplia variedad de modos de mecanismo de falla, especialmente en el caso de pórticos tipo viga-debil. Este modelo incorpora la interacción entre pisos (ver Fig.1.14). En este modelo la cortante de un piso del pórtico, no sólo depende del desplazamiento relativo de ese piso, sino también del desplazamiento relativo de los pisos adjuntos. Tomando en cuenta la influencia de las vigas (fuerzas y rigideces).

El modelo (ver Fig.1.15) empleado para una edificación de n-pisos consiste en el convencional resorte o rigidez por corte ( $K_{s1}$  a  $K_{sn}$ ), conectando las masas ( $m_1$  a  $m_n$ ), y adicionalmente, son insertados resortes o rigideces representando la interacción de pisos entre pisos adjuntos, que pueden ser llamados "Resortes de Flexión" ( $K_{b1}$  a  $K_{b(n-1)}$ ). Estos resortes de flexión están sostenidos a unas barras sin masa de longitud  $L_i$  (longitud arbitraria) y un punto divide la barra en dos longitudes:  $a_i L_i$  y  $b_i L_i$ , donde  $a_i + b_i = 1$ .

Considerando que los parámetros del modelo Cortante ya fuerón determinados, dicho modelo cortante implícitamente considera que los pórticos se deforman dentro de un modo

uniforme de desplazamientos de pisos, y generalmente considera como modo uniforme el modo fundamental de vibración elástico (modo standard o simplemente modo triangular inverso), por lo tanto los resortes de flexión pretenderán representar rigideces y fuerzas adicionales del pórtico, cuando de una deformación uniforme pasa a una deformación diferente (modo alternativo) como se muestra en la figura 1.16, donde las articulaciones o juntas no rotan. En resumen, podemos decir que los resortes de flexión del modelo de corte-flexión no toman fuerzas bajo el modo standard. En este modelo la matriz de rigidez es tridiagonal. El programa de computación a usar será el SB FORTRAN.

### 1.3.1.1. Sentido Físico de los Resortes de Flexión

De lo expuesto anteriormente podemos decir que el modelo de Corte-Flexión se reduce al modelo de Corte, si el modo de deformación iguala al modo standard, los resortes de flexión solamente actúan cuando el modo de deformación desvaría del modo standard. De esta manera el modelo de Corte-Flexión, bajo la configuración de un modo de deformación alternativo, para el cortante de piso llevará ambos resortes, de Corte y Flexión. Y la "rigidez de piso" estará dada por la siguiente ecuación:

$$K_s + K_b = \sum_c K_c \left( 12 \frac{E K_o}{h^2} \right) \dots \dots \dots (6)$$

donde:  $K_c = I_c / h K_o$  , relación de rigidez para columnas.



Se puede ver que la rigidez de los resortes de flexión, representa el incremento de rigidez de piso, cuando la configuración de deformación cambia del modo uniforme a otro modo donde las juntas no rotan. Esto compensa la pérdida de rigidez de piso debido a la flexibilidad de las vigas bajo el modo uniforme.

El modelo Corte-Flexión, bajo un modo alternativo de deformación toma la cortante de piso para ambos resortes de corte y de flexión. Y cuando ambos resortes fluyen, la "cortante de piso" esta dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{sy} + Q_{by} = \sum \left( \frac{2 M_{cy}}{h} \right) \dots \dots \dots (7)$$

donde:  $M_{cy}$  : momento de fluencia en columnas.  
 $M_{vy}$  : momento de fluencia en vigas.

Donde vemos, que las fuerzas de los resortes de flexión, representan el incremento de corte por piso, cuando la configuración de deformación cambia de uno correspondiente al mecanismo de rotulas-vigas ( $M_{cy} > M_{vy}$ ) bajo un modo uniforme, a otro correspondiente de rotulas-columnas ( $M_{cy} < M_{vy}$ ) bajo un modo alternativo, donde las vigas del pórtico prototipo no toman momentos. En otras palabras, esto representa la fuerza de reserva de las columnas fuertes en los pórticos tipo viga-debil.

El comportamiento de los resortes de flexión, "Kb", no es así de simple, pero para todo proyecto práctico es

suficiente, y de esta manera dar una idealización histerética elasto-plástica a  $K_b$ .

### 1.3.2. Determinación de Parámetros

Se seguirá el siguiente proceso para este propósito:

(1) Las rigideces elásticas de los resortes de corte,  $K_{si}$ , así como los parámetros inelásticos de los resortes de corte, son obtenidos de los cálculos realizados para el modelo simple de corte.

(2) Tomamos el modo triangular inverso como modo standard y determinamos la relación de luces de las "barras sin masa" de  $K_{bi}$ ,  $a_i$ ,  $b_i$ ,  $u_i$ .

(3) Para determinar la rigideces elásticas de los resortes de flexión,  $K_{bi}$ , las siguientes ecuaciones serán aplicadas:

$$\Delta K_{bi} = \sum K_c \left( 12 \frac{E K_o}{h^2} \right) - K_{si} \dots \text{de la Ec. (6)}$$

$$\begin{aligned} 2 b_1^2 K_{b_1} &= \Delta K_1 & | \\ 2 a_{i-1}^2 K_{b_{i-1}} + 2 b_i^2 K_{b_i} &= \Delta K_i \quad (i=2 \sim n-1) & | \dots \dots \dots (6') \\ 2 a_{n-1}^2 K_{b_{n-1}} &= \Delta K_n & | \end{aligned}$$

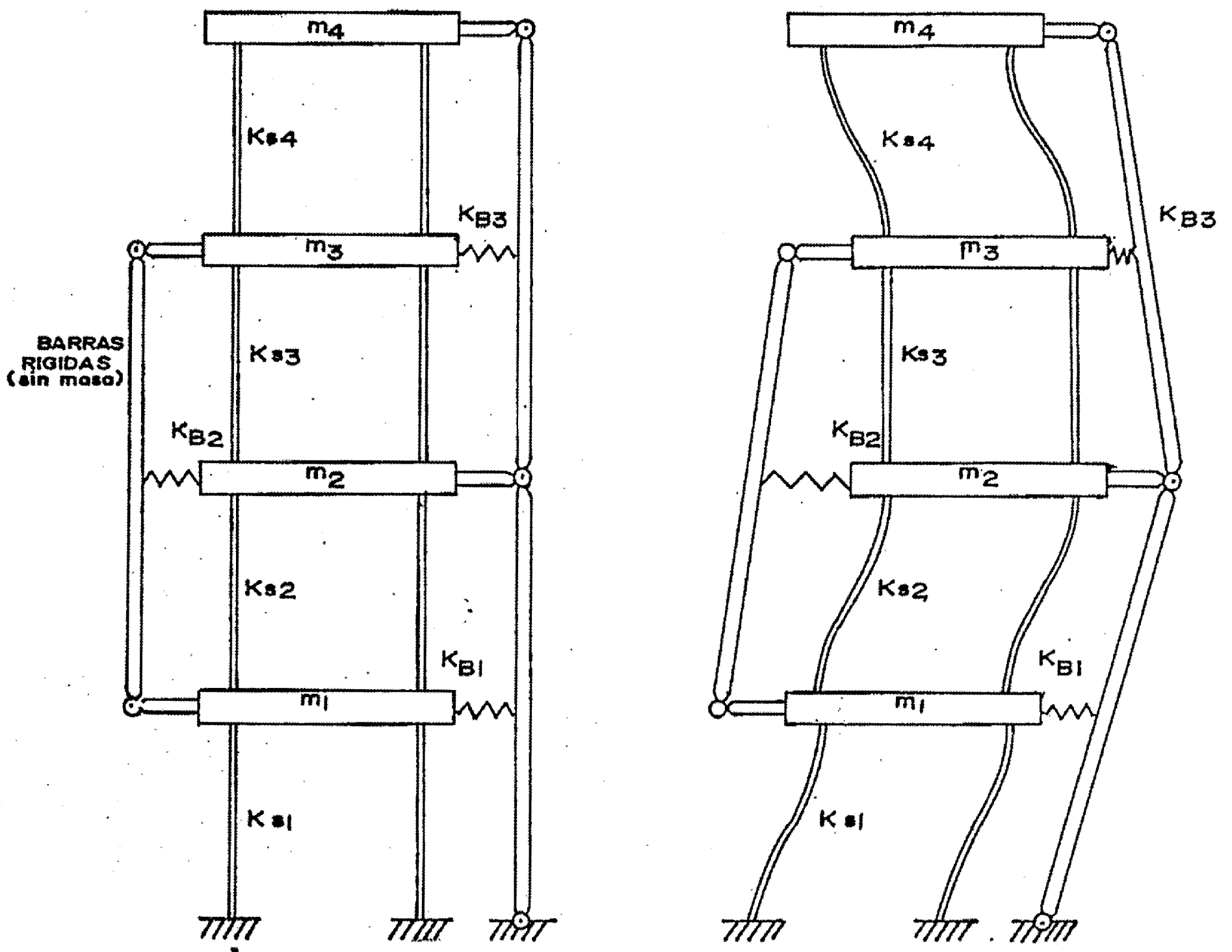
(4) Determinamos las fuerzas de fluencia de los resortes de flexión,  $Q_{bi}$ , aplicando las siguientes ecuaciones:

$$\Delta Q_{byi} = \sum \left( 2 \frac{Mc_y}{h} \right) - Q_{syi} \quad \dots\dots\dots \text{de la Ec. (7)}$$

$$\begin{array}{l} b_1 Q_{by1} = \Delta Q_1 \\ a_{i-1} Q_{by_{i-1}} + b_i Q_{by_i} = \Delta Q_i \quad (i=2 \sim n-1) \\ a_{n-1} Q_{by_{n-1}} = \Delta Q_n \end{array} \quad \begin{array}{l} | \\ | \\ | \\ | \end{array} \quad \dots\dots\dots (7')$$

Tanto los valores de  $K_{bi}$  y  $Q_{byi}$  serán determinados por el método de los mínimos cuadrados.

Cuando se obtengan valores negativos de  $Q_{byi}$  para un piso, designaremos:  $K_{bi} = Q_{byi} = 0$ , para ese piso. Los resortes de flexión " $K_{bi}$ " siguen una regla histerética elasto-plástico. Los detalles de esos cálculos se encuentran en el respectivo acápite del capítulo III.



Figuro N° 1.14 MODELO CONSIDERANDO LA INTERACCION DE PISOS

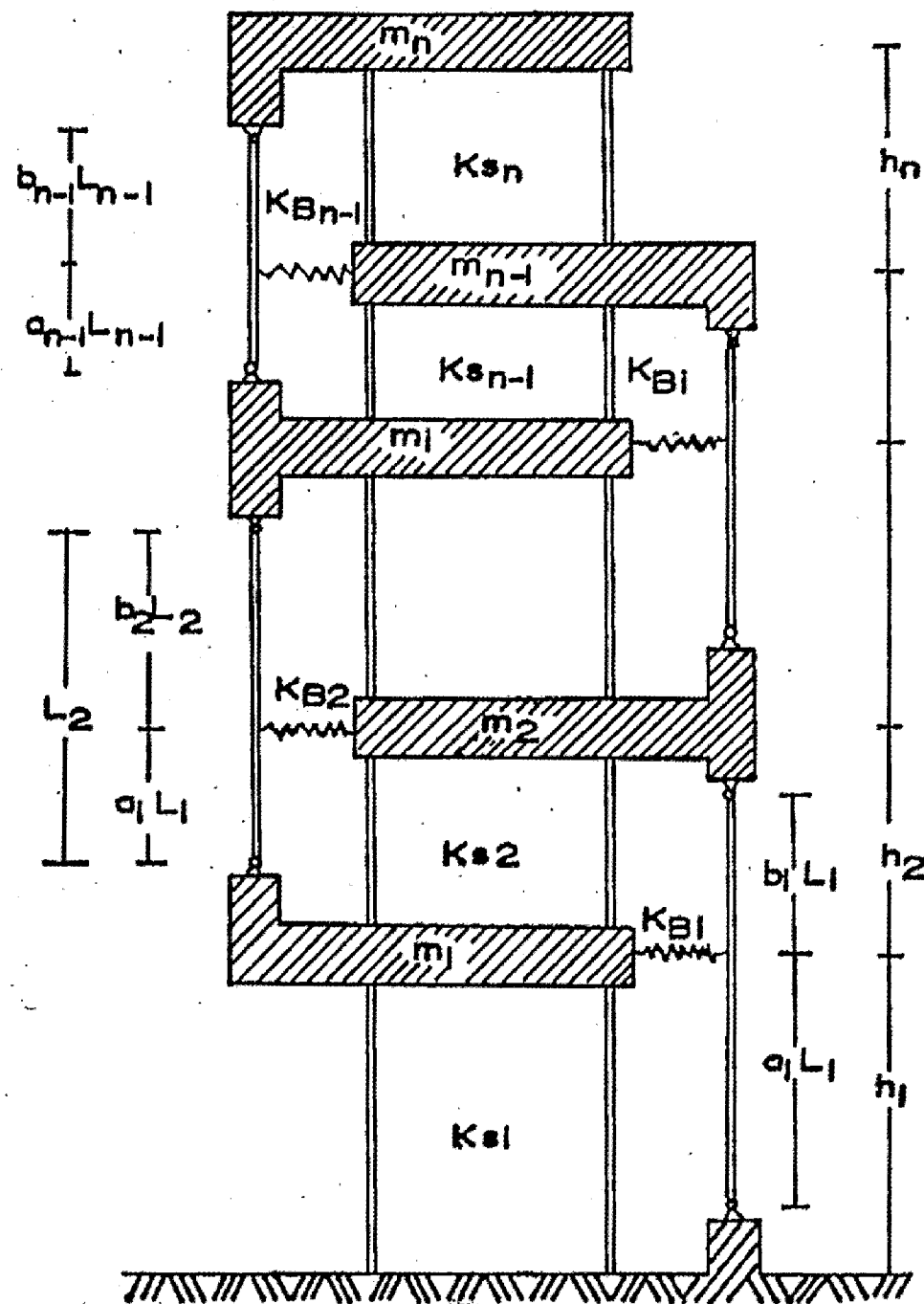
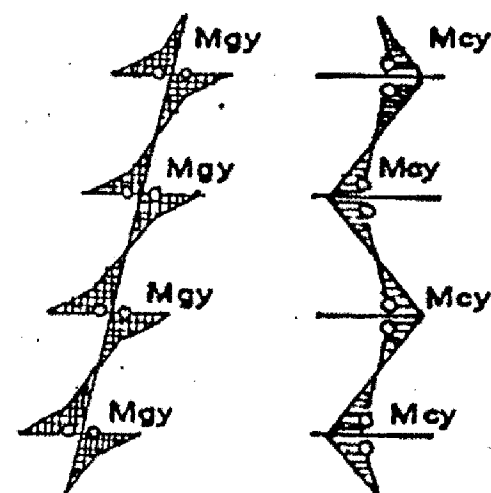
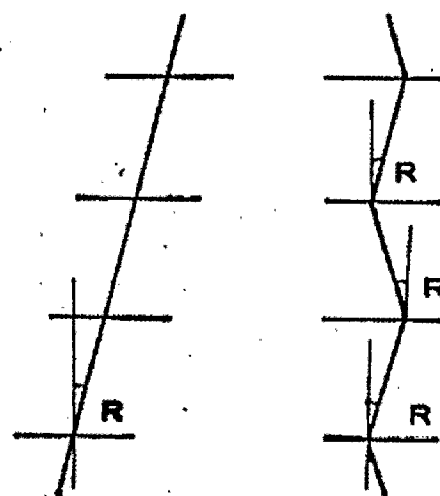
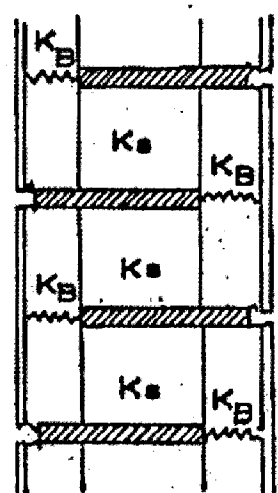
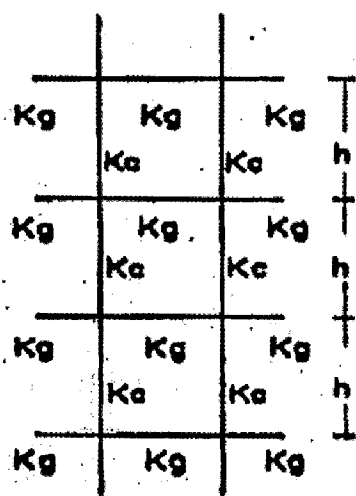


Figura N° 1.15 MODELO CORTE - FLEXION

PORTICO E IDEALIZACION

DESPLAZAMIENTO DE PISOS

MECANISMO DE COLAPSO  
(ROTULA-VIGA) (ROTULA-COLUMNNA)  
 $M_{cy} > M_{vy}$   $M_{cy} < M_{vy}$



PORTICO TIPICO

MODELO s-B

MODO STANDARD (UNIFORME)

MODO ALTERNATIVO

BAJO UN MODO UNIFORME

BAJO UN MODO ALTERNATIVO

Figura N° 1.16 PORTICO, MODO DE DESPLAZAMIENTOS Y MECANISMO DE COLAPSO

## 1.4. Modelo Elástico Equivalente

### 1.4.1. Descripción del Modelo

En el presente estudio tenemos en cuenta que dos características básicas en edificaciones de concreto armado juegan un rol importante en la determinación de las respuestas a movimientos sísmicos. Ellas son, la reducción en la rigidez y el incremento en la capacidad de disipación de energía, ambos efectos podrán ser relacionados al máximo desplazamiento alcanzado (interpretado como deformación, curvatura, rotación o deflexión) o adimensionalmente a la ductilidad, definida como: máximo desplazamiento / desplazamiento de fluencia de la estructura; conceptos que pueden ser generalmente obtenidos de la respuesta fuerza-desplazamiento o de la relación momento-curvatura. Entendiéndose por ductilidad a la capacidad de una sección, elemento o estructura para tolerar deformaciones de naturaleza cíclica y reversible varias veces mayores que su límite elástico.

Es decir, la respuesta de las estructuras de concreto armado sujeto a movimientos fuertes en la base esta influenciada por estos dos fenomenos básicos: El cambio en la frecuencia natural efectiva relacionado con la reducción en rigideces, causado por el agrietamiento del concreto así como la fluencia y reducción en el módulo efectivo del acero.

Y los cambios en la respuesta histerética, el área dentro de un ciclo de la curva fuerza-desplazamiento es un parámetro crítico para la respuesta dinámica, ya que es una medida de la disipación de energía por el sistema vibratorio en ese ciclo.

Estas curvas histeréticas ilustran las dos significativas y típicas tendencias de las estructuras con secciones reforzadas, la rigidez, medida por la pendiente de una línea trazada por los puntos sobre la curva histerética correspondiente al máximo y mínimo desplazamiento, decrece. Y simultáneamente el área dentro del lazo histerético se incrementa. También el comportamiento histerético nos muestra que para un grupo dado de desplazamientos límites, el área del lazo histerético es mayor si cualquier desplazamiento para ese ciclo excede el valor alcanzado previamente. Y la respuesta de aceleración comienza a decrecer mientras la respuesta de desplazamiento continuamente se incrementa.

Como se ha visto, la historia de la respuesta de estructuras de concreto armado, pueden ser simuladas con modelos analíticos, que reconocen en detalle los cambios en la respuesta histerética, pero estos modelos requieren una expansión considerable de cálculos computacionales. Por tal motivo, es deseable la interpretación de la respuesta sísmica de sistemas de concreto armado en términos de

modelos simples, como por ejemplo obtener las respuestas de cortantes y desplazamientos dentro de un campo linealmente elástico.

Todas las hipótesis por asumir están basadas en estudios que se han realizado con estructuras a las cuales se les ha aplicado este método, para ver su comportamiento y limitaciones [referencias 10,11,12]. Donde en pùrticos, se confirma que las respuestas máximas dinámicas pueden ser aproximadas utilizando un análisis de respuesta lineal, apreciando una afinidad "cuantitativa" entre el análisis de respuesta lineal y el de respuesta inelástica, usando una reducción de rigidez y un amortiguamiento sustituto relacionado a las propiedades del lazo histerético.

Sobre la base de éstas observaciones, el proceso del método elástico-equivalente es presentado para determinar las respuestas para una ductilidad asumida y una convenida fuerza sísmica, de ésta forma las respuestas inelásticas a movimientos sísmicos pueden ser representados por un modelo lineal de respuesta.

Podemos escribir por Newmark [referencia 12] que existen tres reglas para correlacionar la respuesta de sistemas lineales, teniendo el período inicial, y la respuesta inelástica de sistemas que están fluyendo para movimientos sísmicos.



(i) Para sistemas de períodos relativamente largos, el desplazamiento total para un sistema inelástico es el mismo que para un sistema elástico que tiene el mismo período.

(ii) Para sistemas de períodos cortos, la energía total absorbida por el resorte es la misma para un sistema inelástico que para un sistema elástico que tiene el mismo período.

(iii) Para sistemas con muy cortos períodos, la fuerza en el resorte es la misma para un sistema elástico que para un sistema inelástico que tiene el mismo período.

Las condiciones anteriores facultan interpretar las máximas respuestas no-lineales de movimientos sísmicos en términos de modelos lineales equivalentes, asociados con los sismos considerados.

Recomendamos tener en cuenta que este método se podrá aplicar a estructuras que satisfagan las siguientes consideraciones:

(1) Que el sistema pueda ser analizado en el plano vertical.

(2) Que no existan cambios abruptos en la geometría o en la masa a lo largo de la altura del sistema.

(3) Las columnas, vigas y muros (representados como columnas) pueden ser diseñadas con diferentes límites de respuesta inelástica, pero los límites deben de ser los mismos para todas las vigas y columnas en un determinado piso.

(4) Todos los elementos estructurales y juntas serán reforzados convenientemente para evitar el decaimiento significativo de su resistencia como resultado de cargas repetidas reversas o de desplazamiento inelástico anticipado.

(5) Las componentes no-estructurales no interfieren con la respuesta inelástica.

Así mismo, las principales características del método son:

(a) Definición de un pórtico-equivalente, con sus propiedades de rigidez relacionados pero diferentes del pórtico original.

(b) Cálculo de las respuestas a partir de un análisis lineal tiempo-historia del pórtico equivalente para un movimiento sísmico dado.

(c) Se asumirá que las dimensiones preliminares de los miembros de la estructura original son conocidos de un análisis de cargas verticales y requerimientos de funcionabilidad, precedentes o de cálculos previos.

Cabe notar que el método de la estructura equivalente también puede ser extendido a un procedimiento para determinar las fuerzas de diseño sismo-resistente de estructuras de concreto armado, es decir establecer las fuerzas mínimas (o resistencias mínimas) que debén tener las componentes estructurales para que los desplazamientos de respuesta tolerable no sean excedidos, correspondiente a un tipo dado e intensidad de movimiento sísmico. Dando como ventaja la consideración deliberada de los desplazamientos en el proceso de diseño y uso de un coeficiente, llamado "coeficiente de daño" cuyo concepto es similar al de ductilidad, con lo que se intenta prevenir el colapso.

También notamos que por estar en el rango lineal-elástico se puede usar para la obtención de las respuestas el Análisis Modal Lineal, mediante espectros suavizados de diseño con apropiados factores de amortiguamiento modales para la respuesta equivalente, estos valores individuales tienen que ser combinados para obtener un valor simple, a usarse en dicho análisis, y se hará asumiendo que cada elemento contribuye al factor de amortiguamiento modal en proporción a su energía de deformación flexionante relativa,

asociada con su forma modal. Método basado en la energía de deformación y considerando el efecto de cada modo.

En este trabajo de tesis se adaptó el programa de CORTE, ya mencionado, para así realizar un análisis lineal tiempo-historia.

#### 1.4.2. Determinación de Parámetros

Las operaciones fundamentales para la aplicación del método elástico equivalente involucran los siguientes pasos:

(1) Asumir o calcular el valor del factor de ductilidad,  $\mu'$ , o el coeficiente de daño,  $\mu$ .

(2) Basados en los límites tolerables de la respuesta inelástica, determinamos las rigideces por piso del pórtico-equivalente.

(3) Obtención del factor de amortiguamiento equivalente correspondiente al valor de  $\mu$ , de acuerdo a las relaciones establecidas más adelante.

(4) Determinación de la respuesta mediante las rigideces y factor de amortiguamiento "equivalentes" dentro del rango elástico.

De manera detallada, en la figura 1.17, se ilustra la interpretación física de la relación de daño para la condición particular de una viga de concreto armado sujeta a momentos extremos antisimétricos. La curva de la figura 1.17.c, representa la relación entre el momento aplicado:  $M$ , y la rotación extrema:  $\theta$ , causada por la deformación por flexión en la luz de la viga, la rigidez flexionante en la sección de falla de agrietamiento, corresponde aproximadamente a una línea trazada del origen al punto de fluencia, por lo tanto la relación de daño,  $\mu$ , implicará una rotación aproximada de:  $\mu\theta_y$ . Además observamos que la relación de daño es comparable, pero no exacta, al término de ductilidad, basada este último en la relación de máxima rotación a la rotación en fluencia, cuantitativamente la relación de daño y la ductilidad son idénticas sólo para respuestas elasto-plásticas.

Para definir la relación de ductilidad,  $\mu'$ , tendremos en cuenta la figura 1.18, donde la supuesta relación fuerza-desplazamiento es una representación simple y razonable de las propiedades histeréticas de pórticos de concreto armado para respuestas inelásticas de un grado de libertad. La rigidez en el rango no-lineal (después de fluencia) será considerada como un porcentaje muy pequeño de la rigidez inicial.

En base a lo anterior podemos definir como:

Relación de daño :  $\mu = K / K_e$   
 Factor de ductilidad :  $\mu' = d_{\text{máx}} / d_y$

donde:  $K$  : rigidez en fluencia.  
 $K_e$  : rigidez equivalente.  
 $d_{\text{máx}}$  : desplazamiento máximo.  
 $d_y$  : desplazamiento en fluencia.

de la misma figura :  $K = Q_y / d_y$  ;  $K_e = Q_e / d_{\text{máx}}$

donde:  $Q_y$  : cortante en fluencia.  
 $Q_e$  : cortante equivalente.  
 $K_p$  : rigidez despues de la fluencia.

si  $K_p$  es muy pequeño ( $K_p \approx 0$ ) tenemos:  $Q_y \approx Q_e$  , entonces

$$K / K_e = d_{\text{máx}} / d_y$$

es decir cuantitativamente :  $\mu = \mu'$

por lo tanto en ese caso :  $\mu = K / K_e$  à  $K_e = K / \mu$

lo que nos permitirá definir para cada piso :

$$K_{e_r} = K_r / \mu_r \quad \dots\dots\dots (8)$$

donde:  $K_r$  : rigidez en fluencia en el r-esimo piso.  
 $\mu_r$  : factor de ductilidad en el r-esimo piso.  
 $K_{e_r}$  : rigidez equivalente en el r-esimo piso.

La ecuación (8) nos dará la forma como calcularemos la rigidez por piso de los porticos equivalentes de las edificaciones a analizar.

También podemos definir para sistemas de un grado de libertad, y aproximadamente se cumplirá para el primer modo de sistemas multigrados: como  $\omega = \sqrt{K / m}$  y  $\omega = 2 \pi / T$  entonces

$$2 \pi / T_y = \sqrt{K_y / m} \quad ; \quad 2 \pi / T_e = \sqrt{K_e / m}$$

dividiendo miembro a miembro :  $T_e / T_y = \sqrt{K_y / K_e} = \sqrt{\mu}$

entonces:

$$T_e = \sqrt{\mu} T_y$$

donde:  $T_e$  : período equivalente

$T_y$  : período basado en un promedio de las rigideces en fluencia correspondientes a una sección agrietada de concreto armado.

La relación de ductilidad puede ser calculada usando las curvas de fuerza cortante versus desplazamiento relativo por piso, obtenidas del Análisis Estático de Porticos (programa INSTA), donde tomaremos como valor de " $\mu$ " al promedio de los " $\mu$ '-es" medidos para cada piso de la edificación analizada, es decir:

$$\mu' = \frac{\sum_{i=1}^N \mu'_i}{N} = \frac{\sum_{i=1}^N (d_{max} / d_y)_i}{N}$$

donde:  $N$  : número de pisos de la edificación analizada.

Para hallar la relación del factor de amortiguamiento equivalente nos basamos en la premisa, la cual supone que la energía de entrada de un sismo uniaxial horizontal será enteramente disipada por un imaginario amortiguador asociado con la velocidad horizontal de las masas de la estructura. De lo anterior podemos desarrollar:

Energía sísmica:

$$E_s = - \int_0^T m \ddot{Y} dx = - \int_0^T m \ddot{Y} \frac{dx}{dt} dt = - \int_0^T m \ddot{Y} \dot{x} dt$$

Energía disipada:

$$W = \int_0^T F_a dx = \int_0^T c \dot{x} dx = \int_0^T c \dot{x}^2 dt = m \int_0^T \frac{c}{m} \dot{x}^2 dt = m \beta \omega_s W_s \int_0^T \dot{x}^2 dt$$

como: energía sísmica = energía disipada , entonces:

$$\beta_s [ 2 m W_s \int_0^T \dot{x}^2 dt ] = - m \int_0^T \ddot{y} \dot{x} dt \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\beta_s = \frac{- \int_0^T \ddot{y} \dot{x} dt}{2 W_s \int_0^T \dot{x}^2 dt} \quad \dots\dots\dots (10)$$

En la ecuación (9), el término de la derecha es la energía de entrada, o, el producto de la masa:  $m$  y de la integral sobre el período de excitación de la aceleración en la base:  $\ddot{y}$ , y la historia de la velocidad relativa de respuesta de las masas:  $\dot{x}$ . El término de la izquierda envuelve dos parámetros, uno es la integral de la velocidad de la masa, que representa la energía de disipación por el imaginario amortiguamiento, multiplicado por el factor de amortiguamiento equivalente. El otro parámetro es el coeficiente de amortiguamiento crítico, para un oscilador de un grado de libertad:  $2mW_s$ , introducido para expresar el factor de amortiguamiento equivalente como una relación del crítico. Y  $W_s$  es la frecuencia equivalente ( $\sqrt{K_e/m}$ ).

Se han llevado acabo ensayos dinámicos de pórticos de concreto armado con el fin de evaluar el factor de amortiguamiento sustituto o equivalente [referencia 10,11,12], y de la historia de respuestas no-lineales de estos modelos de un grado de libertad, se obtuvo el gráfico 1.19, que muestra la relación entre el factor de amortiguamiento sustituto y el factor de ductilidad (correspondiendo cercanamente a la relación de daño)



calculados para varios niveles de fluencia por el método de integración paso-a-paso usando los registros de movimientos sísmicos: EL CENTRO 1940 NS 0.31g y TALF 1952 N21E 0.18g . Se aprecia que " $\beta_s$ " puede ser representado aproximadamente por las curvas mostradas en dichas figuras, y éstas literalmente expresadas con la siguiente relación:

$$\beta_s = \delta \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + \beta_e \quad \dots\dots\dots (11)$$

apreciamos que la que se ajustaría más a los valores puntuales, corresponde a la curva con  $\delta = 1/5$  , y si asumimos que  $\beta_s$  tiene un valor inicial de 0.02 en  $\mu = 1.0$  (respuesta en el rango lineal), tenemos que el amortiguamiento para un sistema lineal equivalente  $\beta_s$ , podrá ser calculado para un particular valor de relación de daño, el cual representará más un rango que un valor preciso:

$$\beta_s = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.02 \quad \dots\dots\dots (12)$$

donde:  $\beta_s$  : factor de amortiguamiento equivalente o sustituto (equivalente viscoso).  
 $\mu$  : relación de daño.

De acuerdo con las referencias ya mencionadas, análisis para sistemas no-lineales y sistemas lineales equivalentes muestran una correlación aceptable.

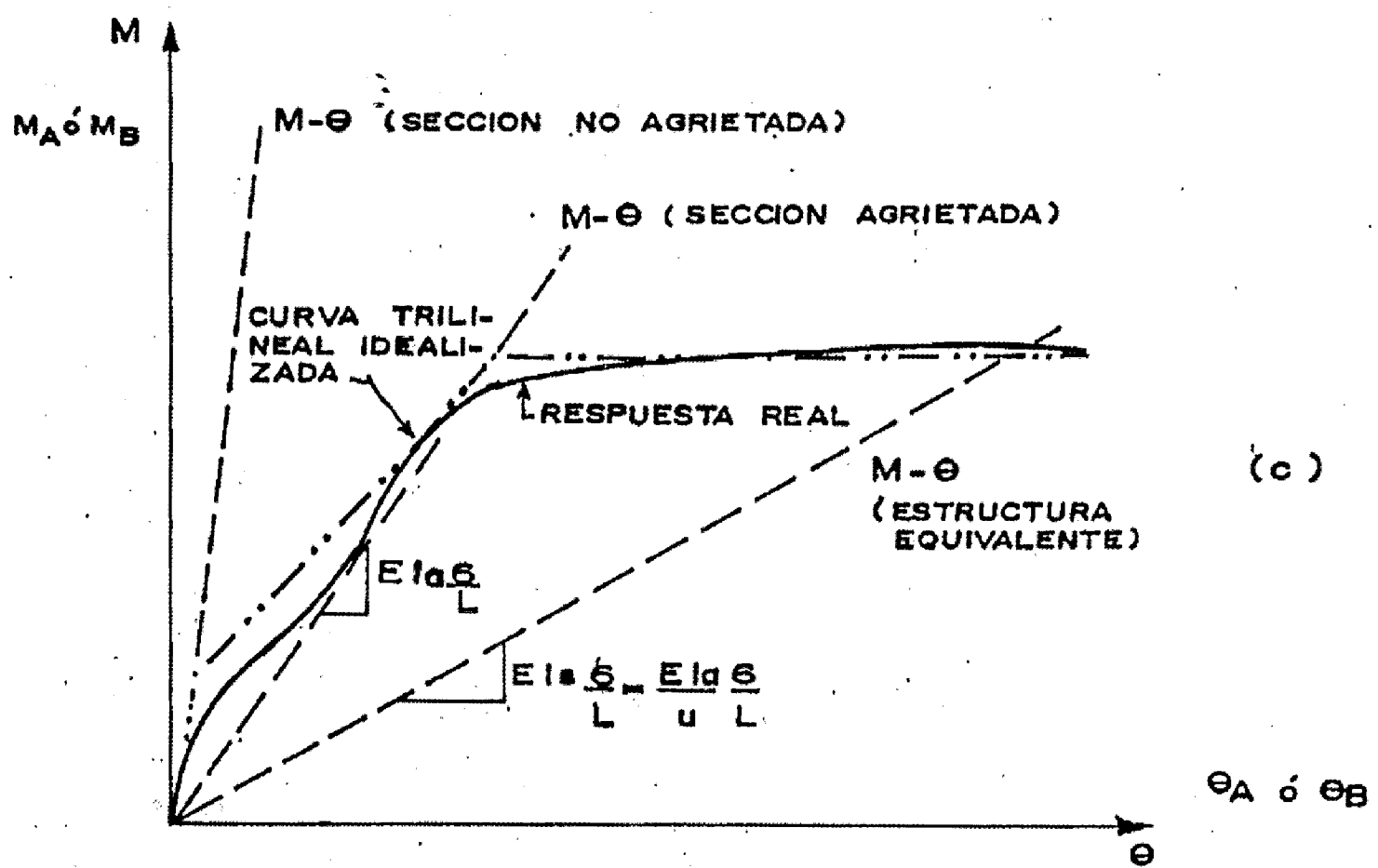
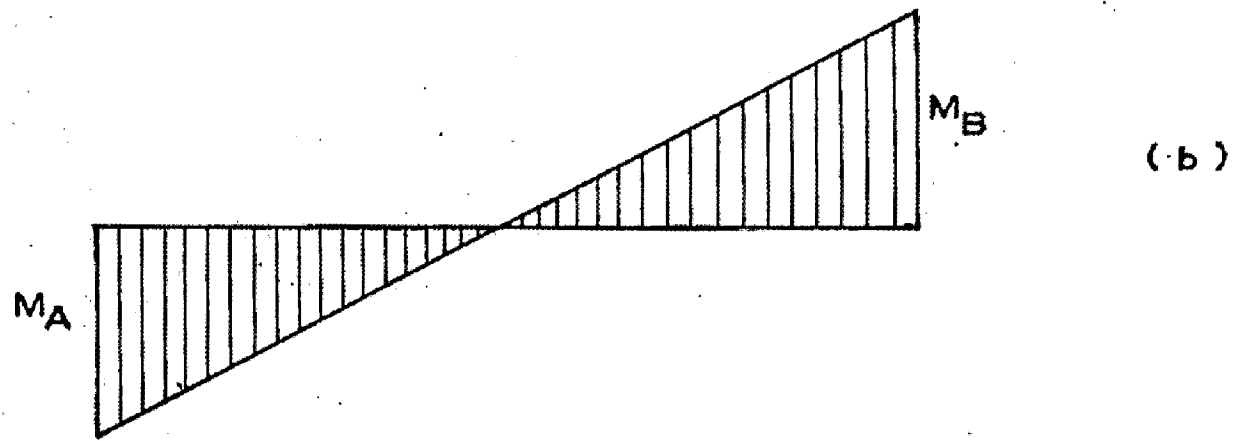
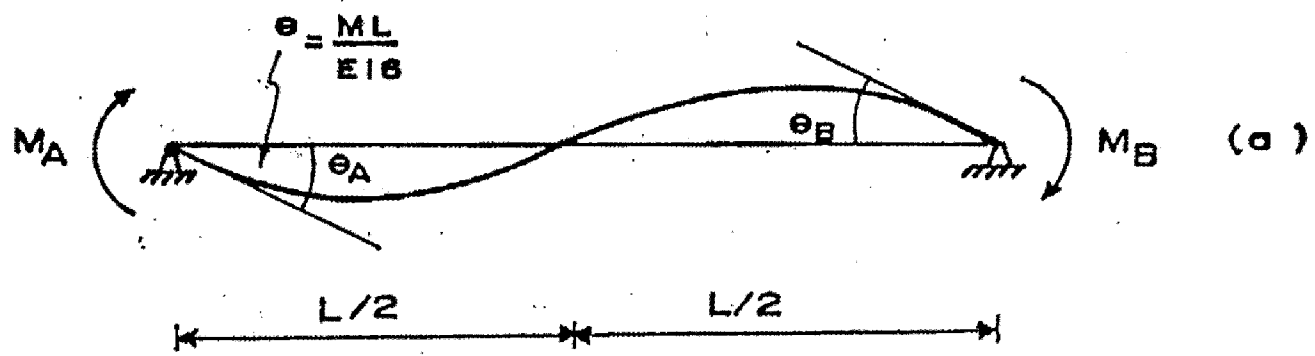


Figura N° 1.17 INTERPRETACION DE LA RELACION DE DAÑO

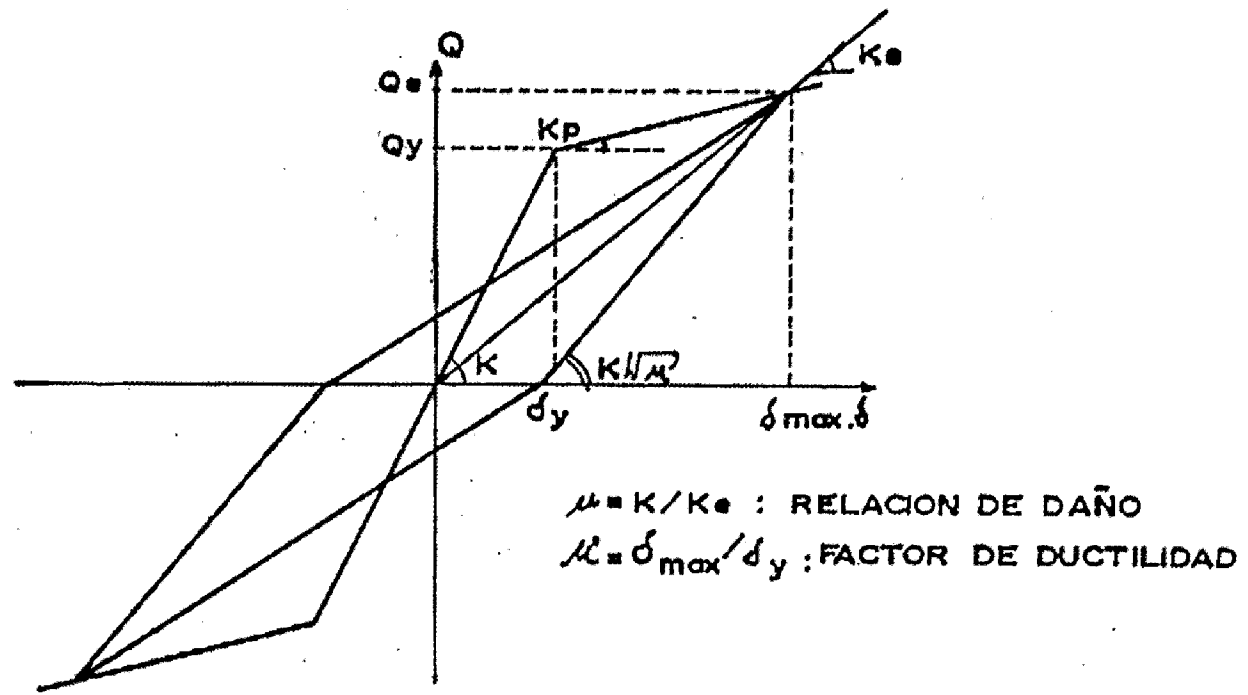


Figura N° 1.18 RELACION FUERZA-DESPLAZAMIENTO REDUCCION DE RIGIDEZ

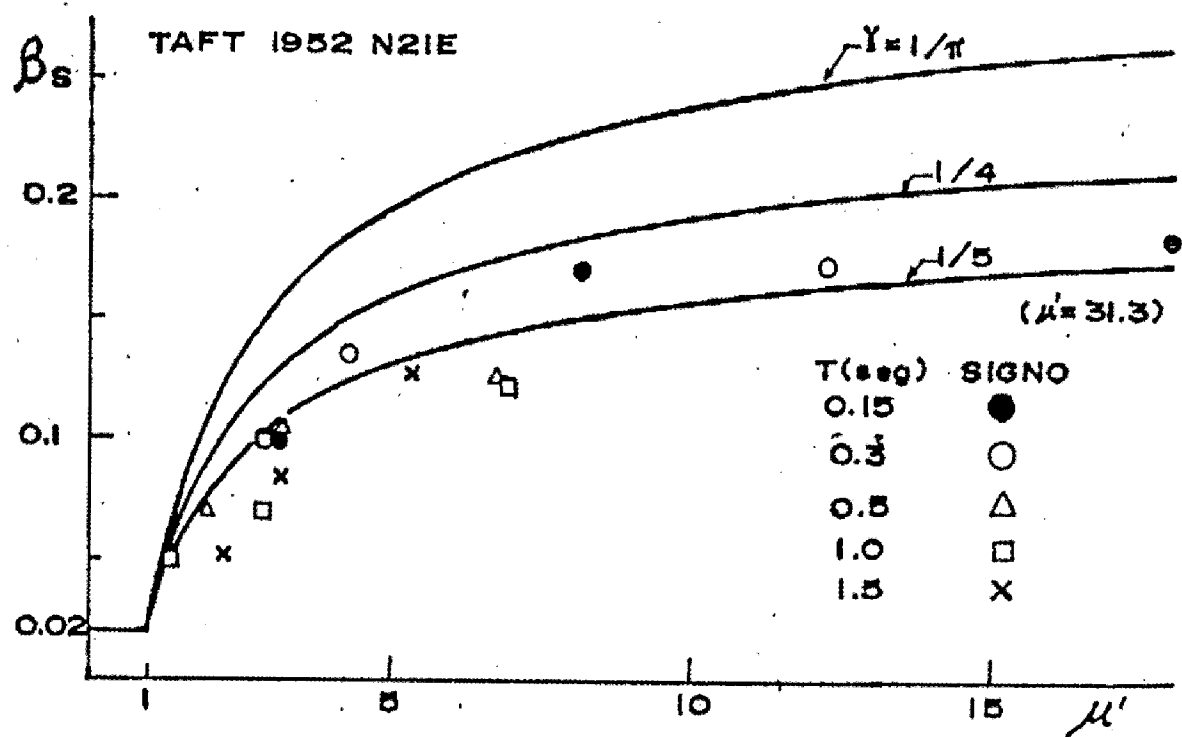
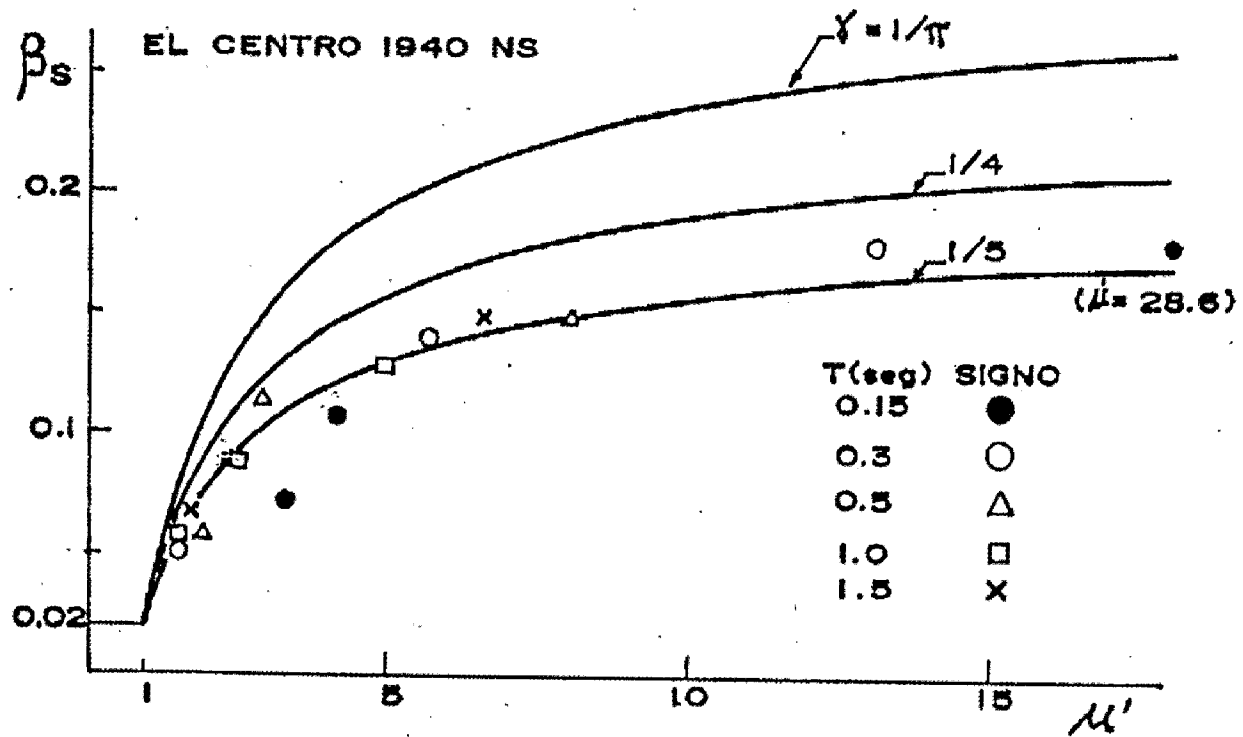


Figura N° 1.19 RELACION ENTRE EL FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE Y EL FACTOR DE DUCTILIDAD

## 1.5. Modelo de Un Grado de Libertad

### 1.5.1. Descripción y Consideraciones para su Aplicación

Se sabe que las respuestas obtenidas mediante análisis de sistemas de varios grados de libertad (MDOF) son técnicas buenas y aceptables para predecir el comportamiento inelástico de una estructura de concreto armado. Sin embargo, métodos para un sistema de un grado de libertad (DDOF) sería más ventajoso con respecto al esfuerzo computacional, siempre que los resultados de la respuesta obtenidos de un sistema DDOF no sean significativamente diferentes a las obtenidas por un sistema MDOF. Por esta razón es frecuente en la práctica métodos aproximados, los cuales permiten un rápido análisis, aún de complejas estructuras, con razonable exactitud. Este proceso es, en efecto, una idealización del sistema dinámico original (ver Fig.1.20).

Se investigará las aproximaciones del modelo de Un Grado de Libertad, en el cual solamente un tipo de movimiento es posible, o en otras palabras, la posición del sistema en cualquier instante puede ser definido en términos de una única coordenada. Lo cual como un estudio preliminar implicará el proceso para la determinación del modelo de desplazamiento a través de la altura de la edificación

(modelo Ur) asumido para la conversión del modelo matemático de multi-grados a un modelo de un-grado de libertad.

El tipo de regla histerética usado para este caso será el lazo trilineal degradante (similar a la curva histerética para columnas en el caso de Análisis Inelástico de Pórticos, ver figura 1.3.b), la curva primaria para cualquier miembro en dicho lazo histerético es una trilineal con respecto a la relación momento-rotación. Para integrar la ecuación dinámica se usará el método de Newmark. El amortiguamiento se supone proporcional a la rigidez instantánea, y el factor de amortiguamiento viscoso como los movimientos sísmicos usados para el análisis de respuesta así como sus aplicaciones, serán descritos en los capítulos pertinentes.

Cabe notar, que otra manera de hallar el modelo Ur es suponer, lo cual es probable, que la respuesta de la edificación de concreto armado es gobernada exclusivamente por la vibración de su primer modo, y los efectos de los modos altos son despreciados (oscilación de la estructura sólo en el primer modo), tomando así Ur la forma del primer modo, pero la experiencia indica que es más exacto el método de las cargas estáticas propuesto en este subcapítulo.

#### 1.5.2. Determinación de Parámetros

Los parámetros para reducir a un sistema equivalente de

DDOF de un sistema de MDOF son evaluados sobre la base de una forma asumida de la estructura original, donde la forma asociada con el modo predominante puede ser tomado como la debida aplicación estática de cargas. Por lo tanto, del Análisis Estático Inelástico de la edificación que también nos conduce a determinar la curva fuerza cortante de piso versus desplazamiento relativo de piso, la cual emplearemos para determinar la correspondiente forma de deflexión, el modelo Ur. Los puntos en estos gráficos para cada piso (ver Fig.3.11) indican puntos de cargas representativos dentro del mecanismo de rotulas (desde el estado inicial hasta el mecanismo de colapso). Y el modelo Ur o vector de distribución de desplazamientos, será tomado como el desplazamiento de cada piso dividido entre el desplazamiento del último piso para cada uno de los "puntos de carga" (ver Fig.3.15) y como más adelante se verá, los modelos Ur para cada punto de carga tienen similar forma, indiferente de la magnitud de la carga, por lo tanto, el modelo Ur empleado para la conversión a un sistema DDOF será determinado como un promedio de los diferentes puntos de carga (amplitudes de carga). La Tabla 17 del capítulo III demuestra, para la edificación real de 7 pisos, que la variación de la masa equivalente de un sistema DDOF derivada de diversos modelos en cada "punto de carga" no cambia significativamente para cada nivel de carga. En base a lo mencionado, la masa equivalente y la rigidez elástica equivalente de la estructura en un sistema DDOF pueden ser obtenidos.

Sabemos que, la ecuación vibratoria sin amortiguamiento viscoso del sistema ODOF puede ser expresada como:

$$\tilde{M} \ddot{\tilde{x}} + \tilde{K} \tilde{x} = - \tilde{M} \ddot{Y}$$

Por lo visto anteriormente, para la reducción de un sistema MDOF a un sistema ODOF se supone que la estructura va responder bajo una forma de modo,  $U_r$ , durante un movimiento sísmico, de dicha consideración el desplazamiento de cada nivel de piso puede ser expresado de la siguiente manera:

$$Y_r = U_r \cdot x(t) \quad \dots\dots\dots (13)$$

- donde:  $Y_r$  : desplazamiento en cada nivel de piso para el sistema MDOF (piso r-esimo).  
 $U_r$  : constantes para definir el modelo de desplazamiento a lo largo de la altura de la edificación.  
 $x(t)$  : desplazamiento o amplitud en función del tiempo.

También sabemos, que en el rango lineal, la energía cinética "E" y la energía potencial "U" pueden ser escritas respectivamente:

$$E = \frac{1}{2} \sum_{r=1}^n M_r ( U_r \dot{x} + \dot{y} )^2 \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$U = \frac{1}{2} \sum_{r=1}^n K_r ( U_r - U_{r-1} )^2 x^2 \quad \dots\dots\dots (15)$$

- donde:  $M_r$  : masa para cada piso (ton.seg<sup>2</sup>/cm).  
 $K_r$  : rigidez elástica para cada piso (ton/cm).  
 $\ddot{Y}$  : perturbación externa (gal:cm/seg<sup>2</sup>).  
 $n$  : número de pisos de la edificación.

Ignorando por un momento la fuerza de amortiguamiento, la fórmula de Lagrange requiere la siguiente ecuación:

$$\frac{d}{dt} \cdot \frac{dL}{d\dot{x}} - \frac{dL}{dx} = 0 \quad \dots\dots\dots (16)$$

donde:  $L = E - U$

sustituyendo (14) y (15) en (16), tendríamos:

$$L = \frac{1}{2} \sum M_r (U_r \dot{x} + \dot{y})^2 - \frac{1}{2} \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2 x^2$$

luego,

$$\frac{dL}{dx} = - \frac{1}{2} \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2 2x = - \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2 x$$

$$\frac{dL}{d\dot{x}} = \frac{1}{2} \sum M_r 2 (U_r \dot{x} + \dot{y}) U_r$$

$$\frac{d}{dt} \cdot \frac{dL}{d\dot{x}} = \sum M_r (U_r \ddot{x} + \ddot{Y}) U_r$$

$$\therefore \sum M_r (U_r \ddot{x} + \ddot{Y}) U_r + \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2 x = 0 \quad \dots (17)$$

entonces:

$$\sum M_r U_r^2 \ddot{x} + \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2 x = - \sum M_r U_r \ddot{Y}$$

multiplicando y dividiendo factores para darle la forma buscada:

$$\underbrace{\sum M_r U_r}_{\tilde{M}} \cdot \underbrace{\frac{\sum M_r U_r^2}{\sum M_r U_r} \ddot{x}}_{\tilde{\ddot{x}}} + \underbrace{\frac{\sum M_r U_r}{\sum M_r U_r} \cdot \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2}_{\tilde{K}} \cdot \underbrace{\frac{\sum M_r U_r^2}{\sum M_r U_r} x}_{\tilde{x}} =$$

$$= - \underbrace{\sum M_r U_r}_{\tilde{M}} \ddot{Y}$$

$$\tilde{M} \tilde{\ddot{x}} + \tilde{K} \tilde{x} = - \tilde{M} \ddot{Y} \quad \dots\dots\dots (18)$$



donde:  $\tilde{M} = \sum M_r U_r$  (masa equivalente: ton.seg<sup>2</sup>/cm)

$$\tilde{x} = \frac{\sum M_r U_r^2}{\sum M_r U_r} x \quad (\text{desplazamiento de respuesta equivalente: cm})$$

$$\tilde{x} = \frac{1}{\beta} x \quad (\beta : \text{factor de participaci3n})$$

$$\tilde{K} = \frac{\sum M_r U_r}{\sum M_r U_r^2} \cdot \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2$$

(rigidez elástica equivalente: ton/cm)

$$\tilde{K} = \beta \cdot \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2$$

è tambi3n haciendo:  $\tilde{Q} = \tilde{K} \tilde{x}$

$$\tilde{M} \ddot{\tilde{x}} + \tilde{Q} = - \tilde{M} \ddot{y} \quad \dots\dots\dots (19)$$

donde:  $\tilde{Q} = \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2 x$  (fuerza de corte equivalente)  
 $\tilde{Q} = \sum Q_r (U_r - U_{r-1})$  ( $Q_r$ : fuerza de corte para cada piso)

La fuerza cortante equivalente en fluencia puede ser calculada de la anterior expresi3n, así tambi3n el coeficiente de reducci3n de rigidez equivalente para la fluencia usando una ecuaci3n similar, previamente establecida para calcular la rigidez elástica equivalente.

Notamos que la ecuaci3n (17) pudo haber sido obtenida tambi3n por el teorema de trabajos virtuales, haciendo que el importe por trabajo de fuerzas externas sea igual al de fuerzas internas. Estableciendo que en un sistema equivalente de un grado de libertad, la energía cinética, la energía de deformaci3n interna y el trabajo realizado por

todas las fuerzas externas son en todo momento igual cuantitativamente a las de un sistema multigrado completo cuando este último está vibrando a lo largo de un modo definido  $U_r$ .

El desplazamiento del piso superior del sistema MDOF es determinado por la ecuación (13):

$$Y_n = U_n \cdot x \dots\dots\dots (20)$$

De la definición de  $\tilde{x}$  y de la ecuación (20), la expresión anterior se convierte en:

$$Y_n = U_n \cdot \beta \cdot \tilde{x} \dots\dots\dots (21)$$

Es decir, el desplazamiento del último nivel para un sistema MDOF será obtenido en base del desplazamiento para un sistema ODOF. Si el modelo de desplazamiento se encuentra normalizado con respecto al último piso,  $U_n = 1$ , la ecuación (21) se transforma simplemente en:

$$Y_n = \beta \cdot \tilde{x} \dots\dots\dots (22)$$

Por otro lado, de la definición de  $\tilde{Q}$ , la relación entre  $\tilde{Q}$  y la fuerza de corte del piso inferior para el MDOF,  $Q_1$ , puede ser obtenida:

$$Q_r = K_r (U_r - U_{r-1}) \cdot x \quad \text{--->} \quad Q_r = K_r (U_r - U_{r-1}) \beta \tilde{x}$$

para el primer piso ( $r=1$ ):

$$Q_1 = K_1 U_1 \beta \tilde{x} \quad \text{--->} \quad \tilde{x} = \frac{Q_1}{K_1 U_1 \beta}$$

y como:  $\tilde{Q} = \tilde{K} \tilde{x}$

$$\tilde{Q} = \frac{\tilde{K}}{K1 U1 \beta} Q1 \dots\dots\dots (23)$$

si designamos:  $\forall = K1 U1 \beta / \tilde{K}$  , tenemos:

$$Q1 = \forall \cdot \tilde{Q} \dots\dots\dots (24)$$

donde denominamos a " $\forall$ " como el factor de conversi3n de fuerzas cortantes (ver Fig.1.21).

De esta manera, las estructuras por analizar son forzadas a reducirse a un sistema "equivalente" de un grado de libertad.

Para aplicaciones de este modelo utilizamos el programa, ya mencionado, CORTE con algunas modificaciones en las salidas de las respuestas.

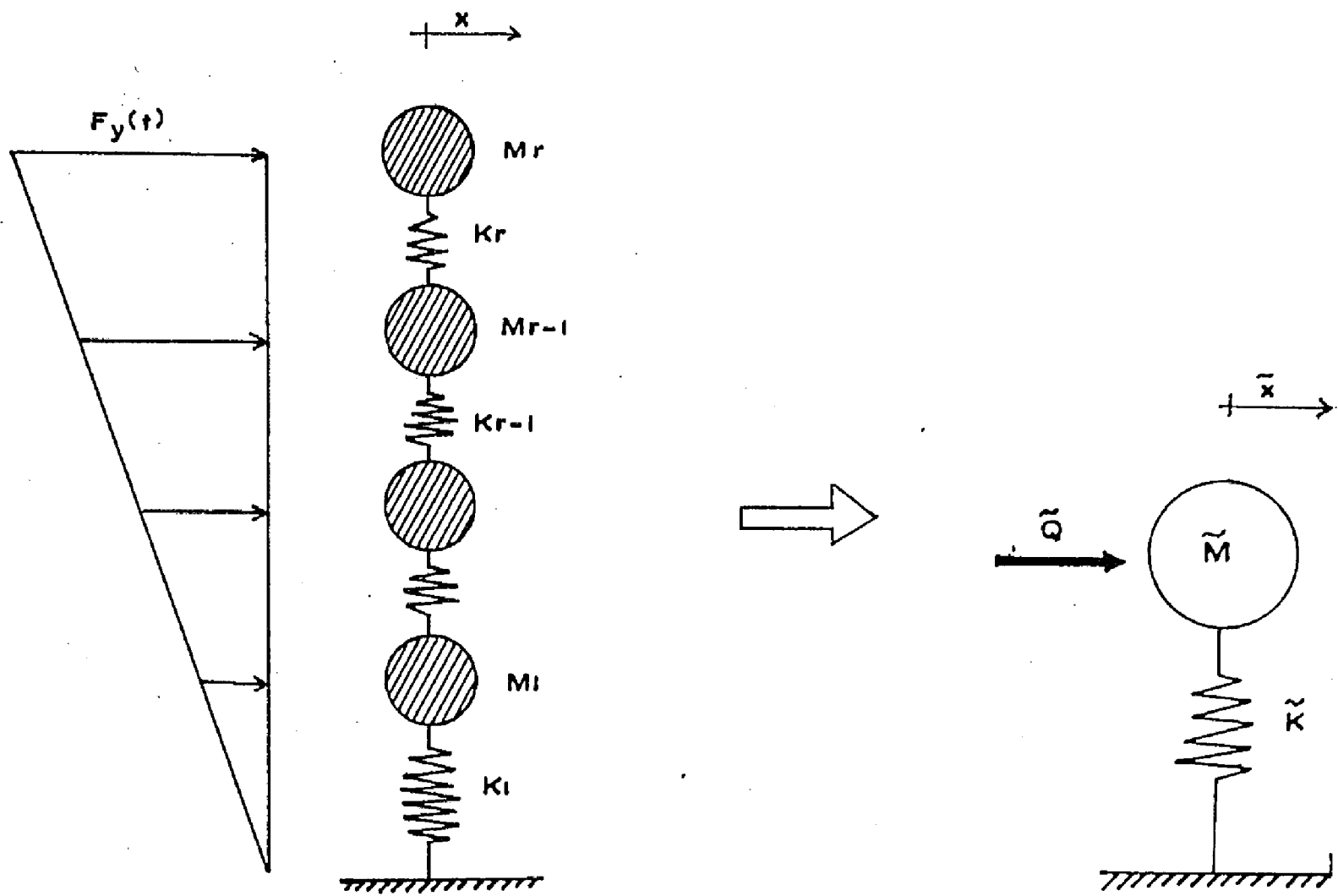


Figura N° 1.20 REDUCCION AL MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD (ODOF)

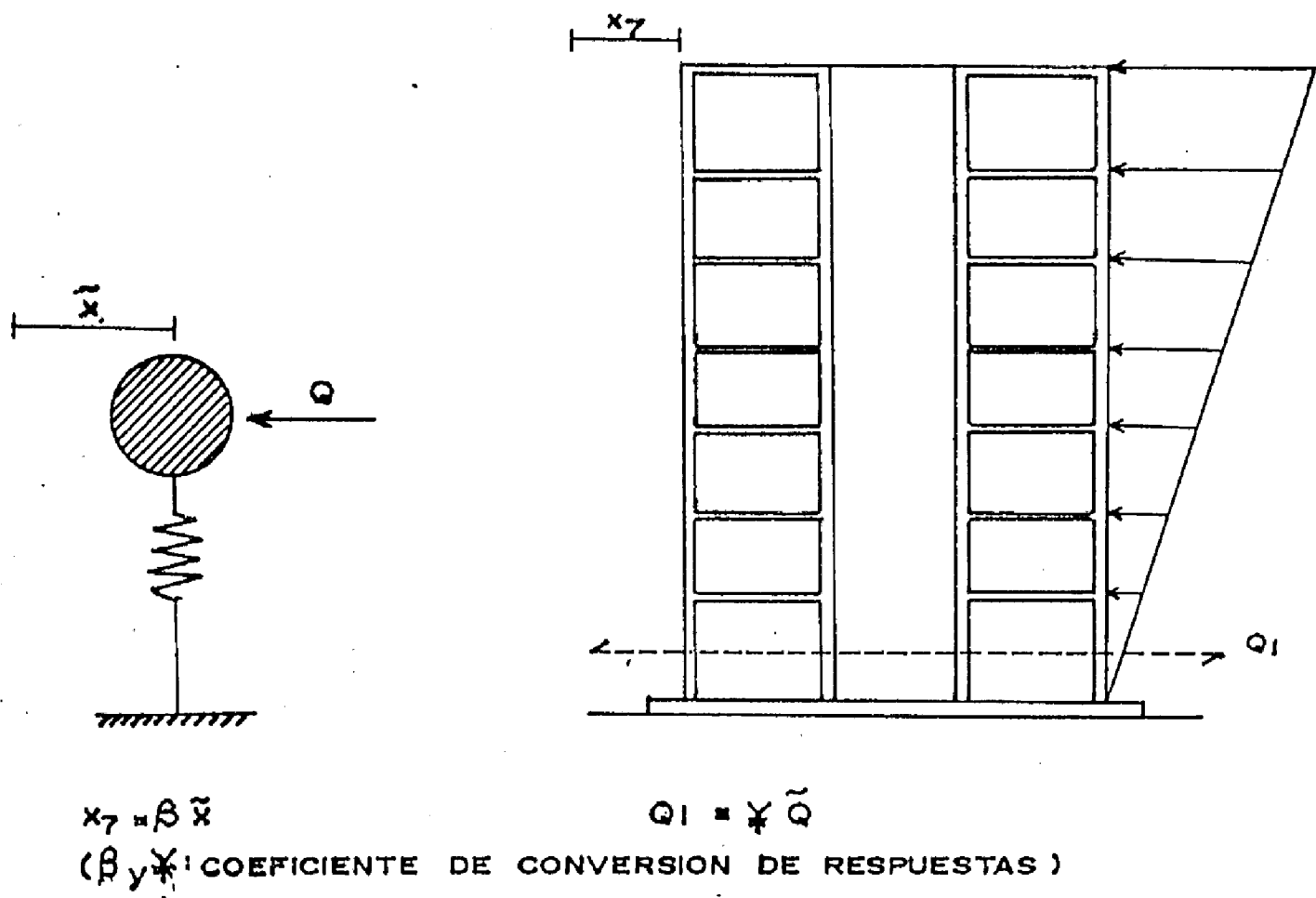


Figura N° 1.21 RELACIONES ENTRE LAS RESPUESTAS DEL SISTEMA MULTI-GRADO Y SIMPLE-GRADO DE LIBERTAD

## CAPITULO II : ENSAYOS EXPERIMENTALES

### 2.1. Características de la Estructura

La edificación real de donde se obtuvieron los resultados experimentales, con el fin de efectuar la comparación con los resultados del análisis teórico, será presentada más adelante. Se trata de una estructura de concreto armado de siete pisos, regular y simétrica, compuesta de pórticos y muros de corte, la cual a sido ensayada a escala natural bajo la conducción del Programa de Cooperación e Investigación USA-JAPON (USA-JAPAN Cooperative Research Program ) en el año 1982. La estructura fue diseñada y construida de acuerdo con las especificaciones de las Normas de Construcción Japonesas y conceptos prácticos, en el laboratorio de estructuras del Instituto de Investigación de Edificaciones (Building Research Institute, BRI), Ministerio de Construcción, Tsukuba, Japón.

#### 2.1.1. Geometría de la Estructura Ensayada

La planta de piso típica y la elevación típica (con sus dimensiones) se pueden apreciar en la figura 2.1 y 2.2 respectivamente, también se muestra la dirección de la carga considerada. La planta general examinada y la notación de los pórticos se pueden ver en la figura 2.3, la estructura

ensayada consiste de tres pòrticos de tres luces cada uno (A,B,C) en la direcciòn longitudinal, paralelos a la direcciòn de la carga; y cuatro pòrticos de dos luces cada uno (1,2,3,4) en la direcciòn transversal. El pòrtico B tiene un muro de corte en la luz central, continuo desde el primer al séptimo piso.

En la figura 2.4 se muestra la elevaciòn del pòrtico B, donde se define las notaciones para los pisos y niveles de pisos. La altura del primer piso es de 3.75 mt. y de 3.0 mt. del segundo al séptimo piso. Notamos que las vigas de luces 1-2 y 3-4 no continuan a traves del muro de corte. Los pòrticos A y C de tres luces, sin muro, tienen las alturas de entrepisos igual al pòrtico B.

La elevaciòn general del pòrtico 4 es mostrada en la figura 2.5 . Dos muros son instalados en el pòrtico para así reducir el efecto torsional y el desplazamiento transversal de la estructura ensayada, con una abertura de 1.0 mt. entre la cara de columna y el filo del muro. El pòrtico 1 es identico al pòrtico 4 excepto por los pares de agujeros en los muros. Los pòrticos 2 y 3 son pòrticos abiertos sin muros.

En la figura 2.6, se muestra un plano describiendo la cimentaciòn de la estructura ensayada.

El plano de la planta del segundo al séptimo nivel de piso, se encuentra en la figura 2.7, y un plano del nivel superior de piso en la figura 2.8. La notación empleada para vigas, columnas y muros son mostradas en las figuras anteriores.

Las dimensiones de la sección de la columna es de 50x50 cm<sup>2</sup>. para toda la estructura. La dimensión de las vigas paralelas a la dirección de carga es de 30x50 cm<sup>2</sup>. del segundo al nivel superior de piso. Las dimensiones de las vigas transversales son de 30x45 cm<sup>2</sup>. El muro W1, paralelo a al dirección de carga tiene un espesor de 20 cm. y los muros transversales un espesor de 15 cm., del primero al séptimo piso. Las losas de piso tiene un espesor de 12 cm. para toda la estructura.

Dos cargas puntuales son colocadas en cada nivel de piso, del segundo al séptimo nivel, en la losa del piso en la mitad de la luz de las vigas B2, cuyas dimensiones son de 120x120x80 cm<sup>3</sup>., como se muestra en la figura 2.7. Y el nivel de piso superior, las cargas puntuales tienen la dimensión de 70x530x64 cm<sup>3</sup>., como vemos en la figura 2.8, estas cargas puntuales son elementos de concreto.

### 2.1.2. Detalles del Reforzamiento

Las secciones transversales con sus respectivos detalles de acero de refuerzo, para las vigas de cimentación y vigas de pisos son mostradas en las figuras 2.9 y 2.10, donde son usadas barras de D19 y D25 como refuerzo a flexión, y D10 y D19 como estribos de refuerzo, para las vigas de los niveles de pisos y cimentación respectivamente. Los dos dígitos después de la letra "D" denotan aproximadamente el diámetro de la barra en milímetros.

En las vigas de cimentación, las barras D16 son fierros de montaje, usados para asegurar en su posición a los estribos.

Todas las barras de las vigas, terminan en una columna exterior o en las columnas que limitan al muro, y éstas son ancladas con un gancho de 90°. En la región comprendida, a un-cuarto de la luz libre y la cara de las columnas, los estribos de las vigas de piso son espaciados aproximadamente a un-cuarto del ancho efectivo de viga. Los espaciamientos son incrementados aproximadamente a la mitad del ancho efectivo, en la región media.

La sección transversal de una columna típica, esta graficada en la figura 2.11, todas las columnas poseen acero de refuerzo de 8-D22 barras. Todas las barras de las



columnas terminan en el nivel de piso superior con un gancho a 180°. Los estribos son espaciados a 10 cm. en toda la altura de columna, incluyendo las conexiones vigas-columnas.

El muro de corte, paralelo a la dirección de la carga, fue reforzado con barras 2-D10 con un espaciamiento de 20 cm. en la dirección horizontal y vertical. El acero de refuerzo horizontal del muro fue anclado a las columnas que lo limitan y el refuerzo vertical del muro en la cimentación.

Los detalles del acero de refuerzo para la losa de piso, del segundo al nivel superior de piso, son mostrados en la figura 2.12. Diferentes tipos de refuerzo fueron usados, así como también sus espaciamientos fueron diferentes cuando estos se encontraron, cercanas a las columnas, en medio de las columnas y en la zona del voladizo de la losa de piso.

### 2.1.3. Características de los Materiales

Las barras que fueron usadas en la construcción de la estructura tuvieron el grado de acero de refuerzo de SD35. Las propiedades geométricas y mecánicas son listadas en la tabla 4, tomadas de la referencia 13. Todas las barras mostrarán después de la fluencia una deformación de 0.012 a 0.022, dependiendo de la dimensión de barra.

El concreto usado en la estructura ensayada, fue elaborado en base de las Normas Prácticas de Construcción Japonesas, y sus propiedades mecánicas son listadas en la tabla 5. Los valores son obtenidos de ensayos de cilindros de tamaño standard de  $15 \times 30$ -cm<sup>2</sup>, curados en obra. Se puede notar que en el sexto y séptimo piso, los esfuerzos del concreto son más pequeños que el esfuerzo especificado de 270 Kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, los ensayos a compresión sobre otros cilindros, no muestran un cambio de igual magnitud en el esfuerzo del concreto. Los esfuerzos de tensión, fueron determinados por el ensayo de división de cilindros.

## 2.2. Consideraciones Generales

Junto con el ensayo de la edificación real, se desarrollo un programa de computación seudo dinámico para simular el comportamiento inelástico de una estructura durante movimientos sísmicos. Pero, no siendo materia de esta tesis entrar en el detalle del método de experimentación, como tampoco del proceso de construcción de la estructura ensayada (lo que intereza son los resultados dinámicos no-lineales que se obtuvieron). Por lo tanto, sólo a manera de información, y en forma breve, mencionaremos algunos aspectos del método seguido para el ensayo.

La estructura fue sujeta a una carga lateral, con distribución triangular inversa, en cada piso por ocho

"actuadores", con dos actuadores usados en el nivel de plano superior y el resto en cada nivel de piso (ver localización de los puntos de carga y medición en la figura 2.13). El método experimental pseudo-dinámico fue elaborado y usado para el control de desplazamiento del piso superior.

En forma paralela al experimento, para un sistema de un grado de libertad equivalente a la estructura ensayada, se calculó el desplazamiento de respuesta bajo un imaginario movimiento sísmico, obteniéndose así las respuestas a las fuerzas características de la estructura experimentada.

El desplazamiento ya calculado fue aplicado al piso del nivel superior de la estructura ensayada, mientras que las amplitudes de carga del primer al sexto piso son proporcionales a la carga medida en los actuadores del piso superior. Un total de 716 deformaciones conducidas, desplazamientos, rotaciones y cargas fueron medidas durante el experimento.

La intensidad del imaginario movimiento sísmico, fue variada durante cuatro corridas experimentales, para producir así, los esperados desplazamientos máximos del piso superior, de aproximadamente :  $1/7000$ ,  $1/400$ ,  $3/400$  y  $1/75$  de la altura total (ver tabla 6). El registro sísmico usado en el experimento fue modificado del registro original, para buscar que el primer modo de respuesta dominará la respuesta

de la estructura ensayada durante el experimento. Experimentos de vibración libre y forzada fuerón tomados al principio y en medio de las corridas de los sismos experimentales pseudo-dinámicos para estudiar los cambios en los periodos y amortiguamiento. Despues de la cuarta corrida experimental, fue insertada dentro de la mayoría de las grietas resina epoxy, así como también, se adozarón elementos no estructurales a la estructura original para su participación. La estructura reparada fue nuevamente ensayada con tres corridas, usando el mismo método experimental de sismos pseudo-dinámicos. Y finalmente fue ensayada estaticamente bajo cargas trastocadas de distribución uniforme para un desplazamiento de 1/50 de la altura total.

Con respecto a la onda que escogeremos para aplicarla a los modelos teóricos, tomaremos la del tercer experimento sísmico pseudo-dinámico ( PSD-3 ) de la edificación, para análisis y estudio en esta tesis.

### **2.2.1. Metodología del Ensayo Pseudo-Dinámico**

Esta nueva técnica de ensayos denominada "pseudo-dinámica", "hibrida", o "en-línea", implementada actualmente en muchos laboratorios, combina la parte experimental (disponiendo de equipos de medición y aplicación de cargas sofisticados) y la parte analítica (estudio puramente teórico usando las ciencias matemáticas y mecánica de

materiales) utilizando los beneficios de ambos métodos para simular directamente la respuesta sísmica de estructuras con respecto al dominio del tiempo.

El procedimiento de este método de ensayo se puede programar como se indica a continuación:

(1) Construir la estructura directamente sobre la losa de ensayo.

(2) Asumir la idealización del sistema como un modelo de masas discretas, se conoce sus características de amortiguamiento, asumido viscoso.

(3) Instalar y aplicar un sistema de cargas en los puntos donde se supone que se ha concentrado las masas.

(4) Resolver analíticamente (generalmente se emplea el método de la diferencia central) la ecuación de movimiento del modelo.

(5) En este proceso, las características histeréticas del sistema (la rigidez multiplicada por el desplazamiento) no son predeterminadas como en un análisis convencional, sino se miden directamente del ensayo, el cual se realiza en paralelo.

(6) Repetir este proceso de análisis y mediciones experimentales, y así determinar la respuesta del sistema, teniendo la estructura una historia de desplazamientos y cargas similares a las que se obtendrían durante un sismo real.

Se puede observar que la técnica en si consiste en un análisis numérico utilizando la información experimental sobre las características histeréticas del sistema, que son justamente la parte más difícil en un análisis numérico. Esto ha sido posible gracias al avance del hardware (actuadores) y sus sistemas de control y medición, con ayuda de la computadora.

En esta metodología de ensayos existen algunas desventajas y fuentes de error:

(i) Errores intrínsecos: la aproximación de un sistema continuo a un sistema discreto. La aproximación de que el conjunto de ecuaciones diferenciales a resolver están discretizadas con respecto al dominio del tiempo. La aproximación de considerar un amortiguamiento viscoso.

(ii) Errores experimentales: conversión de valores digitales a analógicos y viceversa. Errores de medición. La velocidad de aplicación cargas (problema que muchos investigadores sugieren no es significativo).

A continuación, un resumen del desarrollo analítico del método de experimentación "Proceso de Ensayo de Respuesta Sísmica Seudo-Dinámica SDF", es presentada.

La ecuación de movimiento de un sistema de multi-grados de libertad, sin amortiguamiento, puede ser escrita en forma matricial de la siguiente manera:

$$[m] \{ \ddot{x} \} + \{ f \} = - [m] \{ 1 \} \ddot{Y} \quad \dots\dots (25)$$

- donde:
- [m] : matriz de masa.
  - {f} : vector de fuerza restauradora (resistencia de la estructura).
  - {ẍ} : vector de la aceleración de respuesta estructural relativa a la base.
  - {1} : vector constituido por elementos unos.
  - Ÿ : aceleración del sismo.

Ahora, para reducir el número de grados de libertad a uno, se supone que la estructura oscila gobernada por un simple modo. El modelo de distribución de la fuerza restauradora durante el sismo, será asumida sin cambio alguno. En otras palabras:

$$\{ f \} = \{ v \} f_r \quad \dots\dots\dots (26)$$

donde {v} , es un vector constante donde cada uno de sus elementos representa la amplitud de la resistencia lateral, normalizada a la amplitud de la resistencia del plano del nivel superior de piso  $f_r$ .

Bajo la distribución especificada de la resistencia lateral (o carga lateral), la estructura se deformará en un modo

definido, reflejando su distribución de rigidez. Llamando la "forma de modo"  $\{u\}$  y su "amplitud"  $q$ , entonces:

$$\{x\} = \{u\} q \quad \dots\dots\dots (27)$$

Si la forma de modo es normalizada para la amplitud del plano del nivel superior de piso, el valor de "q" representará el desplazamiento lateral del plano del nivel superior "xr".

El vector de distribución de desplazamientos  $\{u\}$ , normalmente varía con la deterioración de las rigideces, debido a los daños estructurales. Sin embargo, basados en un análisis preliminar de la estructura ensayada bajo una distribución inversa triangular de cargas laterales, se puede afirmar que el modelo de la forma de deflexión no variará apreciablemente, siendo éste indiferente de la amplitud de carga. Por ese motivo, se asume que la estructura durante un sismo va a responder en la forma de modo fijo  $\{u\}$ , entonces la ecuación de movimiento puede expresarse como:

$$[m] \{u\} \ddot{x}_r + \{v\} f_r = - [m] \{1\} \ddot{Y} \quad \dots\dots\dots (28)$$

multiplicando  $\{u\}^T$  a toda la ecuación anterior:

$$\{u\}^T [m] \{u\} \ddot{x}_r + \{u\}^T \{v\} f_r = - \{u\}^T [m] \{1\} \ddot{Y} \quad \dots (29)$$

ò también:

$$\bar{m} \ddot{x}_r + \bar{f} = - \bar{m} (\bar{\beta} \ddot{Y}) \quad \dots\dots\dots (30)$$

donde:  $\bar{m} = \{u\}^T [m] \{u\}$  : masa efectiva.  
 $\bar{f} = \{u\}^T \{v\} f_r$  : fuerza de restauración efectiva.  
 $\bar{\beta} = \{u\}^T [m] \{1\} / \bar{m}$  : factor de participación efectiva.



De esta manera, la estructura de siete pisos se reduce a un sistema "equivalente" de un simple-grado de libertad.

Es usada la forma triangular inversa para representar la distribución de la resistencia lateral  $\{v\}$ . La correspondiente forma de deflexión  $\{u\}$  fue obtenida como un promedio o tanteo de la forma de deflexión a diferentes amplitudes de cargas. Y de aquí, las propiedades del sistema equivalente de un grado de libertad pueden ser calculadas.

La respuesta experimental sísmica pseudo-dinámica se tomó sobre la base del sistema "equivalente" de un simple grado de libertad, y lo particular del método usado está en el proceso de integración numérica para la respuesta. Donde, aplicando el método de diferencia central, tenemos:

$$\ddot{q}_i = (q_{i+1} - 2q_i + q_{i-1}) / \Delta t^2 \quad \dots (31)$$

donde:  $q_i$  : desplazamiento en el paso-de-tiempo  $i$  .  
 $\ddot{q}_i$  : aceleración en el paso-de-tiempo  $i$  .  
 $\Delta t$  : tiempo incremental para la aceleración numérica.

La ecuación anterior puede ser reescrita de la forma:

$$q_{i+1} = 2q_i - q_{i-1} + \Delta t^2 \ddot{q}_i \quad \dots (32)$$

Es decir, de los desplazamientos y aceleración de los pasos anteriores  $i-1$  y  $i$ , el desplazamiento en el nuevo paso  $i+1$  puede ser evaluado, y de aquí el desplazamiento del plano del nivel superior de piso  $x_r$  ( $= q$ ).

Sin embargo las amplitudes de los desplazamientos en los otros planos pueden también ser determinados por la ecuación (27), pero solamente el desplazamiento del nivel superior de piso puede ser controlado en el ensayo.

A este nivel, el proceso de ensayo (ver Fig.2.14), se puede condensar en los siguientes puntos:

(a) De un sistema ODOF "equivalente" de la estructura real (convenientemente determinado), y bajo un imaginario movimiento sísmico, se calcula el desplazamiento de respuesta  $x_r$  ( $= q_{i+1}$  para dicho proceso).

(b) Con los ocho "actuadores", manteniendo fija la distribución de cargas  $\{v\}$ , se aplican cargas a la estructura hasta que el desplazamiento del plano del nivel superior alcanza el desplazamiento especificado.

(c) cuando el desplazamiento del nivel superior consigue la amplitud calculada  $x_r$  ( $= q_{i+1}$ ) la resistencia  $f_r$  en el plano del nivel superior será medida.

(d) La amplitud de la aceleración  $\ddot{x}_r$  ( $= \ddot{q}_{i+1}$ ) será evaluada por la ecuación (30) con la amplitud de la aceleración  $\ddot{y}_{i+1}$  dada.

(e) Con un nuevo valor de la aceleración en el paso de tiempo  $i+1$ , aplicamos la ecuación (32) para calcular el desplazamiento en el siguiente paso de tiempo  $i+2$ .

(f) Repitiendo el proceso descrito anteriormente, la estructura ensayada fué sujeta a un imaginario movimiento sísmico.

Las ecuaciones (30) y (32) pueden ser usadas de manera combinada para producir un proceso más simple:

$$q_{i+1} = 2 q_i - q_{i-1} - (\Delta t^2 / m) \bar{f}_i - (\bar{\beta} \Delta t^2) \ddot{Y}_i \dots (33)$$

ò en una forma incremental:

$$\Delta q_{i+1} = \Delta q_i - (\Delta t^2 / m) \bar{f}_i - (\bar{\beta} \Delta t^2) \ddot{Y}_i \dots (34)$$

donde:  $\Delta q_i = q_i - q_{i-1}$  : incremento de desplazamiento del paso de tiempo  $i-1$  a  $i$ .

La ecuación (34) es usada en el análisis.

Cabe notar que las rigideces de la estructura ensayada cambian continuamente con los desplazamientos aplicados, aún en un corto incremento de tiempo, mientras que el modelo analítico asume una rigidez constante durante el incremento de tiempo. Por eso, un desbalance de fuerzas, causado por las fuerzas excesivas en un punto de cambio de la regla histerética, debe ser descargado en el próximo paso de tiempo.

El proceso analítico del paso de tiempo  $i$  a  $i+1$  es expuesto en forma breve en las siguientes líneas:

paso (1): Determinamos el incremento de desplazamiento  $q_{i-1}$  para el nivel de piso superior usando la ecuación (34).

paso (2): Corrección del desbalance de fuerzas. Este paso sólo es necesario cuando las rigideces cambian entre los pasos de tiempo  $i-1$  y  $i$

(a) cálculo del vector desplazamiento  $\{x^0\}$  debido a cargas unitarias  $\{v\}$

$$\{x^0\} = [K]_i^{-1} \{v\}$$

(b) cálculo del vector desplazamiento  $\{x'\}$  debido al desbalance de fuerzas  $\{F'\}$ , en el paso de tiempo  $i$

$$\{x'\}_{i+1} = [K]_i^{-1} \{F'\}_i$$

donde:  $[K]_i$  : matriz de rigidez evaluada en el paso de tiempo  $i$

paso (3): Determinamos el incremento de la resistencia efectiva  $\Delta \bar{f}_{i+1}$  en el nivel de piso superior

$$\Delta \bar{f}_{i+1} = (\Delta q_{i-1} - x'_{r\ i+1}) / x^0_r$$

donde  $x'_{r}$  y  $x^0_r$  son los valores de los vectores  $\{x'\}$  y  $\{x^0\}$  evaluados en el nivel de piso superior (roof-level).

paso (4): Calculamos el incremento de desplazamiento  $\{\Delta x\}_i$  debido al incremento de fuerza y al desbalance de fuerzas  $\{F'\}$

$$\{\Delta x\}_i = \{x^0\} \Delta \bar{f}_{i+1} + \{x'\}_{i+1}$$

paso (5): Calculamos los incrementos de fuerzas de los miembros, los incrementos de desplazamientos de las juntas y rigideces de los miembros. Chequeando si las rigideces de los miembros cambian durante los pasos de tiempo  $i$  y  $i+1$ .

Los pasos del uno al cinco son repetidos para cada paso de tiempo. Las respuestas calculadas son temporalmente copiadas sobre un registrador del computador; y podemos plotear las respuestas en formas de onda o en curvas de fuerza-deformación, si las consideramos necesarias.

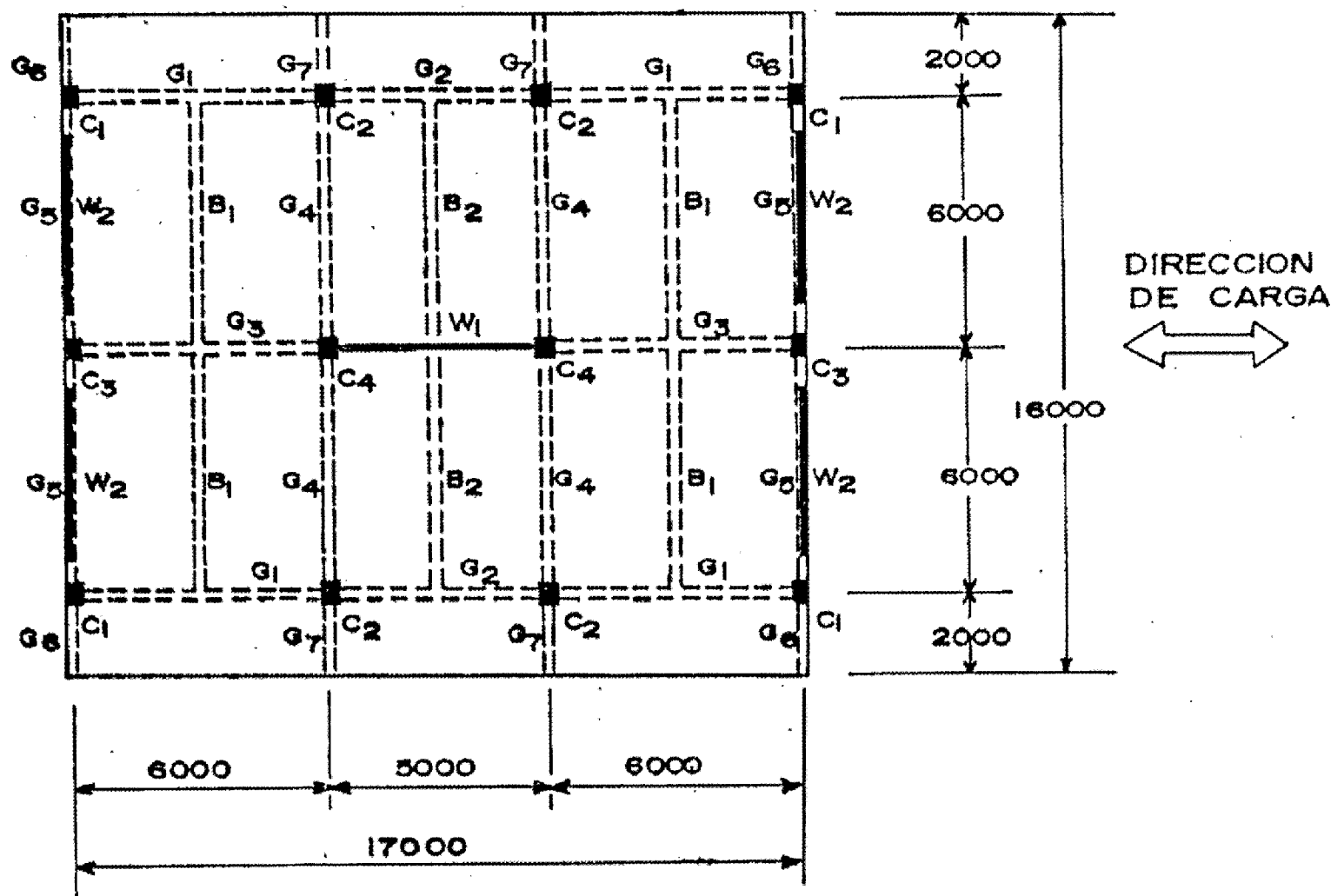


Figura N° 2.1 PLANTA DE PISO TIPICA Y NOTACION DE LOS ELEMENTOS

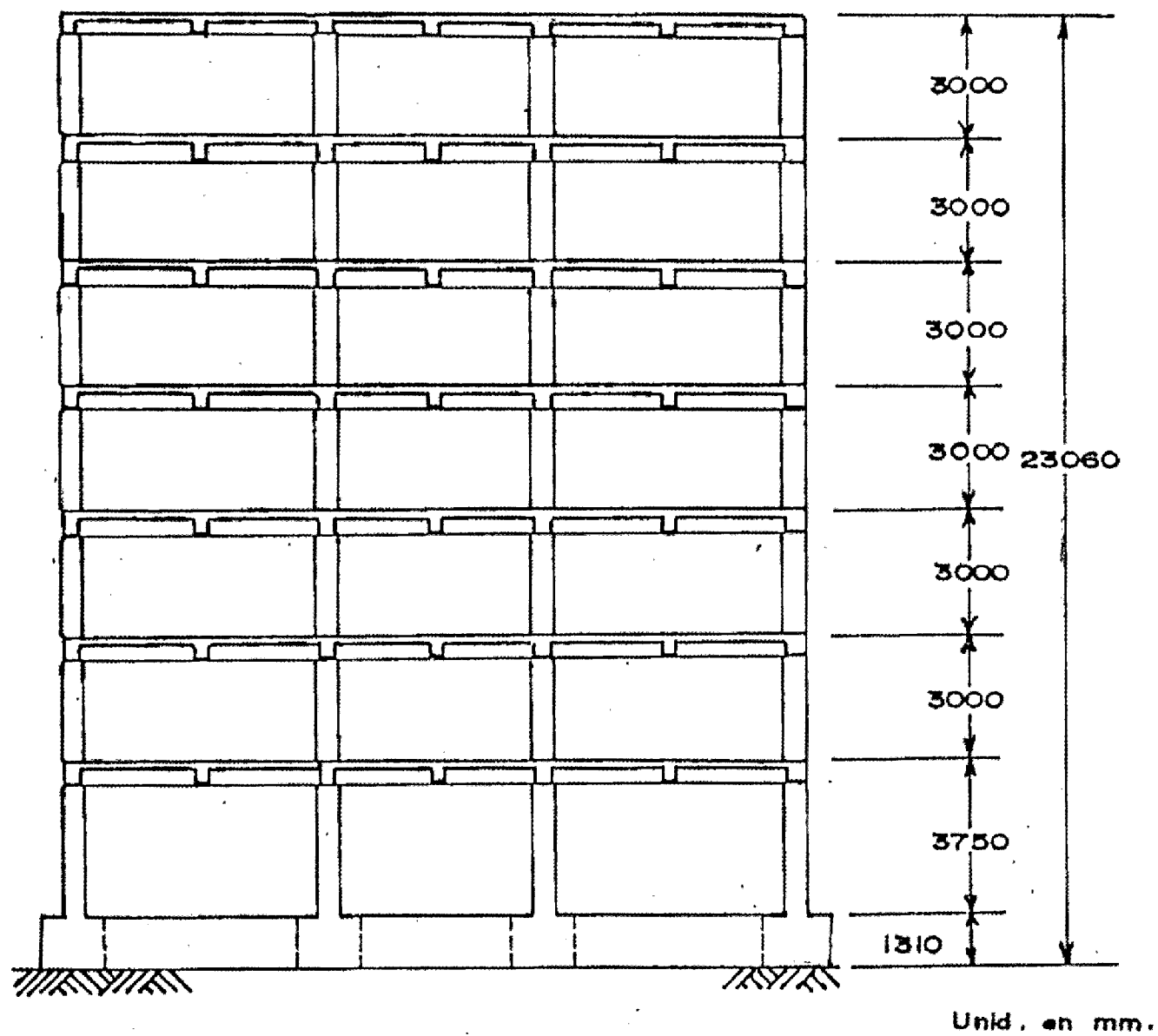


Figura N° 2.2 ELEVACION TIPICA

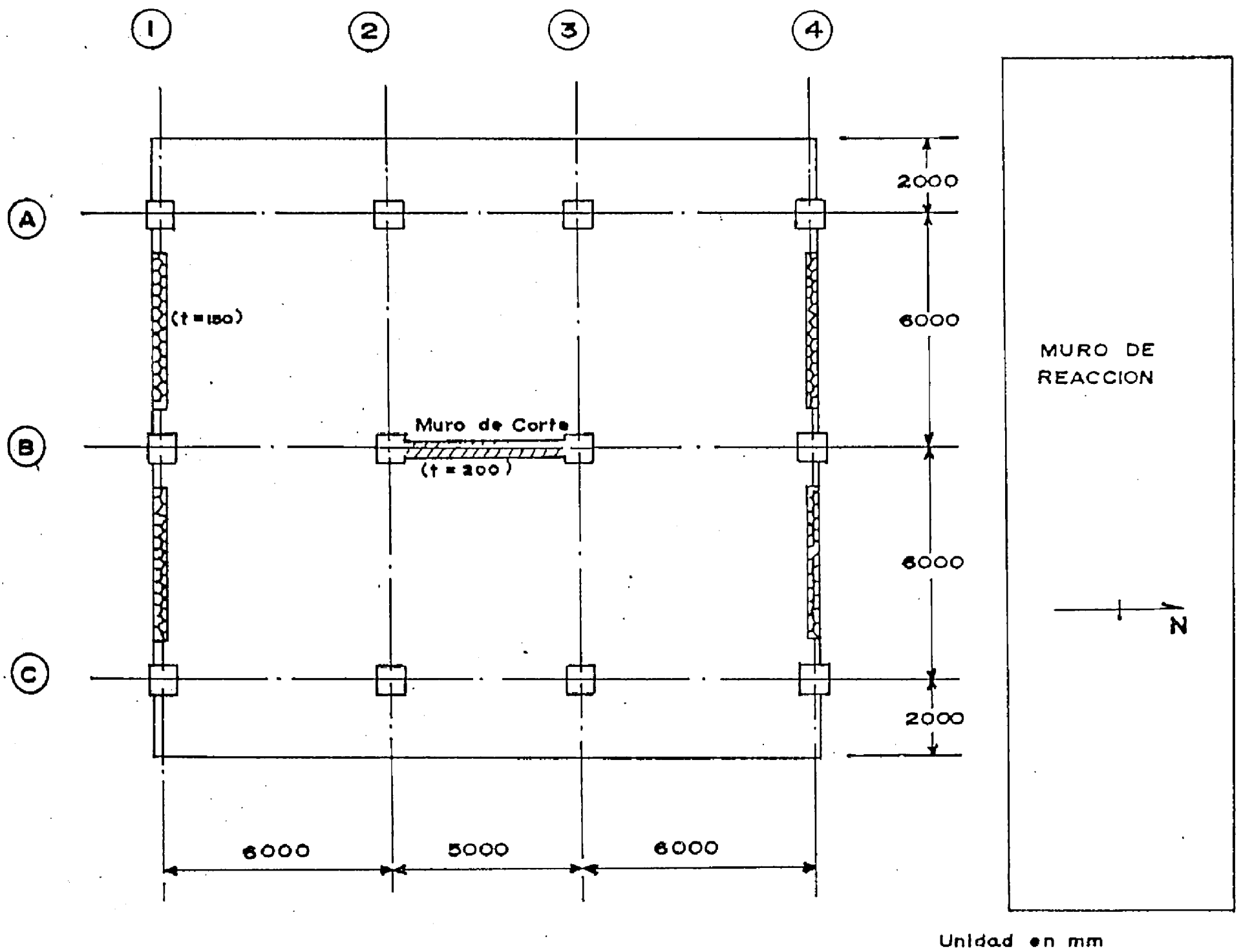


Figura N° 2.3 PLANTA GENERAL ENSAYADA Y NOTACION DE LOS PORTICOS

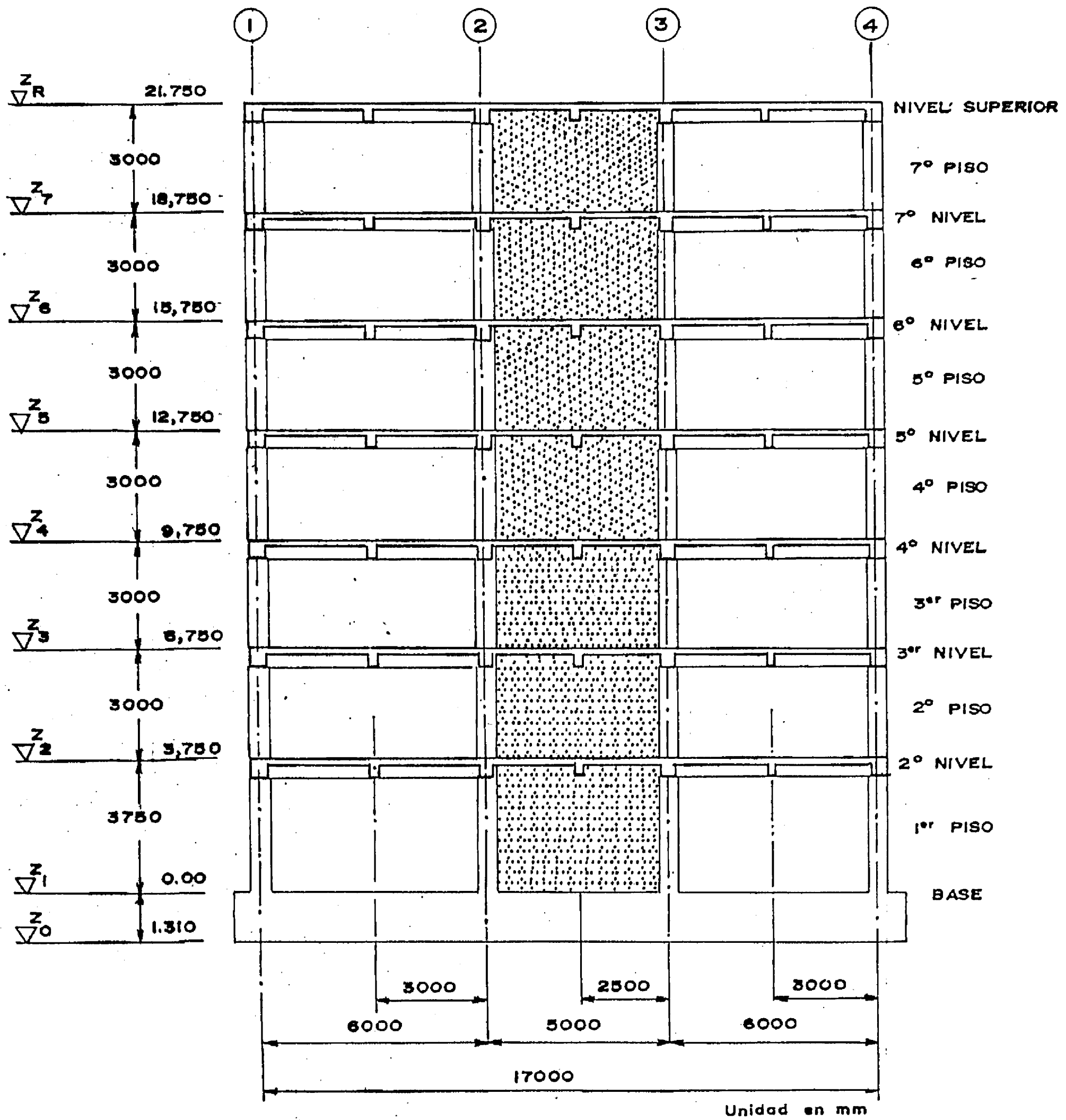


Figura N° 2.4 ELEVACION DEL PORTICO B



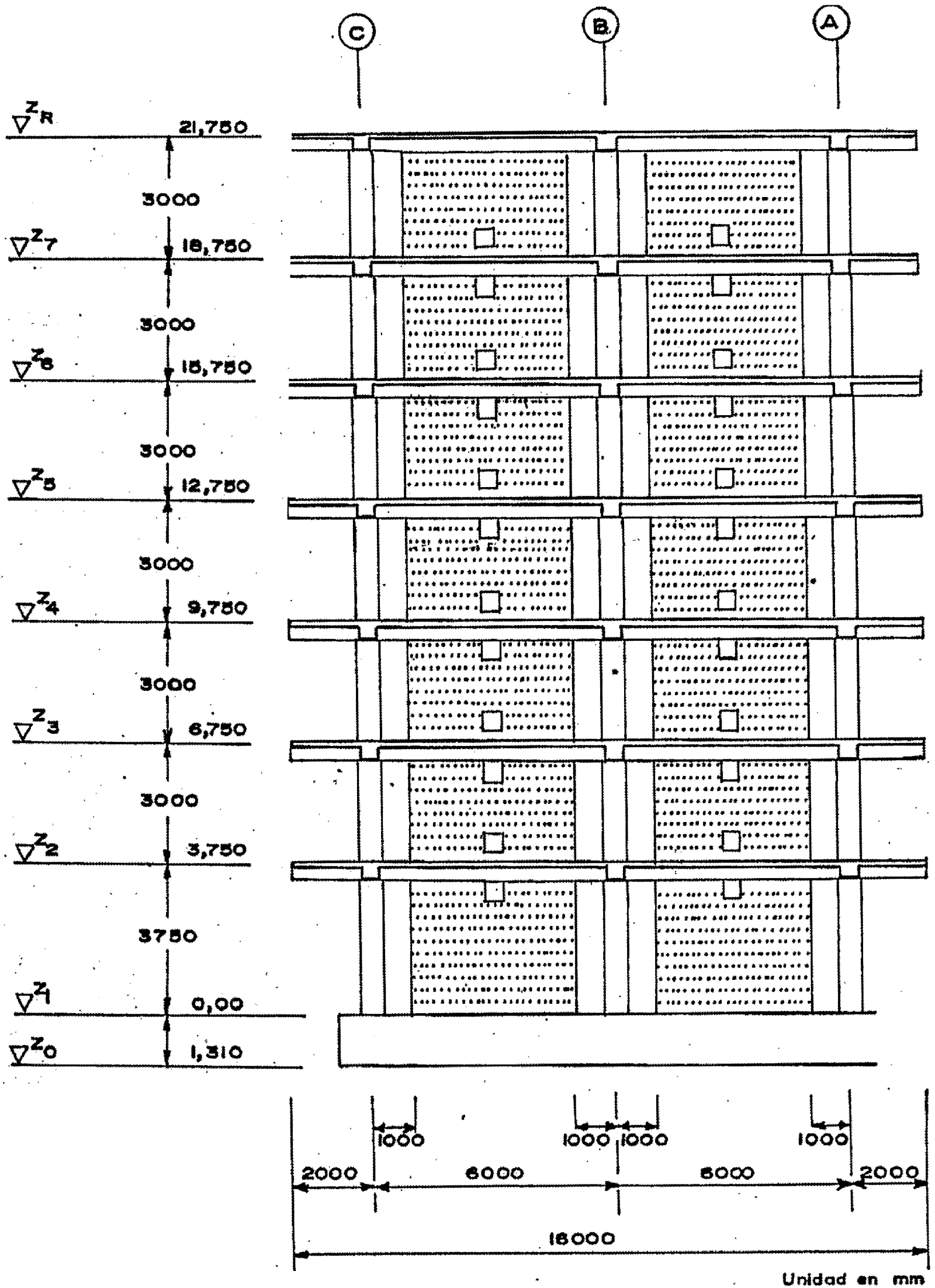
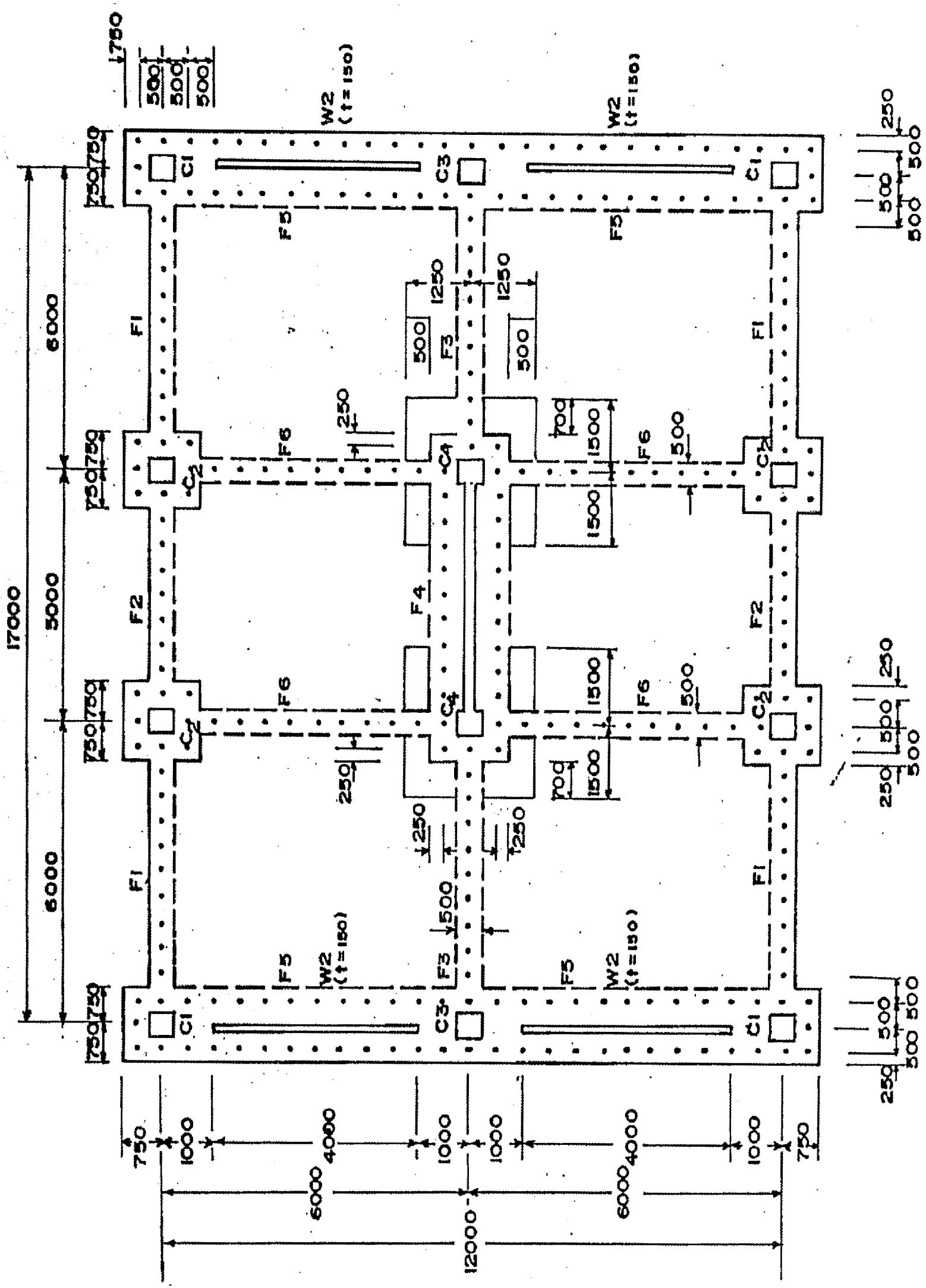
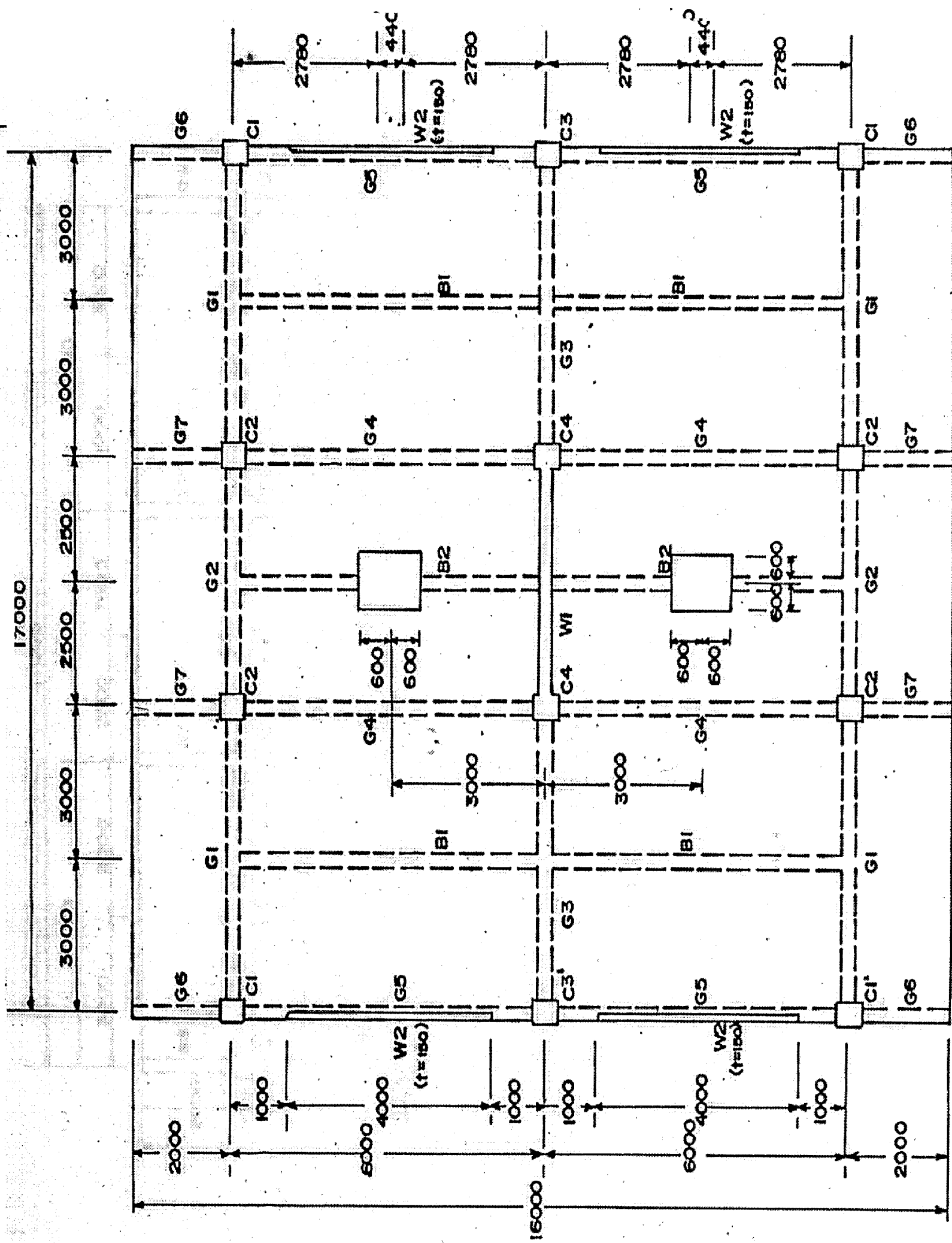


Figura N° 2.5 ELEVACION DEL PORTICO 4



Unidad en mm

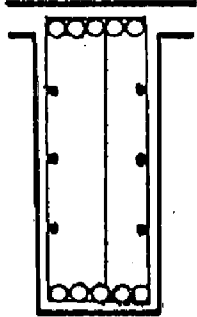
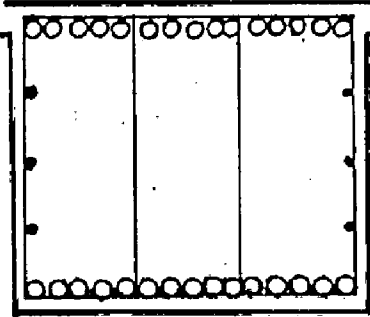
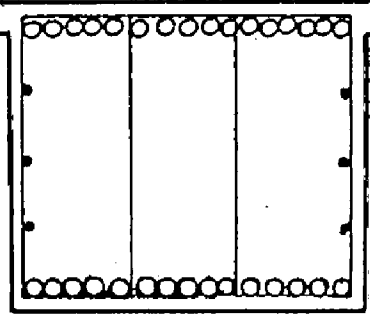
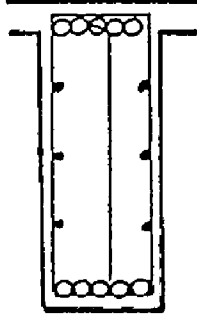
Figura N° 2.6 PLANTA DE LA CIMENTACION



Unidad en mm

Figura Nº 2.7 PLANTA DEL 2º AL 7º NIVEL DE PISO



TIPO	F <sub>1</sub> . F <sub>3</sub>		F <sub>2</sub>	
POSICION	EXTREMO EXTERIOR CENTRO	EXTREMO INTERIOR	EXTREMO	CENTRO
SECCION				
b x D	500 x 1,310	1,500 x 1,310	1,500 x 1,310	500 x 1,310
ARRIBA	5 - D25	15 - D25	15 - D25	5 - D25
ABAJO	5 - D25	15 - D25	15 - D25	5 - D25
ESTRIBOS	3 - D19 @ 200	4 - D19 @ 200	4 - D19 @ 200	3 - D19 @ 200
MONTAJE	6 - D16	6 - D16	6 - D16	6 - D16

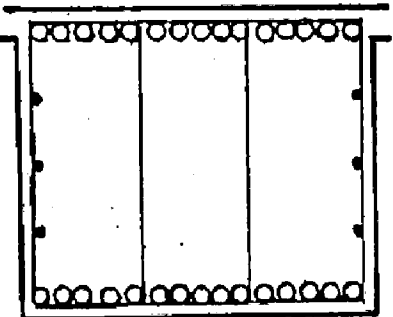
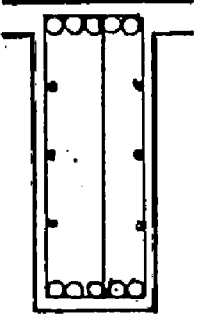
TIPO	F <sub>4</sub> . F <sub>5</sub>	F <sub>6</sub>
POSICION	TODA LA SECCION	TODA LA SECCION
SECCION		
b x D	1,500 x 1,310	500 x 1,310
ARRIBA	15 - D25	5 - D25
ABAJO	15 - D25	5 - D25
ESTRIBOS	4 - D19 @ 200	3 - D19 @ 200
MONTAJE	6 - D16	6 - D16

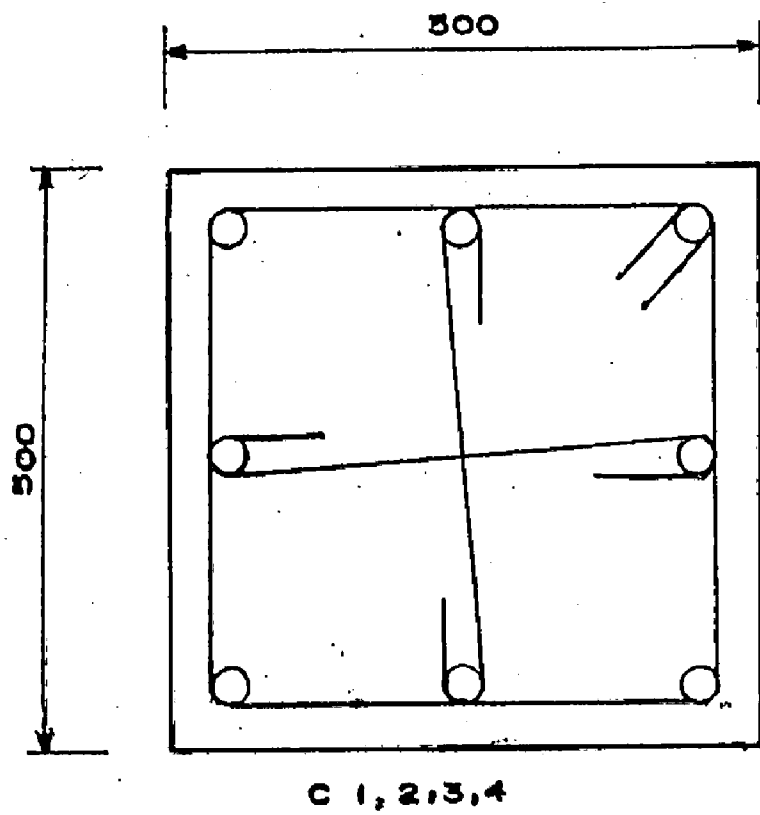
Figura N° 2.9 REFORZAMIENTO EN LAS VIGAS DE CIMENTACION

TIPO	G <sub>1</sub> , G <sub>3</sub>		G <sub>2</sub>	
POSICION	EXT. EXTER. EXT. INTER.	CENTRO	EXTREMO	CENTRO
SECCION				
b x D	300 x 500		300 x 500	
ARRIBA	3 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19
ABAJO	2 - D19	3 - D19	2 - D19	3 - D19
ESTRIBOS	D10 @ 200		D10 @ 200	

TIPO	G <sub>4</sub>		G <sub>5</sub>		G <sub>6</sub> , G <sub>7</sub>
POSICION	EXT. EXTER. EXT. INTER.	CENTRO	EXTREMO	CENTRO	TODA LA SECCION
SECCION					
b x D	300 x 450		300 x 450		300 x 450
ARRIBA	3 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19	3 - D19
ABAJO	2 - D19	3 - D19	2 - D19	2 - D19	2 - D19
ESTRIBOS	D10 @ 100		D10 @ 100	D10 @ 200	D10 @ 200

TIPO	B <sub>1</sub>			B <sub>2</sub>		
POSICION	EXT. EXTER.	CENTRO	EXT. INTER.	EXT. EXTER.	CENTRO	EXT. INTER.
SECCION						
b x D	250 x 450			250 x 450		
ARRIBA	2 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19	2 - D19	3 - D19
ABAJO	2 - D19	2 - D19	2 - D19	2 - D19	2 - D19	2 - D19
ESTRIBOS	D10 @ 200			D10 @ 200		

Figura N° 2.10 REFORZAMIENTO EN VIGAS DEL 2° AL NIVEL SUPERIOR DE PISO



REFUERZO LONGITUDINAL : 8 - D22  
 ESTRIBOS : D10 @ 100  
 ESTRIBOS DIAGONALES : D10 @ 600

Figura N° 2.11 SECCION TRANSVERSAL DE UNA COLUMNA TIPICA

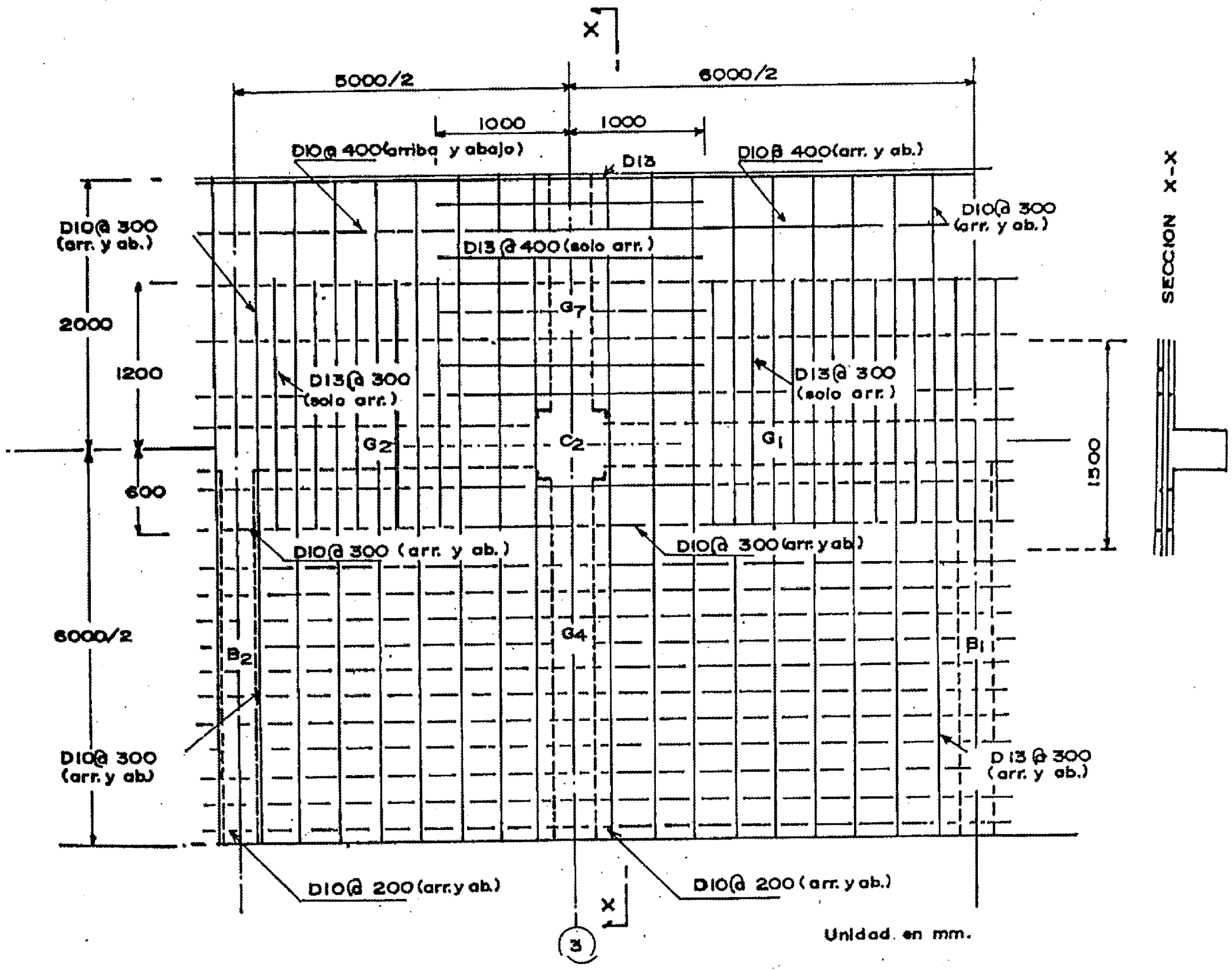


Figura N° 2.12 DETALLE DEL REFORZAMIENTO EN LOSAS

TABLA N° 4 : PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO

Barra	Diámetro Nominal (ca)	Perímetro Nominal (ca)	Area Nominal (ca <sup>2</sup> )	Esfuerzo de Fluencia (kg/ca <sup>2</sup> )	Deformación Post-Fluencia	Esfuerzo en Tensión (kg/ca <sup>2</sup> )	Deformación de Factura
D10	0.95	3.0	0.71	3,870	0.018	5,670	0.17
D16	1.59	5.0	1.99	3,850	0.019	5,720	0.18
D19	1.91	6.0	2.87	3,650	0.017	5,730	0.20
D22	2.22	7.0	3.87	3,530	0.012	5,750	0.21
D25	2.54	8.0	5.07	3,750	0.022	5,660	0.20

TABLA N° 5 : PROPIEDADES DEL CONCRETO CURADO EN OBRA

Piso	Edad de la Muestra (días)	Esfuerzo de Compresión : F'c (kg/ca <sup>2</sup> )	Deformación en Esfuerzo a Compresión	Esfuerzo de Tensión : cft (kg/ca <sup>2</sup> )
7	67	189	0.0019	13.2
6	87	144	0.0019	13.3
5	98	295	0.0019	23.6
4	111	290	0.0023	23.3
3	119	274	0.0023	22.8
2	132	292	0.0024	24.6
1	145	289	0.0022	24.2



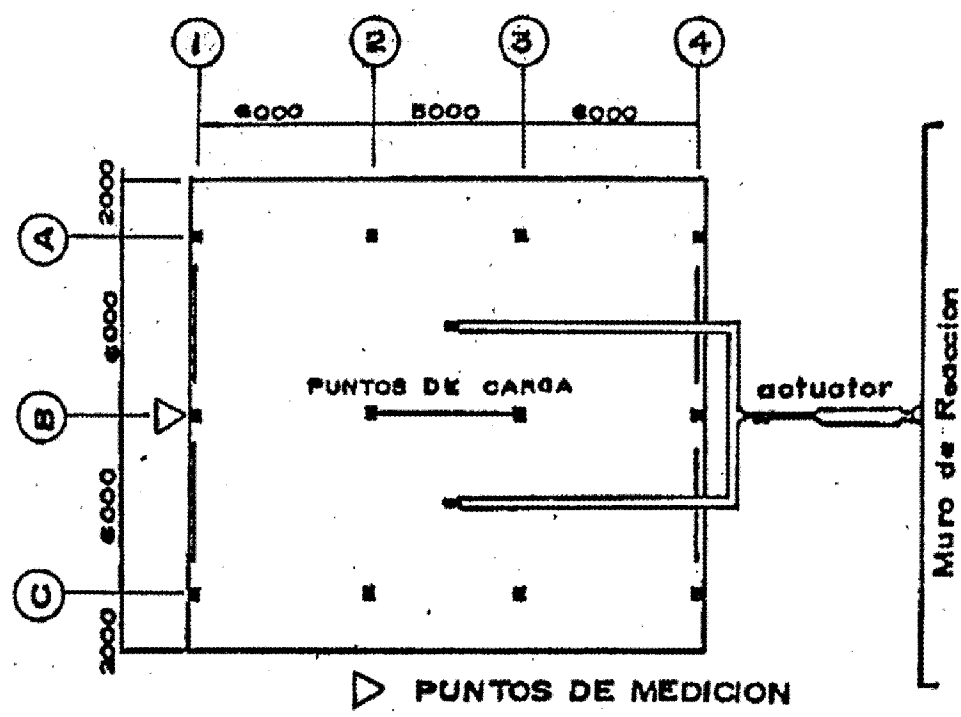


Figura N° 2.13 LOCALIZACION DE LOS PUNTOS DE CARGA Y LOS PUNTOS DE MEDICION

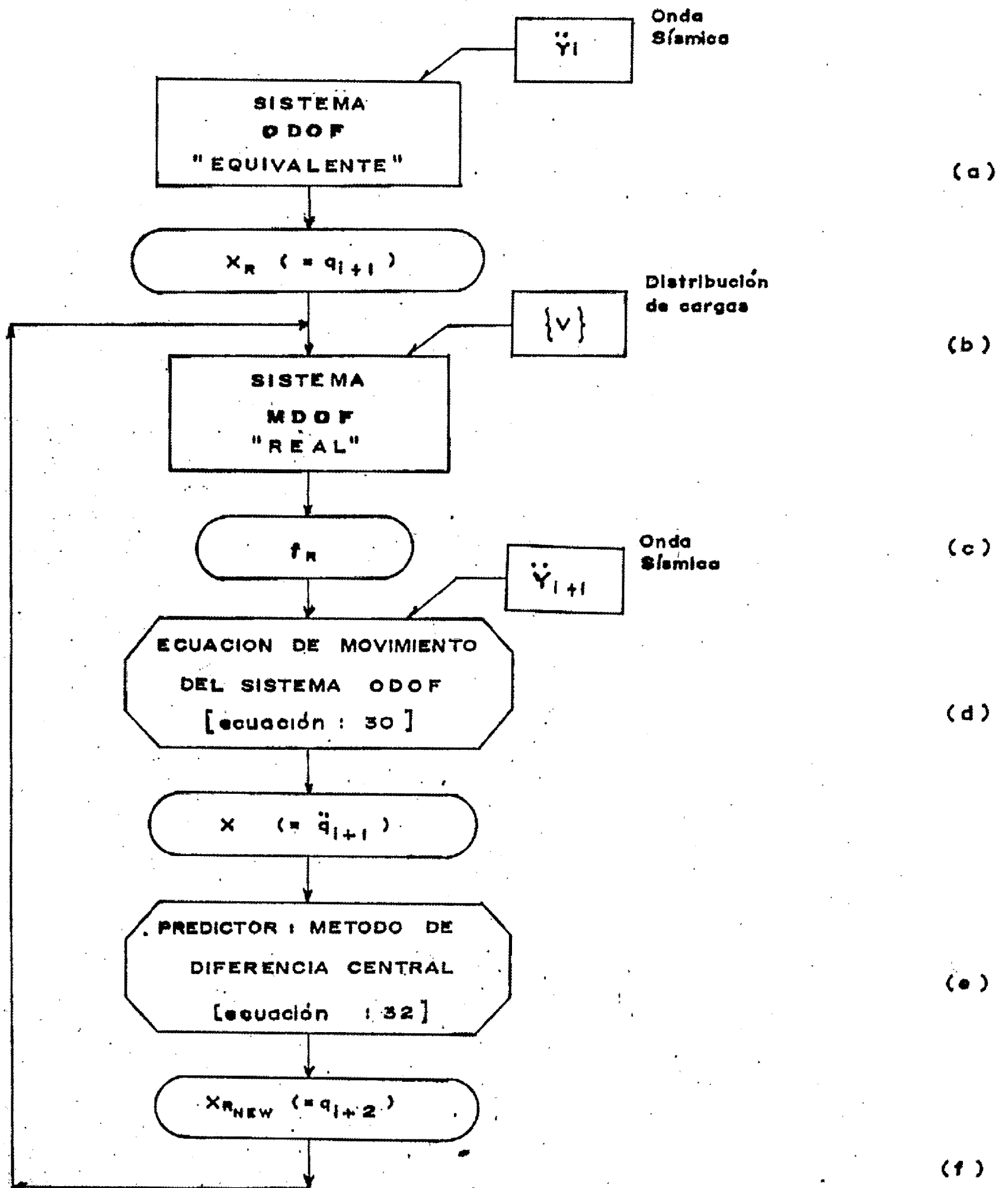


Figura N° 2.14 DIAGRAMA DEL PROCESO DE ENSAYO DE RESPUESTA SISMICA PSEUDO DINAMICA (SDF).

Test N°	Brief Description
VT 1	Free and Forced Vibration Tests
PSD 1	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-Ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS) A máx = 23.5 gal , R máx = 1/7000
PSD 2	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-Ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS) A máx = 105 gal , R máx = 1/400
PSD 3	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Tehachapi Shock (1952) Taft Record (EW) A máx = 320 gal , R máx = 3/400
PSD 4	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Tokachi-Oki Earthquake (1968) Hachinohe Harbor Record (EW) A máx = 350 gal , R máx = 1/75
VT 2	Free and Forced Vibration Tests
Repair of Test Structure by Epoxy Injection	
VT 3	Free and Forced Vibration Tests
Placement of Non-Structural Elements in Test Structure	
VT 4	Free and Forced Vibration Tests
PSD 5	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-Ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS) A máx = 23.5 gal , R máx = 1/7000
PSD 6	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-Ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS) A máx = 105 gal , R máx = 1/400
PSD 7	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Tehachapi Shock (1952) Taft Record (EW) A máx = 320 gal , R máx = 3/400
SL	Static Test under Uniform Load Distribution R máx = 1/50

A máx = maximum acceleration of input ground motion.

R máx = target maximum roof level displacement / total structural height.

## CAPITULO III : RESULTADOS TEORICOS Y COMPARACION DE RESPUESTAS

### 3.1. Aplicaciones para cada Modelo

Antes de entrar a la aplicación y análisis de cada uno de los modelos escogidos, indicaremos primeramente las condiciones generales que asumiremos y luego mencionaremos las condiciones particulares para el correcto cálculo de los parámetros de entrada y así asegurar el buen uso de cada modelo.

#### 3.1.1. Condiciones Generales

Para desarrollar un análisis estático (bajo incrementos monotónicos de cargas laterales) y un análisis dinámico (bajo una onda sísmica) las siguientes consideraciones generales son usadas, que serán la base del proceso del análisis estructural no-lineal.

(i) El análisis es limitado a edificaciones aporticadas regulares planas y dichas serán idealizadas de acuerdo al modelo que estemos aplicando. Los elementos considerados son vigas, columnas, muros y elementos diagonales de arriostre, todos son representados por su eje centroidal y como miembros lineales sin masa.

(ii) La contribución de la losa a las vigas es tomada en cuenta. Los sistemas de losas de pisos son considerados inextensibles, es decir rígidos en su propio plano. De aquí, que la deformación axial en vigas es despreciada, causando un mismo desplazamiento horizontal en todas las juntas de cada plano de piso; pero el desplazamiento vertical y rotacional son independientes en cada nudo; siendo así que el desplazamiento vertical y rotacional pueden ser los dos grados de libertad para cada nudo. Esto es, la deformación elástica axial puede ser considerada en las columnas, si se encuentra necesario.

(iii) Se supone que la masa de la estructura esta concentrada en cada nivel de piso. Y para este trabajo, se asumirá que los pórticos y el muro de corte están fijos en la base de la estructura, es decir no consideramos vigas de cimentación. En caso de considerar vigas de cimentación, Rocking y Sway Springs pueden ser considerados también (ver Fig.3.1).

(iv) Las cargas verticales representadas como momentos en los extremos, dentro del rango elástico, pueden ser consideradas (en este estudio estan siendo despreciadas). La interacción entre fuerza axial y momento no es tomado en cuenta para el cálculo. La deformación del panel es despreciada. Sin embargo los efectos de adherencia en la

sección crítica de los miembros pueden ser considerados si son necesarios.

(v) Se asumirá que las características instantáneas no-lineales de la estructura serán constantes en cada intervalo de tiempo o paso de computo. Las fuerzas excedentes serán eliminadas en el próximo paso.

(vi) Para el caso del análisis estático, las fuerzas sísmicas estarán representadas por cargas laterales aplicadas monotonicamente, con pequeños incrementos, en todo nivel de piso. Para el cálculo de sus magnitudes y su distribución nos basamos en el Método Estático del Reglamento Nacional de Construcción, Normas de Diseño Sismo-Resistente.

(vii) En el caso de análisis dinámico, la aceleración del sismo tiempo-historia define la fuerza dinámica externa (en una dirección) aplicada en la estructura, la respuesta es determinada por el proceso de integración paso-a-paso, con una aceleración constante en cada paso ( $\beta = 1/4$  en la ecuación de Newmark). Para aplicar los modelos dinámicos inelásticos, tomamos como base la onda del tercer experimento sísmico pseudo-dinámico: PSD-3, como se indicó en el capítulo anterior y cuyas características son:

Pseudo-Dynamic Earthquake Test  
Modified Tehachapi Shock (1952)  
Taft Record (EW)  
A<sub>máx</sub> = 320 gal.      R<sub>máx</sub> = 3/400

Con un tiempo inicial:  $t_{\min}=0.0$  , y un tiempo final:  $t_{\max}=10.20$  seg. El intervalo de tiempo para el cálculo es de 0.01 seg., es decir, 1020 puntos datos (ver Fig.3.2).

(viii) En las técnicas de análisis por aplicar, vigas y columnas son consideradas que poseen una falla predominante en flexión. Y, de aquí que la deformación de corte será tratada como dependiente de la deformación en flexión. Los muros de corte, son tratados como columnas anchas y la deformación de flexión y de corte serán considerados de manera independiente. Para los miembros de arriostre, si los hubiese, se considera que su deformación se debe solamente a la fuerza axial.

(ix) La regla histerética a usar, es basada en un modelo trilineal.

(x) Los efectos torsionales son despreciados. La no-linealidad geométrica es ignorada en este análisis, es decir no consideramos cambios en la geometría básica de la estructura.

(xi) El amortiguamiento viscoso es considerado proporcional a la masa y a la matriz de rigidez instantánea (tipo Rayleigh). El coeficiente de proporcionalidad es de  $E2=0.005$  el cual corresponde aproximadamente a un factor de amortiguamiento viscoso de 3.5% .

### 3.1.2. Cálculo de Parámetros de Entrada de cada Modelo

#### 3.1.2.1. Modelo Bidimensional

Para el análisis inelástico bajo este modelo se han utilizado dos programas de computación desarrollados en la Universidad de Tokyo, Japón. En el análisis estático el programa Statical Frame Analysis-INSTA, y para el análisis dinámico el programa Dynamic Frame Analysis-INDRA.

Los datos de entrada son básicamente los mismos; primero, es necesario dar las características del pórtico: número de pisos, número de crujeas, número de muros de corte, zonas rígidas, área de corte, etc.; segundo, es necesario dar las características elásticas e inelásticas de todos los miembros constituyentes (vigas, columnas y muros). En el análisis dinámico además se requiere los datos de la onda sísmica.

Utilizando un análisis inelástico dinámico se somete la estructura a un sismo (utilizando los registros sísmicos) y para cada intervalo de tiempo se calcula su rigidez y el agrietamiento de las secciones. También se puede utilizar una carga inicial, como sismo de entrada (análisis inelástico estático) que luego se incrementará un diferencial de carga; simultáneamente se calcula la rigidez y el agrietamiento si existe en alguna sección

determinandose la ocurrencia de rótulas plásticas, debido a que la sección ha entrado en el rango inelástico, está incrementa su deformación y rotación. Luego se reemplaza la condición de apoyo en esa sección y se calcula nuevamente la rigidez de la estructura para la sección agrietada. El proceso se repite hasta que se logre un mecanismo de falla.

Del análisis estático inelástico se obtendrán los mecanismos de colapso de la estructura real debido a cargas estáticas laterales y las curvas desplazamiento relativo de piso versus fuerza cortante (para cada nivel); también se pueden determinar los valores de las fuerzas cortantes de fluencia de piso para la estructura analizada. Análisis que nos servirá para determinar valores básicos a usar en los otros modelos. Del análisis dinámico se obtendrán las ductilidades máximas desarrollados en los miembros (requerimientos de ductilidad considerando el sismo de ensayo), también valores máximos de cortantes y desplazamientos absolutos de piso, además la historia, en el tiempo de excitación, del cortante del primer nivel y del desplazamiento del último nivel; lo cual utilizaremos para el estudio comparativo bajo excitaciones dinámicas.

Para la idealización de la edificación real, bajo el modelo bidimensional, la resistencia y las rigideces de los pórticos A y C son ensamblados juntos, y conectados al pórtico B, por enlaces en cada nivel de piso (ver Fig.3.3).



Las conexiones vigas-columnas son asumidas rígidas. Las matrices de rigidez de cada elemento pueden ser calculados mediante las rigideces de las secciones en ambos extremos debido a una imaginaria carga antisimétrica. De aquí, que basados en pseudo rotaciones antisimétricas definimos el factor de ductilidad. Se toma para modelos de vigas inelásticas una combinación del modelo de una-componente, para vigas y columnas, y del modelo parabólico para muros.

Los valores de los parámetros calculados o estimados se muestran en tablas y diagramas a continuación.

#### (A). Peso por Piso y Propiedades del Concreto y Acero

según el ACI 318-77 (8.5)

En el desarrollo del análisis consideramos los valores de la referencia 9, en donde para los cálculos del peso por pisos se consideró la losa, columnas, muros y vigas, las cargas puntuales (bloques de concreto), así como también el peso de la instrumentación y aparatos para captar las respuestas experimentales.

Las propiedades del acero de refuerzo y del concreto curado en obra se muestran en las tablas 4 y 5, respectivamente. Para las otras propiedades a utilizar, asumiremos:

Esfuerzo en compresión del concreto:  $F'c = 270 \text{ Kgr/cm}^2$

Esfuerzo en tensión del concreto:  $cst = 20 \text{ Kgr/cm}^2$

Peso específico del concreto:  $Wc = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Modulo de elasticidad del acero de refuerzo:  $Es = 2000 \text{ ton/cm}^2$

Modulo de elasticidad del concreto ( $4270 Wc^{1.55} \sqrt{F'c}$ ):  $Ec = 270 \text{ ton/cm}^2$

Relación de modulos de elasticidad:  $n = Es/Ec = 8$

Modulo cortante de elasticidad concreto ( $Ec/2.3$ ):  $Gc = 120 \text{ ton/cm}^2$

### (B). Propiedades Elásticas de los Miembros

Esto es el área total, área de corte, momento de inercia con respecto al eje de flexión y zonas rígidas de los miembros constituyentes. Las vigas serán analizadas como vigas T, tomando la contribución de la losa de acuerdo con el ACI-318-77, la notación para la evaluación del ancho efectivo se aprecia en la figura 3.4 .

$B$  : separación entre caras de vigas =  $600 - 50 = 550 \text{ cm.}$

$hf$  : ancho de losa =  $12 \text{ cm.}$

$bw$  : ancho de viga =  $30 \text{ cm.}$

$L$  : luz libre de viga ;  $G1, G3 = 550 \text{ cm.}$  ,  $G2 = 450 \text{ cm.}$

$B$  : ancho colaborante

$f$  : factor de forma =  $1.2$

Para  $G1$  y  $G3$  :  $b = 137.5 = 135 \text{ cm.}$

Para  $G2$  :  $b = 112.5 = 110 \text{ cm.}$

La geometría de los miembros considerada para el cálculo así como también las zonas rígidas, se muestran en la figura 3.5 , y los valores obtenidos en la tabla 7. Para las zonas rígidas, según referencias, pueden variar de  $7/8$  a  $1/2$  de la dimensión de la conexión viga-columna, en este trabajo se ha considerado una longitud de zona rígida de  $1/2$  de mencionada dimensión.

### (C). Propiedades Plásticas de los Miembros

Se calculará los valores básicos de la curva trilineal primaria (ver Fig.1.2) basandonos en la Tabla 1 para vigas y columnas y en la Tabla 2 para muros.

En el caso de vigas no se considera la fuerza axial ( $N=0$ ). Se puede apreciar en la figura 3.6 el acero considerado en estos elementos. Debido al posible cambio de sentido (en una misma dirección) de la fuerza excitadora, y en función del estado del acero superior o inferior, se puede tener una condición positiva o negativa de éstas. Las propiedades para las vigas G1, G2 y G3 se ven en la Tabla 8.

En las columnas debemos tener en cuenta la fuerza axial para cada una de ellas, la cual calcularemos según las áreas tributarias que se muestran en la figura 3.7 (para las cargas gravitacionales de columnas y muros), y tendremos presente que algunas columnas tomarán cargas adicionales

debido al peso de los actuadores y vigas cargadas. Los resultados de las fuerzas axiales se muestran en la Tabla 9. En base a ésta última tabla podemos desarrollar la Tabla 10, donde el muro es idealizado como una columna para tomar en cuenta la flexión, para momentos de fluencia se puede tomar un incremento debido a las vigas transversales, y para el momento de rotura se tomará un porcentaje ( 60% ) de los de fluencia, y para los coeficientes de reducción de rigidez, según el piso de estudio, de acuerdo a las referencias.

Aplicando la Tabla 2 podemos construir la Tabla 11, características inelásticas de muros de corte. Un gráfico indicando la notación para la sección del muro de corte se muestra en la figura 3.8.

#### (D). Otros Parámetros y Códigos de Notación

Se asumirá una distribución de fuerzas laterales estáticas de acuerdo al Código Peruano como ya se indicó, que en este caso particular es básicamente una distribución triangular invertida. Se asumirá un factor de zona 1, factor de uso de categoría c (vivienda), factor de suelo I, dando un coeficiente sísmico de  $C = 0.36$ , un esquema de la distribución normalizado al primer piso se puede ver en la figura 3.3. Sólo para el análisis dinámico debe darse información acerca de la onda, cuyas características ya fueron especificadas.

Tanto el programa INSTA e INDRA admite una numeración fija para la identificación de las vigas, columnas y muros que componen la edificación, siguiendo esta regla: de arriba hacia abajo y de izquierda a derecha como se muestra en la figura 3.9; esta identificación se usará para simplificaciones; ya que, los miembros con idénticas propiedades elásticas o inelásticas pueden ser agrupados e identificados mediante códigos, por lo cual los datos de entrada se simplifican, en otras palabras, miembros de un mismo código tienen propiedades (elásticas o inelásticas, según el caso) iguales, ver figura 3.10.

#### 3.1.2.1.1. Respuesta de Análisis Estático Inelástico

Debido que las respuestas del análisis estático inelástico son usadas para la determinación de los parámetros de los otros modelos, ellas se presentarán a continuación.

El análisis estático de la edificación de concreto armado de siete pisos fue ejecutado para declarar el comportamiento inelástico de la estructura debido a cargas laterales monótonicamente incrementadas. La asumida distribución de fuerza lateral a lo largo de la altura de la estructura fue determinada acorde con las Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente. Esta distribución de fuerza es similar a una

distribución triangular inversa excepto por un pequeño decrecimiento de fuerza en el último piso.

En la figura 3.11 se muestra la relación entre fuerza de corte por piso y desplazamiento relativo de piso, También los eventos típicos asociados con la ocurrencia de rótulas plásticas.

En el desplazamiento relativo de piso de 0.5 cm., el extremo izquierda de las vigas conectadas con el muro, donde el refuerzo inferior está esforzado en tensión, fluirán una después de otra. Cuando el desplazamiento relativo alcanza 1 cm., la fluencia en el extremo derecho de esas vigas conectadas y también en el extremo izquierdo de las vigas del pórtico sin muro ocurren juntas con la zona inferior del muro. Consecuentemente la rigidez de la edificación decrece abruptamente debido a la significativa degradación de la rigidez del muro de corte.

Con las cargas subsecuentes, el extremo derecho de las vigas del pórtico sin muro fluyen en el desplazamiento de 2 cm., y finalmente la edificación alcanza el mecanismo de colapso en el desplazamiento de 5 a 6 cm. cuando las rótulas de fluencia en la zona inferior de las columnas de 1er piso y en la zona superior de las columnas del 7mo piso aparecen. Como mostramos en la figura 3.11, la edificación pierde su rigidez de piso a lo largo de su extensión, con menor índice

en la primera etapa. El desplazamiento correspondiente a la fluencia del muro de corte en el primer piso puede ser considerado como el desplazamiento de fluencia.

En la figura 3.12 se muestra la secuencia de rótulas de fluencia y la relación de ductilidad de cada miembro así como el correspondiente desplazamiento de piso, medido de la base, y la fuerza lateral impuesta en cada piso cuando el mecanismo de colapso es alcanzado. Las condiciones de falla se produce cuando se ha formado un número de rótulas que generan un mecanismo de falla. Como se muestra en la figura, las rótulas de fluencia aparecen en las regiones críticas de las vigas, en la zona superior de las columnas del 7mo piso y en la zona inferior del muro y de las columnas del 1er piso, el mecanismo de colapso indicado puede ser considerado como un mecanismo de colapso de toda la estructura.

El desplazamiento lateral del piso superior asociado con el mecanismo mecanismo de colapso es de 38.005 cm., equivalente a un ángulo de rotación de:

$$38.005 / ( 21.75 \times 100 ) = 1 / 57$$

y un impulso promedio de entrepiso de:

$$38.005 / 7 = 5.4$$

Esto corresponde a una relación de ductilidad de piso de 5.4, porque el desplazamiento de fluencia de entrepisos es

supuesto ser alrededor de 1 cm. como se discutió antes ( $\mu = d_{max}/dy$ ).

La relación de ductilidad rotacional (= rotación angular máxima / rotación angular de fluencia) en los extremos de los miembros son alrededor de 15, 12, 8, 11 y 5 para el extremo izquierdo de las vigas conectadas, abajo del muro de corte, extremo derecho de las vigas conectadas, extremo izquierdo de las vigas del pórtico sin muro y extremo derecho de las vigas del pórtico sin muro, respectivamente. Además, debe notarse que los resultados analíticos muestran relaciones altas de ductilidad para los miembros flexurales, ellos pueden mantener fijas su capacidad flexural sin ninguna falla pronunciada o significativa reducción de resistencia, esto es verificado con los resultados experimentales de conexiones vigas-columnas y muros de corte donde las propiedades flexurales de los miembros al igual como vigas y muros son suficientemente buenas, como para tener el comportamiento característico bajo cargas trastrocadas con un ángulo de rotación de hasta 1/50.

Cabe notar que en las referencias 9 y 13 se usó una distribución de fuerzas de acuerdo al Código Sísmico Japonés en lugar del empleado en este trabajo, obteniéndose en las respuestas diferencias mínimas y no gravitantes para futuros análisis. Será ilustrativo mostrar, las fuerzas y los desplazamientos absolutos por piso alcanzados, para



diferentes etapas de interés, dentro de la historia del mecanismo de colapso obtenidos del análisis estático inelástico, como se aprecia en la Tabla 12.

Las respuestas dinámicas así como su análisis comparativo se mostrarán en el párrafo 3.2 .

### 3.1.2.2. Modelo Cortante

De la curva Fuerza Cortante versus Desplazamiento Relativo por piso de la estructura real (ver Fig.3.11) y con el criterio de áreas mencionado en 1.2.2., se realizan los trazos de la curva trilineal para cada piso de dicha estructura (ver Fig.3.13). En base de las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{Q_c}{d_c} \quad \alpha_1 = \frac{\frac{Q_y - Q_c}{d_y - d_c}}{K}$$

podemos elaborar la Tabla 13 donde se muestran los parámetros para el el modelo Cortante, valores que servirán de entrada de datos al programa CORTE, usado para el análisis inelástico tiempo-historia bajo este modelo.

### 3.1.2.3. Modelo Corte-Flexion

De la ecuación 6, del subcapítulo 1.3.1.1., como:

$$\sum K_c \left( 12 \frac{E K_o}{h^2} \right) \quad \text{y} \quad K_o = \frac{I_c}{h K_c}$$

entonces:

$$\sum K_c \left( 12 \frac{E K_o}{h^2} \right) = \sum 12 \frac{E I_c}{h^3}$$

$$\sum K_s + K_b = \sum 12 \frac{E I_c}{h^3}$$

expresión que utilizaremos junto con la 7 para el cálculo de los parámetros. Los valores  $E$  y  $h$  están dados por las características de la edificación, y para el cálculo de  $I_c$  y  $M_{cy}$ , consideramos todas las columnas y muro (como columna equivalente) de cada piso, tomando los valores del cuadro 7 y del Cuadro 10, respectivamente. Adicionalmente, como los momentos  $M_{cy}$  fueron determinados en las caras de la conexión viga-columna, por tanto, como luz en la expresión 7, debemos tomar la longitud entre caras de las zonas rígidas.

Del modelo de corte tomaremos los valores de  $K_s$  y  $Q_{sy}$  y supondremos (según referencias) sin perceptible error que:  $h_i=h$ ,  $l_i=2h$ ,  $a_i=b_i=0.5$ . Así aplicando las ecuaciones 6' y 7', tendremos sistemas sobredeterminados de ecuaciones lineales, donde dada una matriz  $[A]$  de orden  $m \times n$  ( $m > n$ ) y un vector  $\{b\}$  de orden  $m$ , se requiere determinar  $\{x\}$  de modo tal que  $[A] \cdot \{x\}$  sea la "mejor" aproximación posible de  $\{b\}$ .

Un proceso simple (y muy adecuado si los errores en  $b_i$  son estadísticamente independientes) es el método de "mínimos cuadrados", que consiste en minimizar la magnitud del residuo  $\{r\} = \{b\} - [A] \cdot \{x\}$  (o minimizar  $|r|^2 = \{r\}^T \cdot \{r\}$ ) con respecto a las  $x$ , dado que:

$$f = r^T \cdot r = b^T \cdot b - 2 x^T \cdot A^T \cdot b + x^T \cdot A^T \cdot A \cdot x$$

$$\implies \frac{d f}{d x} = - 2 A^T \cdot b + 2 A^T \cdot A \cdot x = 0$$

el método de mínimos cuadrados puede formularse como la solución del sistema de "ecuaciones normales":

$$( A^T \cdot A ) \cdot x = ( A^T \cdot b )$$

Para este caso particular tendríamos:

Kb1 / 2 = 28706.1	Qby1 / 2 = 951.8
Kb1 / 2 + Kb2 / 2 = 57606.7	Qby1 / 2 + Qby2 / 2 = 1152.5
Kb2 / 2 + Kb3 / 2 = 57860.0	Qby2 / 2 + Qby3 / 2 = 1055.7
Kb3 / 2 + Kb4 / 2 = 57923.8	Qby3 / 2 + Qby4 / 2 = 967.0
Kb4 / 2 + Kb5 / 2 = 58052.4	Qby4 / 2 + Qby5 / 2 = 886.3
Kb5 / 2 + Kb6 / 2 = 58179.2	Qby5 / 2 + Qby6 / 2 = 813.2
Kb6 / 2 = 58316.7	Qby6 / 2 = 748.7

	1	0	0	0	0	0	0				57412.2		1903.6						
	1	1	0	0	0	0	0			Kb1		Qby1			115213.4		2305.0		
	0	1	1	0	0	0	0			Kb2		Qby2			115720.0		2111.4		
	0	0	1	1	0	0	0			Kb3		Qby3		=		115847.6		1934.0	
	0	0	0	1	1	0	0			Kb4		Qby4			116104.8		1772.6		
	0	0	0	0	1	1	0			Kb5		Qby5			116358.4		1626.4		
	0	0	0	0	0	1	0			Kb6		Qby6			116633.4		1497.4		

Es decir, tenemos:

$$[ A ]_{7 \times 6} \cdot \{ x \}_{6 \times 1} = \{ B \}_{7 \times 1}$$

$\implies$

$$[ A ]_{6 \times 7} \cdot [ A ]_{7 \times 6} \cdot \{ x \}_{6 \times 1} = [ A ]_{6 \times 7} \cdot \{ B \}_{7 \times 1}$$

$$[ A^* ]_{6 \times 6} \cdot \{ x \}_{6 \times 1} = \{ B^* \}_{6 \times 1}$$

donde nos queda:

Kb1	'	Qby1			49062.1	'	1700.8		
Kb2	'	Qby2			74501.5	'	807.0		
Kb3	'	Qby3		=		32868.4	'	1101.6	
Kb4	'	Qby4			91329.4	'	1035.2		
Kb5	'	Qby5			16425.3	'	534.6		
Kb6	'	Qby6			108282.3	'	1294.6		

resultados que nos servirán para el uso del programa SB, resumidos en la Tabla 14, con los cuales hallaremos las respuestas tiempo-historia de la estructura real de siete pisos bajo este modelo.

#### 3.1.2.4. Modelo Elástico Equivalente

Tomando como base los valores obtenidos de la curva trilineal para cada piso de la estructura real (figura 3.13) y con las consideraciones del párrafo 1.4.2. y de la ecuación 8, podemos desarrollar la Tabla 15, donde se muestran las rigideces equivalentes por piso a tomar para el modelo.

Como paso previo, tenemos que calcular las frecuencias y las formas de modo (las cuales compararemos, en la figura 3.14, con las obtenidas experimentalmente) de la estructura real tomando las rigideces iniciales, también calcularemos las frecuencias de la estructura en fluencia y en estado equivalente, tomando las rigideces respectivas.

Ahora, asumiendo según referencias un factor de amortiguamiento viscoso para la estructura real de 3.5%, calculamos el coeficiente de proporcionalidad, E2, gracias a la ecuación 5 del párrafo 1.1.7, como se muestra:

$$\beta = 3.5 \% = 0.035 \quad ; \quad W1 = 13.920 \text{ rad/seg}$$

$$E2 = \frac{2 ( 0.035 )}{13.920} = 0.005 \text{ seg.}$$

Es decir, para esta edificación, el coeficiente de proporcionalidad de E2=0.005, corresponde aproximadamente a un factor de amortiguamiento viscoso de 3.5%.

De manera similar, tomando un factor de ductilidad promedio de piso y aplicando la ecuación 12, hacemos el cálculo para la estructura equivalente:

$$\mu \text{ prom.} = \frac{\Sigma \quad 38.421}{7} = \frac{\quad \quad \quad}{7} = 5.489$$

$$\beta_s = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{5.489}} \right) + 0.02 = 0.1346$$

y como: W1 equivalente = 3.128 rad/seg.

$$E2 \text{ equiv.} = \frac{2 ( 0.1346 )}{3.128} = 0.0861 \text{ seg.}$$

Con cuyos valores hallaremos las respuestas, bajo este modelo, para el análisis comparativo mostrado en 3.2 .

### 3.1.2.5. Modelo de Un Grado de Libertad

Para la reducción del sistema MDOF al sistema ODOF de la edificación ensayada de siete pisos, en primer lugar determinamos el modelo de desplazamientos  $U_r$ , que será obtenido como un promedio de la forma de deflexión a diferentes amplitudes de cargas representativas, del estado inicial hasta el mecanismo de colapso (ver tabla 16). Ya que se puede considerar que los modelos tienen similar forma indiferente a la magnitud de carga, como comprobamos en la figura 3.15 .

La tabla 17 muestra la variación de la masa equivalente para el modelo de un grado de libertad derivado del modelo de desplazamientos para cada punto de carga. Y como se demuestra en la tabla, la masa equivalente no cambia significativamente para cada nivel de carga.

El cálculo de los parámetros de entrada al programa (se adaptó el de CORTE) se hará en base de la Tabla 18 y considerando las ecuaciones del párrafo 1.5.2. cuyos resultados numéricos se muestran debajo de mencionada tabla. Valores que nos servirán para determinar las respuestas inelásticas tiempo-historia bajo el reducido sistema ODOF.

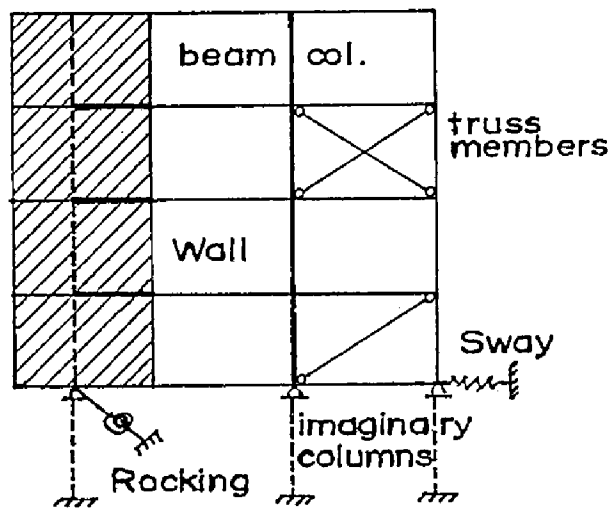


Figura N° 3.1. PORTICO TIPICO PARA EL ANALISIS DEL MODELO BIDIMENSIONAL CONSIDERANDO VIGAS DE CIMENTACION

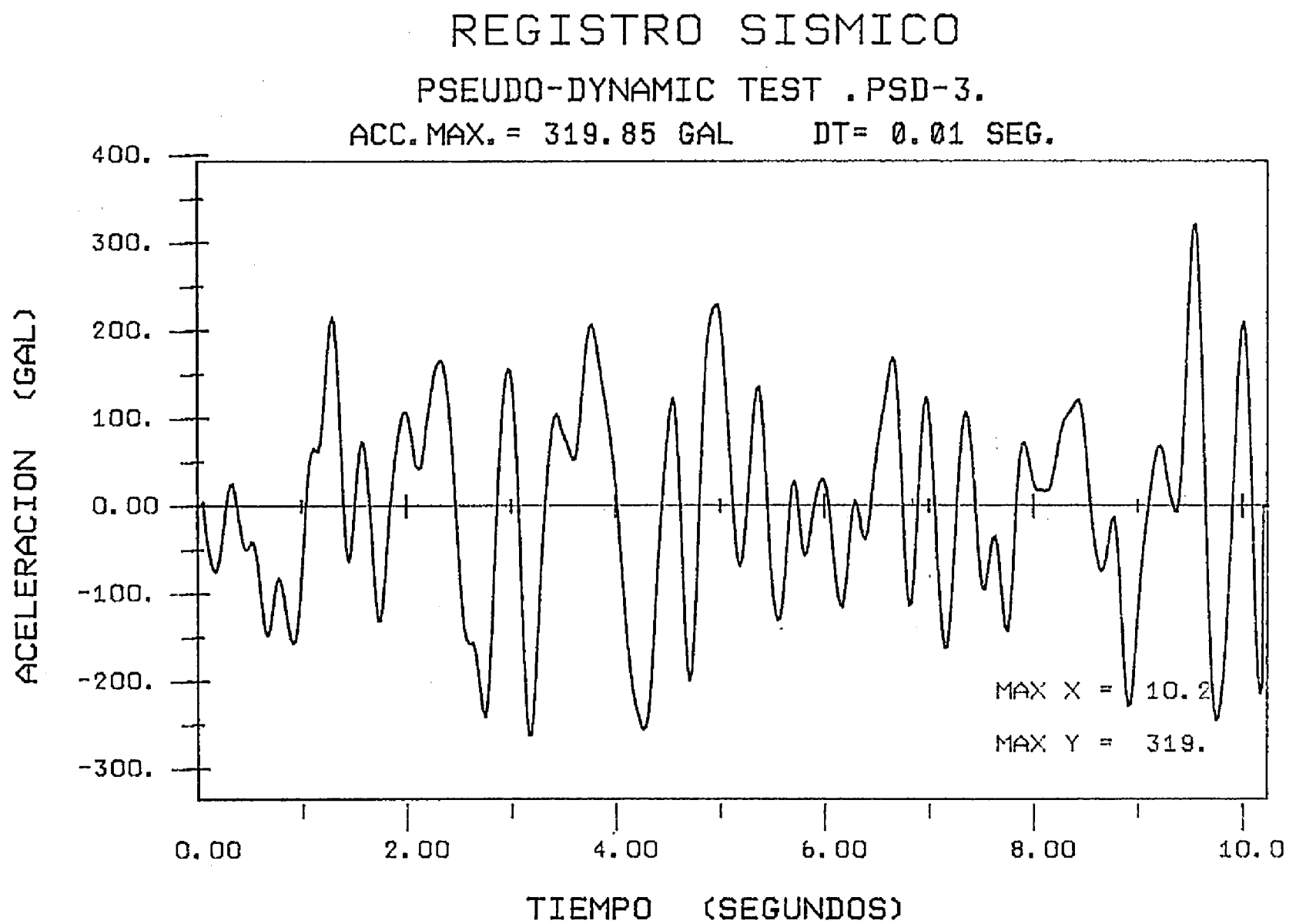
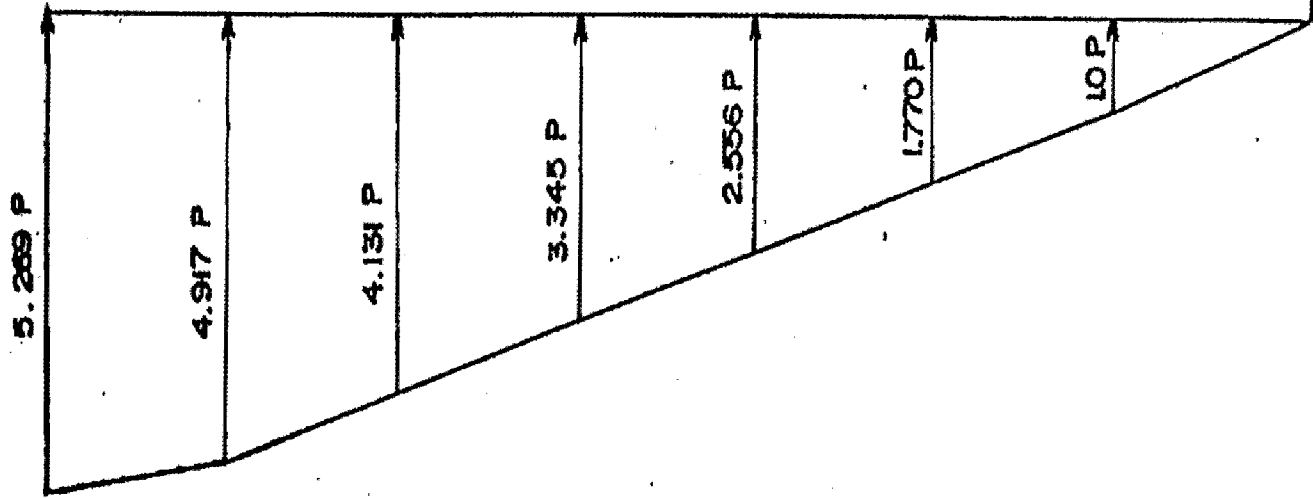
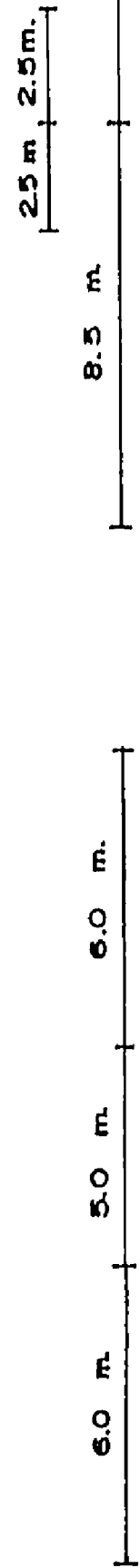
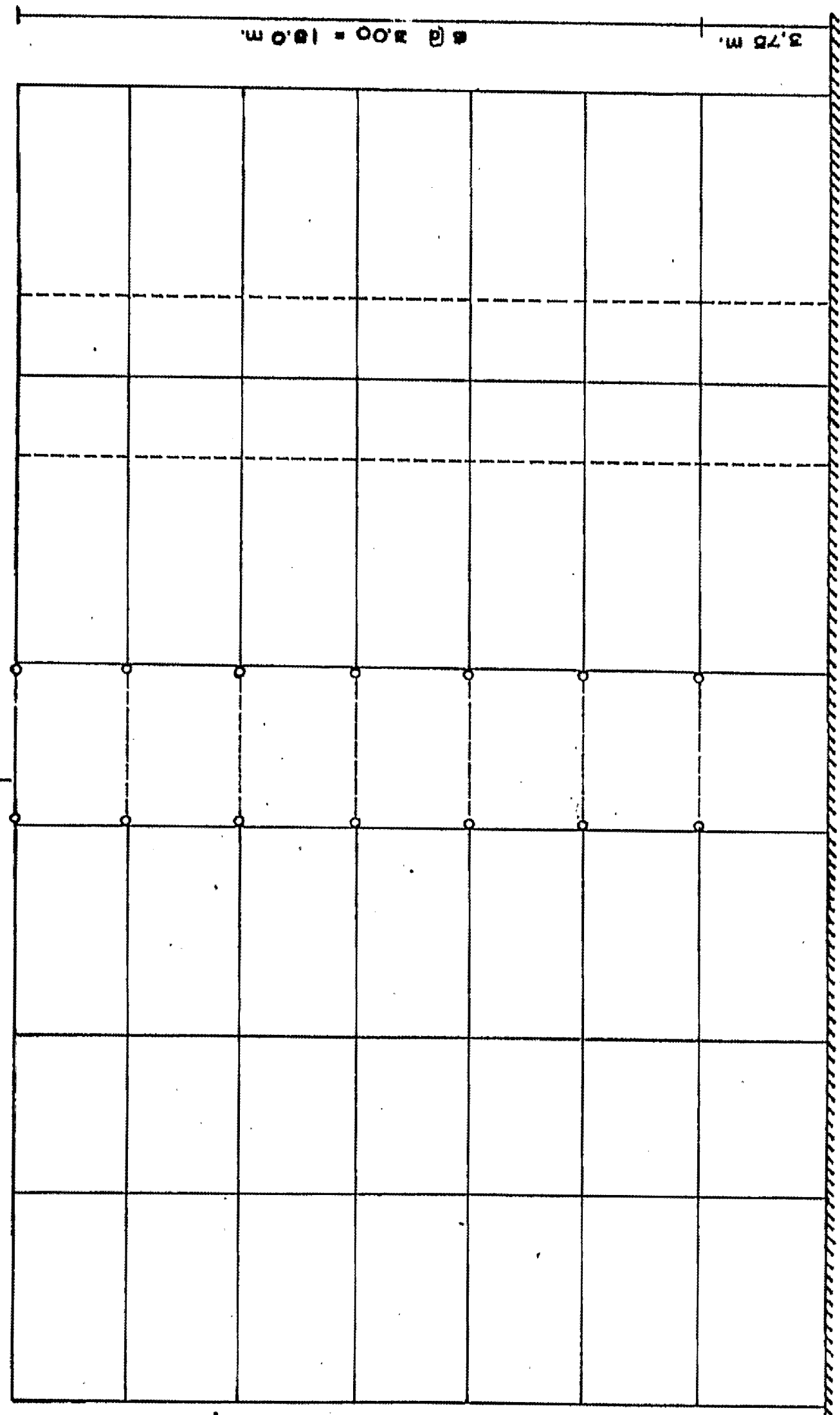


Figura N° 3.2 ONDA SISMICA DE EXCITACION PARA EL ENSAYO EXPERIMENTAL

DISTRIBUCION DE FUERZAS  
LATERALES NORMALIZADAS



Enlaces  
Rígidos ( $EA \approx \infty$ ,  $EI \neq 0$ )



PORTICO (A) + (C)

PORTICO (B)

PESOS (Ton.)



Figura N° 3.3 IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA REAL PARA EL MODELO DE ANALISIS BIDIMENSIONAL



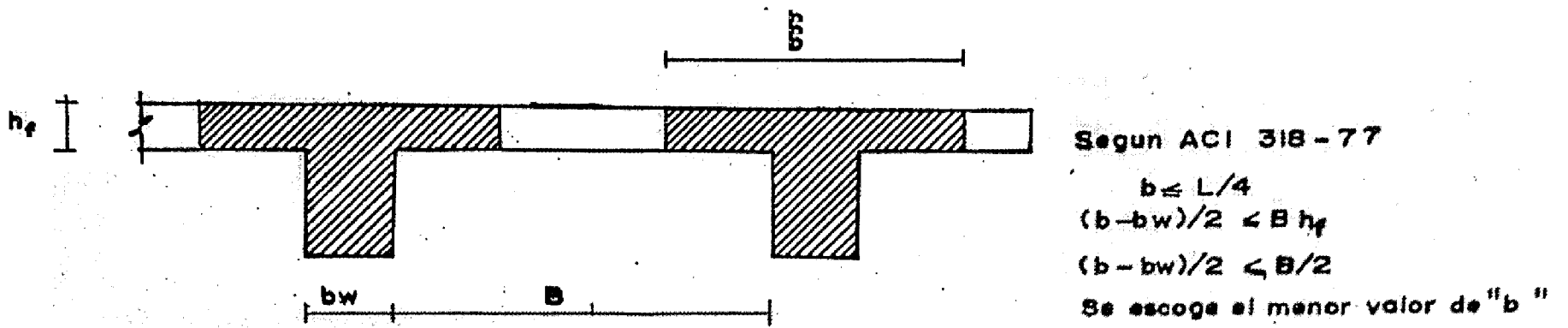
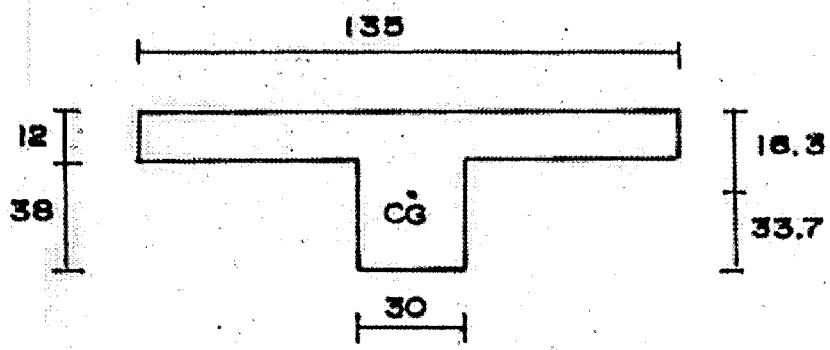
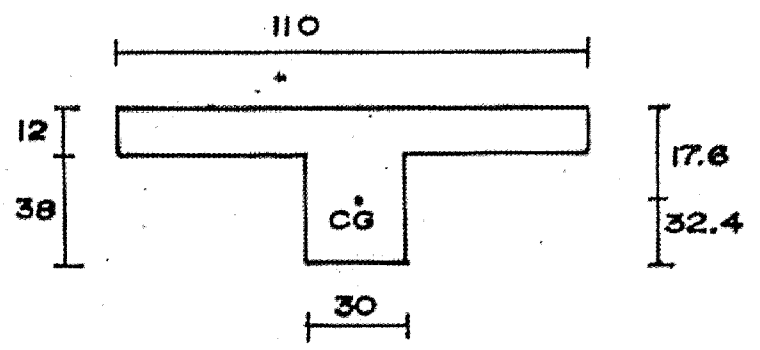


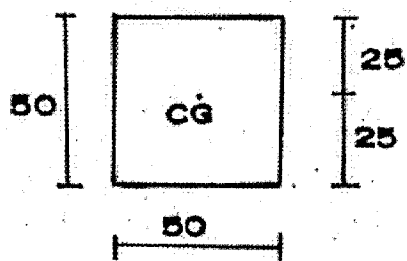
Figura N° 3.4 NOTACION PARA LA EVALUACION DEL ANCHO EFECTIVO



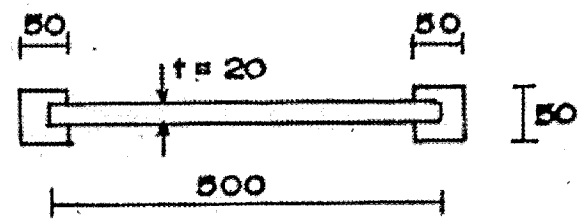
VIGA : G<sub>1</sub>, G<sub>3</sub>



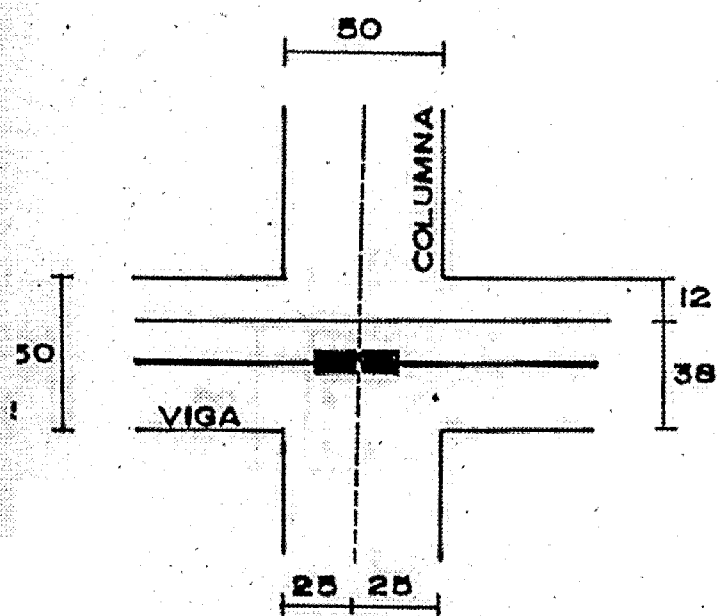
VIGA : G<sub>2</sub>



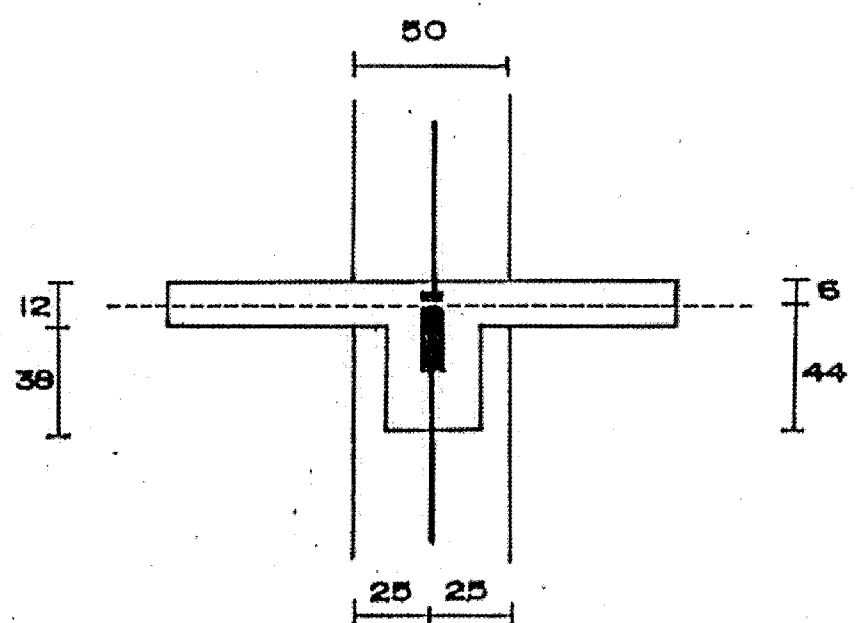
COLUMNAS



MURO DE CORTE

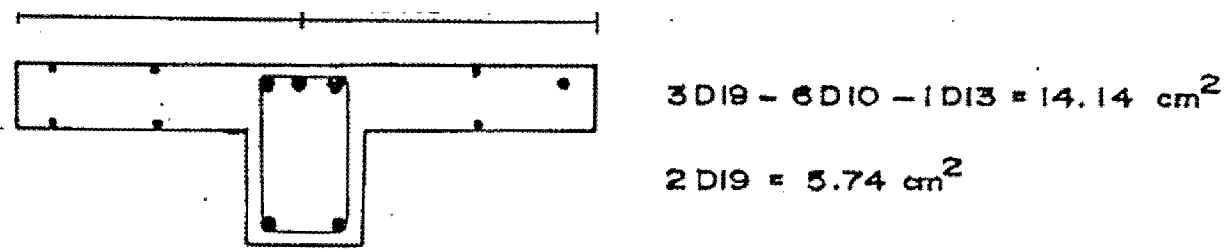


ZONA RIGIDA (VIGAS Y MUROS)

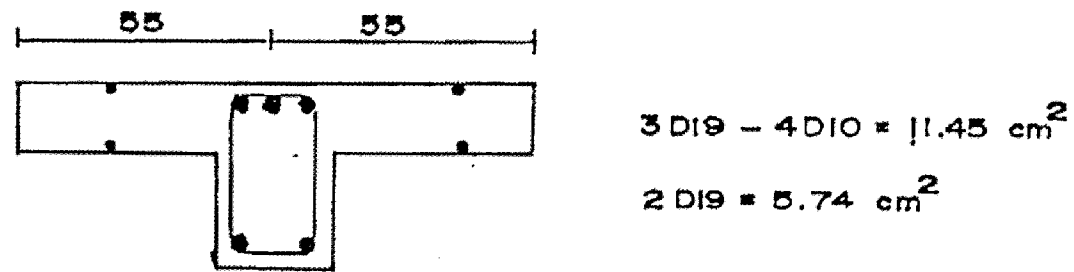


ZONA RIGIDA (COLUMNAS)

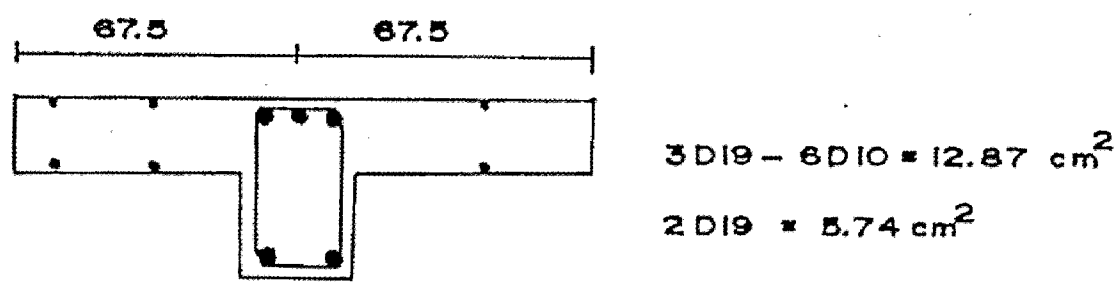
Figura N° 3.5 GEOMETRIA CONSIDERADA PARA LAS PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS MIEMBROS



VIGA : G<sub>1</sub>



VIGA : G<sub>2</sub>



VIGA : G<sub>3</sub>

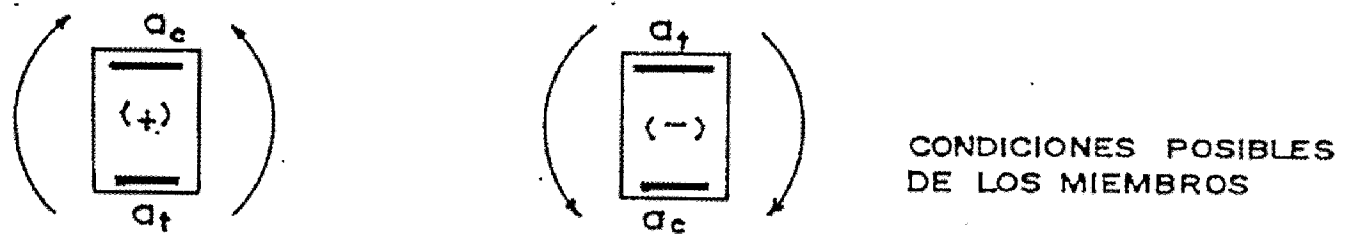


Figura N° 3.6 ACERO CONSIDERADO EN LAS VIGAS PARA LAS PROPIEDADES PLASTICAS

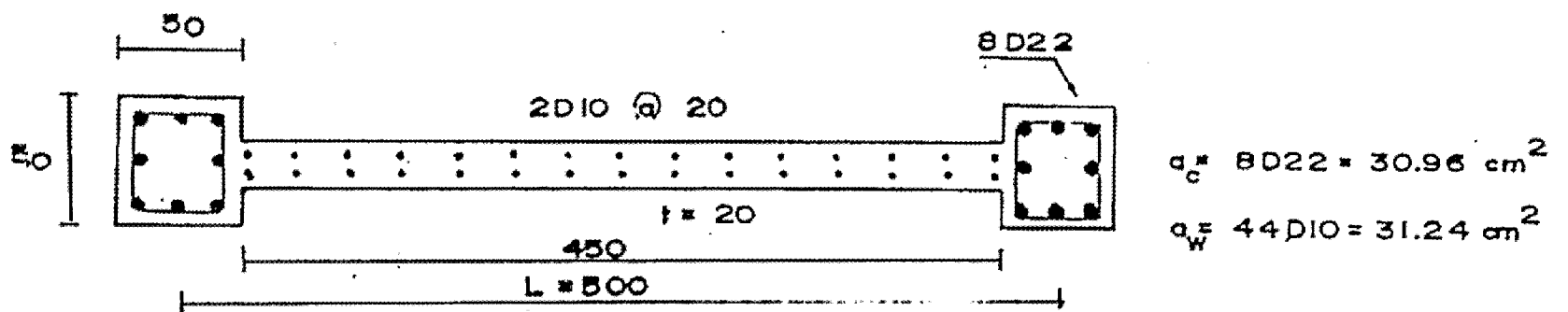


Figura N° 3.8 ACERO CONSIDERADO EN EL MURO DE CORTE PARA LAS PROPIEDADES PLASTICAS

TABLA N° 7 : PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS MIEMBROS

Miembros	Area (cm <sup>2</sup> )	Area de Corte (A'=A/f :cm <sup>2</sup> )	Momento de Inercia (Icg x-x :cm <sup>4</sup> )
Viga : G1,G3	2,760	2,300	577,176
Viga : G2	2,460	2,050	534,070
Columnas	2,500	2,083	520,833
Muro	10,000	8,333	465'416,667

TABLA N° 8 : PROPIEDADES PLASTICAS DE LAS VIGAS

Miembro	Acero (cm <sup>2</sup> )	Condición	Momento de Arietamiento (Mc :ton-cm)	Momento de Fluencia (My :ton-cm)	Coef. de Reducción de Rigidez ( $\alpha_y$ )
G1	14.14	+	477.4	848.5	0.295
	5.74	-	466.7	2,139.5	0.396
G2	11.45	+	463.7	848.5	0.260
	5.74	-	456.3	1,717.9	0.310
G3	12.87	+	470.9	848.5	0.295
	5.74	-	461.8	1,940.5	0.358

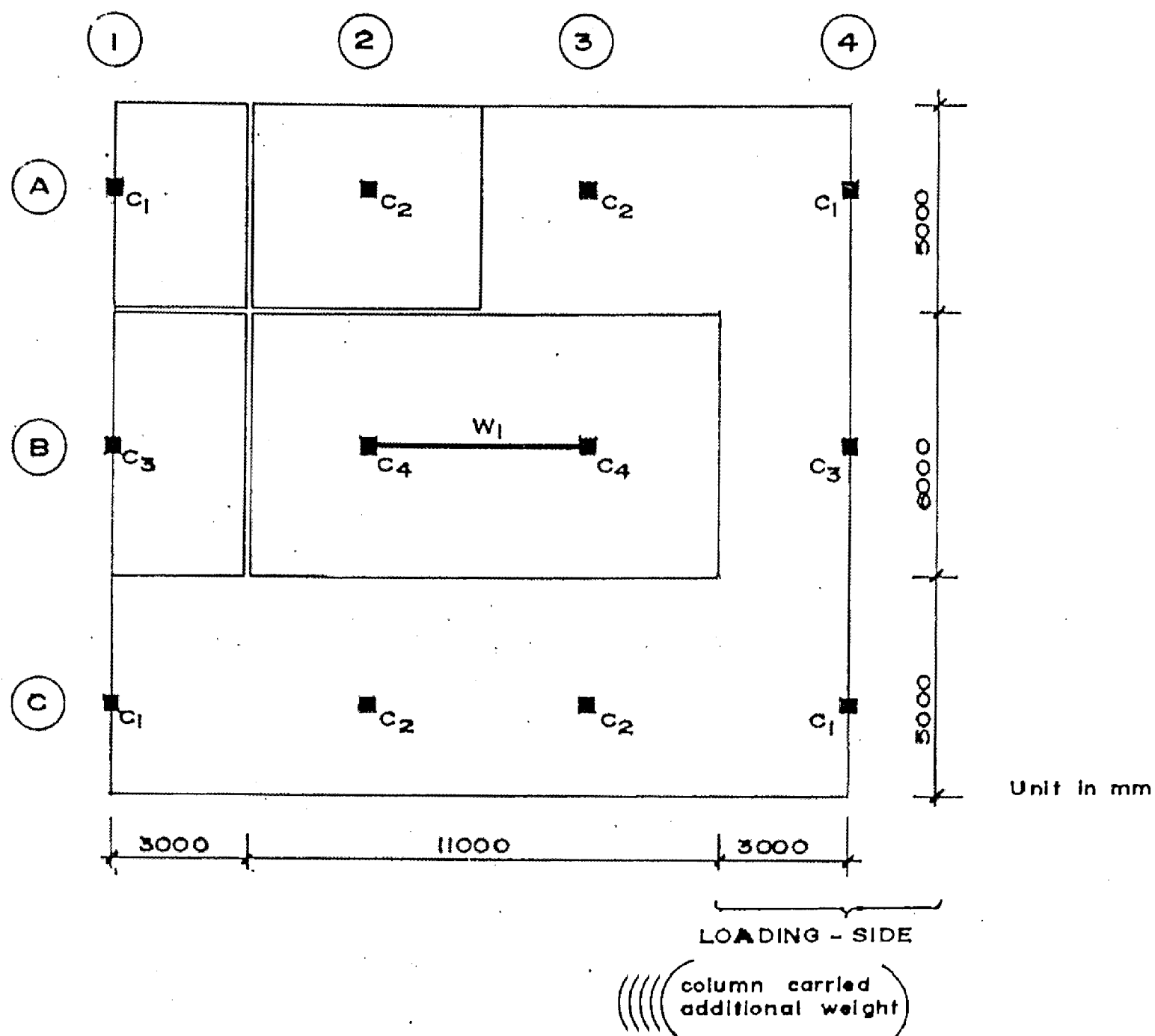


Figura N° 3.7 AREAS TRIBUTARIAS PARA LA CARGA AXIAL GRAVITACIONAL COMPUTADA PARA COLUMNAS Y MUROS

PISO	C <sub>1</sub>	C <sub>1</sub> <sup>*</sup>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>3</sub> <sup>*</sup>	W <sub>1</sub> <sup>**</sup> (Ton.)
7	8.348	8.348	13.433	10.662	10.662	41.888
6	18.515	21.515	27.032	24.059	30.059	80.797
5	28.681	34.681	40.631	37.457	49.457	119.729
4	38.848	47.848	54.230	50.854	68.854	158.661
3	49.014	61.014	67.829	64.252	88.252	197.593
2	59.180	74.180	81.428	77.649	107.649	236.525
1	69.342	87.342	95.252	91.812	127.812	278.157

NOTA:

\* : COLUMNAS QUE TOMAN PESOS ADICIONALES DE "ACTUATORS" Y VIGAS CARGADAS

\*\* : LA CARGA AXIAL SOPORTADA POR EL MURO W<sub>1</sub> (IDEALIZADA COMO UNA COLUMNA EQUIVALENTE) ES IGUAL AL DOBLE DE LA SOPORTADA POR LA COLUMNA C<sub>4</sub>

TABLA N° 9 CARGA AXIAL EN LOS MIEMBROS VERTICALES

TABLA N° 10 : CARACTERISTICAS INELASTICAS DE LOS MIEMBROS VERTICALES

Piso	Pórtico	Columna	Carga Axial (ton)	Momento de Agrietamiento (Mc : ton-cm)	Momento de Fluencia (My : ton-cm)	Coef. de Reducción de Rigidez (αy)
7	(A+C)	c1	8.35	1,641.7	3,732.3	0.204
		c2	13.43	1,726.5	3,978.8	0.206
		c1*	8.35	1,641.7	3,732.3	0.204
	(B)	c3	10.66	840.1	1,922.4	0.205
		w1	41.87	60,035.8	100,059.7	1.000
		c3*	10.66	840.1	1,922.4	0.205
6	(A+C)	c1	18.52	1,811.2	4,221.8	0.208
		c2	27.03	1,953.3	4,620.8	0.211
		c1*	21.52	1,861.2	4,363.5	0.209
	(B)	c3	24.06	951.8	2,241.3	0.210
		w1	80.80	66,710.1	114,516.9	1.000
		c3*	30.06	1,001.6	2,380.1	0.212
5	(A+C)	c1	28.68	1,950.6	4,697.0	0.212
		c2	40.63	2,179.8	5,237.3	0.216
		c1*	34.68	2,060.6	4,970.8	0.214
	(B)	c3	37.46	1,063.4	2,547.9	0.215
		w1	119.73	77,384.5	128,974.1	0.600
		c3*	49.46	1,163.4	2,811.9	0.219
4	(A+C)	c1	38.85	2,150.0	5,158.0	0.215
		c2	54.23	2,406.4	5,828.3	0.221
		c1*	47.85	2,300.0	5,554.1	0.219
	(B)	c3	50.85	1,175.1	2,842.0	0.220
		w1	158.66	86,058.8	143,431.3	0.500
		c3*	68.85	1,325.1	3,217.7	0.226
3	(A+C)	c1	49.01	2,319.5	5,604.7	0.219
		c2	67.83	2,633.0	6,393.8	0.226
		c1*	61.01	2,519.4	6,113.6	0.224
	(B)	c3	64.25	1,286.7	3,123.8	0.225
		w1	197.59	94,733.1	157,888.5	0.400
		c3*	88.25	1,486.7	3,597.6	0.234
2	(A+C)	c1	59.18	2,468.9	6,037.1	0.223
		c2	81.43	2,859.7	6,933.8	0.231
		c1*	74.18	2,738.9	6,649.2	0.228
	(B)	c3	77.65	1,398.4	3,393.1	0.230
		w1	236.52	103,407.4	172,345.7	0.300
		c3*	107.65	1,648.3	3,951.4	0.241
1	(A+C)	c1	69.84	2,666.6	6,475.3	0.253
		c2	95.25	3,090.1	7,456.5	0.262
		c1*	87.84	2,966.6	7,179.6	0.260
	(B)	c3	91.81	1,516.4	3,664.4	0.261
		w1	278.16	112,486.7	187,477.8	0.200
		c3*	127.81	1,816.4	4,291.8	0.274



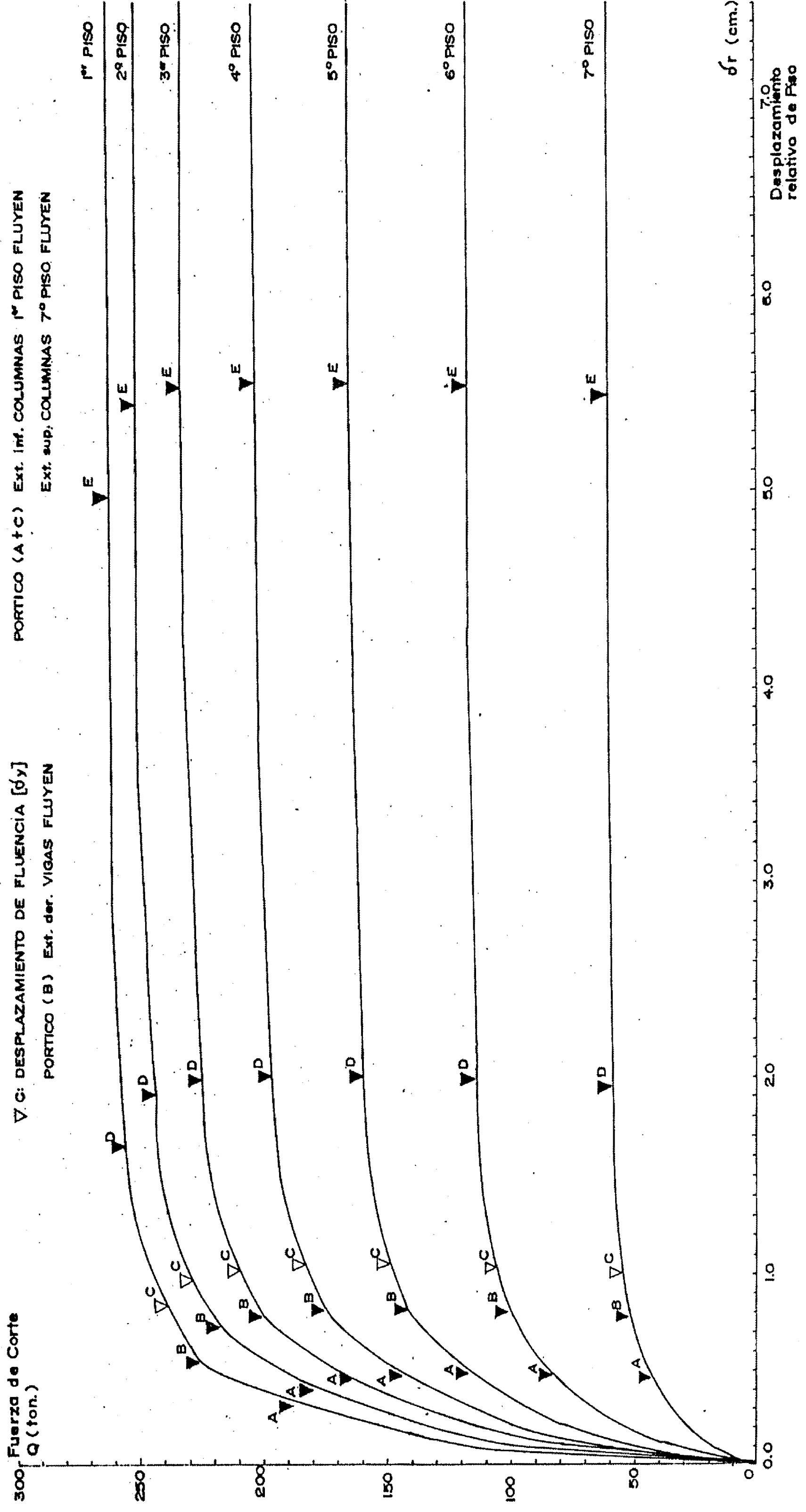
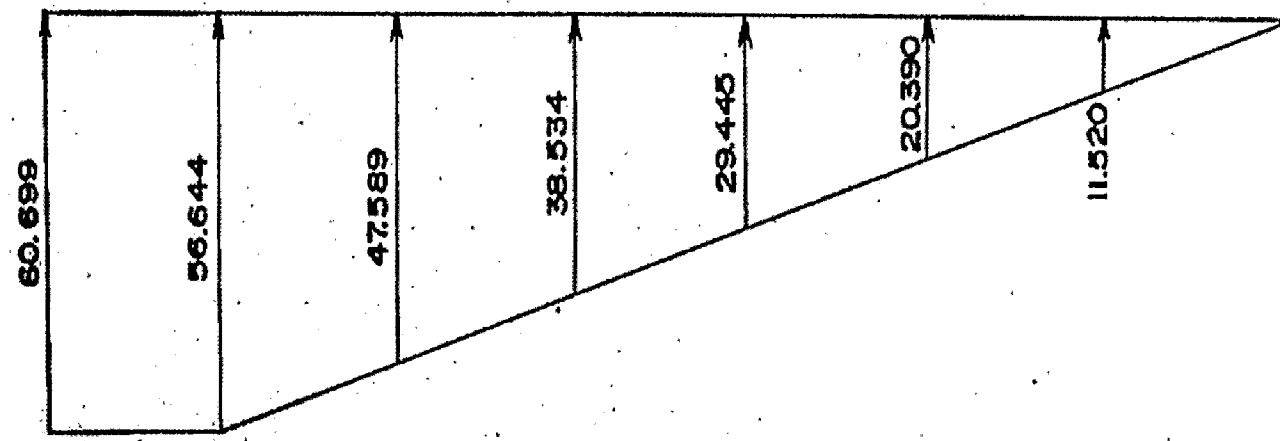
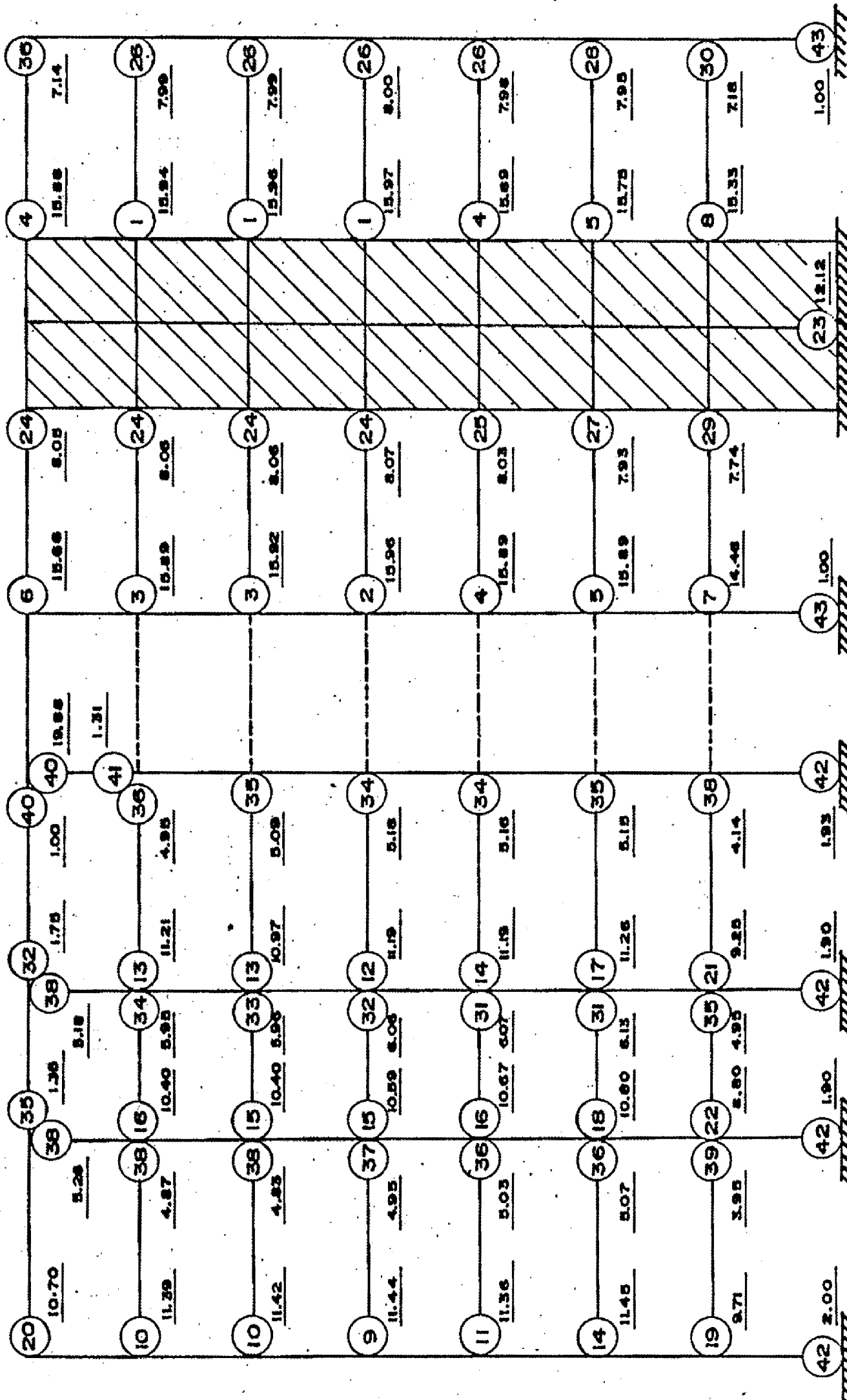
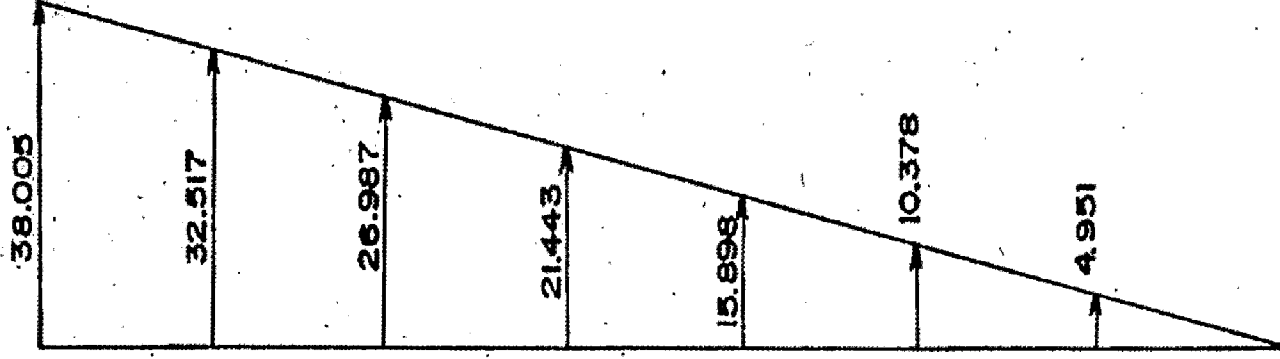


Figura N° 3.11 FUERZA CORTANTE vs DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE PISO DE LA ESTRUCTURA REAL DE SIETE PISOS

Fuerza Lateral (Ton.)



Desplazamiento de Piso (cm)



(FUERZA CORTANTE EN EL 1 PISO: 264.821 Ton.)

○ = ORDEN DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS  
— = RELACION DE DUCTILIDAD DE CADA ROTULA

Figura N° 3.12 MECANISMO DE FALLA DE LA ESTRUCTURA REAL (del Statical Frame Analysis)



TABLA N° 11 : CARACTERISTICAS INELASTICAS DEL MURO DE CORTE

Piso	Carga Axial (ton)	Esfuerzo de Corte de Agrietamiento (Tc : kgr/cm <sup>2</sup> )	Fuerza de Corte de Agrietamiento (Qc : ton)	Esfuerzo de Corte de Fluencia (Ty : kgr/cm <sup>2</sup> )	Fuerza de Corte de Fluencia (Qy : ton)	Coef. de Reducción de Rigidez (βy)
7	41.87	18.36	183.6	37.27	372.7	0.162
6	80.80	18.36	183.6	40.52	405.2	0.162
5	119.73	18.36	183.6	43.76	437.6	0.162
4	158.66	18.36	183.6	47.01	470.1	0.162
3	197.59	18.36	183.6	50.25	502.5	0.162
2	236.52	18.36	183.6	53.49	534.9	0.162
1	278.46	18.36	183.6	57.43	574.3	0.162

TABLA N° 12 : RESPUESTA DEL ANALISIS ESTADICO INELASTICO EN ALGUNOS PUNTOS DE INTERES

50	Código Peruano (RD=5) paso : 62		Primera Rótula paso : 117		Fluencia paso : 173		Colapso paso : 192	
	Carga (ton)	D-abs (cm)	Carga (ton)	D-abs (cm)	Carga (ton)	D-abs (cm)	Carga (ton)	D-abs (cm)
7	19.473	0.683	36.988	2.252	54.692	6.947	60.699	38.005
6	18.173	0.585	34.517	1.923	51.038	5.940	56.644	32.517
5	15.267	0.476	28.999	1.575	42.880	4.966	47.589	26.967
4	12.362	0.363	23.482	1.220	34.721	3.858	38.534	21.443
3	9.448	0.251	17.943	0.867	26.531	2.811	29.445	15.898
2	6.542	0.148	12.425	0.533	18.373	1.787	20.390	10.378
1	3.696	0.062	7.020	0.238	10.380	0.829	11.520	4.951

TABLA N° 13 : PARAMETROS DEL MODELO DE CORTE

Piso	dc (cm)	dy (cm)	Qc (ton)	Qy (ton)	K (ton/cm)	z1
7	0.100	1.000	25.0	58.5	250.0	0.1489
6	0.120	1.030	46.5	113.5	387.5	0.1900
5	0.140	1.050	72.0	159.0	514.3	0.1859
4	0.140	1.050	90.0	196.0	642.9	0.1812
3	0.150	1.025	106.0	224.0	706.7	0.1908
2	0.125	0.960	120.0	243.0	960.0	0.1534
1	0.100	0.830	128.0	255.0	1280.0	0.1359

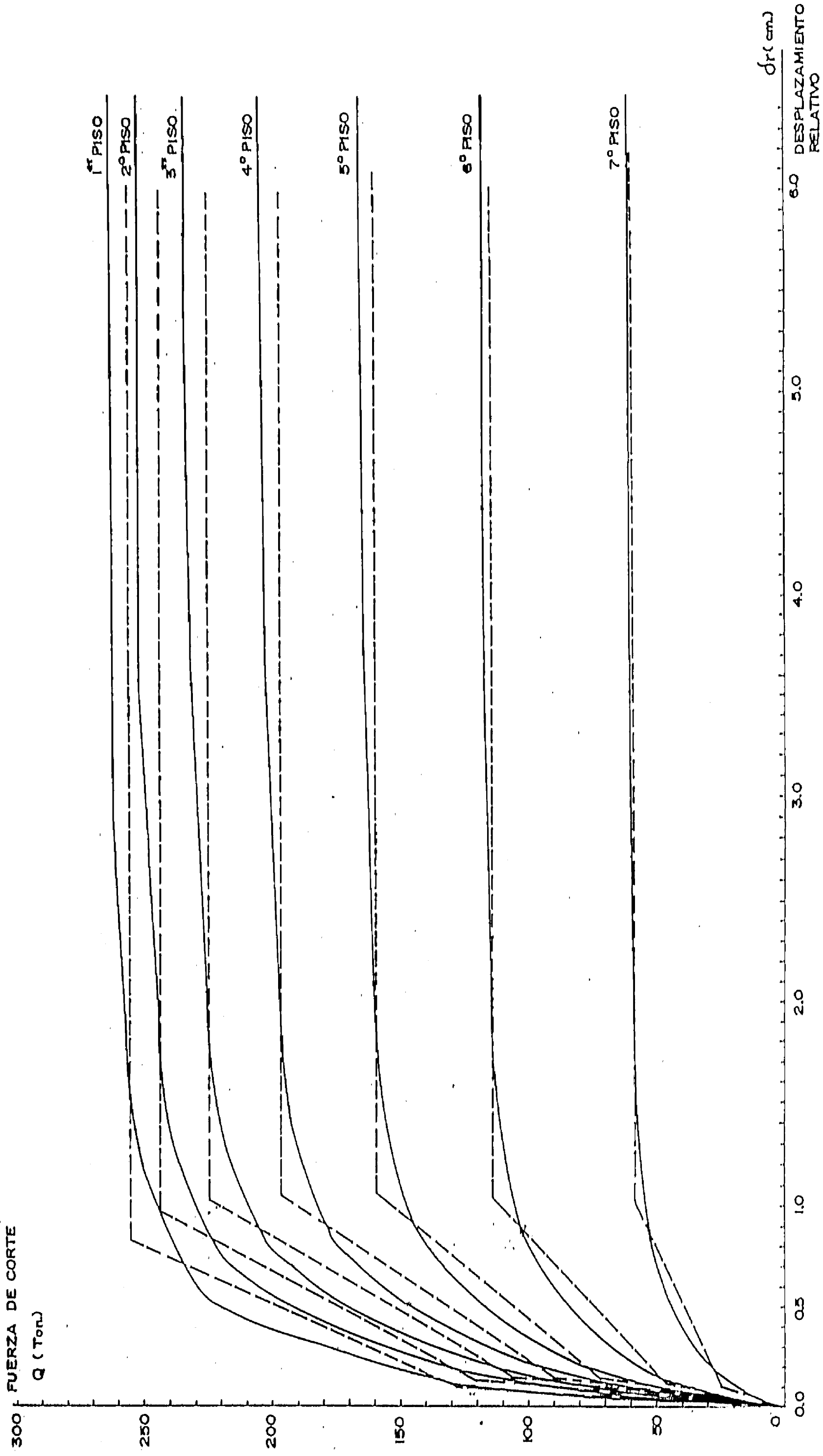


Figura N° 3.13 CURVA TRILINEAL PARA CADA PISO DE LA ESTRUCTURA REAL DE SIETE PISOS

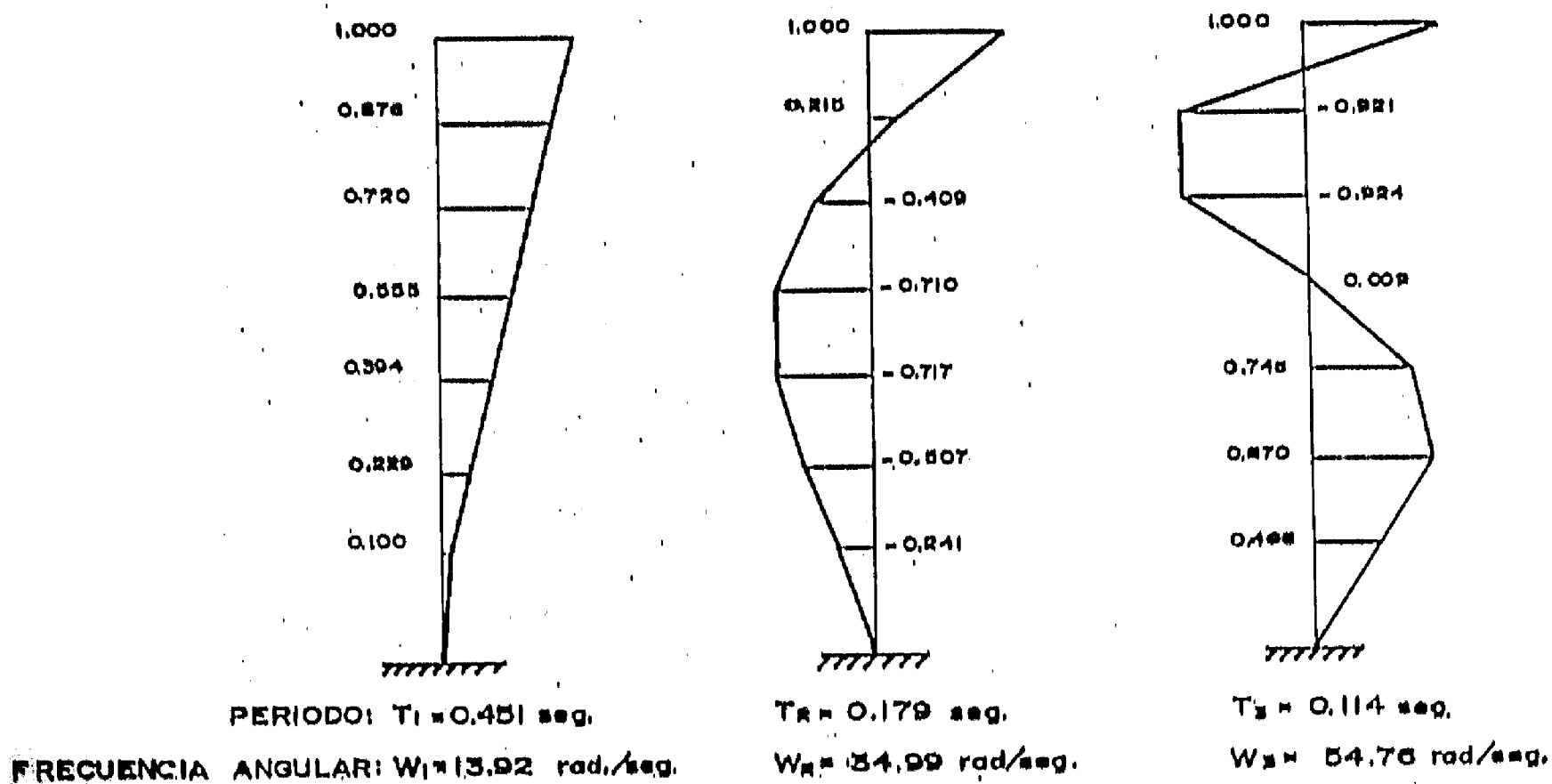
TABLA N° 14 : PARAMETROS DEL MODELO CORTE-FLEXION

Piso	Evaluación de Kb (ton/cm)				Evaluación de Qby (ton)			
	$\sum Kc(12Eko/h^2)$	Ksi	$\Delta Kbl$	Kbl	$\sum 2 hcy/h$	Qeyi	$\Delta Qbyi$	Qbyi
7	58,566.7	250.0	58,316.7		607.2	58.5	748.7	
6	58,566.7	387.5	58,179.2	108,282.3	926.7	113.5	813.2	1,294.6
5	58,566.7	514.3	58,052.4	16,425.3	1045.3	159.0	886.3	534.6
4	58,566.7	642.9	57,923.8	91,329.4	1163.0	196.0	967.0	1,035.2
3	58,566.7	706.7	57,860.0	32,868.4	1279.7	224.0	1055.7	1,101.6
2	58,566.7	960.0	57,606.7	74,501.5	1395.5	243.0	1152.5	807.0
1	29,986.1	1280.0	28,706.1	49,062.1	1206.8	255.0	951.8	1,700.8

TABLA N° 15 : PARAMETROS DEL MODELO ELASTICO-EQUIVALENTE

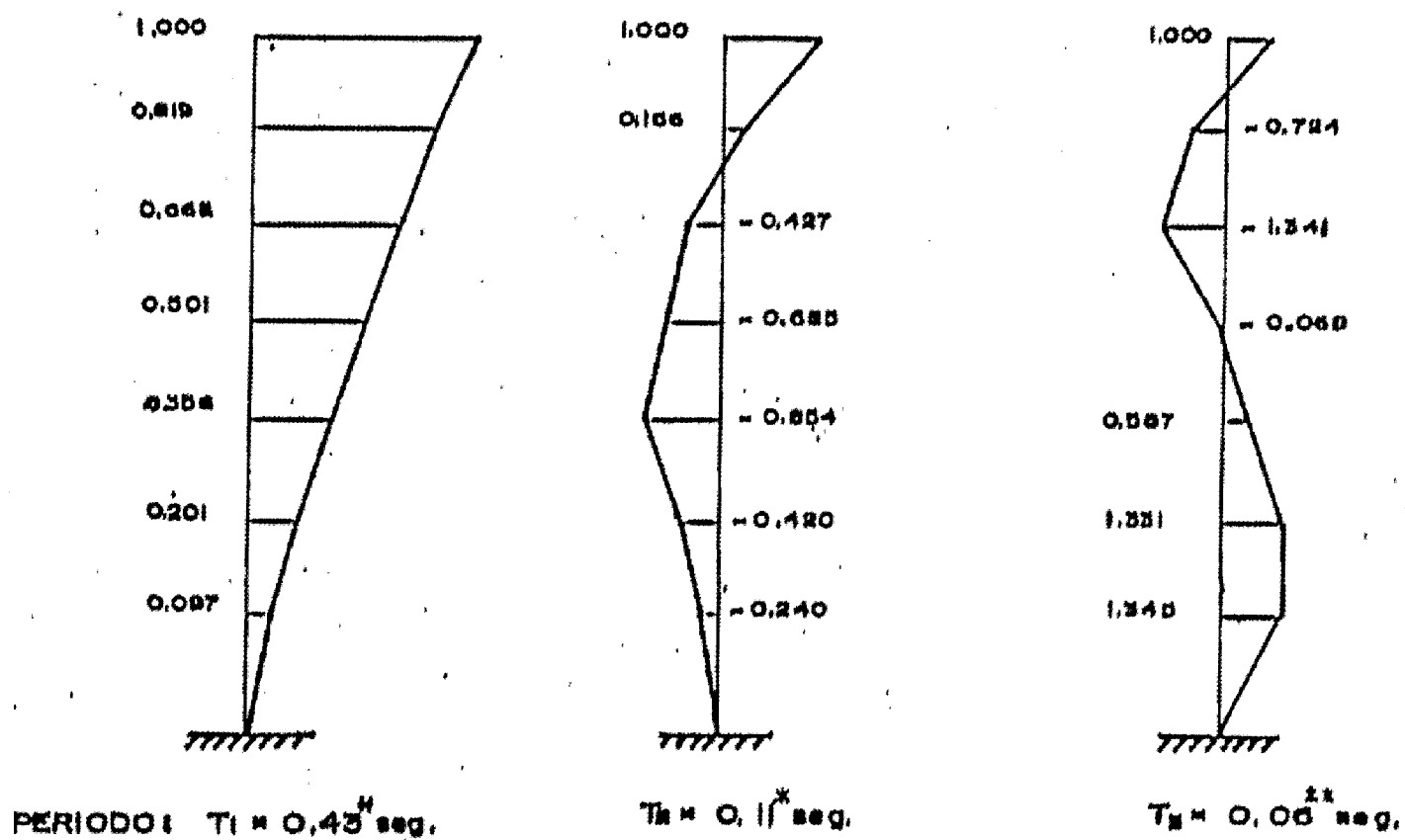
Piso	$d_{\text{máx}}$ (cm)	dy (cm)	$\mu$ ( $d_{\text{máx}}/dy$ )	Qy (ton)	Ky (Qy/dy)	Ke (Ky/ $\mu$ )
7	5.488	1.000	5.488	58.5	58.50	10.66
6	5.530	1.030	5.369	113.5	110.19	20.52
5	5.544	1.050	5.280	159.0	151.43	28.68
4	5.544	1.050	5.280	196.0	186.67	35.35
3	5.521	1.025	5.386	224.0	218.54	40.58
2	5.427	0.960	5.653	243.0	253.12	44.78
1	4.951	0.830	5.965	255.0	307.23	51.51
			$\Sigma: 38.421$			

Estado	Período Fundamental (T1 : seg)	Frecuencia Angular (W1 : rad/seg)
Fluencia	0.856	7.339
Equivalente	2.008	3.128



(a) RESULTADOS ANALITICOS

TEST	PERIODO FUNDAMENTAL(seg.)	
	ANTES del TEST	DESPUES del TEST
PSD 1	0.43	0.43
PSD 2	0.43	0.55
PSD 3	0.55	1.16
PSD 4	1.16	1.47



\* - OBTENIDOS DEL ENSAYO DE VIBRACION FORZADA  
 \* - DERIVADA DE LA CALCULADA MATRIZ DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA.

(b) RESULTADOS EXPERIMENTALES

Figura N° 3.14 PERIODOS Y FORMAS DE MODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA REAL

TABLA N° 16 : CALCULO DEL MODELO DE DESPLAZAMIENTOS ( Ur )

Piso	Pto.A (paso 136)		Pto.B (paso 165)		Pto.C (paso 173)		Pto.D (paso 185)		Pto.E (paso 192)		Promedio
	D-abs (cm)	Ur	D-abs (cm)	Ur	D-abs (cm)	Ur	D-abs (cm)	Ur	D-abs (cm)	Ur	
7	3.128	1.0000	5.224	1.0000	6.947	1.0000	13.422	1.0000	38.005	1.0000	1.0000
6	2.670	0.8536	4.453	0.8524	5.940	0.8550	11.480	0.8553	32.517	0.8556	0.8544
5	2.190	0.7001	3.655	0.6997	4.906	0.7062	9.503	0.7080	26.997	0.7101	0.7048
4	1.701	0.5438	2.846	0.5448	3.858	0.5554	7.510	0.5595	21.443	0.5642	0.5535
3	1.215	0.3884	2.038	0.3901	2.811	0.4046	5.514	0.4108	15.898	0.4183	0.4025
2	0.751	0.2401	1.256	0.2404	1.787	0.2572	3.540	0.2638	10.378	0.2731	0.2549
1	0.335	0.1071	0.540	0.1034	0.829	0.1193	1.639	0.1221	4.951	0.1303	0.1164

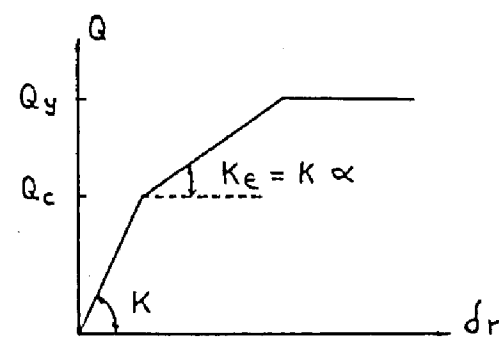
TABLA N° 17 : MASA EQUIVALENTE ( Ton \* seg<sup>2</sup> / cm )

Nivel de Carga	Pto. A	Pto. B	Pto. C	Pto. D	Pto. E	Promedio
Masa Equivalente	0.6506	0.6501	0.6618	0.6656	0.6711	0.6598

TABLA N° 18 : PARAMETROS DEL MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD

Piso	Peso	Hr	Kr	Ker	Qyr	Qcr	Ur	U <sup>2</sup> r	Ur-Ur-1	(Ur-Ur-1) <sup>2</sup>
7	157.0	0.160	250.0	37.2	58.5	25.0	1.0000	1.0000	0.1456	0.0212
6	170.0	0.173	387.5	73.6	113.5	46.5	0.8544	0.7300	0.1496	0.0224
5	170.0	0.173	514.3	95.6	159.0	72.0	0.7048	0.4968	0.1513	0.0229
4	170.0	0.173	642.9	116.5	196.0	90.0	0.5535	0.3064	0.1510	0.0226
3	170.0	0.173	706.7	134.8	224.0	106.0	0.4025	0.1620	0.1476	0.0218
2	170.0	0.173	960.0	147.3	243.0	120.0	0.2549	0.0650	0.1385	0.0192
1	173.0	0.177	1280.0	174.0	255.0	128.0	0.1164	0.0136	0.1164	0.0136

$\alpha = \sum Hr Ur = 0.660 \text{ ton} \cdot \text{seg}^2 / \text{cm}$   
 $\beta = \sum Hr Ur / \sum Hr U^2r = 1.413$   
 $Qy = \sum Qyr (Ur - Ur-1) = 175.55 \text{ ton}$   
 $Qc = \sum Qcr (Ur - Ur-1) = 82.25 \text{ ton}$   
 $K = \beta \sum Kr (Ur - Ur-1)^2 = 129.39 \text{ ton/cm}$   
 $Ke = \beta \sum Ker (Ur - Ur-1)^2 = 21.76 \text{ ton/cm}$   
 $z = Ke / K = 0.1682$   
 $\gamma = K1 U1 \beta / K = 1.628$   
 $P = \alpha g = 646.60 \text{ ton}$   
 $H = 21.75 \text{ mt}$



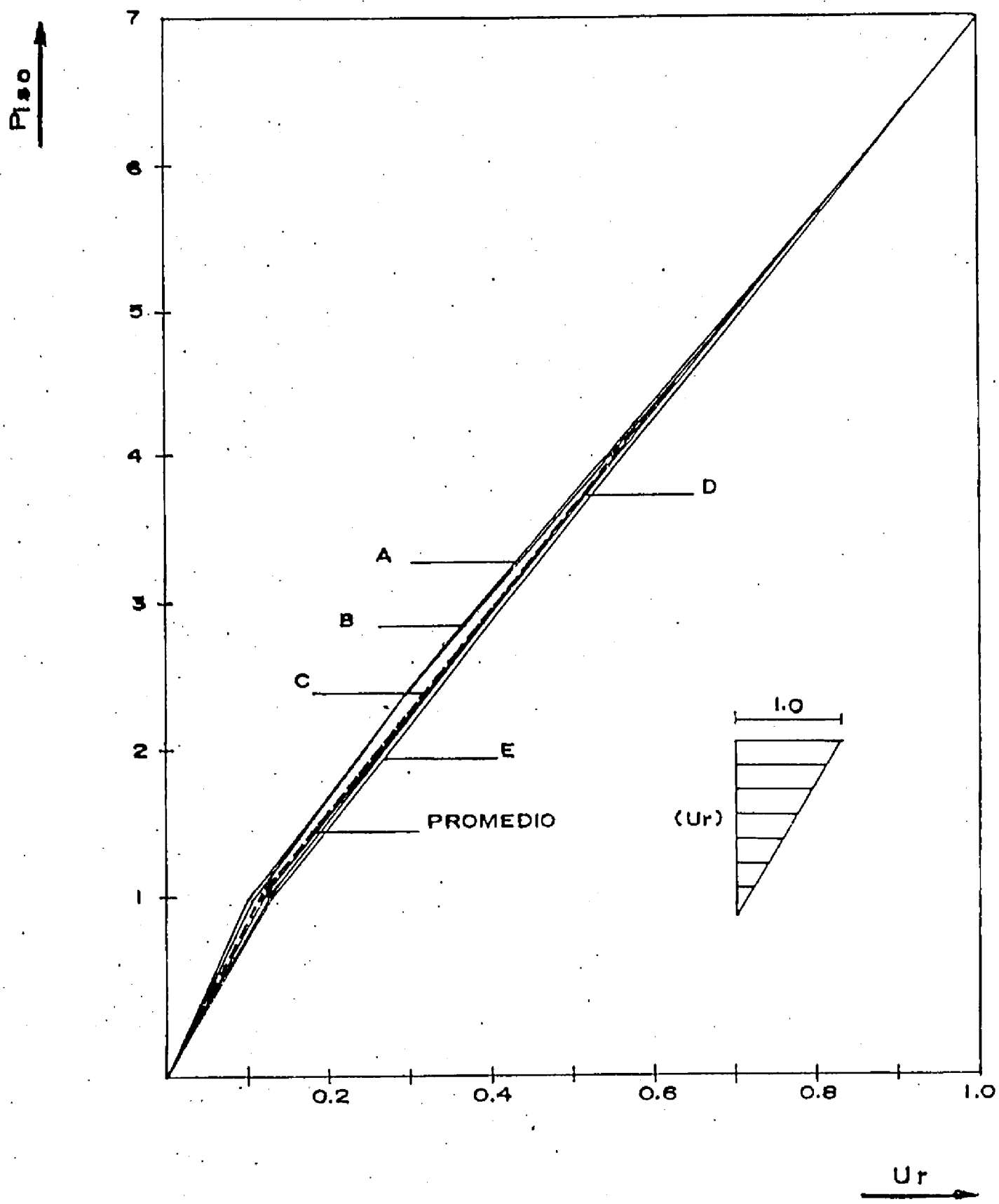


Figura N° 3.15 MODELOS DE  $Ur$ 's

### 3.2 Análisis Comparativo de las Respuestas Teóricas y Experimentales

Los modelos fueron aplicados a la estructura ensayada para examinar la confiabilidad de estos, las respuestas del ensayo que se estudian en comparación con los resultados teóricos son:

(i) La respuesta en función del tiempo (en forma de onda) del desplazamiento del último nivel y del corte en la base.

(ii) Relación histerética entre el corte en la base y el desplazamiento en el último nivel.

Y sólo de una manera analítica

(iii) La distribución de la fuerza cortante y la deformación de las respuestas máximas calculadas.

(iv) Máximos factores de ductilidad que se producen en los miembros.

(v) Distribución de momentos y relación de fuerza de corte que toma el muro cuando se alcanza la deformación máxima.

Estudios que pasamos a detallar a continuación.

(i) Las respuestas observadas (Fig.3.16) son comparadas con las calculadas (Fig.3.17 al 3.21), y estas muestran una buena semejanza cualitativa, en toda la duración de la excitación sísmica, especialmente en los modelos Bidimensional, Corte, Corte-Flexión y de Un Grado de Libertad, y con menor relación en el modelo Elástico Equivalente.

El máximo desplazamiento del último nivel para el ensayo fue de 23.8 cm. obtenido a los 4.48 segundos, mientras que la máxima amplitud calculada se muestra en la Tabla 19, siendo menor en un promedio de 37% para todos los modelos, excepto para el Elástico Equivalente donde el desplazamiento es mayor en un 32% aproximadamente.

En el ensayo el máximo corte en la base fue de 414 ton. obtenido a los 4.48 segundos, y para los modelos teóricos también se aprecian en la Tabla 19, siendo menor en un promedio de 28% para casi todos los modelos, y para el Elástico Equivalente es menor en un 50% aproximadamente.

Cabe notar que la amplitud del corte en la base para un modelo analítico, puede ser controlado escogiendo el nivel de resistencia de fluencia y la rigidez post-fluencia de los miembros constituyentes (especialmente en las vigas).



(ii) El desplazamiento del último nivel y corte en la base corresponden a la fuerza y desplazamiento del sistema de un grado de libertad "equivalente" usado en el ensayo pseudo-dinámico, relación que puede ser llamada regla histerética "SDF".

Las relaciones histeréticas calculadas (Fig.3.17 al 3.21) muestran algunas semejanzas, siendo más claras entre los modelos Bidimensional, Corte, Corte-Flexión y de Un Grado de Libertad. De manera general el lazo histerético observado (Fig.3.16) y las calculadas son ligeramente diferentes, ya que la rigidez de la estructura ensayada cambia gradualmente durante la descarga, mientras que la rigidez de los modelos analíticos cambian cuando el signo de la resistencia cambia.

Además notamos que la energía de absorción para el ensayo es menor que para los análisis teóricos, esto implicará la necesidad de subestimar la resistencia de la edificación en la respuesta del desplazamiento y la de sobrestimar la energía de absorción en los análisis teóricos con el cual obtendremos una mayor cercanía en las respuestas. También podemos ver que gran proporción de energía absorbida reside en la energía disipada por deformación plástica. Por ello, si una estructura tiene ductilidad, es decir, capacidad de absorción de energía a través de la llamada deformación plástica, será capaz de resistir movimientos muy intensos sin fallar.

Es menester mencionar que la curva histerética observada muestra el comportamiento denominado como "pinching", incremento brusco de la rigidez cerca del origen, que según investigadores, tal efecto ocurre cuando la diferencia entre el importe de resistencia en un sentido comparado con el otro es relativamente grande, y sólo en la dirección donde la resistencia de fluencia es mayor y después que la fluencia inicial en esa dirección es alcanzada.

(iii) Es importante desde el punto de vista del diseño estimar la posible amplitud de las fuerzas y los factores de ductilidad de deformación en las diferentes secciones críticas de la estructura ensayada en la máxima deformación. Sin embargo, la fuerza en los miembros no puede ser medida del ensayo, por lo tanto del análisis Bidimensional estimaremos estas cantidades.

Tanto la distribución de fuerzas cortantes máximas como los máximos desplazamientos son expuestos en la Tabla 19 para los diversos modelos, estos ocurren en diferentes tiempos, pero dan una idea del comportamiento de toda la estructura, ya que podemos obtener valores promedios.

En la determinación de desplazamientos como es de esperarse el primer modo gobierna la respuesta. Como se considerará que la deflexión de piso del orden de 1/100 de la altura de piso durante sismos puede ser tolerable usando

detalles estructurales sísmicos adecuados en los elementos, notamos que en el caso del ensayo el máximo desplazamiento de respuesta dinámica del piso superior es mayor que 1/100 de la altura de la edificación pero para los modelos teóricos siempre es menor.

Además si comparamos con el desplazamiento absoluto y la fuerza de corte de fluencia y de colapso del Análisis Estático Inelástico (tabla 12), observamos que las respuestas dinámicas de los modelos se encuentran entre estos límites.

(iv) En la figura 3.22 se muestra la distribución de máximos factores de ductilidad rotacionales para la estructura de 7-pisos en ambos sentidos de la dirección de carga aplicada en el ensayo pseudo-dinámico.

En el sentido positivo, casi todos los extremos de las vigas fluyeron excepto algunas del último nivel del pórtico sin muro. Bajo esta configuración la armadura inferior del extremo izquierdo y la superior en el extremo derecho de las vigas están en tensión. Las amplitudes de rotación en los mismos extremos (izquierdo o derecho) de las vigas, aunque relativamente semejantes, varía con el nivel de piso, decreciendo con el nivel de estos. La rotación en el extremo de la viga parece estar relacionado inversamente a la rotación en el extremo de la columna en un nudo o junta. Y

el requerimiento de ductilidad, en el extremo izquierdo es aproximadamente el doble que en el extremo derecho de las vigas; causada por la diferencia en la rotación de fluencia en ambos extremos.

En el sentido negativo no todas las vigas fluyen. La configuración de esfuerzos es contraria al caso anterior. La distribución de factores de ductilidad en los extremos de las vigas es relativamente uniforme a lo largo de la altura, formandose la mayoría en el extremo derecho antes que el izquierdo.

La fluencia del muro ocurre en las primeras etapas de la excitación, en la dirección negativa. Los resultados muestran una diferencia en la relación de ductilidad para ambas direcciones, especialmente en el caso del muro, que puede ser debido al uso del modelo del miembro (parabólico).

De manera general en la edificación de 7-pisos, la rotación en un extremo de la viga es mayor cuando las barras de abajo están en tensión que cuando las barras de arriba lo están.

Sabemos que para desarrollar una determinada ductilidad de la estructura, la curvatura de fluencia de las secciones tienen que ser mucho mayores que dicho valor (estimandose de 3 veces ese valor), es decir, la ductilidad del material

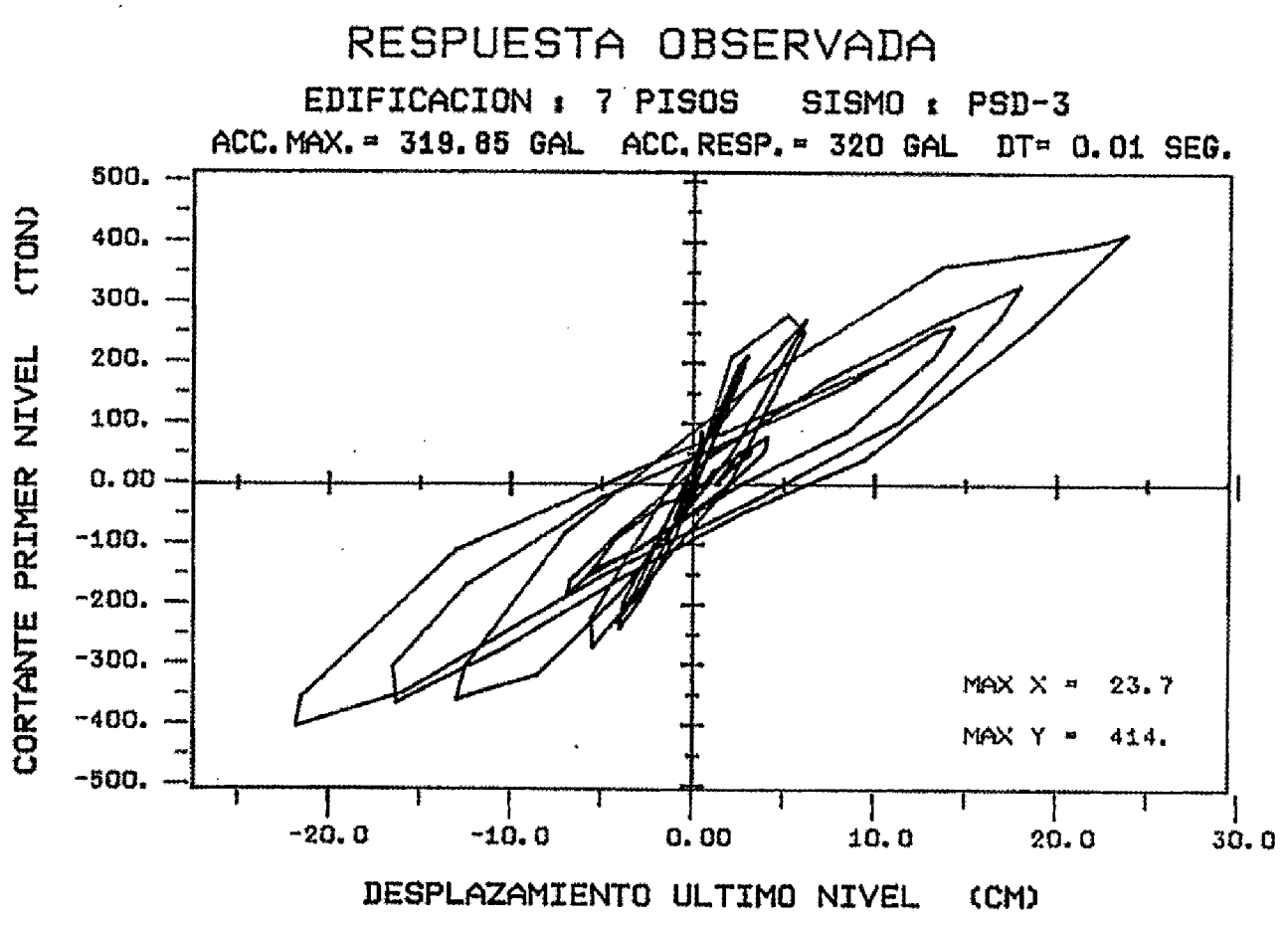
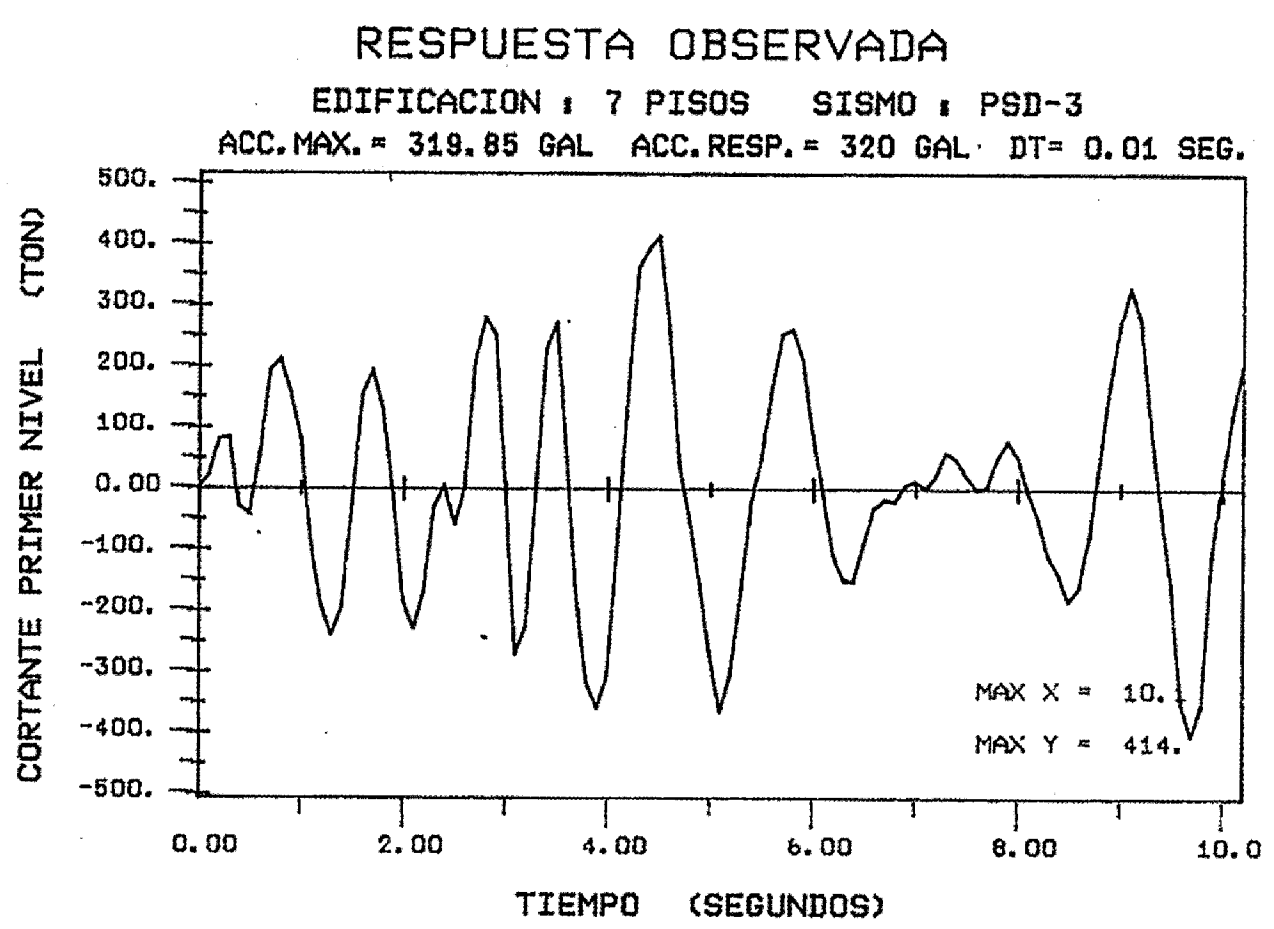
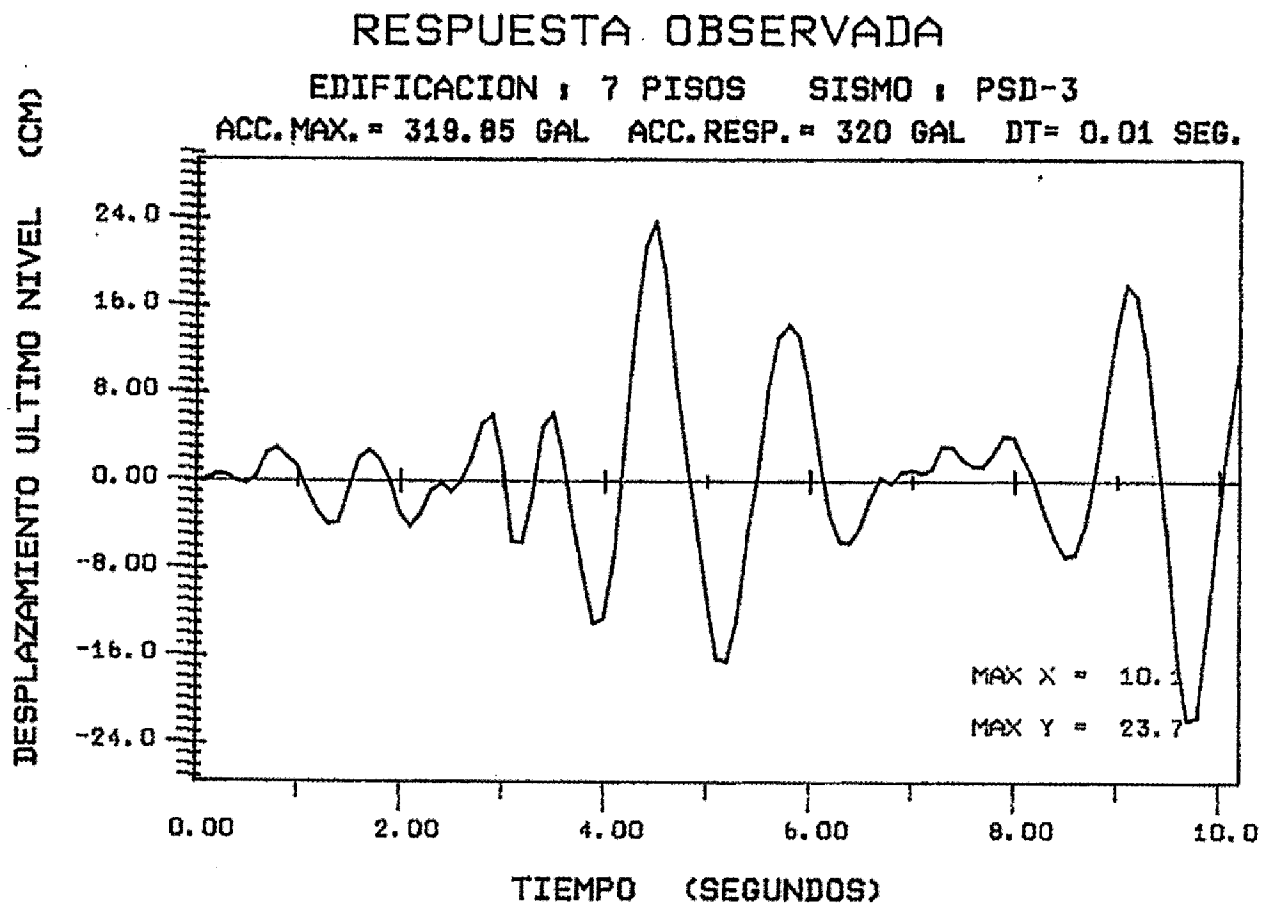
usado no es una indicación directa de la ductilidad de la estructura como un todo. También se realizó el cálculo del coeficiente de ductilidad de piso (en la determinación de parámetros para el modelo elástico equivalente) observándose que los valores calculados varían en cada nivel de la estructura (por lo general mayores en los pisos superiores) y no son constantes como se plantea corrientemente en los códigos.

(v) Como ya se vio, el máximo desplazamiento absoluto para el modelo Bidimensional ocurre casi al mismo tiempo ( $t=4.52$  seg) y con una distribución similar al primer modo de vibración. El corte en la base en el tiempo de ocurrencia del máximo desplazamiento es alrededor de 210 ton., menor en un 29% del máximo corte producido. La distribución de cargas laterales y diagrama de momentos del muro son mostrados en la figura 3.23, donde puede verse que el muro toma más de la mitad del corte para casi todos los pisos y sólo para el piso superior hay un cambio en la dirección del corte tomado por el muro. Notando también que el muro llevo menor fuerza de corte en el primer piso que en el segundo piso.

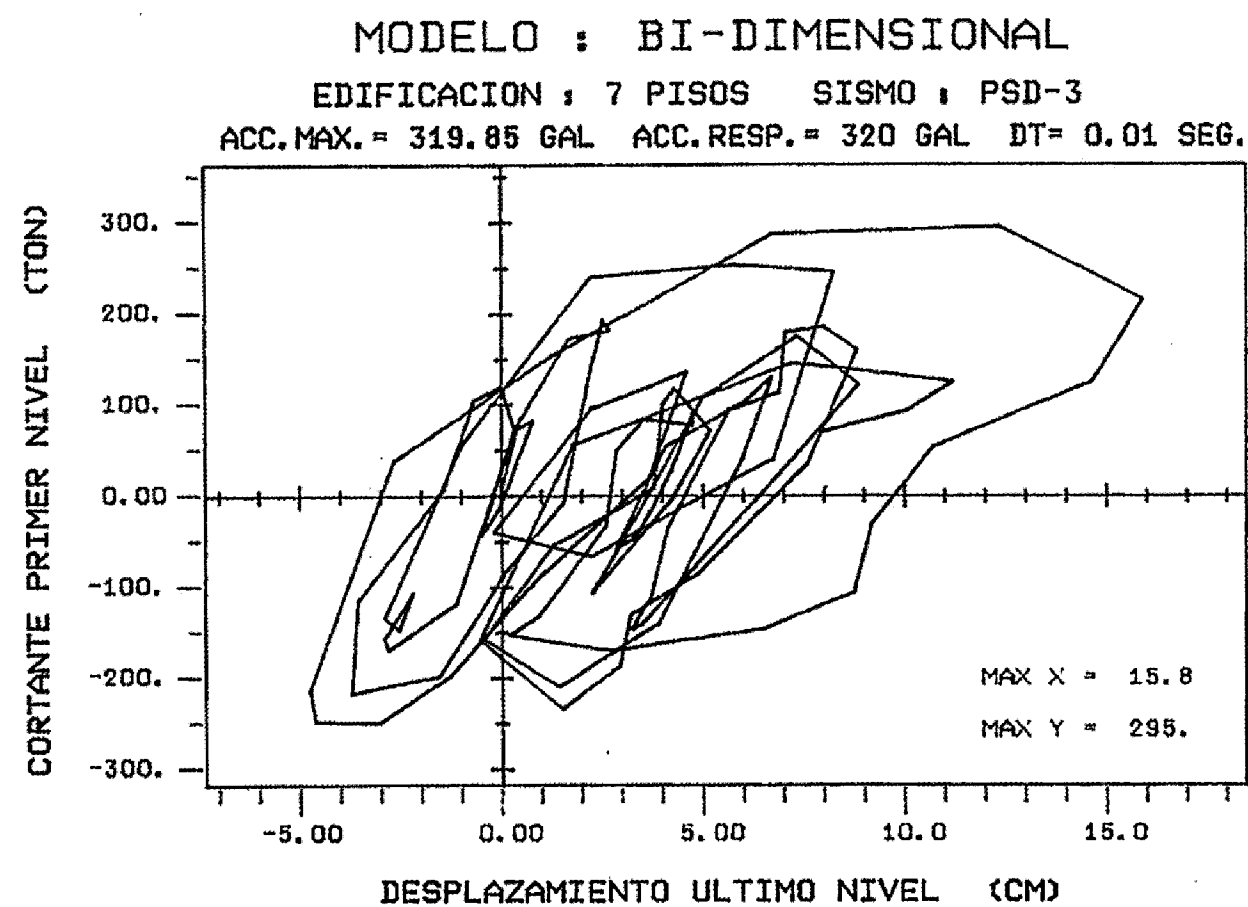
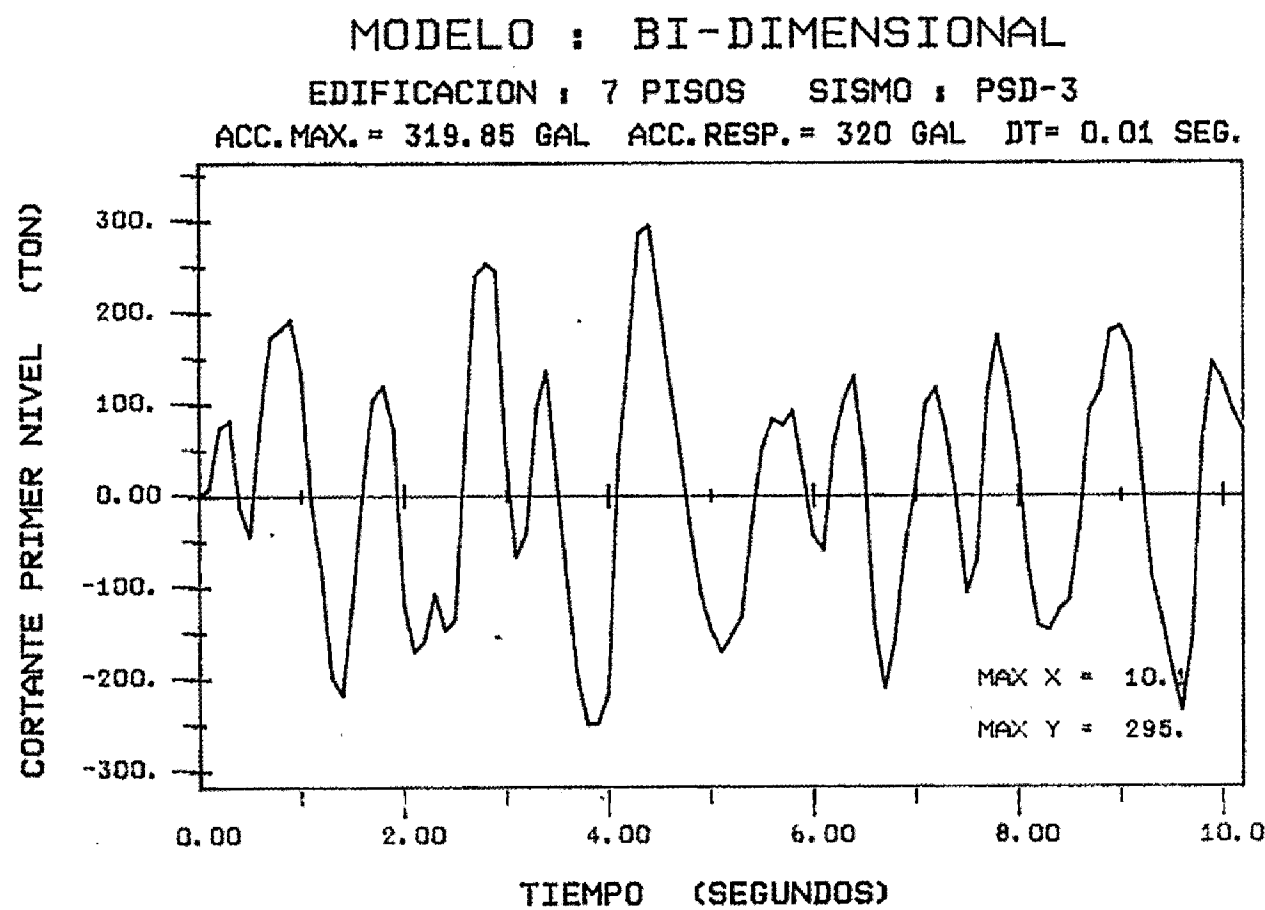
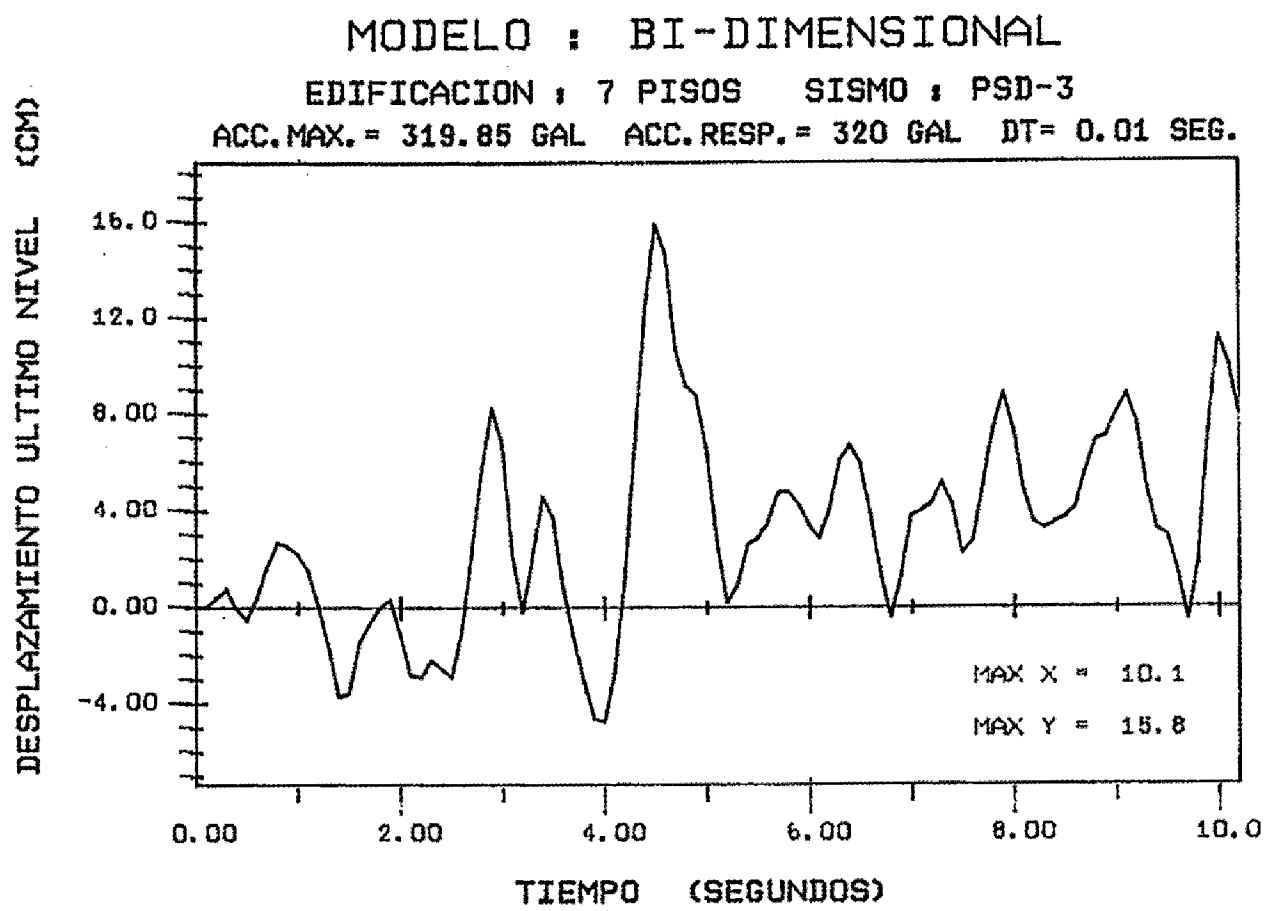
Además, del programa de las respuestas obtenidas por el ensayo, podemos agregar, que después de cada ensayo pseudo-dinámico la frecuencia natural de la estructura baja (periodo aumenta) por motivo de la degradación de la rigidez. En el ensayo PSD-3, la frecuencia fundamental de la

estructura cambia de 1.82 Hz. al comienzo del ensayo a 0.86 Hz. cuando este se completa, lo que indica una sustancial pérdida, aproximadamente 78% en promedio de la rigidez de la estructura. La rigidez al iniciar el ensayo PSD-3 es aproximadamente 61% de la rigidez de la estructura virgen (2.33 Hz). Y la rigidez al finalizar el PSD-3 es aproximadamente 14% de la rigidez de la estructura virgen.

Finalmente podemos decir, que por los resultados, es evidente que la edificación ensayada muestra que tiene una capacidad suficiente para soportar sismos. Y el error introducido, por la idealización de las estructuras por diversos modelos en la mayoría de los casos es tolerable. Debiéndose tener presente que lo que se está analizando en realidad es un modelo matemático y no una estructura real. Por consiguiente los resultados no pueden ser mejores que el modelo, y una solución matemática sofisticada no puede mejorar o reemplazar un modelo defectuoso.

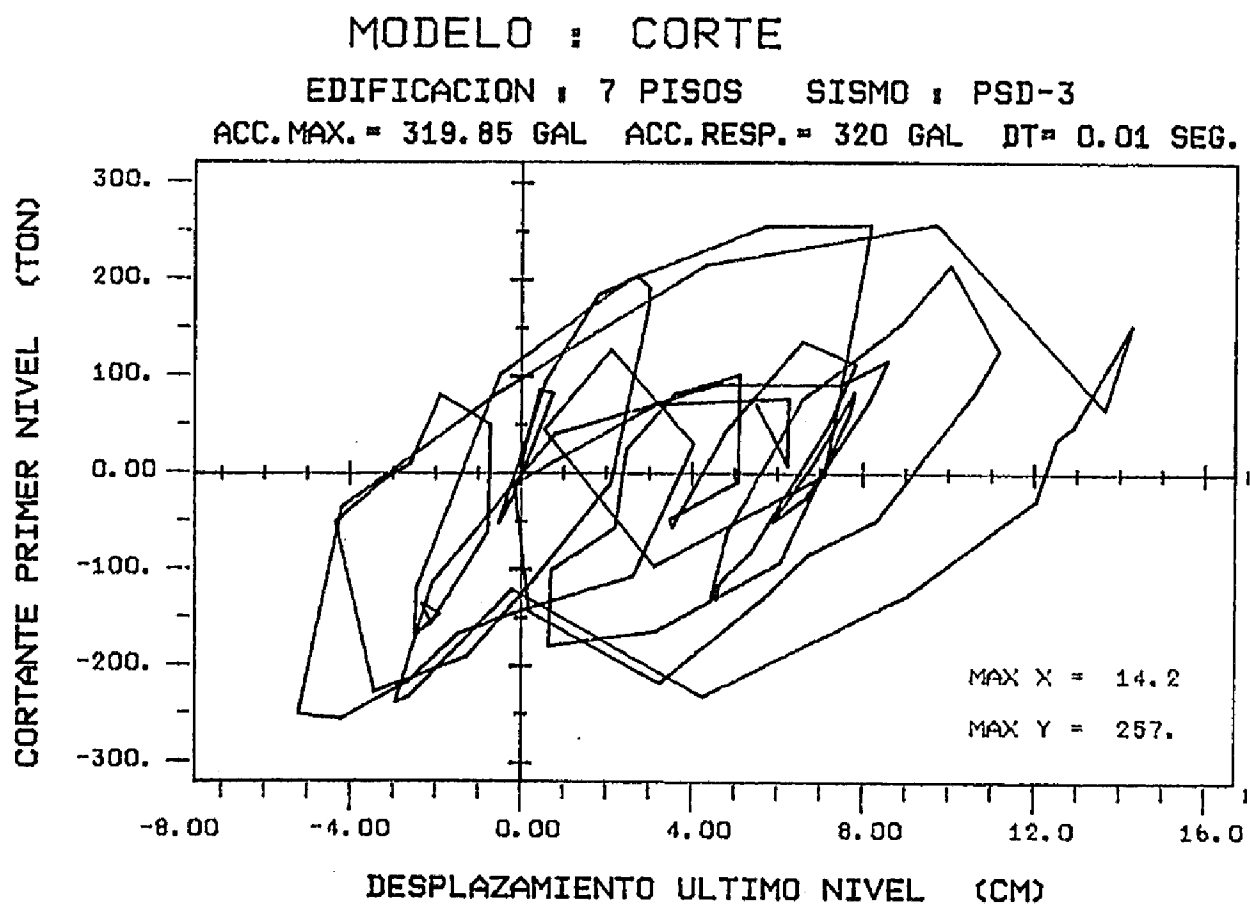
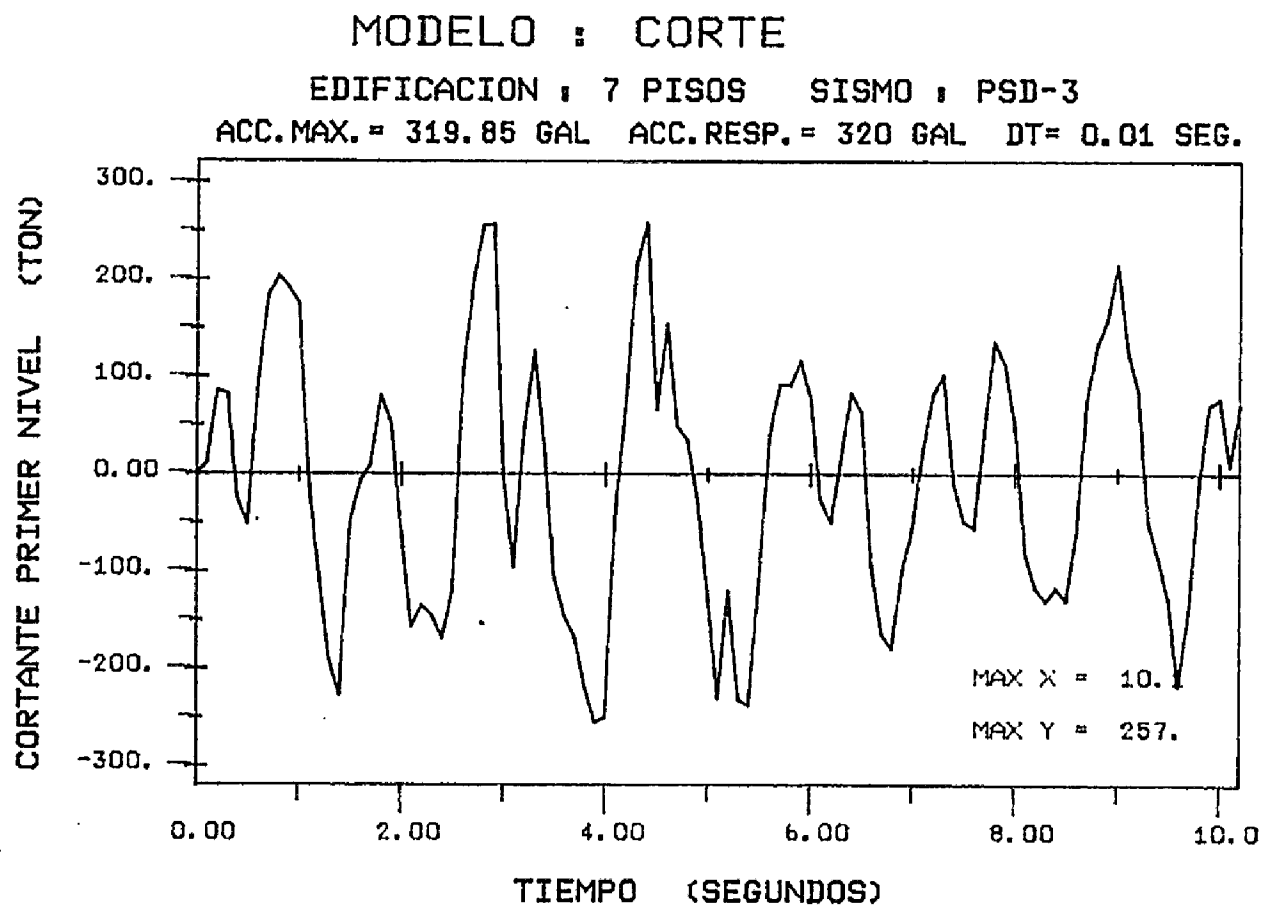
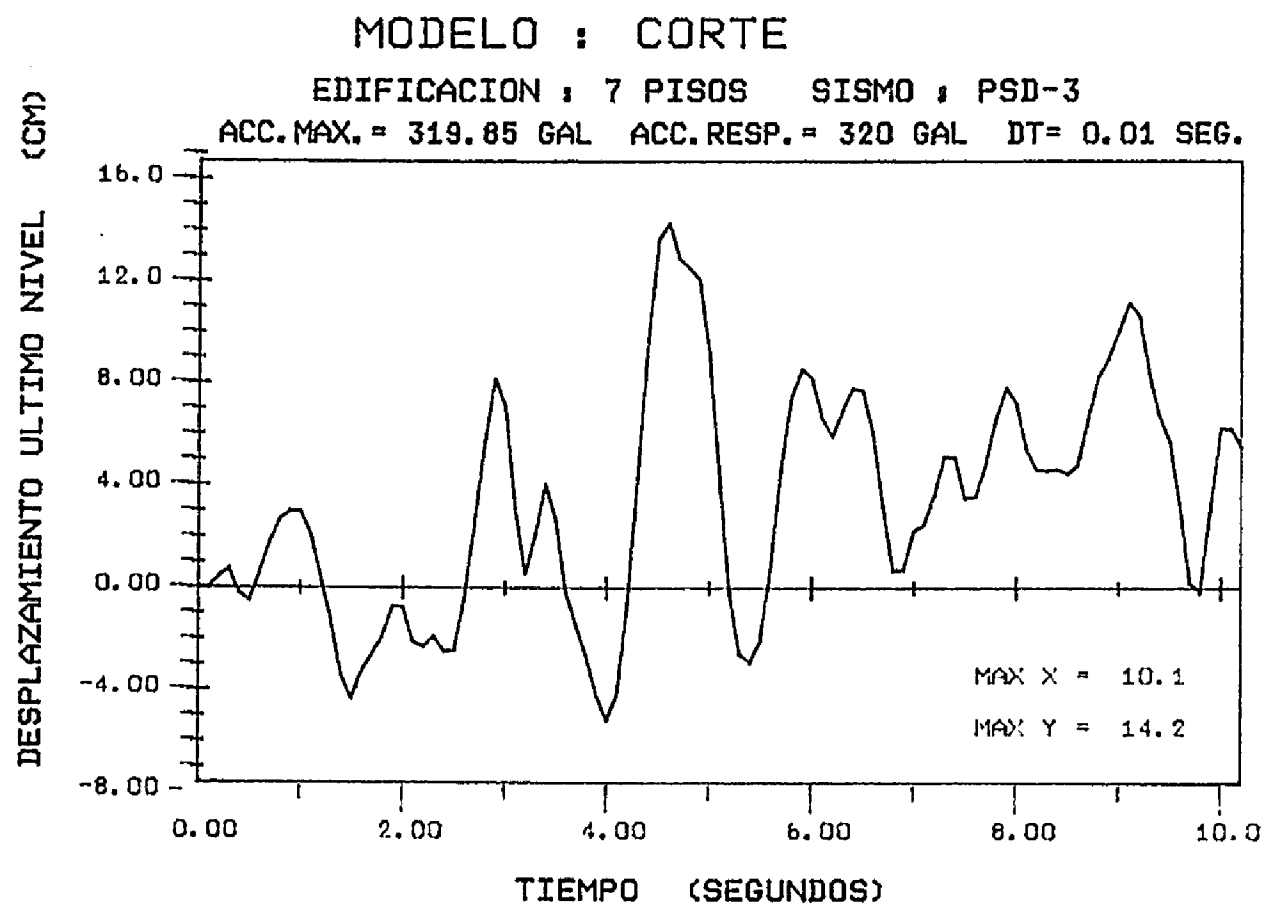


**Figura N° 3.16 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



**Figura N° 3.17 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**





**Figura N° 3.18 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

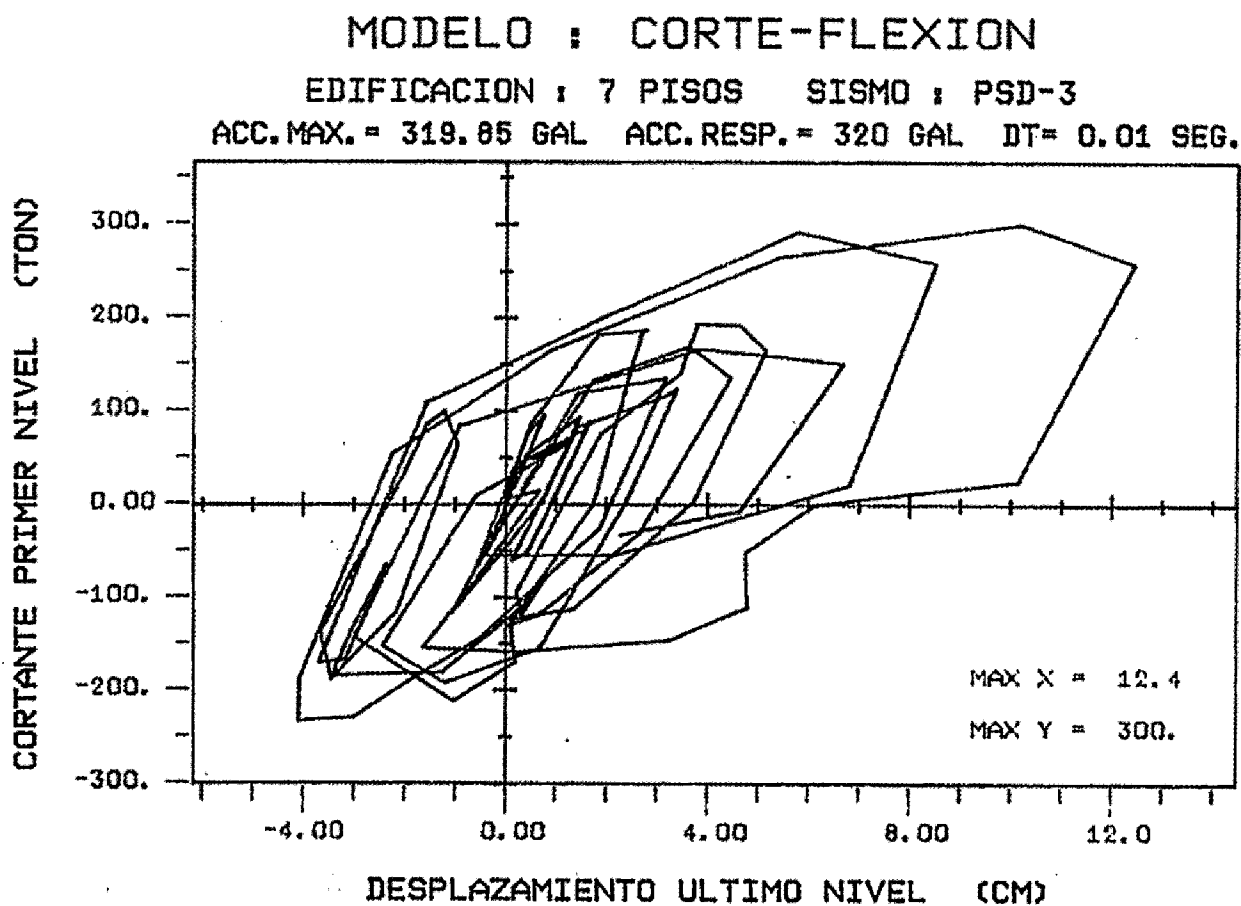
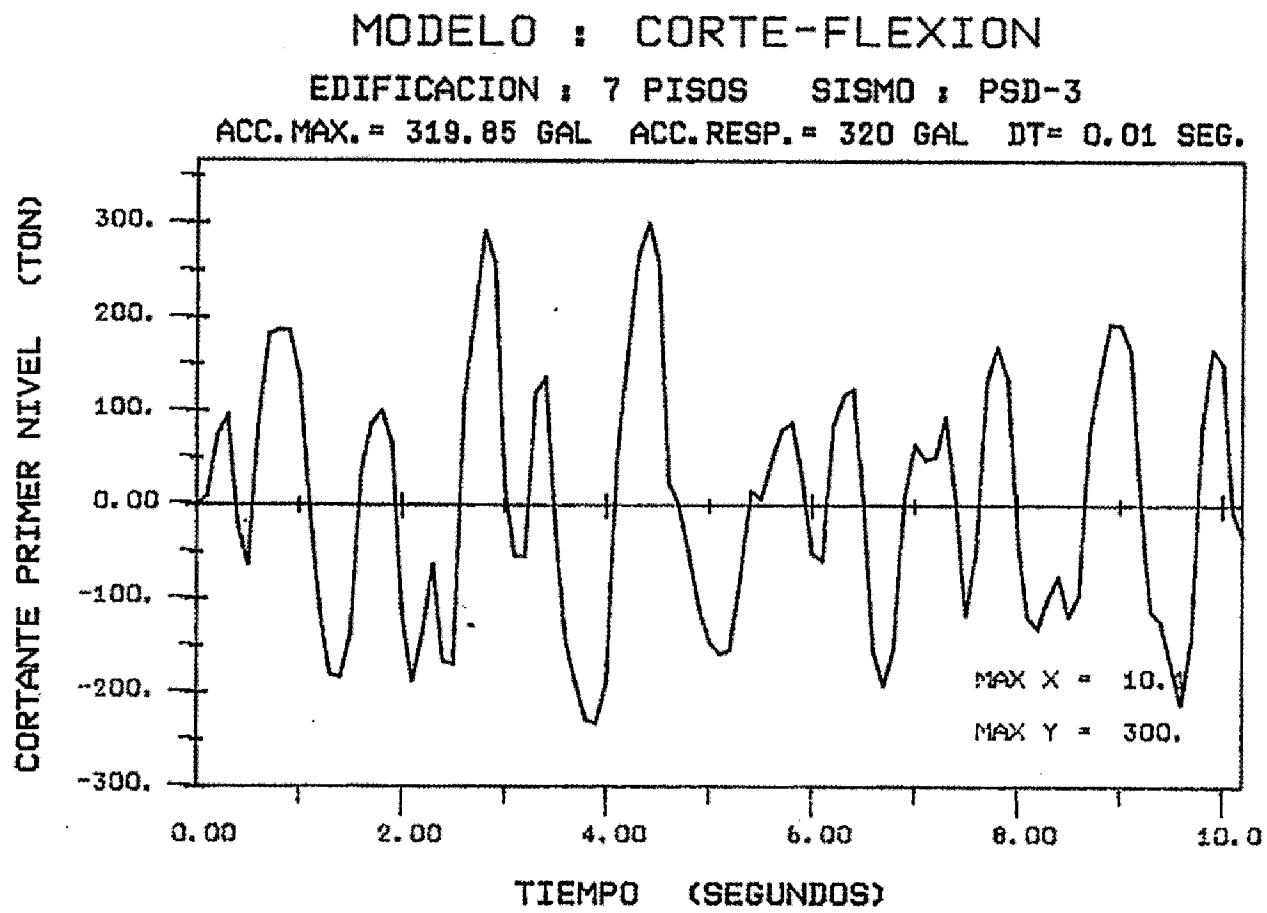
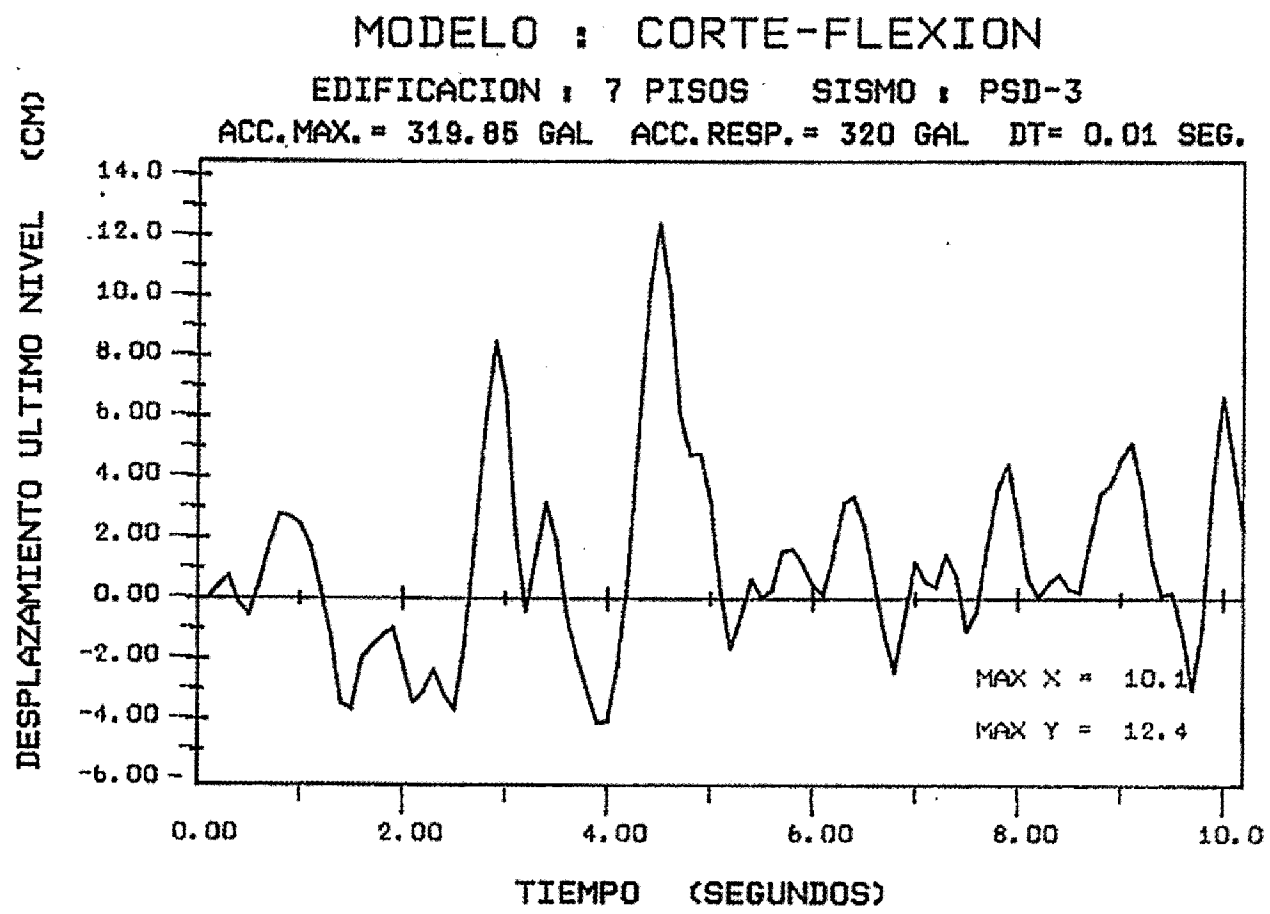


Figura N° 3.19 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

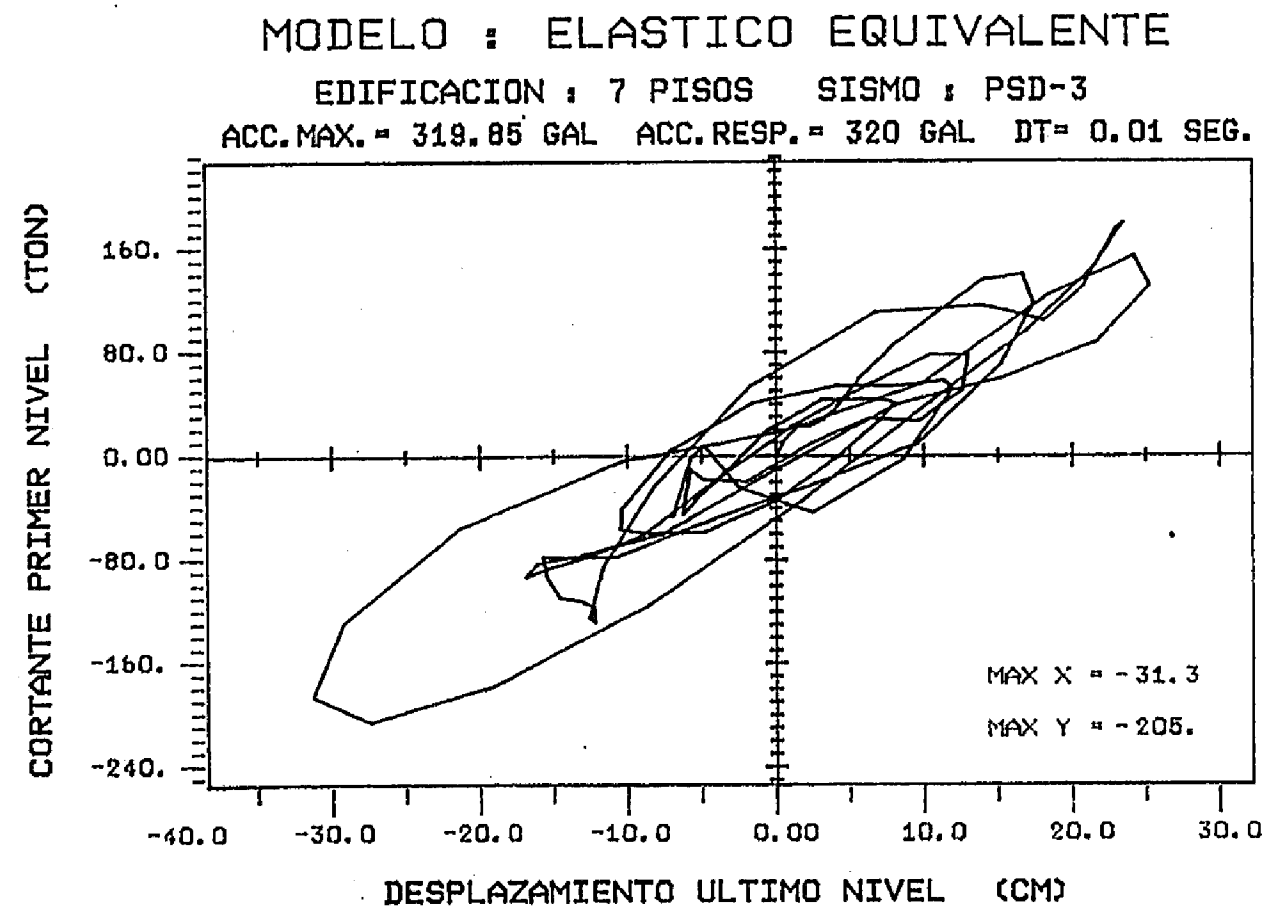
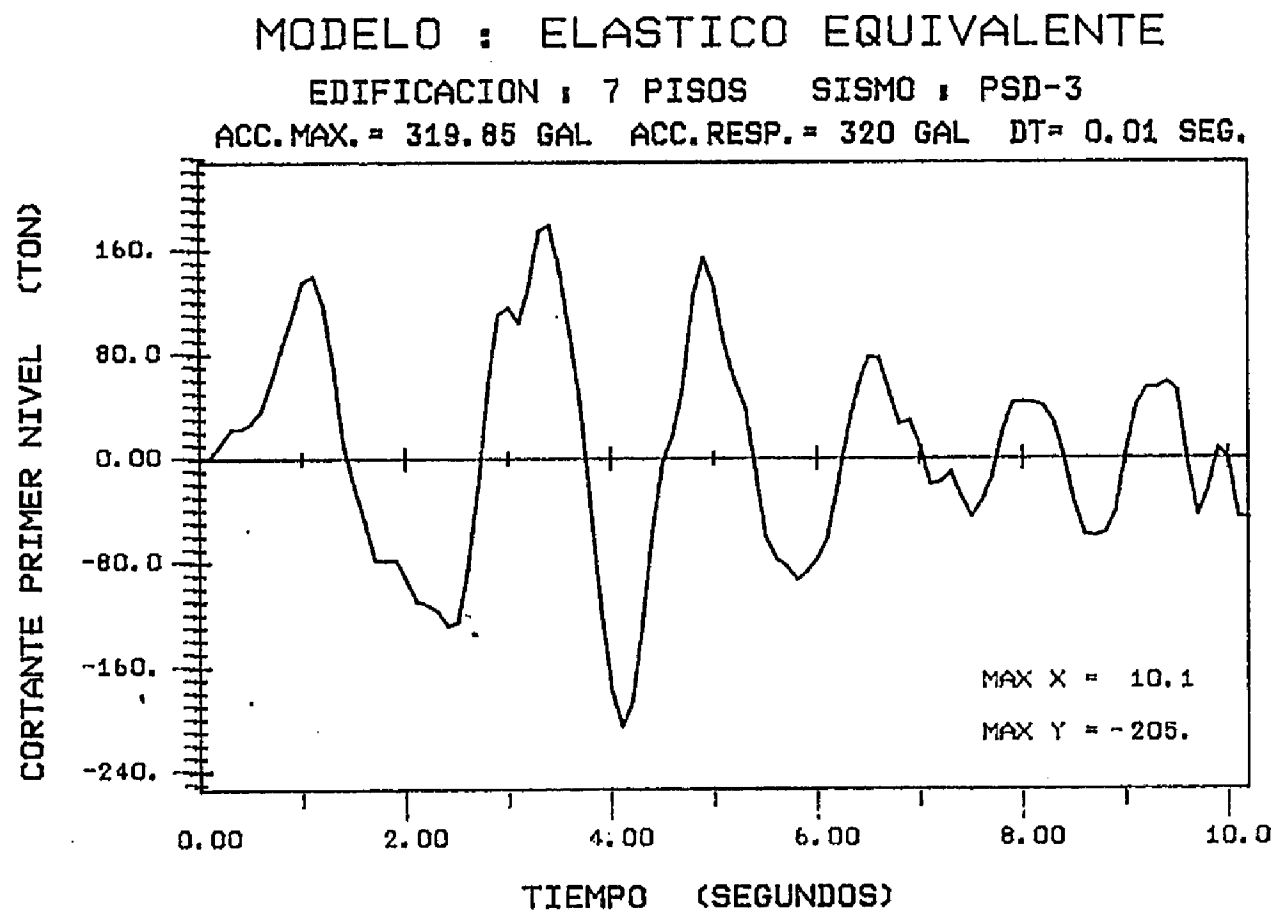
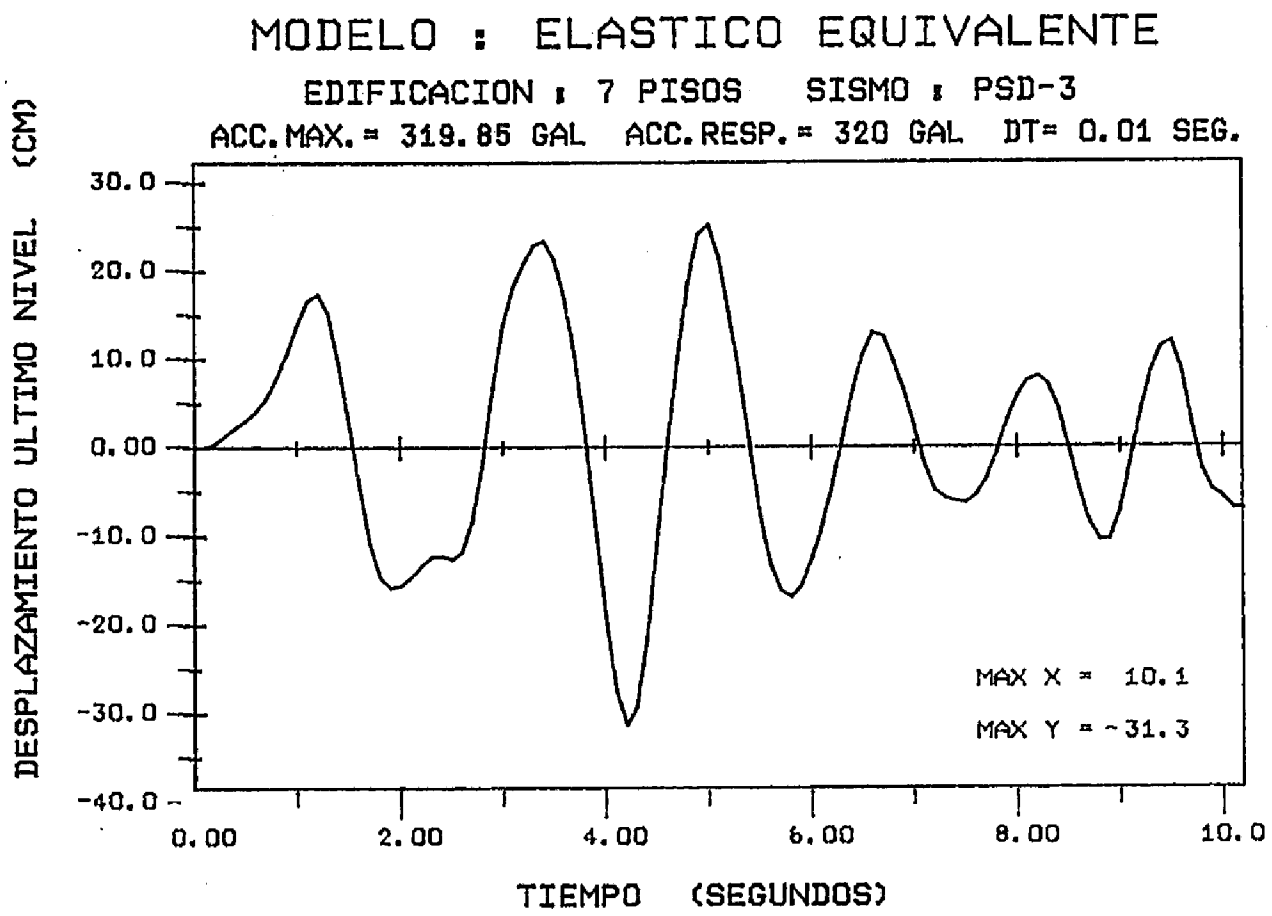


Figura Nº 3.20 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

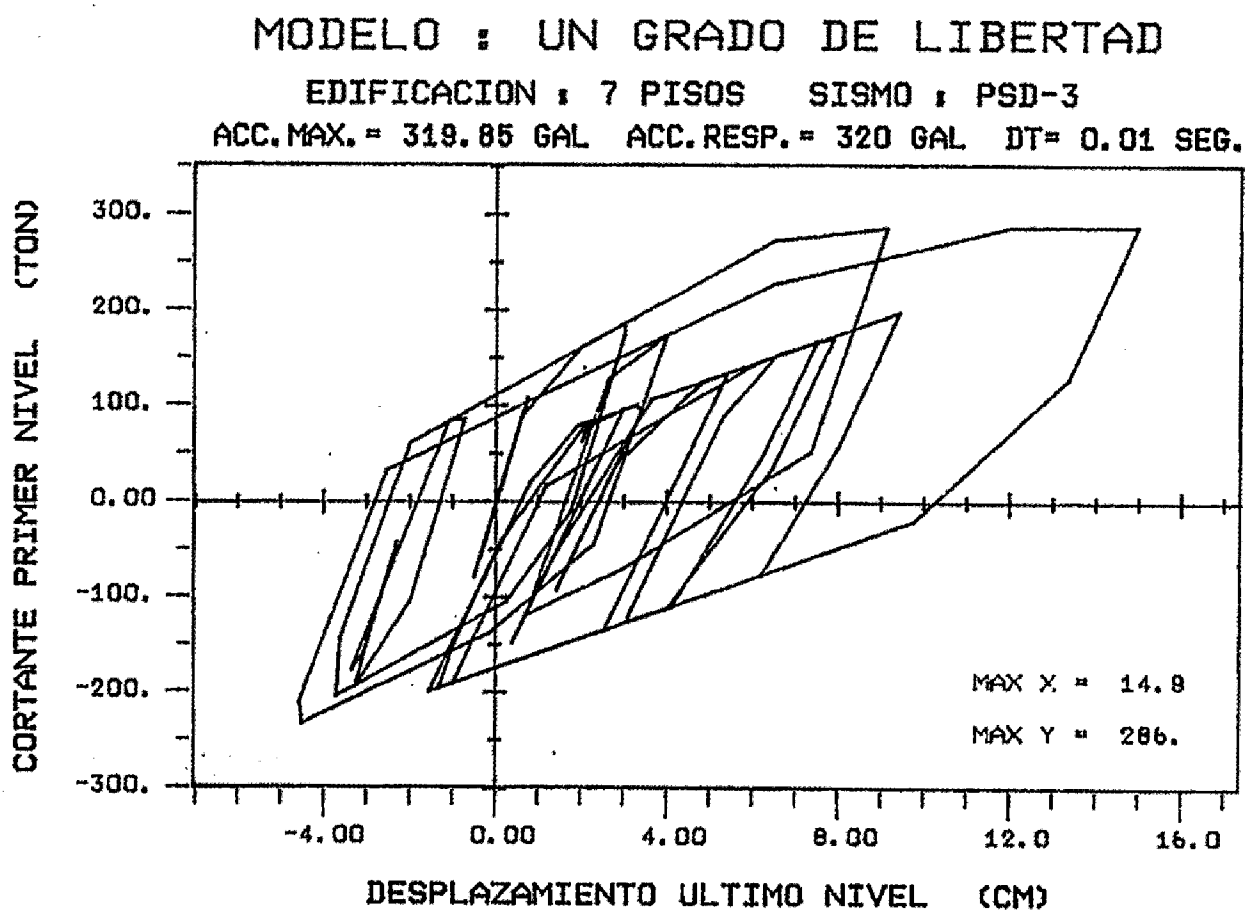
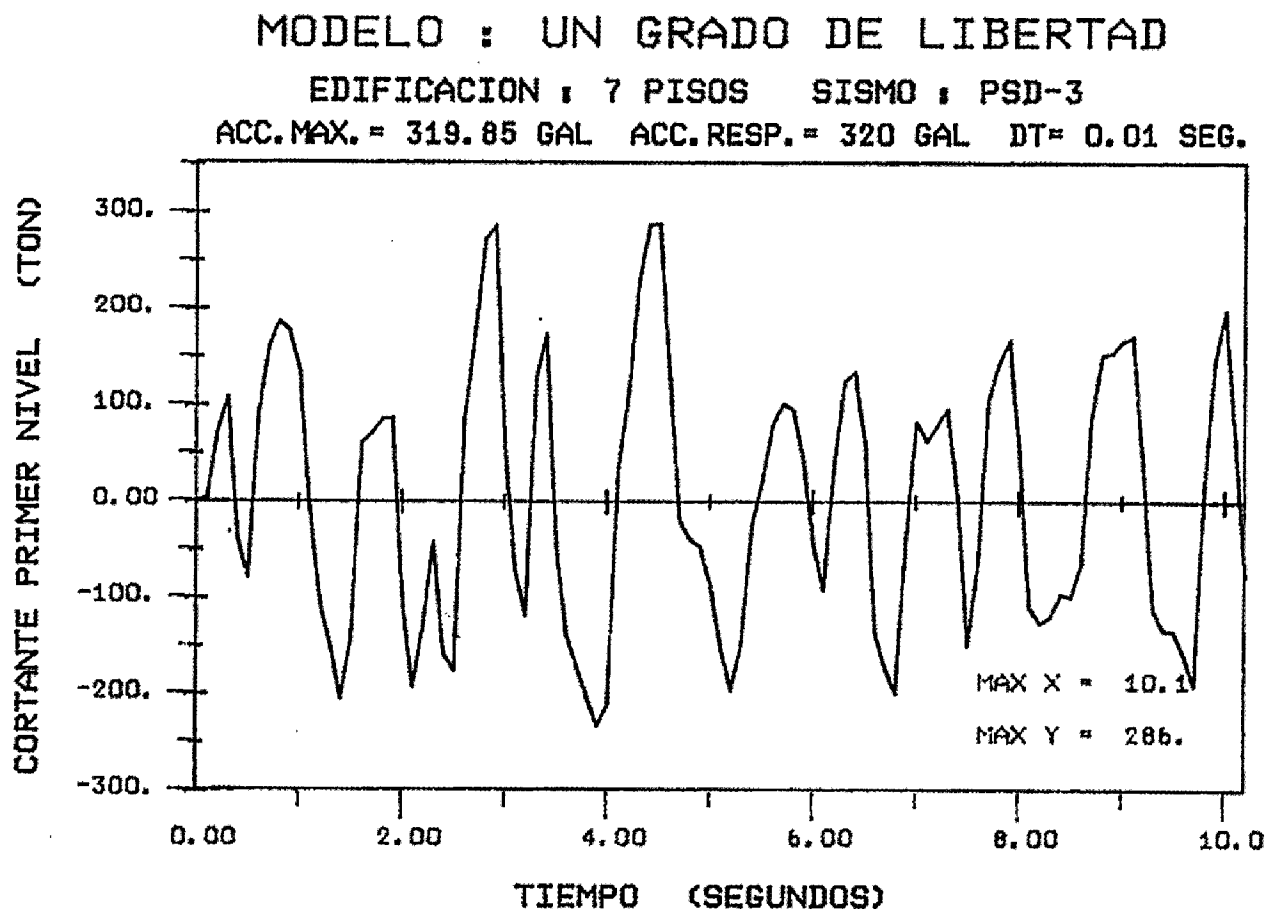
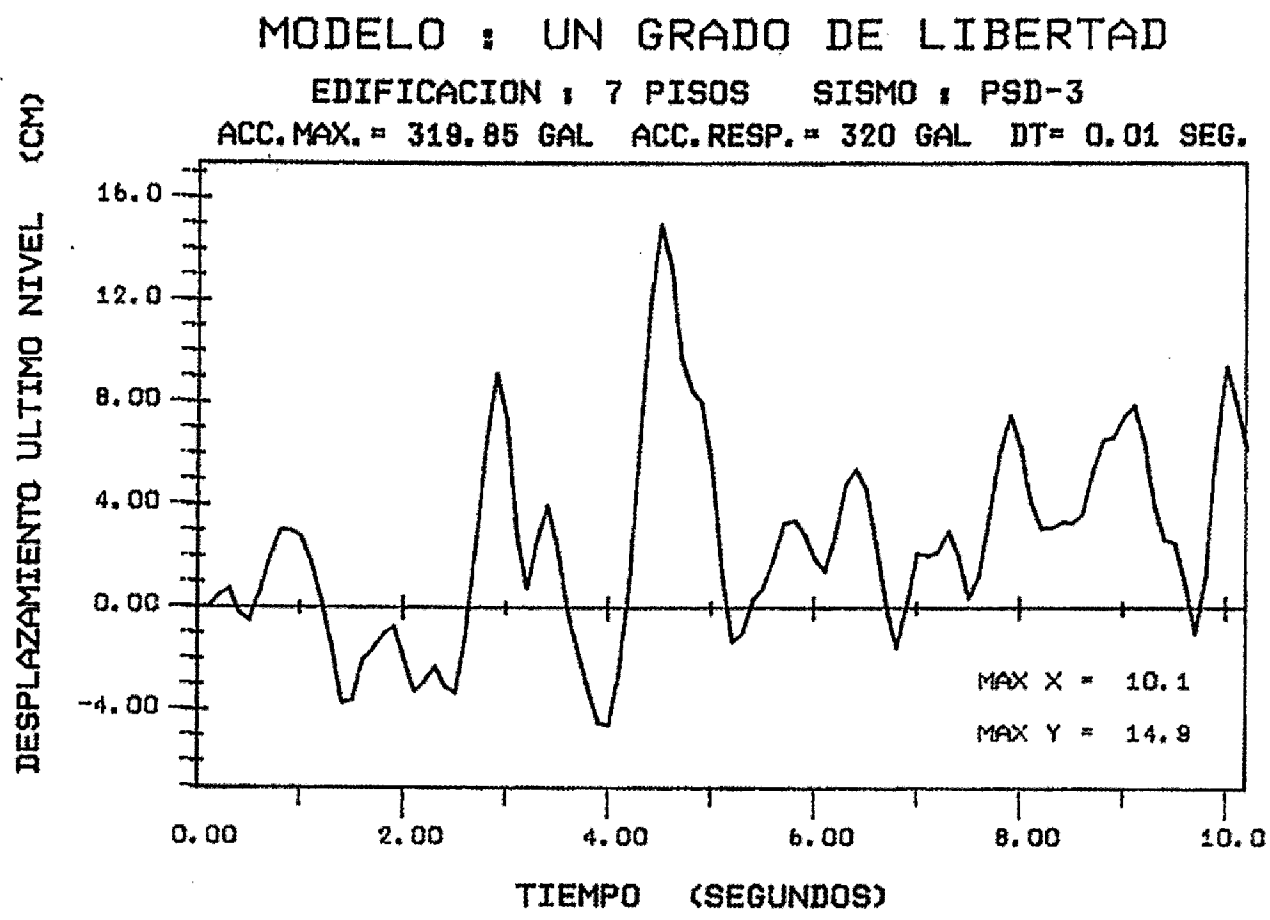
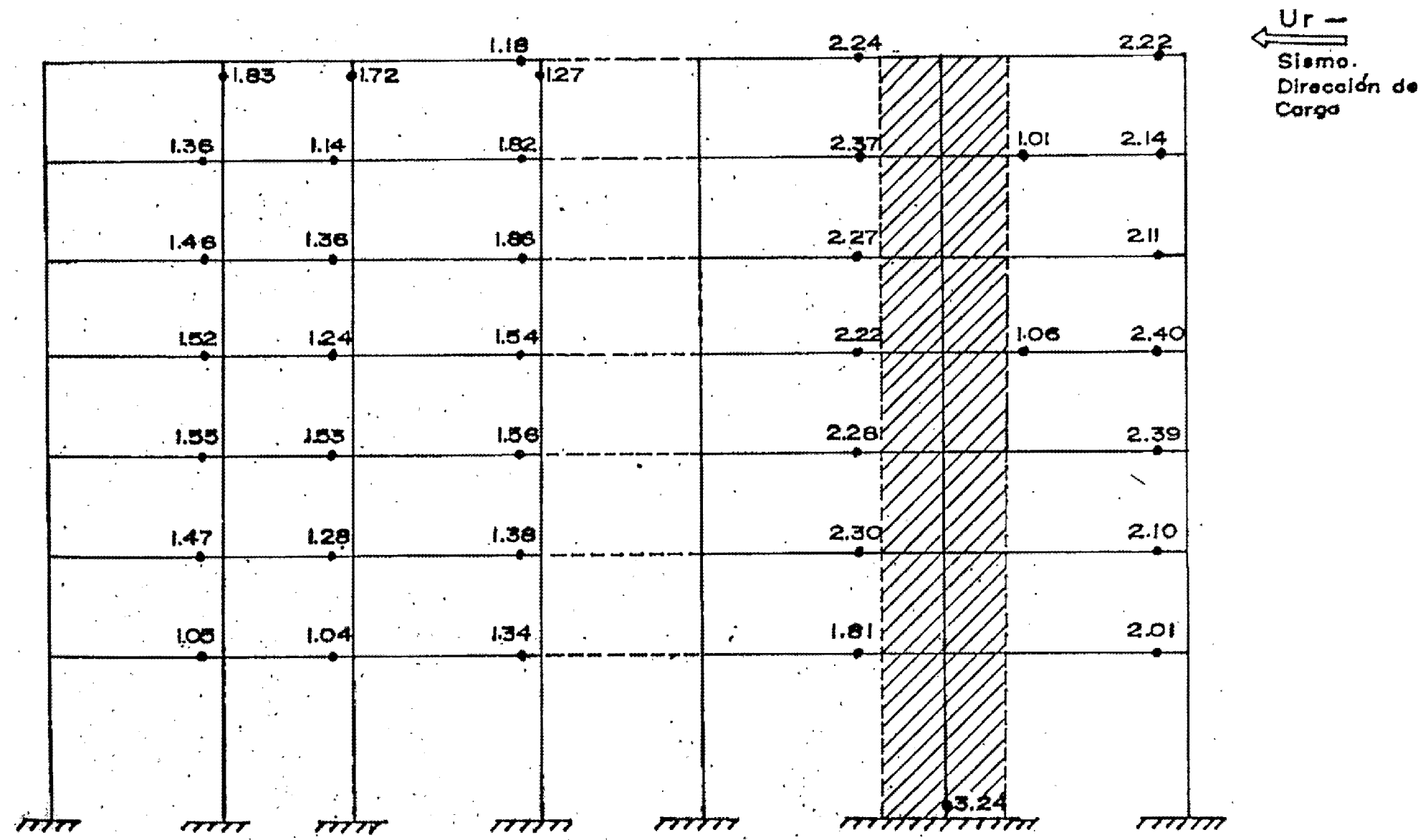
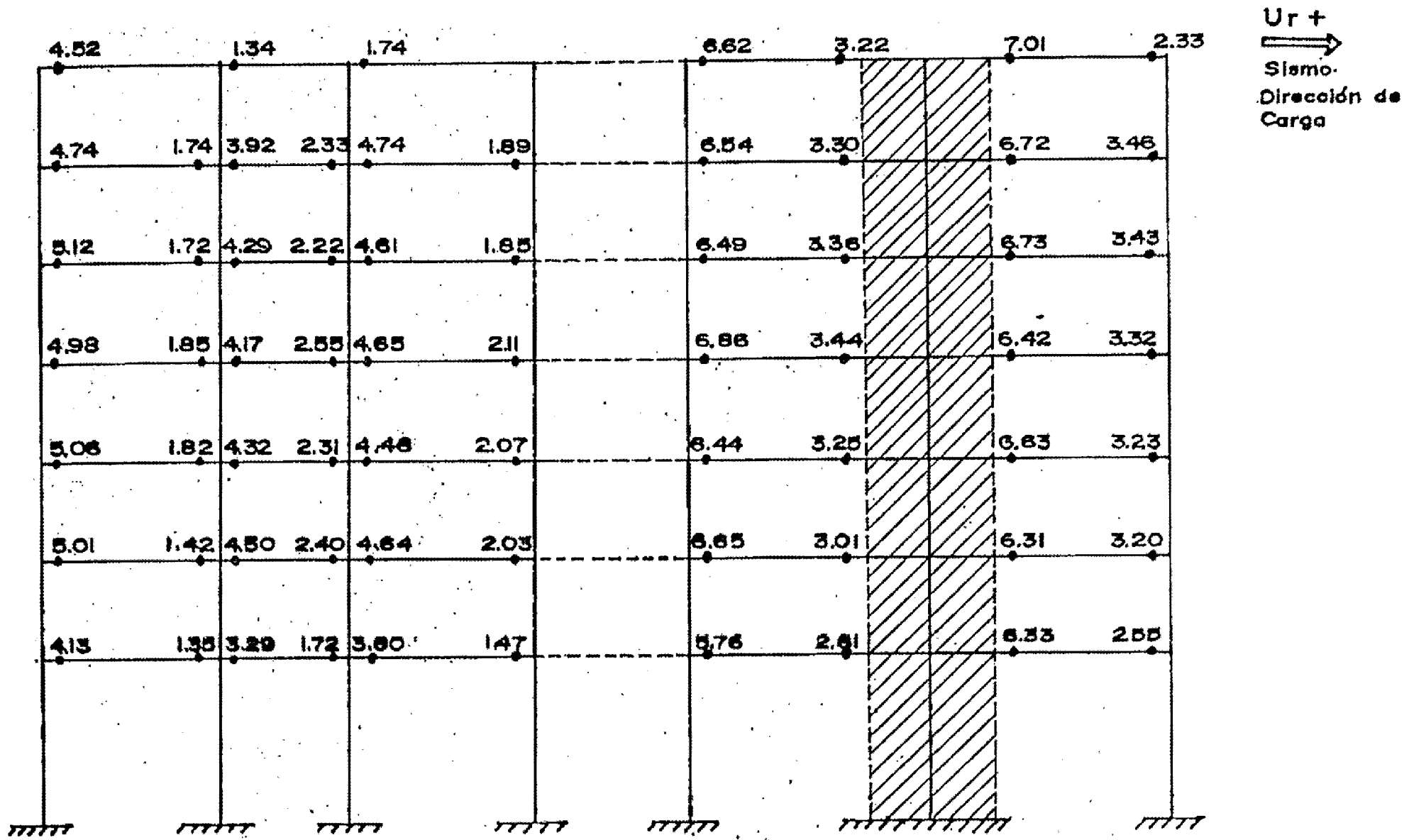
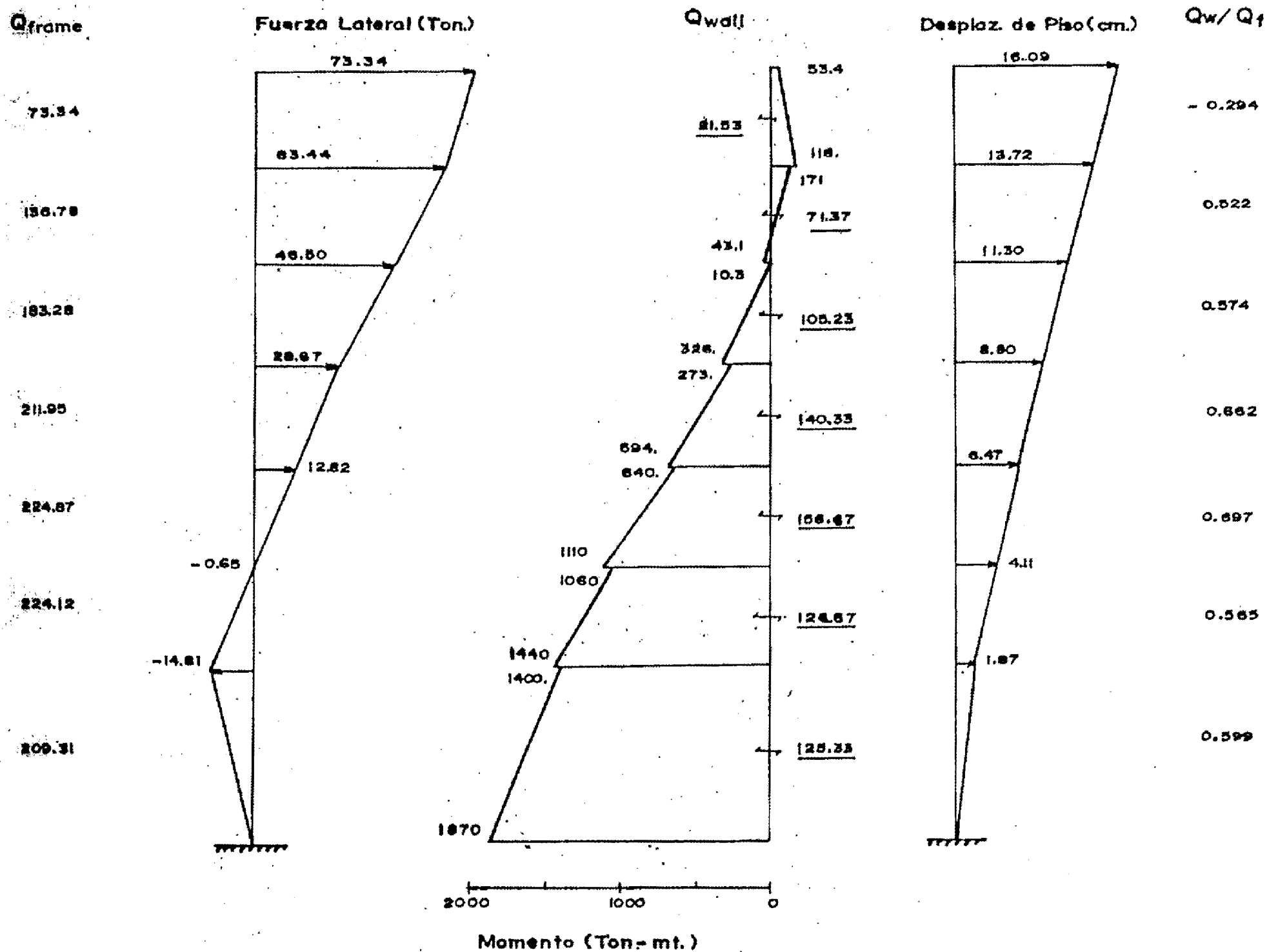


Figura N° 3.21 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA



● 1 ROTULAS PLASTICAS JORNADAS

Figura No. 3.22. MAXIMOS FACTORES DE DUCTILIDAD PARA EL ENSAYO PSD-3 EN AMBAS DIRECCIONES



Q<sub>frame</sub> : FUERZA DE CORTE DE TODA ESTRUCTURA POR PISO (Ton.)

Q<sub>wall</sub> : FUERZA DE CORTE QUE TOMA EL MURO POR PISO (Ton.)

Q<sub>w</sub>/Q<sub>f</sub> : RELACION DE FUERZAS DE CORTE

Figura N° 3.23 DISTRIBUCION DE LA FUERZA LATERAL Y DIAGRAMAS DE MOMENTO DEL MURO BAJO EL ENSAYO PSD-3 CUANDO LA EDIFICACION ALCANZA LA DEFORMACION MAXIMA ( t = 4.52 seg )

TABLA N° 19 : MAXIMOS VALORES DE RESPUESTA PARA CADA MODELO ANALIZADO

DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO ( CH ) , FUERZA CORTANTE ( TON )

ONDA : PSD - 3

Piso	Bidimensional		Corte		Corte - Flexión		Elástico-Equivalente		Un Grado de Libertad	
	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor
7	16.09(4.52)	74.46(4.54)	14.28(4.60)	58.57(5.37)	12.42(4.50)	72.94(2.93)	31.35(4.20)	55.03(4.31)	15.00(4.52)	
6	13.72(4.52)	137.41(4.54)	13.56(4.60)	113.33(4.45)	10.63(4.50)	136.91(2.93)	26.77(4.20)	103.02(4.28)		
5	11.30(4.52)	183.42(4.54)	12.63(4.60)	154.41(5.29)	8.85(4.50)	185.40(2.93)	22.07(4.20)	140.42(4.25)		
4	8.88(4.52)	212.99(4.54)	12.06(4.60)	182.02(2.85)	7.08(4.50)	219.49(2.93)	17.30(4.20)	168.26(4.22)		
3	6.47(4.51)	231.77(4.44)	11.45(4.60)	228.81(4.56)	5.30(4.50)	243.57(4.47)	12.61(4.10)	187.62(4.19)		
2	4.11(4.51)	263.14(4.39)	4.03(4.40)	243.14(4.38)	3.53(4.50)	281.92(4.37)	8.34(4.10)	199.74(4.15)		
1	1.87(4.49)	295.22(4.39)	2.94(4.40)	257.83(4.43)	1.76(4.50)	316.78(4.37)	3.99(4.10)	206.04(4.11)	286.97(4.52)	

números entre paréntesis indica el tiempo de ocurrencia en segundos

## CAPITULO IV : APLICACION PARA OTRAS ESTRUCTURAS

### 4.1. Estructuras por Analizar

A manera de complementación del estudio realizado es conveniente hacer el análisis no lineal tiempo-historia bajo los modelos ya especificados, de edificaciones diseñadas acorde con el Código Sismo-Resistente Peruano. Con tal motivo se tomarán tres estructuras de diferentes alturas pero de similar geometría en planta. El diseño de estas fue tomado de la referencia 14 y los detalles de interes se mostrarán en los subcapítulos respectivos. Dichas estructuras serán sometidas a dos tipos de registro sísmico tiempo-historia de aceleración (la componente NS El Centro 1940 y la componente NOBE 17/octubre/66 Instituto Geofísico), normalizados a un mismo valor máximo en aceleración (400 gal).

#### 4.1.1. Características de las Estructuras

Las estructuras por analizar son de concreto armado de 4, 8 y 12 pisos, regulares y simétricas, compuestas por pórticos y muros de corte. Diseñadas, como ya se menciona, de acuerdo con las especificaciones de las Normas Peruanas de Construcción.



#### 4.1.1.1. Geometría de las Estructuras

La planta típica con sus notaciones y dimensiones se muestran en la figura 4.1, así también la dirección de la carga considerada. Las diversas elevaciones en la figura 4.2 y las dimensiones de los elementos constituyentes en la Tabla 20. Son instalados muros en los pórticos 1 y 4, para reducir el efecto torsional y el desplazamiento transversal de las estructuras.

#### 4.1.1.2. Detalles del Reforzamiento

Las áreas de refuerzo (en  $\text{cm}^2$ ) de las secciones transversales de los elementos de las estructuras se muestran en las Tablas 22(a,b,c), 23(a,b,c) y 24, las mismas que nos indican las propiedades plásticas de los miembros. En el diseño se considero losas aligeradas para los niveles de piso, lo cual derivó no tomar su contribución en las vigas.

#### 4.1.1.3. Características de los Materiales

Las propiedades tanto del concreto y del acero especificadas para el diseño son listadas a continuación:

Esfuerzo en compresión del concreto:  $F'c = 210 \text{ Kgr/cm}^2$

Esfuerzo en tensión del concreto:  $cst = 20 \text{ Kgr/cm}^2$

Peso específico del concreto:  $Wc = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Esfuerzo en fluencia del acero:  $Fy = 4200 \text{ kgr/cm}^2$

Modulo de elasticidad del acero de refuerzo:  $Es = 2000 \text{ ton/cm}^2$

Modulo de elasticidad del concreto ( $4270 Wc^{1.55} \sqrt{F'c}$ ):  $Ec = 240 \text{ ton/c}$

Relación de modulos de elasticidad:  $n = Es/Ec = 8$

Modulo cortante de elasticidad concreto ( $Ec/2.3$ ):  $Gc = 104 \text{ ton/cm}^2$

Y estas serán validas para las tres edificaciones analizadas.

#### 4.1.2. Consideraciones Generales

Como aspecto general mencionaremos que en este estudio se ha realizado el análisis de las estructuras, más no el diseño (que fue tomado como dato de la referencia 14). No siendo materia de esta tesis entrar en los detalles del diseño de las mismas, más bien nos interezará la aplicación de los diversos modelos considerados, como también sus respuestas dinámicas tiempo-historia bajo dos registros sísmicos de diferente origen (norteamericano y peruano), y las características que muestran sus respuestas de acuerdo a la altura (número de pisos) que puede tener una edificación.

## 4.2. Aplicación de los Modelos

### 4.2.1. Consideraciones Generales

Basicamente se tomarán las mismas condiciones mencionadas en el párrafo 3.1.1., con algunas consideraciones particulares y/o adicionales para este grupo de estructuras:

(i) No se tomará la contribución de la losa a las vigas, por ser esas losas aligeradas, por lo tanto no habrá acero de refuerzo que contribuya a la viga en el sentido longitudinal de esta. Los sistemas de losas de pisos serán considerados inextensibles (rígidos en su propio plano).

(ii) Para el análisis estático, las magnitudes y distribución de las fuerzas sísmicas también serán basadas en el Método Estático del Reglamento Nacional de Construcción, Normas de Diseño Sismo-Resistente.

(iii) En el análisis dinámico, la respuesta será hallada por el proceso de integración paso-a-paso, con una aceleración constante en cada paso ( $\beta = 1/4$  en la ecuación de Newmark), las estructuras serán excitadas por los siguientes registros sísmicos parciales, tomando el rango de mayores aceleraciones, ver figura 4.3 y 4.4, cuyas características son:

El Centro . California-USA  
18 Mayo 1940 , componente N-S  
A máx = 326.218 gal

con un tiempo inicial:  $t_{\min}=0.0$  y un tiempo final:  $t_{\max}=8.0$  seg. El intervalo de tiempo de datos y de cálculo es de 0.01 seg., es decir, 800 puntos datos. Siendo este un sismo parcial, corresponde a los 8 primeros segundos del total.

Instituto Geofísico del Perú . Lima-Perú  
17 Octubre 1966 , componente NOSE  
A máx = 269.340 gal

con un  $t_{\min}=0.0$  y un  $t_{\max}=10.24$  seg. El intervalo de tiempo de datos del sismo es de 0.02 seg., por lo tanto tenemos 512 puntos datos que corresponde del 18.00 al 28.24 segundos del total.

Cabe mencionar que dada las características de frecuencia alta de los registros sísmicos peruanos, el intervalo de cálculo tendrá que ser menor que el de datos, particionando este último en puntos iguales hasta alcanzar estabilidad y convergencia, conceptos ya explicados en el párrafo 1.1.8.1.

Ambos registros sísmicos antes de su aplicación a las estructuras serán amplificados, conservando sus características, hasta obtener una máxima aceleración de 400 gal.

(iv) El amortiguamiento viscoso es considerado proporcional a la matriz de rigidez instantanea (tipo Rayleigh). El coeficiente de proporcionalidad,  $E_2$ , será determinado de acuerdo a la ecuación 5 del párrafo 1.1.7., correspondiente a un factor de amortiguamiento viscoso de 5% y a la frecuencia angular de la estructura a analizar.

#### 4.2.2. Cálculo de Parámetros de Entrada para cada Modelo

##### 4.2.2.1. Modelo Bidimensional

Serán utilizados los programas ya mencionados INSTA e INDRA. Para la idealización de las estructuras bajo este modelo, la resistencia y las rigideces de los pórticos A y E son ensamblados juntos y conectados a los pórticos B+C+D, mediante enlaces en cada nivel de piso, como se muestran en las figuras 4.5, 4.6 y 4.7 para las estructuras de 4, 8 y 12 pisos respectivamente. Donde también se muestran los pesos por pisos [referencia 14] que se consideran concentrados en cada nivel de piso.

##### (A). Propiedades Elásticas de los Miembros

El área total, momento de inercia con respecto al eje de flexión y zonas rígidas de los miembros constituyentes de las edificaciones por analizar, serán calculadas por "grupo de identificación" de propiedades similares como se aprecia

en las tablas 21(a,b). Para las zonas rígidas se considera una longitud de  $1/2$  de la dimensión en la conexión viga-columna.

#### (B). Propiedades Plásticas de los Miembros

Las propiedades plásticas de las vigas, columnas y muros de las edificaciones de acuerdo al "grupo de identificación" son mostradas en las tablas 22(a,b,c), 23(a,b,c) y 24(a,b,c) respectivamente.

#### (C). Otros Parámetros y Códigos de Notación

La distribución de fuerzas laterales estáticas es determinada de acuerdo al Código Peruano, que en estos casos son casi una distribución triangular inversa. Donde para todas las estructuras se asumió un factor de zona 1, factor de uso de categoría c (vivienda), factor de suelo I, dando un coeficiente sísmico de  $C = 0.40, 0.34$  y  $0.27$  para la de 4, 8 y 12 pisos; esquemas de distribución normalizados al primer piso se pueden ver en las figuras 4.5, 4.6 y 4.7. Los acelerogramas de las ondas sísmicas son información solo para el análisis dinámico.

Como ya se mencionó, los miembros con idénticas propiedades elásticas e inelásticas, pueden ser agrupados e identificados mediante códigos, resultando los llamados

"grupos de identificación", estos, para las estructuras teóricas estudiadas son mostrados también en las figuras 4.5, 4.6 y 4.7.

#### 4.2.2.1.1. Respuesta del Análisis Estático Inelástico

La relación Fuerza Cortante por piso versus Desplazamiento Relativo de piso, y los eventos asociados con la aparición de rótulas plásticas se muestran en las figuras 4.8, 4.9 y 4.10 para las edificaciones de 4, 8 y 12 pisos respectivamente.

En las figuras 4.11, 4.12 y 4.13 se aprecia la secuencia de rótulas de fluencia y la relación de ductilidad de cada miembro así como el correspondiente desplazamiento de piso (medido de la base), y la fuerza lateral impuesta en cada piso cuando el mecanismo de colapso es alcanzado.

La Tabla 25 muestra, de acuerdo a la distribución de fuerzas ya definida, las fuerzas y los desplazamientos absolutos por piso alcanzados, para diversas etapas de interés, dentro de la historia del mecanismo de colapso del análisis estático inelástico para las edificaciones.

Conociendo el desplazamiento lateral del piso superior asociado con el mecanismo de colapso de las estructuras, y

las alturas de los mismos, podemos determinar un equivalente ángulo de rotación:

$$\begin{array}{lcl} H_4 = 12.0 \text{ mt.} & \text{---->} & \theta_4 = 21.157/1200 = 1/57 \\ H_8 = 24.5 \text{ mt.} & \text{---->} & \theta_8 = 40.040/2450 = 1/61 \\ H_{12} = 36.5 \text{ mt.} & \text{---->} & \theta_{12} = 77.906/1200 = 1/47 \end{array}$$

También se puede determinar el impulso promedio de entrepiso:

$$\begin{array}{lcl} \Delta 4 & = & 21.157/4 = 5.3 \text{ cm.} \\ \Delta 8 & = & 40.040/8 = 5.0 \text{ cm.} \\ \Delta 12 & = & 77.906/12 = 6.5 \text{ cm.} \end{array}$$

Y tomando un desplazamiento de fluencia promedio para los pisos de una misma edificación, podemos calcular una correspondiente relación de ductilidad de piso ( $\mu = d_{max}/d_y$ ):

$$\begin{array}{lcl} \Delta y_4 \cong 2.70 \text{ cm.} & \text{---->} & \mu_4 \cong 5.3/2.70 = 2.0 \\ \Delta y_8 \cong 2.77 \text{ cm.} & \text{---->} & \mu_8 \cong 5.0/2.77 = 1.8 \\ \Delta y_{12} \cong 2.73 \text{ cm.} & \text{---->} & \mu_{12} \cong 6.5/2.73 = 2.4 \end{array}$$

#### 4.2.2.2. Modelo Cortante

De las figuras 4.8, 4.9 y 4.10, y según el criterio mencionado en 1.2.2., se realiza los trazos de la curva trilineal para cada piso de cada una de las estructuras analizadas, como se muestra en las figuras 4.14, 4.15 y 4.16. Y luego determinamos los parámetros de entrada para el programa a usarse bajo este modelo, ver Tabla 26.



#### 4.2.2.3. Modelo Corte-Flexión

Tomando como base lo indicado en el subcapítulo 1.3.1.1. y las consideraciones del párrafo 3.1.2.3., podemos elaborar la Tabla 27, que muestra los valores que servirán para el uso del programa SB.

#### 4.2.2.4. Modelo Elástico Equivalente

En la figura 4.17 indicamos las frecuencias y las formas de modo de las estructuras tomando las rigideces iniciales, luego determinamos las frecuencias de las estructuras en fluencia y en estado equivalente, tomando las rigideces respectivas.

Asumiendo un factor de amortiguamiento viscoso para las estructuras de 5 %, calculamos el coeficiente de proporcionalidad,  $E2$ , para las estructuras en estado original. Luego, tomando un factor de ductilidad promedio de pisos y haciendo uso de la ecuación 12, determinamos el coeficiente de proporcionalidad en estado equivalente,  $E2$  equiv., valores que son mostrados en la Tabla 28.

Previamente, tomando como base los valores de las figuras 4.14, 4.15 y 4.16, las consideraciones del párrafo 1.4.2. y la ecuación 8, desarrollamos la Tabla 29. Complementando así

los parámetros de entrada al programa usado para este modelo.

#### 4.2.2.5. Modelo de Un Grado de Libertad

Determinamos el modelo de desplazamiento  $U_r$  de las estructuras como un promedio de la forma de deflexión a diferentes amplitudes de carga representativos, mostrados en las figuras 4.8, 4.9 y 4.10, los cuales servirán para la reducción del sistema MDOF al sistema SDOF (ver tabla 30).

Los parámetros de entrada se muestran en las tablas 31 y 32, los cuales se determinarán en base de las ecuaciones del párrafo 1.5.2. y siguiendo la misma metodología (acápites 3.1.2.5.) que se usó para la estructura ensayada (tabla 18) de siete pisos.

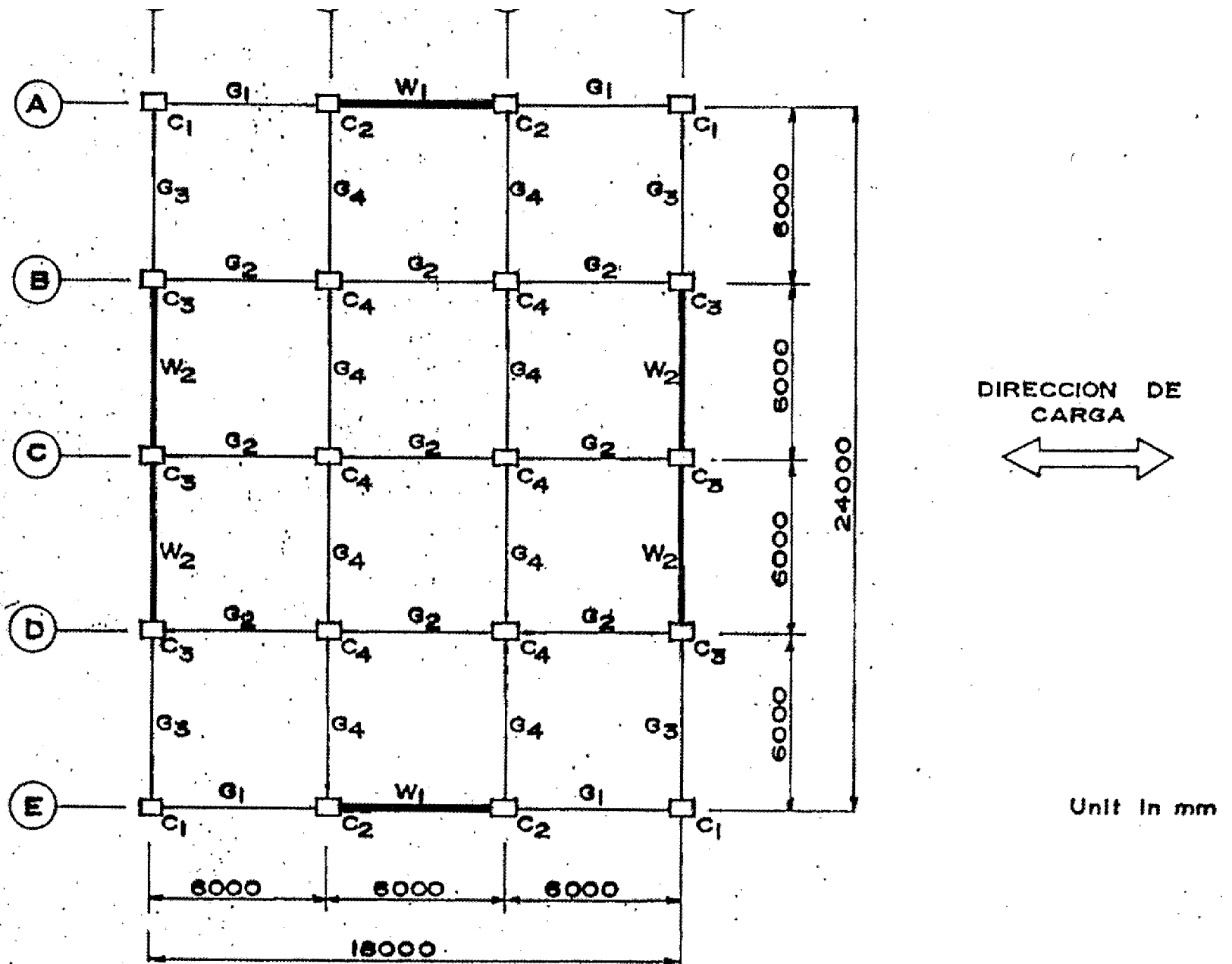
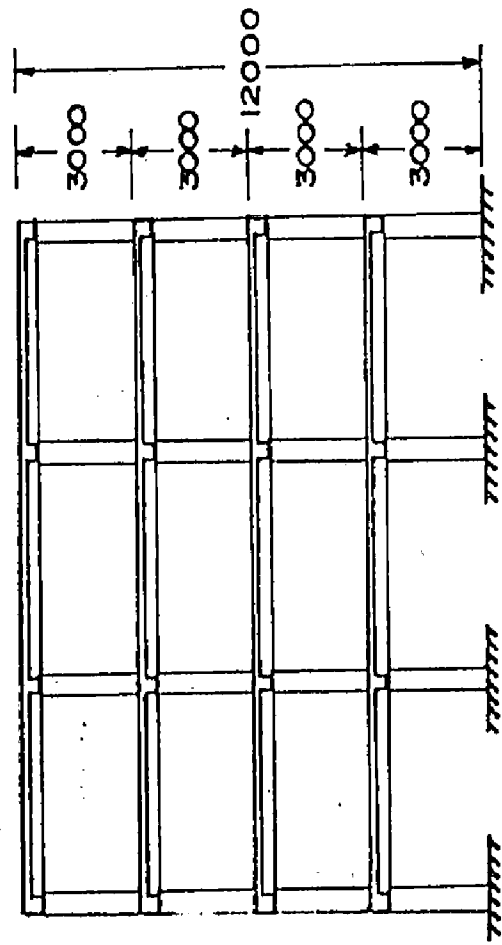


Figura N° 4.1 PLANTA DE PISO TIPICA Y NOTACION DE LOS ELEMENTOS

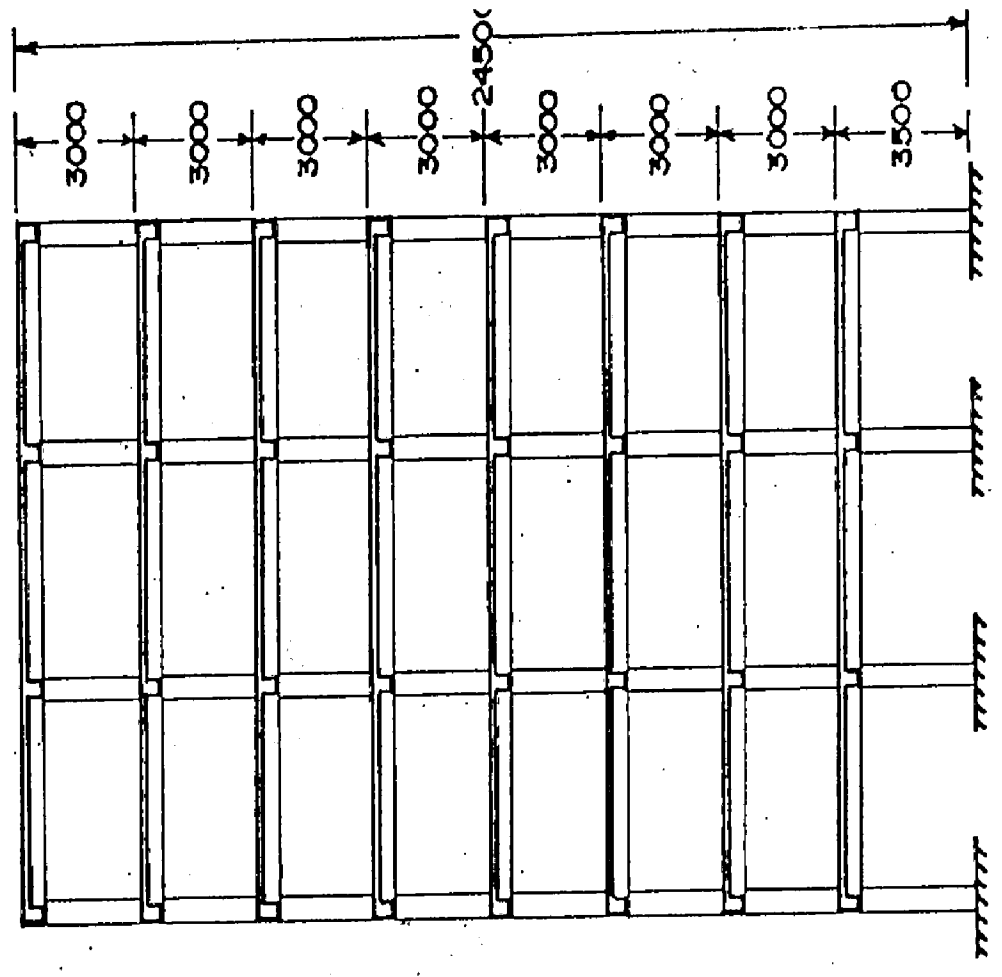
ELEMENTO	ESTRUC. 4 PISOS ( cm. )	ESTRUC. 8 PISOS ( cm. )	ESTRUC. 12 PISOS ( cm. )
G <sub>1</sub>	30 x 55	30 x 60	35 x 60
G <sub>2</sub>	30 x 55	30 x 60	35 x 60
G <sub>3</sub>	30 x 50	30 x 55	35 x 55
G <sub>4</sub>	30 x 50	30 x 55	35 x 55
C <sub>1</sub>	45 x 45	50 x 50	65 x 65
C <sub>2</sub>	25 x 25	25 x 25	40 x 40
C <sub>3</sub>	40 x 40	60 x 60	75 x 75
C <sub>4</sub>	55 x 55	75 x 75	80 x 80
W <sub>1</sub>	15	20	35
W <sub>2</sub>	15	15	30

NOTA:  
 VIGAS ( G ) : ANCHO x ALTURA  
 COLUMNAS ( C ) : ANCHO x ANCHO

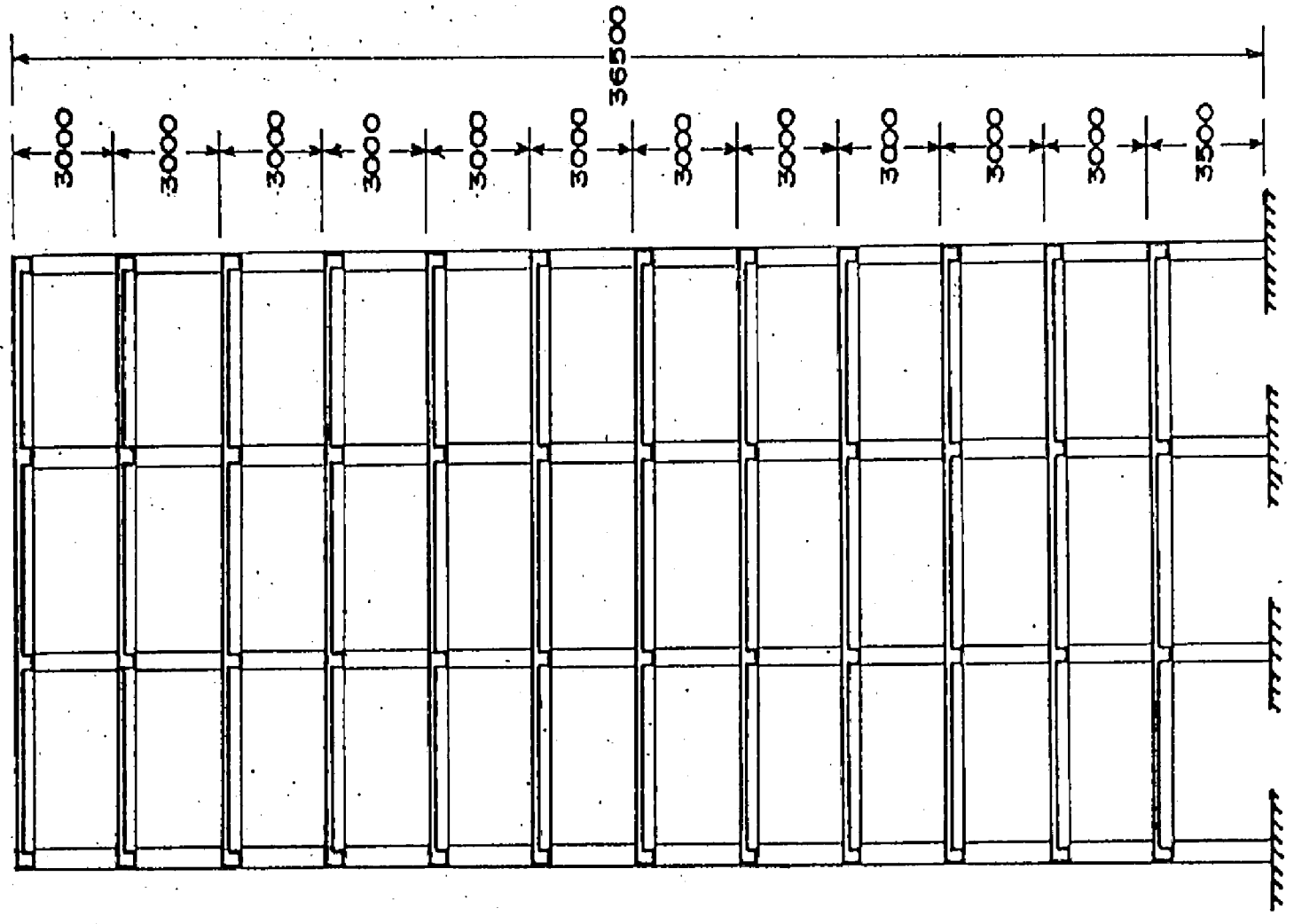
Tabla N° 20 GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS DE LAS EDIFICACIONES



ESTRUCT. 4 PISOS



ESTRUCT. 8 PISOS



ESTRUCT. 12 PISOS

Unidad en mm.

Figura Nº 4.2 ELEVACIONES TÍPICAS DE LAS EDIFICACIONES

# REGISTRO SISMICO

EL CENTRO (IMPERIAL VALLEY) MAY 18, 1940 N-S  
ACC. MAX. = 326.22 GAL DT = 0.01 SEG.

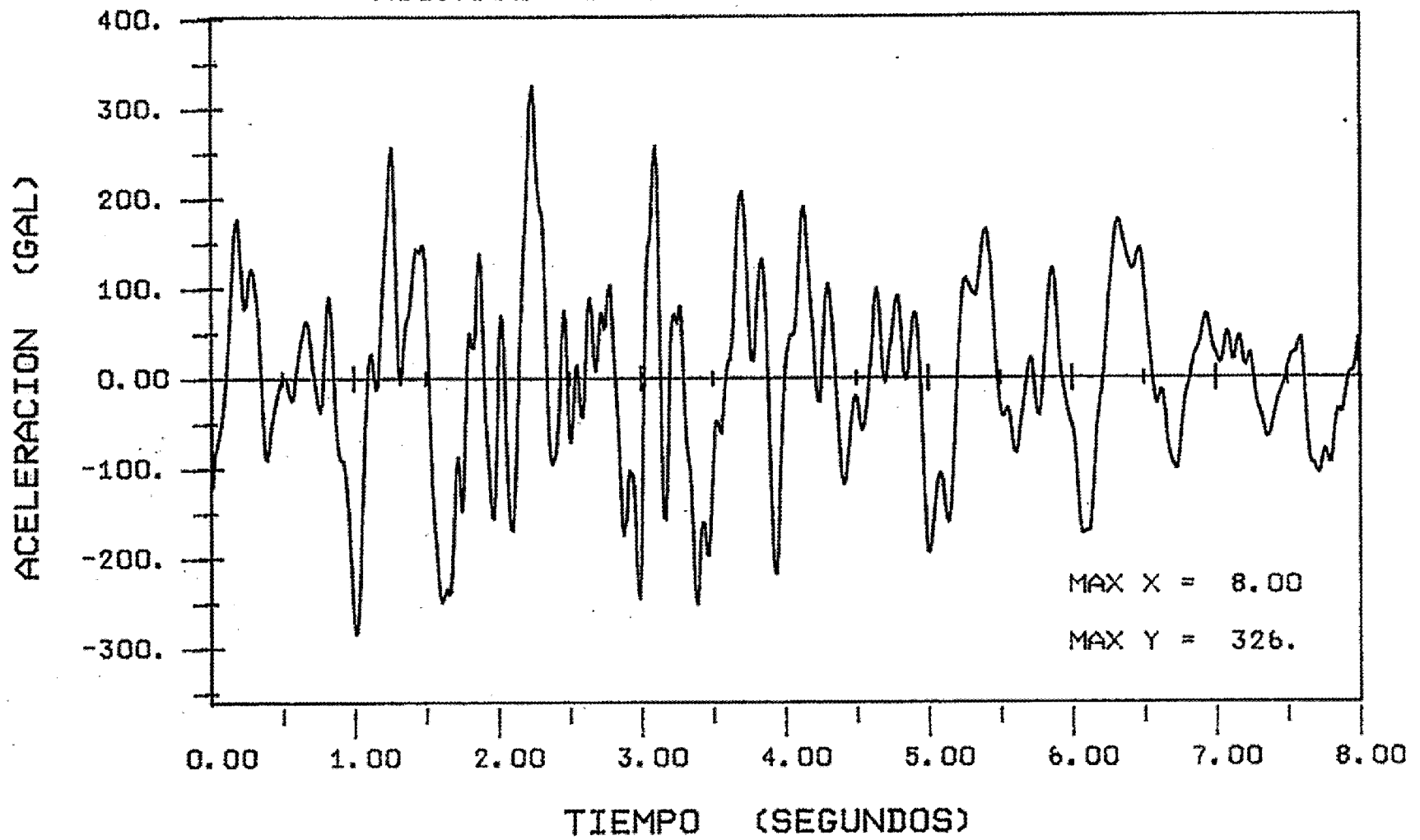


Figura N° 4.3 EL CENTRO 1940 (NS)  
CALIFORNIA - USA

# REGISTRO SISMICO

IGP OCTUBRE 17, 1966 N08E  
ACC. MAX. = 269.34 GAL DT = 0.02 SEG.

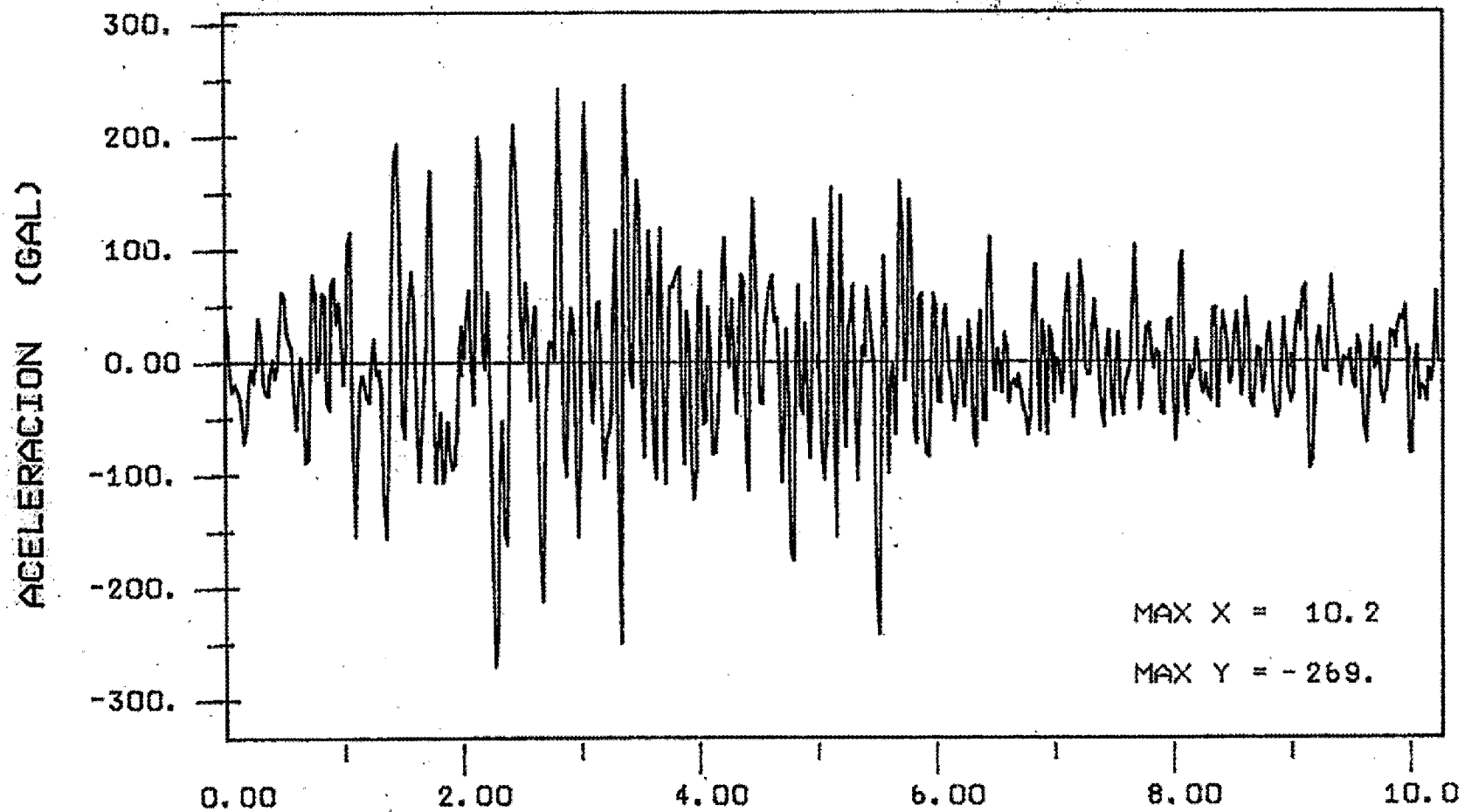
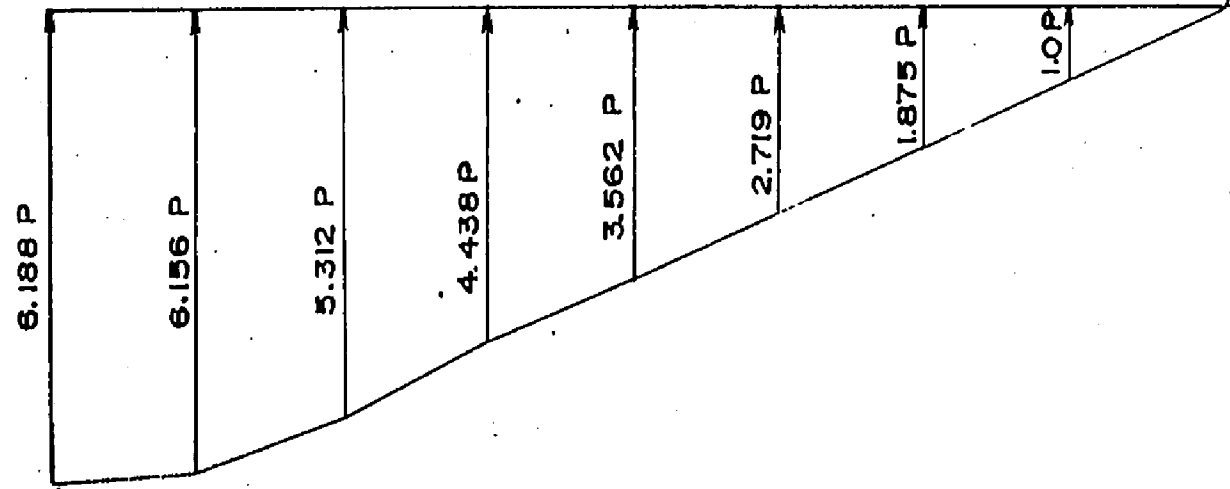


Figura N° 4.4 17 OCTUBRE 66 (N08S)  
INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU - LIMA





DISTRIBUCION DE FUERZAS  
LATERALES NORMALIZADAS



PESOS (Ton.)

11	2	2	3	6	4	5	360
7	2	2	3	6	4	5	408
15	2	2	7	6	8	9	408
10	2	6	3	6	4	5	408
19	10	2	12	6	13	14	408
15	2	10	3	6	4	5	408
13	15	2	15	6	13	14	408
17	15	2	3	6	4	5	408
21	15	2	15	6	16	17	408
25	15	2	3	6	4	5	408
29	15	2	15	6	16	17	408
31	15	2	3	6	4	5	408
33	15	2	15	6	18	19	408
37	15	2	15	6	18	19	408
41	15	2	15	6	18	19	408
45	15	2	15	6	18	19	408
49	15	2	15	6	18	19	408
53	15	2	15	6	18	19	408
57	15	2	15	6	18	19	408
61	15	2	15	6	18	19	408
65	15	2	15	6	18	19	408
69	15	2	15	6	18	19	408
73	15	2	15	6	18	19	408
77	15	2	15	6	18	19	408
81	15	2	15	6	18	19	408
85	15	2	15	6	18	19	408
89	15	2	15	6	18	19	408
93	15	2	15	6	18	19	408
97	15	2	15	6	18	19	408
101	15	2	15	6	18	19	408
105	15	2	15	6	18	19	408
109	15	2	15	6	18	19	408
113	15	2	15	6	18	19	408
117	15	2	15	6	18	19	408
121	15	2	15	6	18	19	408
125	15	2	15	6	18	19	408
129	15	2	15	6	18	19	408
133	15	2	15	6	18	19	408
137	15	2	15	6	18	19	408
141	15	2	15	6	18	19	408
145	15	2	15	6	18	19	408
149	15	2	15	6	18	19	408
153	15	2	15	6	18	19	408
157	15	2	15	6	18	19	408
161	15	2	15	6	18	19	408
165	15	2	15	6	18	19	408
169	15	2	15	6	18	19	408
173	15	2	15	6	18	19	408
177	15	2	15	6	18	19	408
181	15	2	15	6	18	19	408
185	15	2	15	6	18	19	408
189	15	2	15	6	18	19	408
193	15	2	15	6	18	19	408
197	15	2	15	6	18	19	408
201	15	2	15	6	18	19	408
205	15	2	15	6	18	19	408
209	15	2	15	6	18	19	408
213	15	2	15	6	18	19	408
217	15	2	15	6	18	19	408
221	15	2	15	6	18	19	408
225	15	2	15	6	18	19	408
229	15	2	15	6	18	19	408
233	15	2	15	6	18	19	408
237	15	2	15	6	18	19	408
241	15	2	15	6	18	19	408
245	15	2	15	6	18	19	408
249	15	2	15	6	18	19	408
253	15	2	15	6	18	19	408
257	15	2	15	6	18	19	408
261	15	2	15	6	18	19	408
265	15	2	15	6	18	19	408
269	15	2	15	6	18	19	408
273	15	2	15	6	18	19	408
277	15	2	15	6	18	19	408
281	15	2	15	6	18	19	408
285	15	2	15	6	18	19	408
289	15	2	15	6	18	19	408
293	15	2	15	6	18	19	408
297	15	2	15	6	18	19	408
301	15	2	15	6	18	19	408
305	15	2	15	6	18	19	408
309	15	2	15	6	18	19	408
313	15	2	15	6	18	19	408
317	15	2	15	6	18	19	408
321	15	2	15	6	18	19	408
325	15	2	15	6	18	19	408
329	15	2	15	6	18	19	408
333	15	2	15	6	18	19	408
337	15	2	15	6	18	19	408
341	15	2	15	6	18	19	408
345	15	2	15	6	18	19	408
349	15	2	15	6	18	19	408
353	15	2	15	6	18	19	408
357	15	2	15	6	18	19	408
361	15	2	15	6	18	19	408
365	15	2	15	6	18	19	408
369	15	2	15	6	18	19	408
373	15	2	15	6	18	19	408
377	15	2	15	6	18	19	408
381	15	2	15	6	18	19	408
385	15	2	15	6	18	19	408
389	15	2	15	6	18	19	408
393	15	2	15	6	18	19	408
397	15	2	15	6	18	19	408
401	15	2	15	6	18	19	408
405	15	2	15	6	18	19	408
409	15	2	15	6	18	19	408
413	15	2	15	6	18	19	408
417	15	2	15	6	18	19	408
421	15	2	15	6	18	19	408
425	15	2	15	6	18	19	408
429	15	2	15	6	18	19	408
433	15	2	15	6	18	19	408
437	15	2	15	6	18	19	408
441	15	2	15	6	18	19	408
445	15	2	15	6	18	19	408
449	15	2	15	6	18	19	408
453	15	2	15	6	18	19	408
457	15	2	15	6	18	19	408
461	15	2	15	6	18	19	408
465	15	2	15	6	18	19	408
469	15	2	15	6	18	19	408
473	15	2	15	6	18	19	408
477	15	2	15	6	18	19	408
481	15	2	15	6	18	19	408
485	15	2	15	6	18	19	408
489	15	2	15	6	18	19	408
493	15	2	15	6	18	19	408
497	15	2	15	6	18	19	408
501	15	2	15	6	18	19	408
505	15	2	15	6	18	19	408
509	15	2	15	6	18	19	408
513	15	2	15	6	18	19	408
517	15	2	15	6	18	19	408
521	15	2	15	6	18	19	408
525	15	2	15	6	18	19	408
529	15	2	15	6	18	19	408
533	15	2	15	6	18	19	408
537	15	2	15	6	18	19	408
541	15	2	15	6	18	19	408
545	15	2	15	6	18	19	408
549	15	2	15	6	18	19	408
553	15	2	15	6	18	19	408
557	15	2	15	6	18	19	408
561	15	2	15	6	18	19	408
565	15	2	15	6	18	19	408
569	15	2	15	6	18	19	408
573	15	2	15	6	18	19	408
577	15	2	15	6	18	19	408
581	15	2	15	6	18	19	408
585	15	2	15	6	18	19	408
589	15	2	15	6	18	19	408
593	15	2	15	6	18	19	408
597	15	2	15	6	18	19	408
601	15	2	15	6	18	19	408
605	15	2	15	6	18	19	408
609	15	2	15	6	18	19	408
613	15	2	15	6	18	19	408
617	15	2	15	6	18	19	408
621	15	2	15	6	18	19	408
625	15	2	15	6	18	19	408
629	15	2	15	6	18	19	408
633	15	2	15	6	18	19	408
637	15	2	15	6	18	19	408
641	15	2	15	6	18	19	408
645	15	2	15	6	18	19	408
649	15	2	15	6	18	19	408
653	15	2	15	6	18	19	408
657	15	2	15	6	18	19	408
661	15	2	15	6			



TABLA N° 21 : PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS MIEMBROS

A. Grupos de Identificación en Vigas

		1	2	3	4	5	6
Estruc. 4-pisos	AA	4950.0	4950.0	4950.0	3300.0	3300.0	1.0E5
	AI	1247.8E3	1247.8E3	1247.8E3	831876.0	831876.0	1.0
	Rigid1	10.00	13.75	13.75	11.75	306.25	0.0
	Rigid2	13.75	13.75	10.00	306.25	11.25	0.0
Estruc. 8-pisos	AA	5.4E3	5.4E3	5.4E3	3.6E3	3.6E3	1.0E5
	AI	16.5E5	16.2E5	16.2E5	10.8E5	10.8E5	1.0
	Rigid1	15.00	18.75	18.75	12.50	306.25	0.0
	Rigid2	18.75	18.75	15.00	306.25	12.50	0.0
Estruc. 12-pisos	AA	6.3E3	6.3E3	6.3E3	4.2E3	4.2E3	1.0E6
	AI	18.9E5	18.9E5	18.9E5	12.6E5	12.6E5	1.0
	Rigid1	18.75	20.00	20.00	16.25	310.00	0.0
	Rigid2	20.00	20.00	18.75	310.00	16.25	0.0

B. Grupos de Identificación en Columnas

		1	2	3	4	5	6	7
Estruc. 4-pisos	AA	4800.0	9075.0	4050.0	1.8E4	4800.0	9075.0	4050.0
	AI	6.4E5	2287.7E3	683438.0	7004.0E5	6.4E5	2287.7E3	683438.0
	Rigid1	13.75	13.75	13.75	0.0	13.75	13.75	13.75
	Rigid2	13.75	13.75	13.75	0.0	0.0	0.0	0.0
Estruc. 8-pisos	AA	10.8E3	16875.0	5.0E3	2.4E4	10.8E3	16875.0	5.0E3
	AI	32.4E5	7910.2E3	1041.7E3	8588.3E5	32.4E5	7910.2E3	1041.7E3
	Rigid1	15.00	15.00	15.00	0.0	15.00	15.00	15.00
	Rigid2	15.00	15.00	15.00	0.0	0.0	0.0	0.0
Estruc. 12-pisos	AA	16875.0	19.2E3	8450.0	4.2E4	16875.0	19.2E3	8450.0
	AI	7910.2E3	1024.0E4	2975.1E3	1601.3E6	7910.2E3	1024.0E4	2975.1E3
	Rigid1	15.00	15.00	15.00	0.0	15.00	15.00	15.00
	Rigid2	15.00	15.00	15.00	0.0	0.0	0.0	0.0

Notación:

- AA : Area de la sección transversal [cm<sup>2</sup>]
- AI : Momento de inercia [cm<sup>4</sup>]
- Rigid1 : Zona rígida en el extremo izquierdo (vigas) o arriba (columnas) [cm]
- Rigid2 : Zona rígida en el extremo derecho (vigas) o abajo (columnas) [cm]

TABLA N° 22 : PROPIEDADES PLASTICAS DE LAS VIGAS

A. Estructura de 4-Pisos

Grupo	Extremo	Acero (cm <sup>2</sup> )	+Mc (ton-cm)	+My (ton-cm)	+zy	-Mc (ton-cm)	-My (ton-cm)	-zy
1	izq.	8.55 5.70	1367.5	3199.5	0.270	1357.3	4799.3	0.293
	derch.	14.25 9.66	1475.4	7998.9	0.339	1491.9	5422.4	0.302
2	izq.	14.25 9.66	1491.9	5422.4	0.302	1475.4	7998.9	0.339
	derch.	14.25 9.66	1475.4	7998.9	0.339	1491.9	5422.4	0.302
3	izq.	14.25 9.66	1491.9	5422.4	0.302	1475.4	7998.9	0.339
	derch.	8.55 5.70	1357.3	4799.3	0.293	1367.5	3199.5	0.270
4	izq.	9.66 5.70	922.2	2133.0	0.270	912.8	3614.8	0.302
	derch.	18.21 9.66	1012.0	6814.4	0.371	1032.4	3614.8	0.302
5	izq.	18.21 9.66	1032.4	3614.8	0.302	1012.0	6814.4	0.371
	derch.	9.66 5.70	912.8	3614.8	0.302	922.2	2133.0	0.270
6	izq.	imagi.	4.0E6	8.0E6	1.0	1.0E7	2.0E7	1.0
	derch.	imagi.	1.0E7	2.0E7	1.0	4.0E6	8.0E6	1.0
7	izq.	14.25 7.68	1470.6	4311.0	0.286	1447.0	7998.9	0.339
	derch.	19.95 9.66	1536.8	11198.5	0.385	1573.7	5422.4	0.302
8	izq.	19.95 9.66	1573.7	5422.4	0.302	1536.8	11198.5	0.385
	derch.	19.95 9.66	1536.8	11198.5	0.385	1573.7	5422.4	0.302
9	izq.	19.95 9.66	1573.7	5422.4	0.302	1536.8	11198.5	0.385
	derch.	14.25 7.68	1447.0	7998.9	0.339	1470.6	4311.0	0.286
10	izq.	14.25 7.68	980.4	2874.0	0.286	964.6	5332.6	0.339
	derch.	19.95 9.66	1024.4	7465.6	0.355	1049.0	3614.8	0.302

Grupo	Extremo	Acero (cm <sup>2</sup> )	+Mc (ton-cm)	+My (ton-cm)	+zy	-Mc (ton-cm)	-My (ton-cm)	-zy
11	izq.	19.95 9.66	1049.0	3614.8	0.302	1024.4	7465.6	0.385
	derch.	14.25 7.68	964.6	5332.6	0.339	980.4	2874.0	0.286
12	izq.	17.10 8.55	1520.9	4799.3	0.293	1490.2	9598.7	0.362
	derch.	22.80 11.40	1592.4	12798.3	0.408	1633.3	6399.1	0.316
13	izq.	22.80 11.40	1633.3	6399.1	0.316	1592.4	12798.3	0.408
	derch.	22.80 11.40	1592.4	12798.3	0.408	1633.3	6399.1	0.316
14	izq.	22.80 11.40	1633.3	6399.1	0.316	1592.4	12798.3	0.408
	derch.	17.10 8.55	1490.2	9598.7	0.362	1520.9	4799.3	0.293
15	izq.	15.96 7.68	996.6	2874.0	0.286	976.8	5972.4	0.353
	derch.	19.95 9.66	1024.4	7465.6	0.385	1049.0	3614.8	0.302
16	izq.	19.95 9.66	1049.0	3614.8	0.302	1024.4	7465.6	0.385
	derch.	15.96 7.68	976.8	5972.4	0.353	996.6	2874.0	0.286

#### B. Estructura de 8-Pisos

Grupo	Extremo	Acero (cm <sup>2</sup> )	+Mc (ton-cm)	+My (ton-cm)	+zy	-Mc (ton-cm)	-My (ton-cm)	-zy
1	izq.	10.53 5.70	1640.2	3490.4	0.251	1621.3	6448.1	0.286
	derch.	10.53 7.68	1652.3	6448.1	0.286	1663.5	4702.9	0.265
2	izq.	10.53 7.68	1663.5	4702.9	0.265	1652.3	6448.1	0.286
	derch.	10.53 7.68	1652.3	6448.1	0.286	1663.5	4702.9	0.265
3	izq.	10.53 7.68	1663.5	4702.9	0.265	1652.3	6448.1	0.286
	derch.	10.53 5.70	1621.3	3490.4	0.251	1640.2	6448.1	0.286

Grupo	Extremo	Acero (cm <sup>2</sup> )	+Mc (ton-cm)	+My (ton-cm)	+zy	-Mc (ton-cm)	-My (ton-cm)	-zy
4	izq.	14.09 9.03	1156.6	3686.4	0.275	1143.4	5752.0	0.312
	derch.	25.34 14.09	1284.2	10344.8	0.395	1313.6	5752.0	0.312
5	izq.	25.34 14.09	1313.6	5752.0	0.312	1284.2	10344.8	0.395
	derch.	14.09 9.03	1143.4	5752.0	0.312	1156.6	3686.4	0.275
6	izq.	imagi.	4.0E6	8.0E6	1.0	1.0E7	2.0E7	1.0
	derch.	imagi.	1.0E7	2.0E7	1.0	4.0E6	6.0E6	1.0
7	izq.	14.25 7.68	1721.7	4702.9	0.265	1696.0	8726.1	0.314
	derch.	14.25 7.68	1696.0	8726.1	0.314	1721.7	4702.9	0.265
8	izq.	20.27 12.11	1245.2	4943.6	0.298	1224.0	8275.0	0.358
	derch.	27.32 12.98	1288.2	11153.0	0.410	1325.6	5298.8	0.304
9	izq.	27.32 12.98	1325.6	5298.8	0.304	1288.2	11153.0	0.410
	derch.	20.27 12.11	1224.0	8275.0	0.358	1245.2	4943.6	0.298
10	izq.	17.10 8.55	1776.5	5235.6	0.272	1743.0	10471.3	0.335
	derch.	19.95 11.40	1821.1	12216.5	0.356	1854.6	6980.9	0.293
11	izq.	19.95 11.40	1854.6	6980.9	0.293	1821.1	12216.5	0.356
	derch.	19.95 11.40	1821.1	12216.5	0.356	1854.6	6980.9	0.293
12	izq.	19.95 11.40	1854.6	6980.9	0.293	1821.1	12216.5	0.356
	derch.	17.10 8.55	1743.0	10471.3	0.335	1776.5	5235.6	0.272
13	izq.	20.27 14.09	1260.6	5752.0	0.312	1244.6	8275.0	0.358
	derch.	29.30 14.09	1315.2	11961.4	0.425	1355.0	5752.0	0.312
14	izq.	29.30 14.09	1355.0	5752.0	0.312	1315.2	11961.4	0.425
	derch.	20.27 14.09	1244.6	8275.0	0.358	1260.6	5752.0	0.312

Grupo	Extremo	Acero (cm <sup>2</sup> )	+Mc (ton-cm)	+My (ton-cm)	+zy	-Mc (ton-cm)	-My (ton-cm)	-zy
15	izq.	22.80 11.40	1899.2	6980.9	0.293	1854.6	13961.8	0.377
	derch.	22.80 11.40	1854.6	13961.8	0.377	1899.2	6980.9	0.293
16	izq.	25.34 15.20	1322.2	6205.2	0.321	1295.8	10344.8	0.395
	derch.	30.40 15.20	1335.4	12410.4	0.433	1375.0	6205.2	0.321
17	izq.	30.40 15.20	1375.0	6205.2	0.321	1335.4	12410.4	0.433
	derch.	25.34 15.20	1295.8	10344.8	0.395	1322.2	6205.2	0.321
18	izq.	25.34 19.16	1353.2	7821.8	0.350	1337.2	10344.8	0.395
	derch.	30.40 15.20	1335.4	12410.4	0.433	1375.0	6205.2	0.321
19	izq.	30.40 15.20	1375.0	6205.2	0.321	1335.4	12410.4	0.433
	derch.	25.34 19.16	1337.2	10344.8	0.395	1353.2	7821.8	0.350

### C. Estructura de 12-Pisos

Grupo	Extremo	Acero (cm <sup>2</sup> )	+Mc (ton-cm)	+My (ton-cm)	+zy	-Mc (ton-cm)	-My (ton-cm)	-zy
1	izq.	17.10 8.55	2011.3	5235.6	0.263	1977.8	10471.3	0.317
	derch.	17.10 8.55	1977.8	10471.3	0.317	2011.3	5235.6	0.263
2	izq.	14.25 11.40	1333.4	4653.9	0.281	1326.0	5817.4	0.299
	derch.	25.65 11.40	1415.2	10471.3	0.371	1452.3	4653.9	0.281
3	izq.	25.65 11.40	1452.3	4653.9	0.281	1415.2	10471.3	0.371
	derch.	14.25 11.40	1326.0	5817.4	0.299	1333.4	4653.9	0.281
4	izq.	imagi.	4.0E6	8.0E6	1.0	1.0E7	2.0E7	1.0
	derch.	imagi.	1.0E7	2.0E7	1.0	4.0E6	8.0E6	1.0

Grupo	Extremo	Acero (cm <sup>2</sup> )	+Mc (ton-cm)	+My (ton-cm)	+ay	-Mc (ton-cm)	-My (ton-cm)	-ay
5	izq.	19.95 11.40	1392.9	4653.9	0.281	1370.6	8144.3	0.335
	derch.	28.50 14.25	1467.2	11634.8	0.389	1504.4	5817.4	0.299
6	izq.	28.50 14.25	1504.4	5817.4	0.299	1467.2	11634.8	0.389
	derch.	19.95 11.40	1370.6	8144.3	0.335	1392.9	4653.9	0.281
7	izq.	19.95 11.40	2089.3	6980.9	0.281	2055.9	12216.5	0.335
	derch.	19.95 11.40	2055.9	12216.5	0.335	2089.3	6980.9	0.281
8	izq.	25.65 11.40	2178.5	6980.9	0.281	2122.8	15707.0	0.371
	derch.	25.65 11.40	2122.8	15707.0	0.371	2178.5	6980.9	0.281
9	izq.	28.50 14.25	2256.6	8726.1	0.299	2200.8	17452.2	0.389
	derch.	28.50 14.25	2200.8	17452.2	0.389	2256.6	8726.1	0.299
10	izq.	22.80 14.25	1444.9	5817.4	0.299	1422.6	9307.8	0.353
	derch.	28.50 14.25	1467.2	11634.8	0.389	1504.4	5817.4	0.299
11	izq.	28.50 14.25	1504.4	5817.4	0.299	1467.2	11634.8	0.389
	derch.	22.80 14.25	1422.6	9307.8	0.353	1444.9	5817.4	0.299
12	izq.	35.47 22.80	2466.0	13961.8	0.353	2416.5	21720.4	0.433
	derch.	35.47 22.80	2416.5	21720.4	0.433	2466.0	13961.8	0.353

A. Estructura de 4-Pisos

Grupo	Acero (cm <sup>2</sup> )	N (ton)	Hc (ton-cm)	H <sub>y</sub> (ton-cm)	z <sub>y</sub>
1	12.51 12.51	13.31	1348.9	5874.0	0.279
2	15.36 15.36	26.55	3318.7	10720.8	0.208
3	14.09 14.09	18.76	1280.2	5112.8	0.255
4	30.48 35.48	41.94	160573.8	267789.6	0.600
5	12.51 12.51	28.23	1647.3	6658.5	0.291
6	15.36 15.36	50.73	3983.6	12473.0	0.218
7	14.09 14.09	37.36	1562.2	5847.4	0.266
8	30.40 35.48	75.75	172845.4	288075.6	0.500
9	12.51 12.51	44.37	1970.1	7417.7	0.304
10	15.36 15.36	75.11	4654.1	14085.9	0.228
11	14.09 14.09	56.07	1842.8	6504.4	0.278
12	30.40 35.48	109.67	185056.6	308427.6	0.400
13	12.51 12.51	60.36	2289.9	8078.0	0.317
14	15.36 15.36	99.81	5333.3	15562.5	0.239
15	14.09 14.09	75.17	2129.2	7098.6	0.290
16	30.40 35.48	144.04	197429.8	329049.6	0.300

B. Estructura de 8-Pisos

Grupo	Acero (cm <sup>2</sup> )	N (ton)	Mc (ton-cm)	My (ton-cm)	zy
1	18.21 18.21	15.49	3623.3	12516.6	0.194
2	28.50 28.50	27.49	7592.4	24835.9	0.178
3	20.27 20.27	17.83	1718.6	7757.0	0.256
4	40.54 35.48	34.81	188770.4	314617.2	1.000
5	18.21 18.21	30.62	4277.2	13795.2	0.199
6	28.50 28.50	51.28	8484.5	27333.8	0.183
7	20.27 20.27	36.01	2021.8	8572.8	0.265
8	40.54 35.48	60.24	197925.2	329875.2	1.000
9	18.21 18.21	47.09	4771.3	15125.1	0.205
10	28.50 28.50	75.10	9377.8	29726.9	0.188
11	20.27 20.27	54.33	2327.2	9331.2	0.274
12	40.54 35.48	85.76	207112.4	345187.2	0.600
13	18.21 18.21	64.65	5298.1	16472.0	0.211
14	28.50 28.50	98.94	10271.8	32013.7	0.194
15	20.27 20.27	73.08	2639.6	10041.2	0.284
16	40.54 35.48	111.17	216260.0	360433.2	0.600
17	18.21 18.21	82.97	5947.7	17798.8	0.218
18	28.50 28.50	122.79	11166.1	34193.2	0.199
19	20.27 20.27	92.24	2959.0	10697.4	0.293



Grupo	Acero (cm <sup>2</sup> )	N (ton)	Mc (ton-cm)	My (ton-cm)	zy
20	40.54 35.48	136.47	225368.0	375613.2	0.500
21	18.21 18.21	101.71	6409.9	19073.4	0.225
22	28.50 28.50	146.62	12059.8	36262.7	0.204
23	20.27 20.27	111.73	3283.8	11293.4	0.303
24	40.54 35.48	161.61	234418.4	390697.2	0.400
25	18.21 18.21	120.38	6970.0	20260.1	0.231
26	28.50 28.50	170.45	12953.4	38223.9	0.210
27	20.27 20.27	131.34	3610.6	11819.8	0.313
28	40.54 35.48	186.53	243389.6	405649.2	0.300
29	18.21 18.21	138.34	7508.8	21323.3	0.252
30	28.50 28.50	195.38	13888.3	40160.0	0.227
31	20.27 20.27	152.09	3956.4	12297.2	0.341
32	40.54 35.48	213.41	253066.4	421777.2	0.200

C. Estructura de 12-Pisos

Grupo	Acero (cm <sup>2</sup> )	N (ton)	Mc (ton-cm)	My (ton-cm)	zy
1	30.40 30.40	18.26	7316.9	25292.1	0.180
2	35.47 35.47	27.78	9195.1	32225.2	0.179
3	25.34 25.34	18.74	3338.0	12399.2	0.200

Grupo	Acero (cm <sup>2</sup> )	N (ton)	Mc (ton-cm)	Ny (ton-cm)	zy
4	50.67 35.48	39.96	221257.4	368762.4	1.000
5	30.40 30.40	35.06	7946.9	27096.8	0.184
6	35.47 35.47	51.57	10146.7	34911.4	0.184
7	25.34 25.34	36.10	3714.1	13457.8	0.205
8	50.67 35.48	66.22	230711.1	384518.4	1.000
9	30.40 30.40	53.71	8646.2	29037.3	0.188
10	35.47 35.47	75.31	11096.3	37491.3	0.188
11	25.34 25.34	53.63	4094.0	14482.1	0.211
12	50.67 35.48	92.49	240168.2	400280.4	1.000
13	30.40 30.40	74.11	9411.2	31083.9	0.193
14	35.47 35.47	99.06	12046.3	39971.5	0.193
15	25.34 25.34	71.45	4480.1	15477.1	0.216
16	50.67 35.48	118.70	249603.8	416006.4	1.000
17	30.40 30.40	96.06	10234.4	33197.6	0.198
18	35.47 35.47	122.81	12996.3	42351.1	0.198
19	25.34 25.34	89.61	4873.5	16443.2	0.221
20	50.67 35.48	144.82	259007.0	431678.4	0.700
21	30.40 30.40	119.47	11112.2	35350.7	0.203
22	35.47 35.47	146.56	13946.3	44629.9	0.202

Grupo	Acero (cm <sup>2</sup> )	N (ton)	Mc (ton-cm)	Ily (ton-cm)	zy
23	25.34 25.34	108.08	5273.7	17376.2	0.227
24	50.67 35.48	170.81	268363.4	447272.4	0.700
25	30.40 30.40	143.47	12012.2	37449.7	0.208
26	35.47 35.47	170.32	14896.7	46808.8	0.207
27	25.34 25.34	128.83	5723.3	18364.9	0.233
28	50.67 35.48	196.65	277665.8	462776.4	0.600
29	30.40 30.40	168.40	12947.1	39513.8	0.214
30	35.47 35.47	194.08	15847.1	48887.0	0.212
31	25.34 25.34	145.76	6090.1	19124.7	0.238
32	50.67 35.48	222.32	286907.0	478178.4	0.600
33	30.40 30.40	153.72	13896.6	41489.1	0.220
34	35.47 35.47	217.85	16797.9	50865.1	0.217
35	25.34 25.34	164.77	6502.0	19927.9	0.244
36	50.67 35.48	247.79	296076.2	493450.4	0.500
37	30.40 30.40	218.98	14843.9	43338.0	0.225
38	35.47 35.47	241.63	17749.1	52743.1	0.221
39	30.40 30.40	183.71	7021.0	22913.3	0.265
40	50.67 35.48	273.03	305162.6	508604.4	0.400
41	30.40 30.40	243.34	15757.4	45005.9	0.231

Grupo	Acero (cm <sup>2</sup> )	N (ton)	Nc (ton-cm)	Ny (ton-cm)	ay
42	35.47 35.47	265.42	18700.7	54520.9	0.226
43	40.54 40.54	202.39	7643.5	28063.7	0.303
44	60.80 35.48	298.02	344792.2	544653.6	0.300
45	40.54 40.54	266.11	16988.2	54224.4	0.272
46	40.54 40.54	290.51	19905.3	60425.9	0.252
47	45.60 45.60	222.09	8179.0	30989.4	0.338
48	81.07 35.48	327.23	416604.2	694340.4	0.200

TABLA N° 24 : PROPIEDADES PLASTICAS DE LOS MUROS DE CORTE

	Piso	Acero (cm <sup>2</sup> )		N (ton)	Nc (ton)	Ny (ton)	ay
		Columna	Muro [E 45cm]				
Estruc. 4-pisos	4	30.40	2.53	41.94	243.8	615.0	0.174
	3	30.40	2.53	75.75	243.8	615.0	0.174
	2	30.40	2.53	109.67	243.8	615.0	0.174
	1	30.40	2.53	144.11	243.8	615.0	0.174
Estruc. 8-pisos	8	40.54	2.53	34.81	325.2	983.0	0.165
	7	40.54	2.53	60.24	325.2	983.0	0.165
	6	40.54	2.53	85.76	325.2	983.0	0.165
	5	40.54	2.53	111.17	325.2	983.0	0.165
	4	40.54	2.53	136.47	325.2	983.0	0.165
	3	40.54	2.53	161.61	325.2	983.0	0.165
	2	40.54	2.53	186.53	325.2	983.0	0.165
	1	40.54	2.53	213.41	325.2	977.8	0.165
Estruc. 12-pisos	12	50.67	2.53	39.96	532.5	1285.3	0.154
	11	50.67	2.53	66.22	532.5	1337.8	0.154
	10	50.67	2.53	92.49	532.5	1390.4	0.154
	9	50.67	2.53	118.70	532.5	1442.8	0.154
	8	50.67	2.53	144.82	532.5	1495.0	0.154
	7	50.67	2.53	170.81	532.5	1547.0	0.154
	6	50.67	2.53	196.65	532.5	1598.7	0.154
	5	50.67	2.53	222.32	532.5	1650.0	0.154
	4	50.67	2.53	247.79	532.5	1701.0	0.154
	3	50.67	2.53	273.03	532.5	1751.5	0.154
	2	60.80	2.53	298.02	550.8	1971.6	0.154
	1	81.07	2.53	327.23	587.4	2053.9	0.154

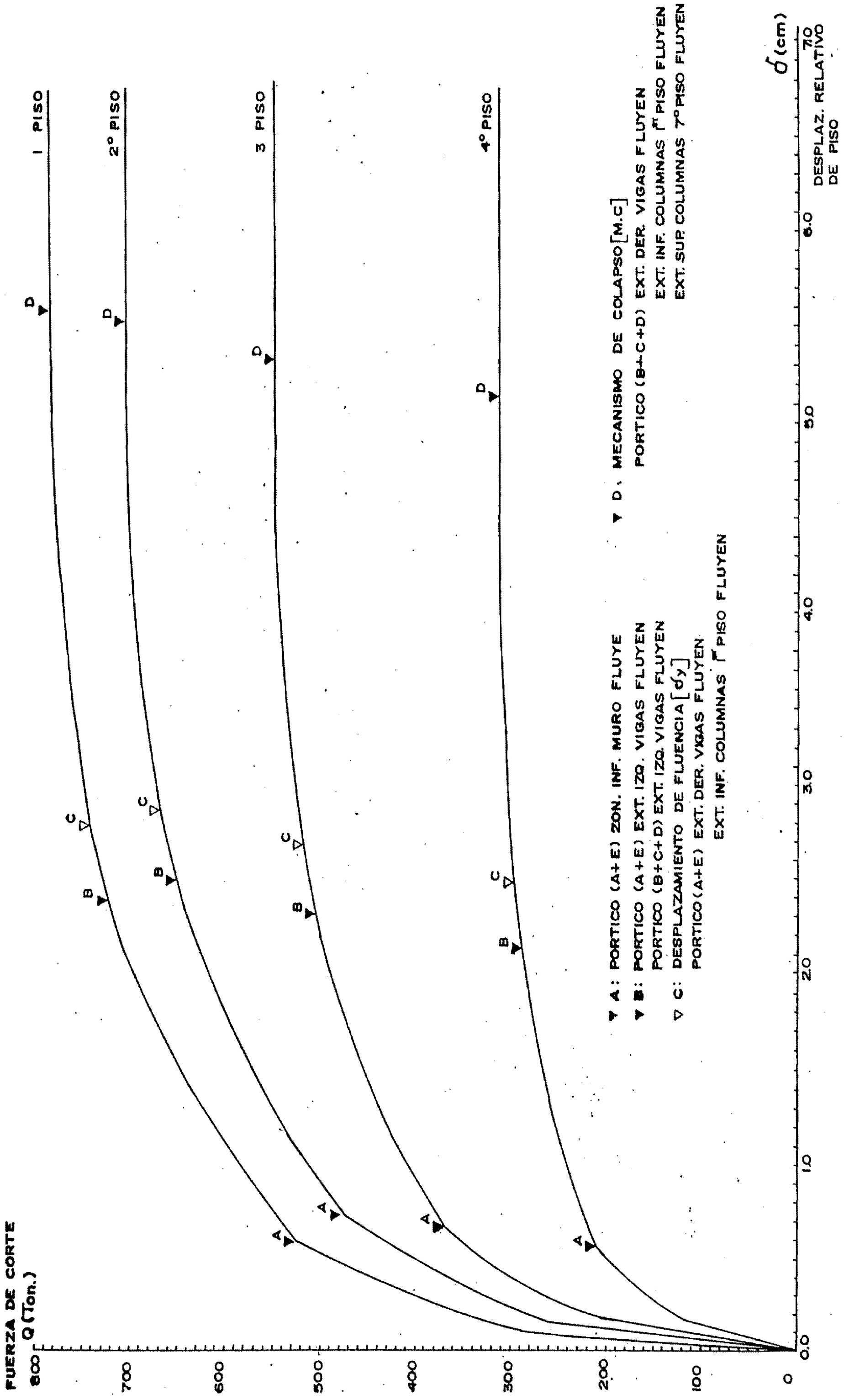
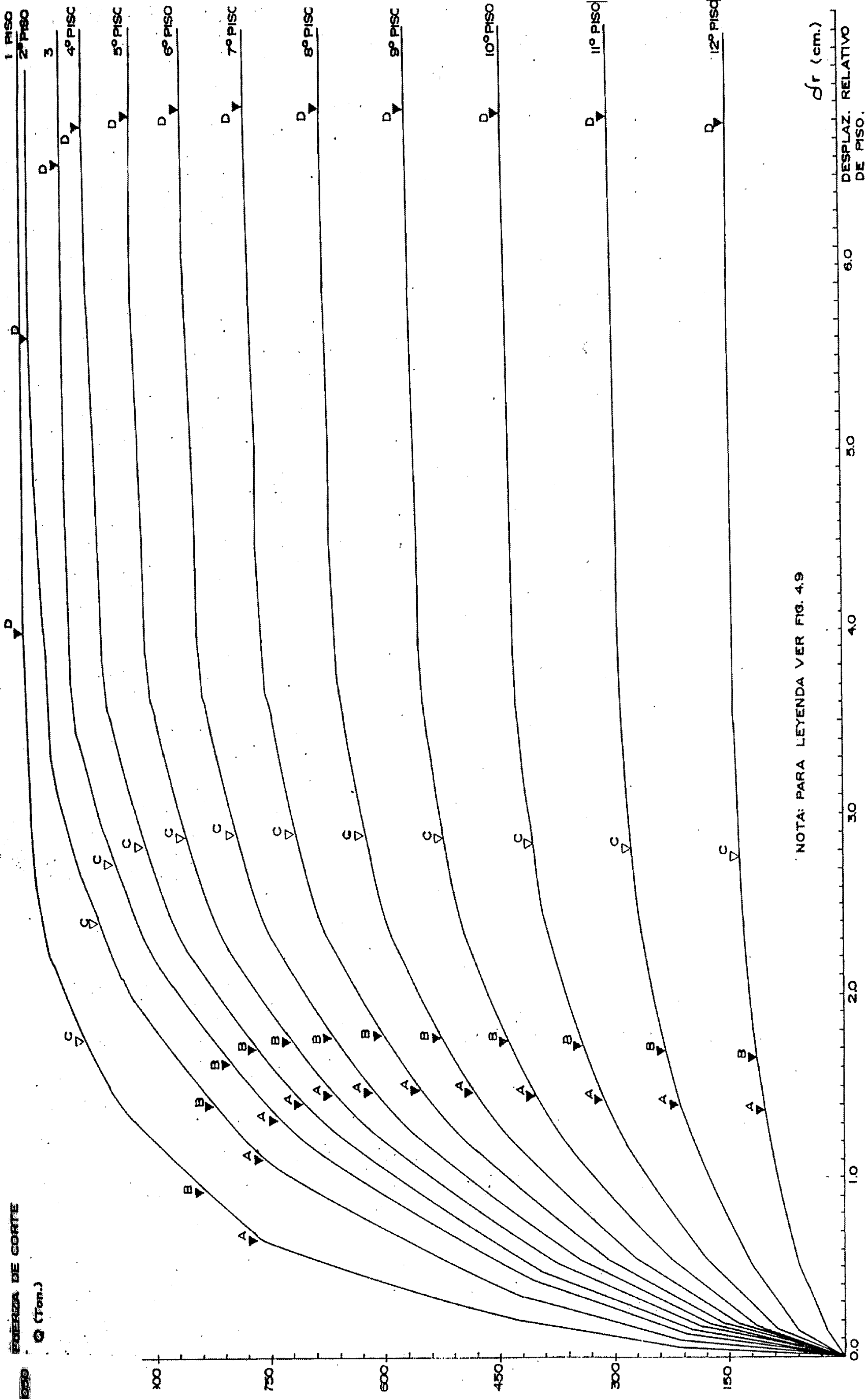


Figura N° 4.8 FUERZA CORTANTE vs. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE PISO DE LA ESTRUCTURA DE CUATRO PISOS





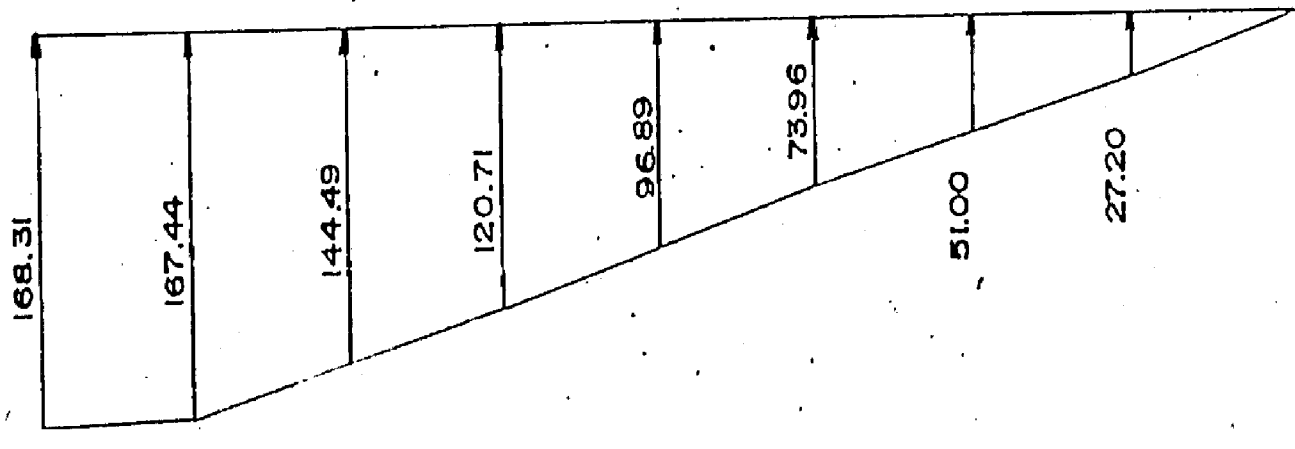
NOTA: PARA LEYENDA VER FIG. 4.9

Figura N° 4.10 FUERZA CORTANTE vs. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE PISO DE LA ESTRUCTURA

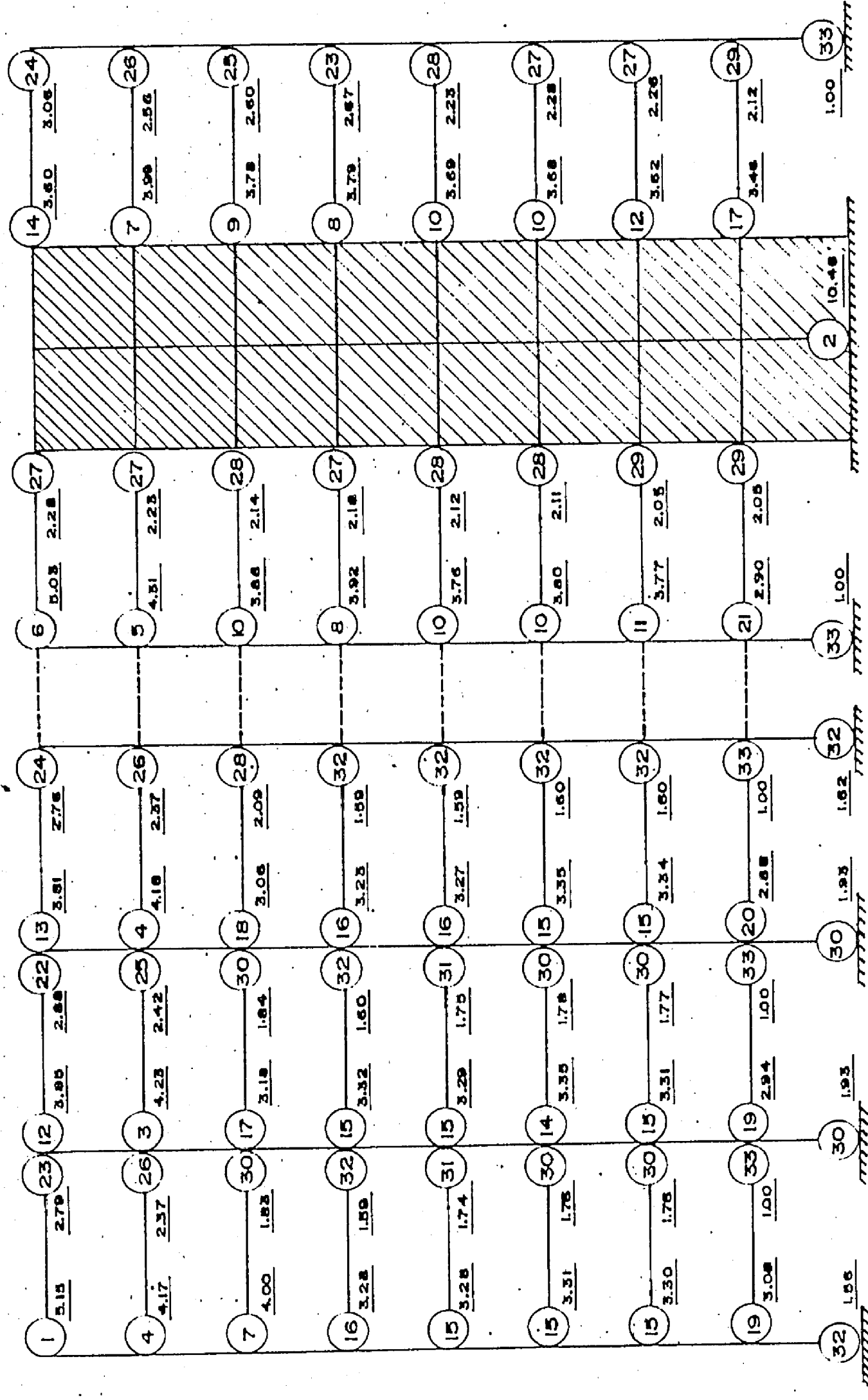
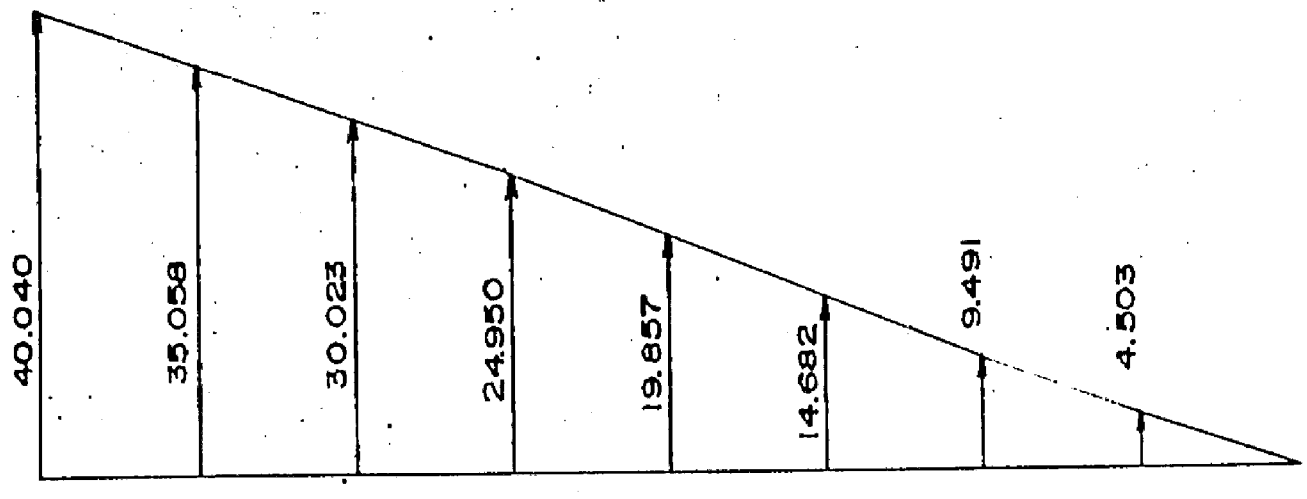




FUERZA LATERAL (Ton.)



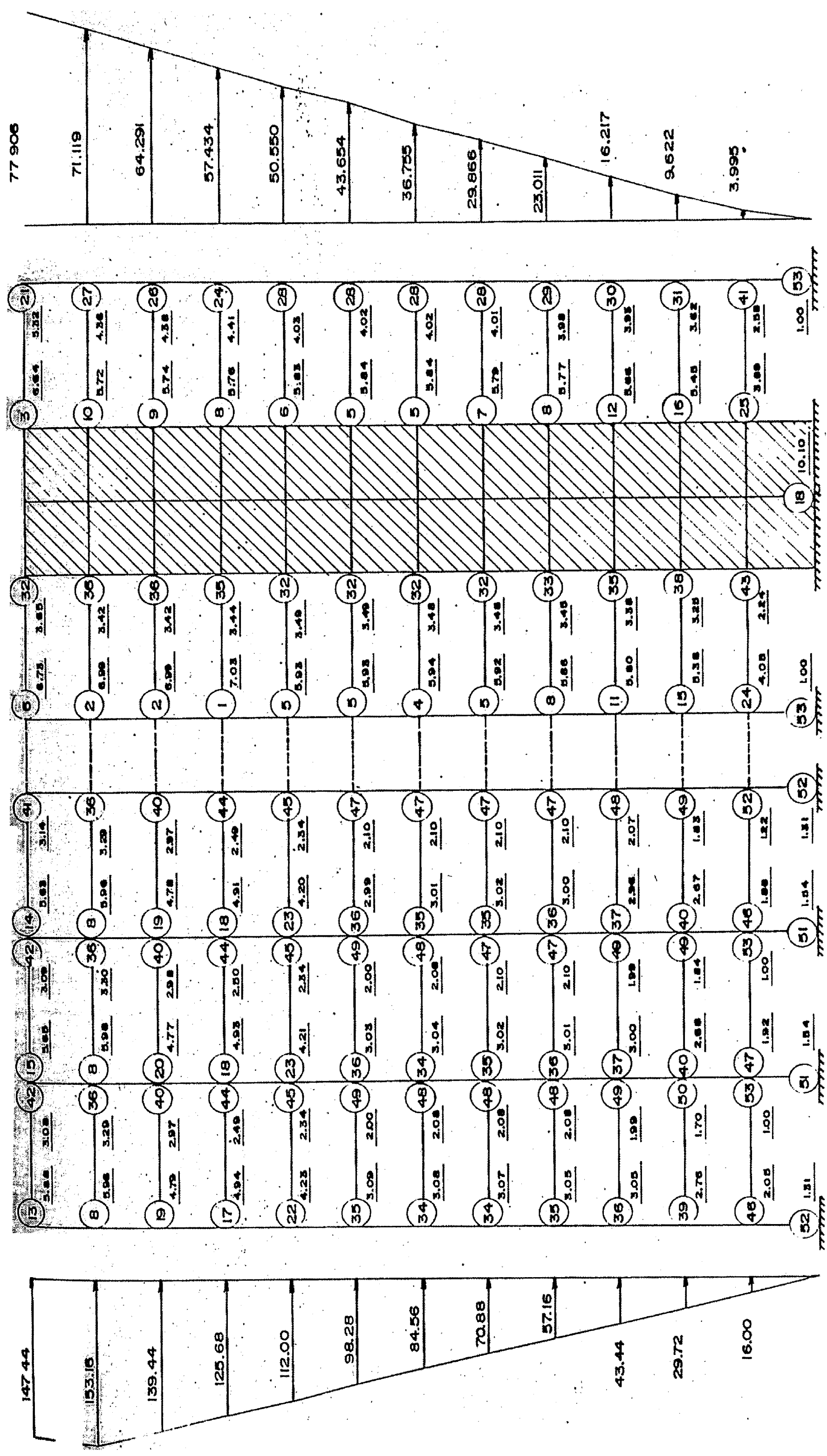
DESPLAZAMIENTO DE PISO (cm.)



○ = ORDEN DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS  
 — = RELACION DE DUCTILIDAD DE CADA ROTULA.

(FUERZA CORTANTE EN EL 1º PISO : 850.0 ton.)

Figura N° 4.12 MECANISMO DE FALLA DE LA ESTRUCTURA DE 8 PISOS



○ = ORDEN DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS  
 — = RELACION DE DUCTILIDAD DE CADA ROTULA  
 (FUERZA CORTANTE EN EL 1º PISO : 1077 ton.)

Figura N° 4.13 MECANISMO DE FALLA DE LA ESTRUCTURA DE 12 PISOS

TABLA N° 25 : RESPUESTA DEL ANALISIS ESTATICO INELASTICO EN ALGUNOS PUNTOS DE INTERES.

Piso	Código Peruano (RD=3)		Primera Rótula		Fluencia		Colapso		
	Carga (ton)	D-abs (cm)	Carga (ton)	D-abs (cm)	Carga (ton)	D-abs (cm)	Carga (ton)	D-abs (cm)	
=====									
	[paso : 88]		[paso : 220]		[paso : 308]		[paso : 325]		
Estruc. 4-pisos	4	84.48	0.435	211.20	2.561	295.68	10.802	312.00	21.157
	3	63.36	0.314	158.40	1.989	221.76	8.320	234.00	16.127
	2	42.24	0.185	105.60	1.322	147.84	5.639	156.00	10.895
	1	21.12	0.070	50.50	0.583	73.92	2.779	78.00	5.474
=====									
	[paso : 58]		[paso : 92]		[paso : 131]		[paso : 136]		
Estruc. 8-pisos	8	72.17	4.012	113.86	8.304	162.13	22.185	168.31	40.040
	7	71.80	3.494	113.27	7.260	161.82	19.471	167.44	35.058
	6	61.96	2.952	97.71	6.178	139.01	16.704	144.49	30.023
	5	51.76	2.395	81.69	5.070	116.18	13.898	120.71	24.950
	4	41.55	1.831	65.54	3.949	93.26	11.058	96.89	19.857
	3	31.71	1.280	50.03	2.838	71.03	8.151	73.96	14.682
	2	21.87	0.764	34.50	1.744	49.12	5.220	51.00	9.491
	1	11.66	0.312	18.40	0.746	26.21	2.403	27.20	4.503
=====									
	[paso : 99]		[paso : 115]		[paso : 184]		[paso : 200]		
Estruc. 2-pisos	12	72.86	8.275	84.78	10.907	135.65	32.678	147.44	77.906
	11	75.68	7.563	88.07	9.978	140.91	29.910	153.16	71.119
	10	68.91	6.830	80.18	9.022	128.28	27.099	139.44	64.291
	9	62.13	6.079	72.27	8.044	115.62	24.258	125.68	57.434
	8	55.35	5.310	64.40	7.046	103.04	21.386	112.00	50.550
	7	48.57	4.532	56.51	6.033	90.42	18.495	98.28	43.654
	6	41.80	3.751	48.62	5.015	77.80	15.593	84.56	36.755
	5	35.02	2.979	40.76	4.003	65.21	12.691	70.68	29.866
	4	28.24	2.228	32.87	3.012	52.59	9.908	57.16	23.011
	3	21.46	1.514	24.98	2.060	39.96	6.974	43.44	16.217
	2	14.68	0.862	17.09	1.179	27.34	4.234	29.72	9.622
	1	7.91	0.326	9.20	0.443	14.72	1.759	16.00	3.995

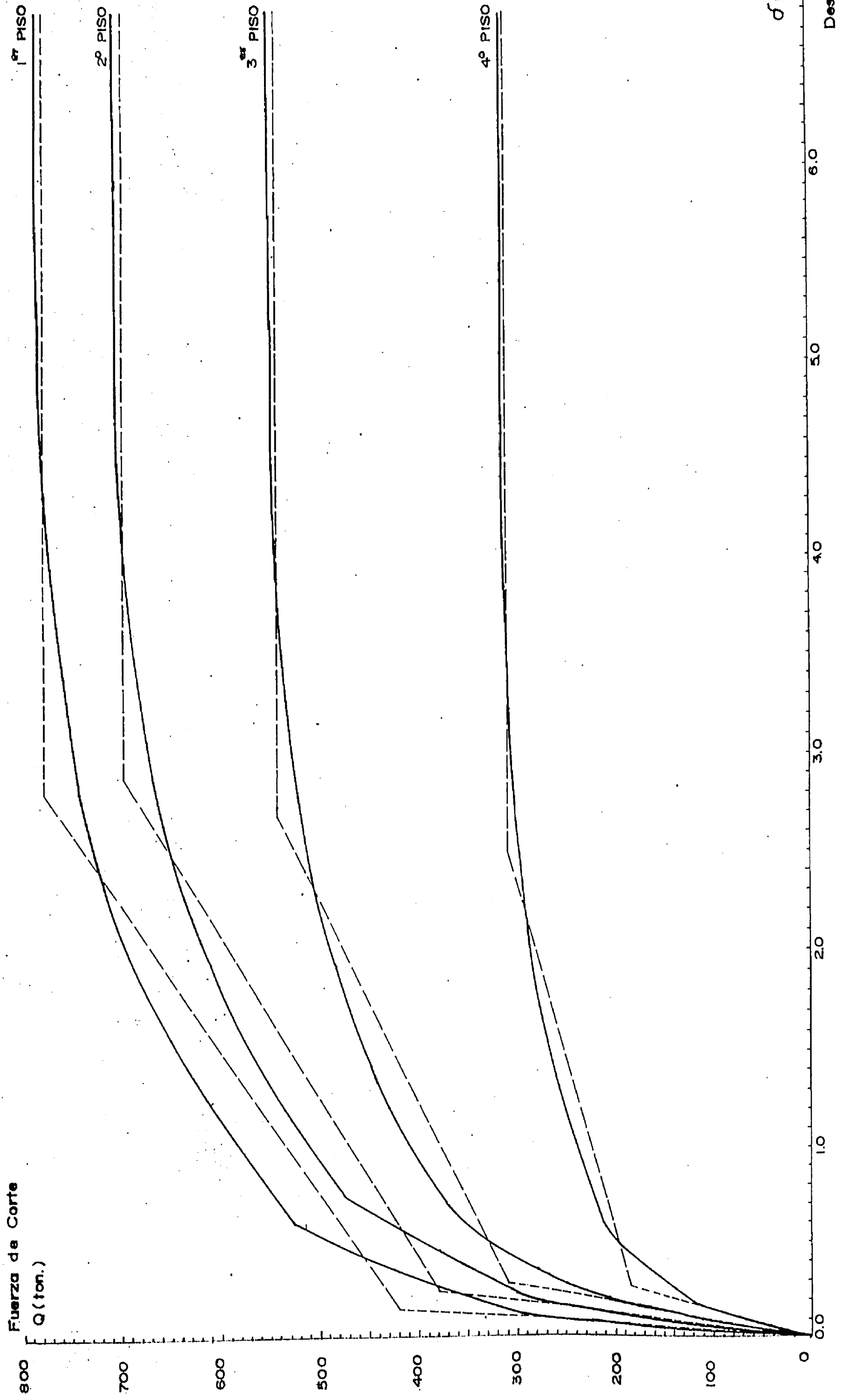


Figura N° 4.14 CURVA TRILINEAL PARA CADA PISO DE LA ESTRUCTURA DE CUATRO PISOS

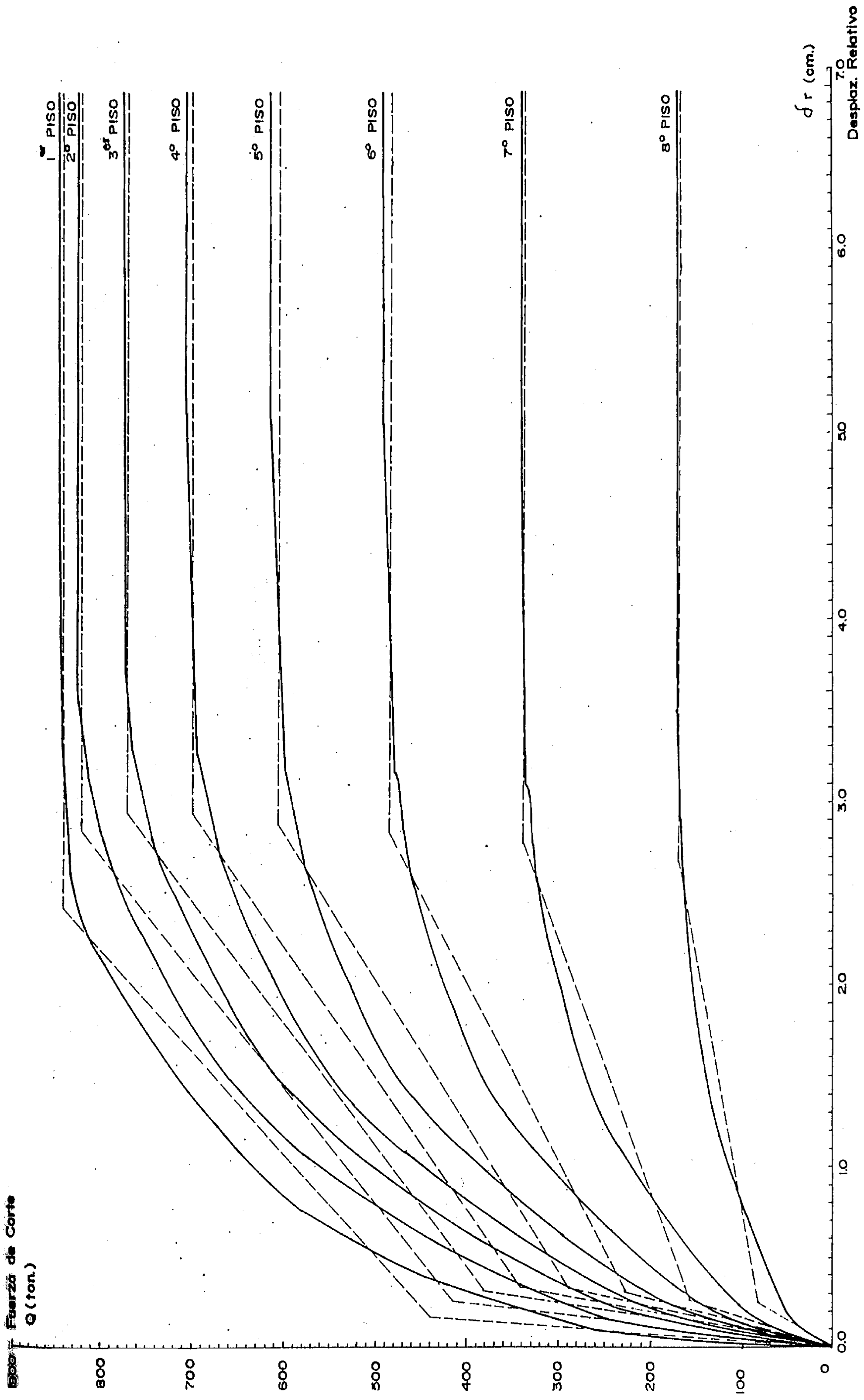


Figura N° 4.15 CURVA TRILINEAL PARA CADA PISO DE LA ESTRUCTURA DE OCHO PISOS

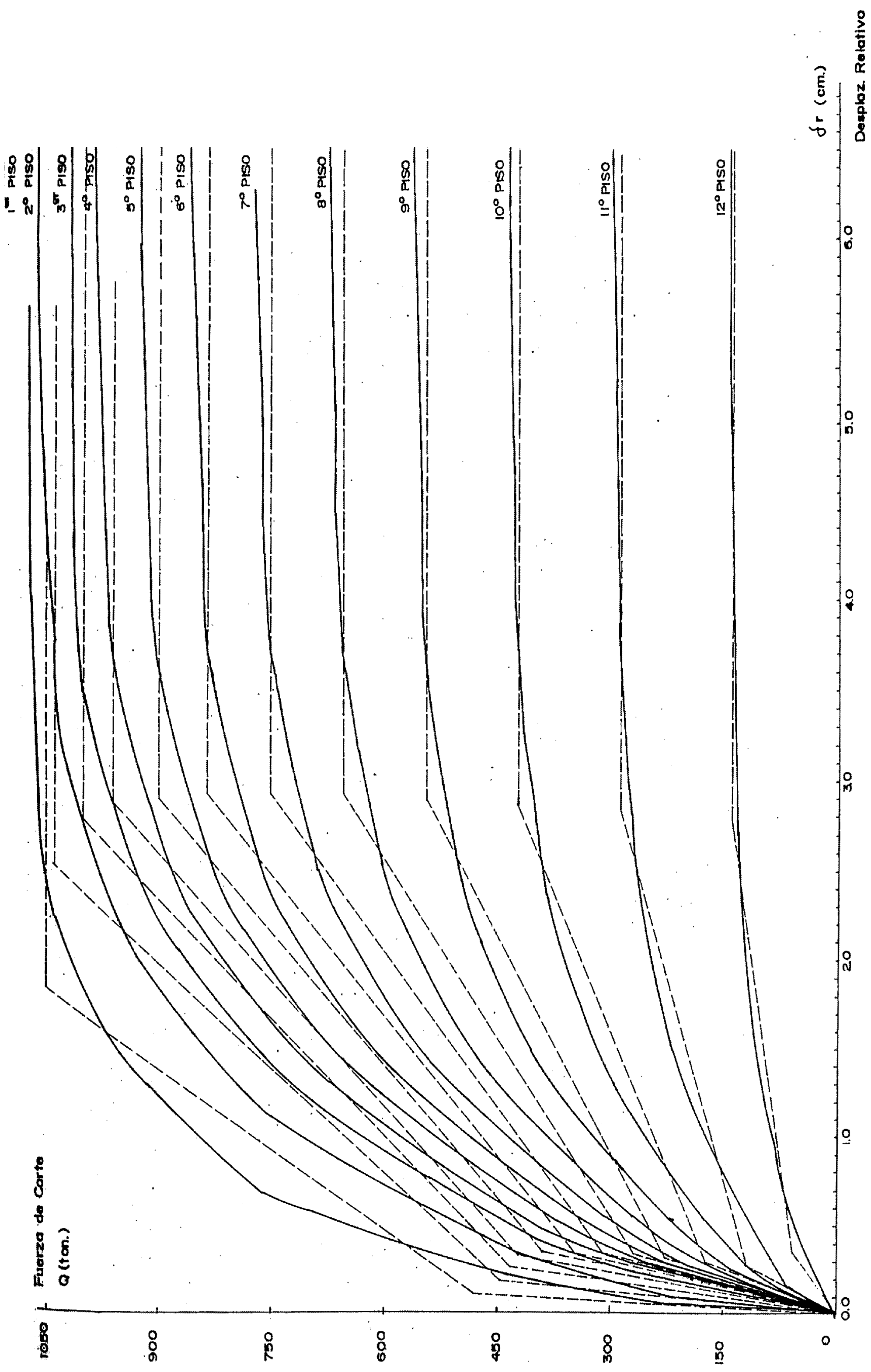


Figura N° 4.16 CURVA TRILINEAL PARA CADA PISO DE LA ESTRUCTURA DE DOCE PISOS

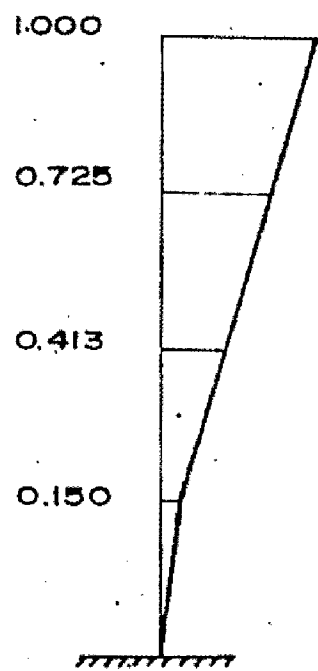
TABLA N° 26 : PARAMETROS DEL MODELO DE CORTE

	Piso	dc (cm)	dy (cm)	Gc (ton)	Gy (ton)	K (ton/cm)	zi
Estruc. 4-pisos	4	0.250	2.480	185.0	307.5	740.0	0.0742
	3	0.275	2.680	310.0	540.0	1127.3	0.0848
	2	0.230	2.860	380.0	695.0	1652.2	0.0725
	1	0.135	2.780	420.0	775.0	2111.1	0.0431
Estruc. 8-pisos	8	0.250	2.680	80.0	165.0	320.0	0.1093
	7	0.260	2.765	154.0	335.0	592.3	0.1220
	6	0.300	2.810	222.0	480.0	740.0	0.1385
	5	0.320	2.840	284.0	600.0	887.5	0.1413
	4	0.320	2.910	325.0	695.0	1046.9	0.1328
	3	0.305	2.930	375.0	765.0	1229.5	0.1208
	2	0.245	2.820	410.0	815.0	1673.5	0.0940
	1	0.160	2.400	435.0	835.0	2718.8	0.0657
Estruc. 12-pisos	12	0.350	2.775	60.0	143.0	171.4	0.1997
	11	0.280	2.820	120.0	290.0	428.6	0.1562
	10	0.300	2.850	174.0	426.0	580.0	0.1704
	9	0.310	2.875	226.0	546.0	735.5	0.1686
	8	0.335	2.900	270.0	656.0	806.0	0.1867
	7	0.340	2.900	310.0	752.0	911.8	0.1894
	6	0.345	2.900	348.0	835.0	1008.7	0.1890
	5	0.335	2.875	388.0	900.0	1158.2	0.1740
	4	0.310	2.850	420.0	960.0	1354.8	0.1569
	3	0.250	2.755	432.0	999.0	1728.0	0.1310
	2	0.175	2.500	445.0	1038.0	2542.9	0.1003
	1	0.100	1.800	480.0	1050.0	4800.0	0.0698

TABLA N° 27 : PARAMETROS DEL MODELO CORTE-FLEXION

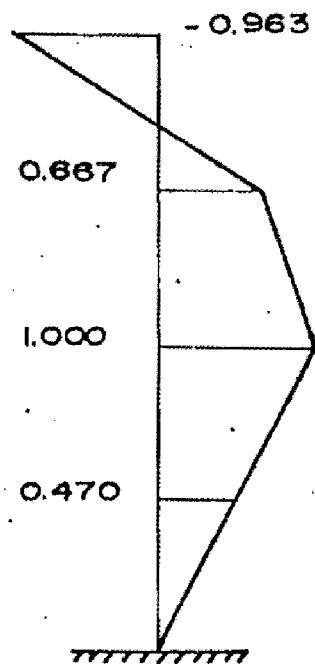
Piso	Evaluación de Kb (ton/cm)				Evaluación de Qby (ton)				
	$\Sigma Kc(12EIo/h^2)$	Ksi	$\Delta Kb$	Kb	$\Sigma 2 Hcy/h$	Qsyi	$\Delta Qbyi$	Qbyi	
Estruc. 4-pisos	4	75480.1	740.0	74740.1	2103.9	307.5	1796.4		
	3	75480.1	1127.3	74352.8	148557.1	2267.2	540.0	3606.2	
	2	75480.1	1652.2	73827.9	0.0	2467.3	695.0	0.0	
	1	75480.1	3111.1	72369.0	145661.1	2623.2	775.0	3683.0	
Estruc. 8-pisos	8	94209.3	320.0	93889.3		2765.7	165.0	2600.7	
	7	94209.3	592.3	93617.0	178646.1	2935.5	335.0	2600.5	5116.4
	6	94209.3	740.0	93469.3	17720.4	3104.0	480.0	2624.0	169.6
	5	94209.3	887.5	93321.8	160085.6	3270.0	600.0	2670.0	4993.4
	4	94209.3	1046.9	93162.4	35690.3	3432.8	695.0	2737.8	431.6
	3	94209.3	1229.5	92979.8	141502.0	3591.8	765.0	2826.8	4959.0
	2	94209.3	1673.5	92535.8	53590.1	3745.9	815.0	2930.9	779.6
	1	59327.1	2718.8	56608.3	122349.1	3291.1	835.0	2456.1	4997.2
Estruc. 12-pisos	12	175309.9	171.4	175138.5		3494.2	143.0	3351.2	
	11	175309.9	428.6	174861.3	336908.6	3681.5	290.0	3391.5	6775.6
	10	175309.9	590.0	174729.9	0.0	3868.7	426.0	3442.7	0.0
	9	175309.9	735.5	174574.4	315869.7	4055.3	546.0	3509.3	7024.3
	8	175309.9	806.0	174503.9	0.0	4240.7	656.0	3584.7	0.0
	7	175309.9	911.8	174398.1	292992.4	4424.1	752.0	3672.1	7321.4
	6	175309.9	1008.7	174301.2	0.0	4605.5	835.0	3770.5	0.0
	5	175309.9	1158.2	174151.7	270062.2	4780.8	900.0	3880.8	7664.6
	4	175309.9	1354.8	173955.1	89609.3	4953.2	960.0	3993.2	23.9
	3	175309.9	1728.0	173581.9	246932.7	5153.6	999.0	4154.6	8035.7
	2	175309.9	2542.9	172767.0	111599.3	5721.6	1038.0	4683.6	200.3
	1	110399.2	4800.0	105599.2	222566.6	5706.6	1050.0	4656.6	9240.0





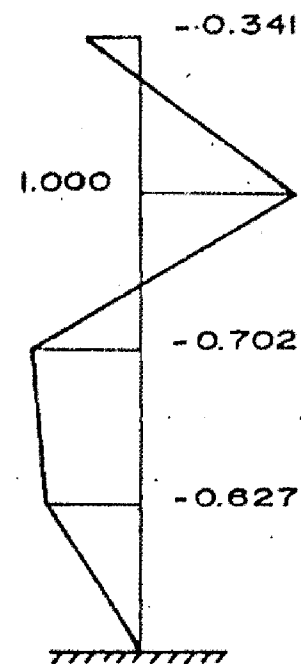
PERIODO :  $T_1 = 0.279$  seg.

FRECUENCIA ANGULAR:  $W_1 = 22.45$  rad./seg.



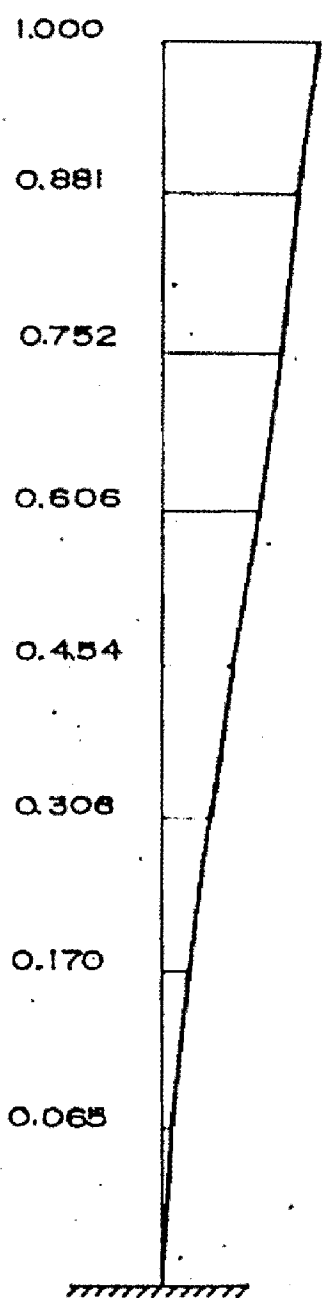
$T_2 = 0.112$  seg.

$W_2 = 55.63$  rad./seg.



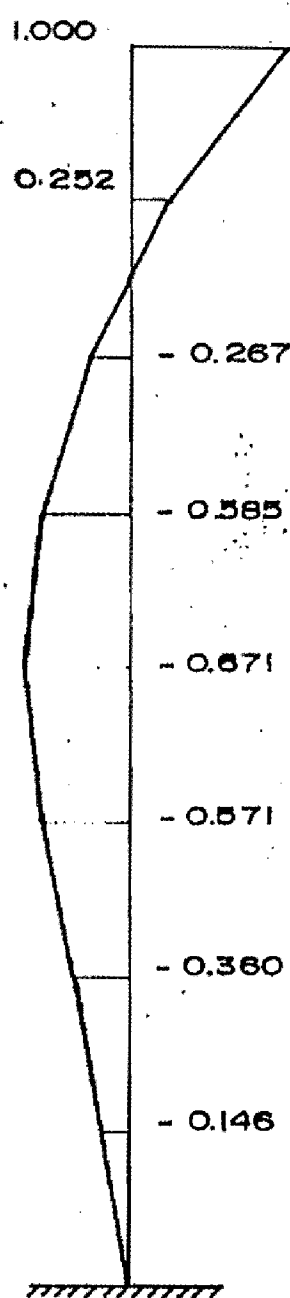
$T_3 = 0.074$  seg.

$W_3 = 84.88$  rad./seg.



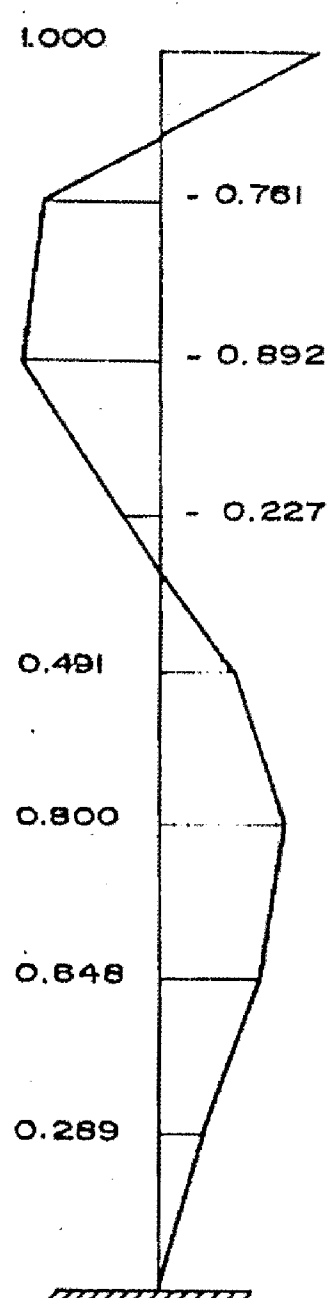
PERIODO :  $T_1 = 0.616$  seg.

FRECUENCIA ANGULAR:  $W_1 = 10.18$  rad./seg.



$T_2 = 0.246$  seg.

$W_2 = 25.52$  rad./seg.



$T_3 = 0.160$  seg.

$W_3 = 39.16$  rad./seg.

Figura N° 4.17 PERIODOS Y FORMAS DE MODO DE VIBRACION DE LAS ESTRUCTURAS

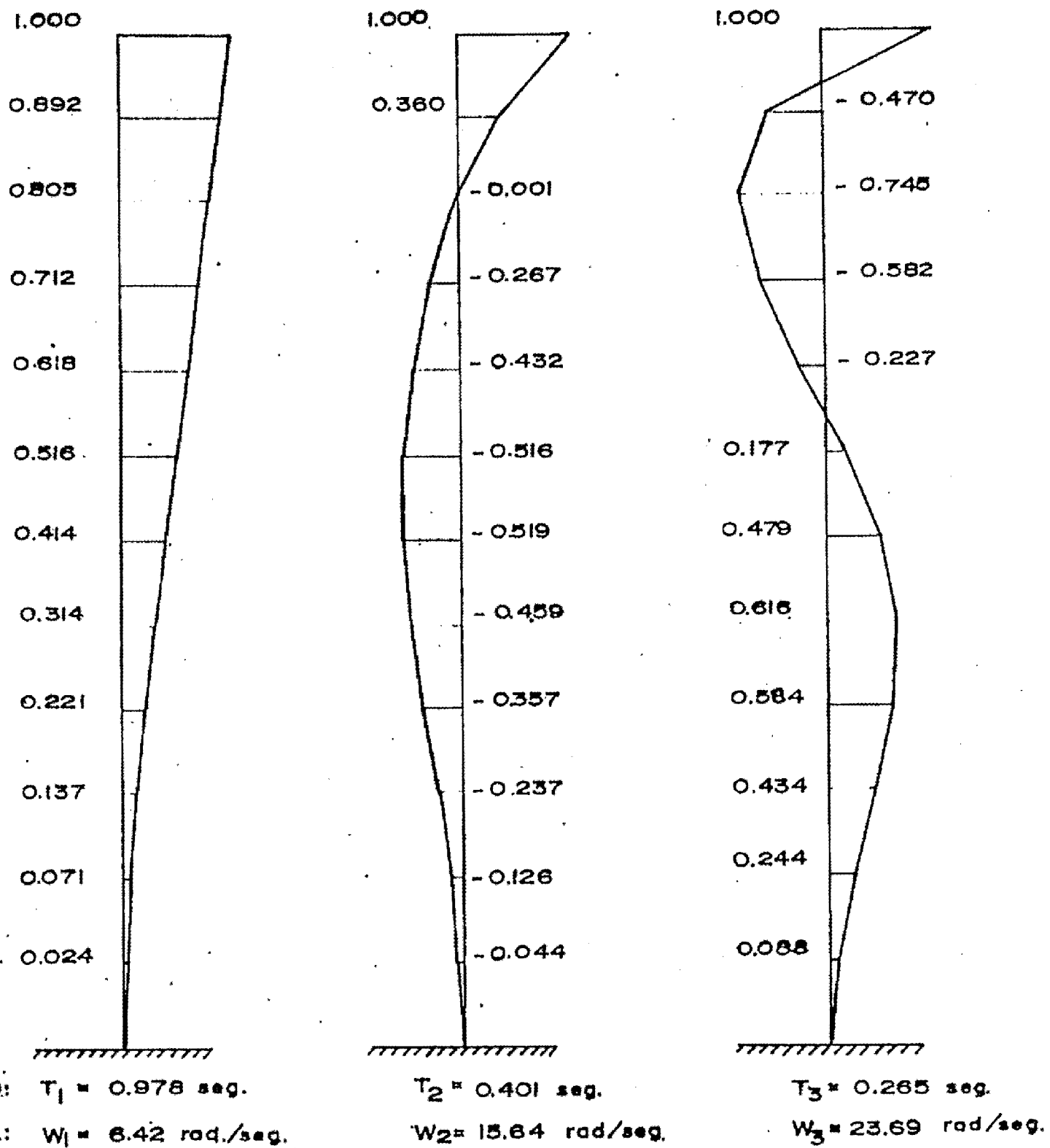


Figura N° 4.17 PERIODOS Y FORMAS DE MODO DE VIBRACION DE LAS ESTRUCTURAS (Continuación)

	$\omega_1$ (rad./seg.)	$\beta_s$	$\epsilon_2$ (seg.)	$\mu_{prom.}$	$\omega_{ly}$ (rad./seg.)	$\omega_{l\text{equiv.}}$ (rad./seg.)	$\beta_{equiv.}$	$\epsilon_{2\text{equ}}$ (seg.)
ESTRUC. 4 PISOS	22.447 (0.879)*	0.05	0.0045	1.961	8.350 (0.752)*	5.981 (1.050)*	0.0772	0.0258
ESTRUC. 8 PISOS	10.184 (0.616)*	0.05	0.0098	1.809	4.550 (1.380)*	3.390 (1.553)*	0.0713	0.0421
ESTRUC. 12 PISOS	6.422 (0.978)*	0.05	0.0156	2.369	3.150 (1.994)*	2.050 (3.064)*	0.0901	0.0879

(\*) PERIODO FUNDAMENTAL EN SEGUNDOS

Tabla N° 28 CALCULO DEL COEFICIENTE DE PROPORCIONALIDAD  $\epsilon_2$

TABLA N° 29 : PARAMETROS DEL MODELO ELASTICO-EQUIVALENTE

	Piso	$d_{máx}$ (cm)	$d_y$ (cm)	$\mu$ ( $d_{máx}/d_y$ )	$Q_y$ (ton)	$k_y$ (Gy/dy)	$K_E$ (Ky/ $\mu$ )
Estruc. 4-pisos	4	5.030	2.480	2.026	307.5	123.99	61.14
	3	5.231	2.680	1.952	540.0	201.49	103.22
	2	5.422	2.860	1.896	695.0	243.01	128.17
	1	5.474	2.780	1.969	775.0	278.78	141.58
				Σ : 7.845			
Estruc. 8-pisos	8	4.983	2.680	1.859	165.0	61.57	33.12
	7	5.035	2.765	1.821	335.0	121.16	66.53
	6	5.073	2.810	1.805	480.0	170.82	94.64
	5	5.094	2.840	1.794	600.0	211.27	117.76
	4	5.175	2.910	1.778	695.0	238.83	134.33
	3	5.191	2.930	1.772	765.0	261.09	147.34
	2	4.987	2.820	1.768	815.0	289.01	163.47
	1	4.503	2.400	1.876	835.0	347.92	185.46
				Σ : 14.473			
Estruc. 12-pisos	12	6.787	2.755	2.446	143.0	51.53	21.07
	11	6.829	2.820	2.422	290.0	102.84	42.46
	10	6.857	2.850	2.406	426.0	149.47	62.12
	9	6.884	2.875	2.394	546.0	189.91	79.33
	8	6.897	2.900	2.378	656.0	226.21	95.12
	7	6.899	2.900	2.379	752.0	259.31	109.00
	6	6.888	2.900	2.375	835.0	287.93	121.23
	5	6.856	2.875	2.385	900.0	313.04	131.26
	4	6.794	2.850	2.384	960.0	338.84	141.29
	3	6.594	2.755	2.394	999.0	362.61	151.47
	2	5.628	2.500	2.251	1038.0	415.20	184.45
	1	3.995	1.800	2.219	1050.0	583.33	262.88
				Σ : 28.433			

TABLA N° 30 : CALCULO DEL MODELO DE DESPLAZAMIENTOS ( Ur )

Piso	Pto.A		Pto.B		Pto.C		Pto.D		Promedio Ur	
	D-abs (cm)	Ur	D-abs (cm)	Ur	D-abs (cm)	Ur	D-abs (cm)	Ur		
=====										
		[paso : 220]		[paso : 300]		[paso : 308]		[paso : 325]		
Estruc. 4-pisos	4	2.561	1.0000	9.305	1.0000	10.802	1.0000	21.157	1.0000	1.0000
	3	1.989	0.7766	7.180	0.7716	8.320	0.7702	16.127	0.7622	0.7702
	2	1.322	0.5162	4.868	0.5232	5.639	0.5220	10.895	0.5150	0.5191
	1	0.583	0.2276	2.385	0.2563	2.779	0.2573	5.474	0.2587	0.2500
=====										
		[paso : 95]		[paso : 119]		[paso : 131]		[paso : 136]		
Estruc. 8-pisos	8	8.785	1.0000	15.823	1.0000	22.185	1.0000	40.040	1.0000	1.0000
	7	7.685	0.8748	13.906	0.8788	19.471	0.8777	35.056	0.8756	0.8767
	6	6.545	0.7450	11.936	0.7543	16.704	0.7529	30.023	0.7498	0.7505
	5	5.378	0.6122	9.931	0.6276	13.898	0.6264	24.950	0.6231	0.6223
	4	4.198	0.4779	7.987	0.4991	11.058	0.4984	19.857	0.4959	0.4928
	3	3.024	0.3442	5.819	0.3678	8.151	0.3674	14.682	0.3667	0.3615
	2	1.863	0.2121	3.725	0.2354	5.220	0.2353	9.491	0.2370	0.2299
1	0.801	0.0912	1.729	0.1093	2.403	0.1083	4.503	0.1125	0.1053	
=====										
		[paso : 143]		[paso : 155]		[paso : 184]		[paso : 200]		
Estruc. 12-pisos	12	16.098	1.0000	19.578	1.0000	32.678	1.0000	77.906	1.0000	1.0000
	11	14.727	0.9148	17.924	0.9155	29.910	0.9153	71.119	0.9129	0.9146
	10	13.324	0.8277	16.235	0.8252	27.099	0.8293	64.291	0.8252	0.8279
	9	11.894	0.7388	14.517	0.7415	24.258	0.7423	57.434	0.7372	0.7400
	8	10.437	0.6483	12.770	0.6523	21.386	0.6544	50.550	0.6488	0.6510
	7	8.962	0.5567	11.004	0.5621	18.495	0.5660	43.654	0.5603	0.5613
	6	7.477	0.4645	9.227	0.4713	15.593	0.4772	36.755	0.4718	0.4712
	5	5.996	0.3725	7.451	0.3806	12.691	0.3884	29.866	0.3834	0.3812
	4	4.536	0.2818	5.695	0.2909	9.809	0.3002	23.011	0.2954	0.2920
	3	3.119	0.1938	3.981	0.2033	6.974	0.2134	16.217	0.2082	0.2047
	2	1.788	0.1111	2.351	0.1201	4.234	0.1296	9.622	0.1235	0.1211
	1	0.672	0.0417	0.938	0.0479	1.759	0.0538	3.995	0.0513	0.0487

TABLA N° 31 : VALORES PARA LA REDUCCION DEL SISTEMA "MDOF" AL SISTEMA "ODOF"

	Piso (r)	Kr (ton·seg <sup>2</sup> /cm)	Kr (ton/cm)	Ker (ton/cm)	Qyr (ton)	Qcr (ton)	Ur
Estruc. 4-pisos	4	0.404	740.0	54.9	307.5	185.0	1.0000
	3	0.404	1127.3	95.6	540.0	310.0	0.7702
	2	0.404	1652.2	119.8	695.0	380.0	0.5191
	1	0.404	3111.1	134.2	775.0	420.0	0.2500
Estruc. 8-pisos	8	0.367	320.0	35.0	165.0	80.0	1.0000
	7	0.416	592.3	72.2	335.0	154.0	0.8767
	6	0.416	740.0	102.8	480.0	222.0	0.7505
	5	0.416	887.5	125.4	600.0	284.0	0.6223
	4	0.416	1046.9	139.0	695.0	335.0	0.4928
	3	0.416	1229.5	148.6	765.0	375.0	0.3615
	2	0.416	1673.5	157.3	815.0	410.0	0.2299
	1	0.416	2718.8	178.6	825.0	435.0	0.1053
Estruc. 12-pisos	12	0.449	171.4	34.2	143.0	60.0	1.0000
	11	0.508	428.6	66.9	290.0	120.0	0.9146
	10	0.508	580.0	98.8	426.0	174.0	0.8279
	9	0.508	735.5	124.0	546.0	228.0	0.7400
	8	0.508	806.0	150.5	656.0	270.0	0.6510
	7	0.508	911.8	172.6	752.0	310.0	0.5613
	6	0.508	1008.7	190.6	835.0	348.0	0.4712
	5	0.508	1158.2	201.6	900.0	388.0	0.3812
	4	0.508	1354.8	212.6	960.0	420.0	0.2920
	3	0.508	1728.0	226.3	999.0	432.0	0.2047
	2	0.508	2542.9	255.1	1038.0	445.0	0.1211
	1	0.508	4800.0	335.3	1050.0	480.0	0.0487

TABLA N° 32 : PARAMETROS DEL MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD

	K (ton·seg <sup>2</sup> /cm)	K (ton/cm)	Ke (ton/cm)	Qy (ton)	Qc (ton)	z	β	γ	P (ton)	H (m)
Estruc. 4-pisos	1.026	559.57	34.28	587.03	327.61	0.0613	1.319	1.833	1005.48	12.00
Estruc. 8-pisos	1.798	194.57	21.14	583.26	284.76	0.1087	1.422	2.092	1762.04	24.50
Estruc. 12-pisos	3.097	135.16	19.72	699.02	297.56	0.1459	1.451	2.508	3035.06	36.50

### 4.3 Análisis Comparativo de las Respuestas

En base a lo expuesto en el Acápito 3.2. y considerando el modelo Bidimensional como el "exacto", podemos desarrollar el análisis de respuestas de las estructuras teóricas, a nivel de fuerza sísmica (tipo de onda de excitación) y de altura de la edificación, para los diversos modelos usados. Los resultados que se estudian son:

(i) Respuesta en función del tiempo, del desplazamiento del último nivel y del corte en la base.

(ii) Relación histerética entre el corte y desplazamiento del primer nivel.

(iii) Distribución de la fuerza cortante y deformación de las respuestas máximas calculadas.

(iv) Máximos factores de ductilidad que se producen en los miembros.

Los cuales detallaremos más adelante:

(i) La comparación de las respuestas tiempo-historia se aprecia en las figuras 4.18 a la 4.47, donde se observa una semejanza cualitativa de la respuesta, especialmente a nivel de fuerza cortante, para los modelos Corte-Flexión y de Un

Grado de Libertad, y acentuándose si la edificación es medianamente elevada.

Las máximas respuestas, amplitudes de desplazamientos y cortantes, y el tiempo de ocurrencias de estas, se especifican en las Tablas 33 y 34.

(ii) Sabemos que la curva carga-deformación de una estructura depende, entre otros factores, de las curvas de los elementos que la componen, y éstas a su vez de las de sus secciones transversales y de las de los materiales correspondientes. Según se trate de una estructura, un elemento, una sección o un material, por carga se entiende una fuerza, un momento, un esfuerzo, etc., y por deformación un desplazamiento, un giro, una curvatura, una deformación unitaria, etc. Las relaciones entre distintas curvas dependen de la geometría y detalles del sistema estructural.

Además, la capacidad de disipación de energía en un ciclo de carga se mide con el área encerrada en el lazo de histéresis. En sistemas sin degradación dicha área es apreciable e indica que el sistema tiene forma de disipar la energía que le transmite el sismo mediante deformaciones inelásticas. Por lo contrario, deterioros de rigidez y de resistencia hacen disminuir el área de los lazos de histéresis y, consecuentemente, la capacidad de disipación

de energía, por lo cual los sistemas que exhiben este tipo de comportamiento son menos eficientes para resistir sismos.

Los lazos histeréticos muestran algunas semejanzas a medida que la edificación es medianamente elevada, siendo más notoria en el modelo de Corte-Flexión y menos semejante para los modelos de Un Grado de Libertad y de Corte. Como era de esperarse la relación corte-desplazamiento para el primer nivel del modelo Elástico-Equivalente es lógicamente una línea recta, donde los valores o características aprovechables son las máximas cantidades. Además, en las edificaciones medianas y bajas se tiene mejor capacidad de disipación de energía en el primer nivel que para las altas. Observando también mayor energía de absorción en el modelo de Corte que en el Bidimensional, Corte-Flexión y de Un Grado de Libertad.

(iii) La distribución de los máximos desplazamientos absolutos y fuerzas cortantes pueden ser apreciadas en las Tablas 33 y 34. Donde generalmente el primer modo gobierna la respuesta, además las máximas respuestas ocurren en diferentes tiempos de duración de la excitación sísmica. También, el máximo desplazamiento de respuesta dinámica del piso superior para todos los casos es menor que  $1/100$  de la altura de la edificación. Y se encuentran por debajo de los valores de fluencia (en desplazamiento absoluto y fuerza de



(corte a nivel de piso) obtenidos del Análisis Estático Inelástico.

Para el análisis comparativo podemos desarrollar la Tabla 35(a,b), donde se muestra, bajo cada registro sísmico usado, el porcentaje de diferencia, de las respuestas de los modelos con respecto a la respuesta del modelo Bidimensional, para las edificaciones diseñadas según el Código Peruano. En la cual se aprecia con relación a lo que es desplazamiento del último nivel, que generalmente a medida que la edificación es más alta los modelos responden de mejor manera, siendo el modelo de Corte-Flexión y de Un Grado de Libertad, los que poseen menos diferencia a nivel de respuestas con el Bidimensional.

Referente al cortante en el primer nivel, podemos decir que no existe una variación apreciable de respuestas con relación a la altura de la edificación, como si se muestra con los desplazamientos, observandose mayor cercanía en los modelos de Corte y Corte-flexión. Y todos los modelos, dan un porcentaje de diferencia mucho mayor con respecto al desplazamiento que con respecto a la fuerza cortante.

Es decir, si usamos los modelos simplificados para edificaciones medias o altas podemos esperar mayor confiabilidad en los resultados que para edificaciones bajas. Y estos son convenientes en el propósito de un

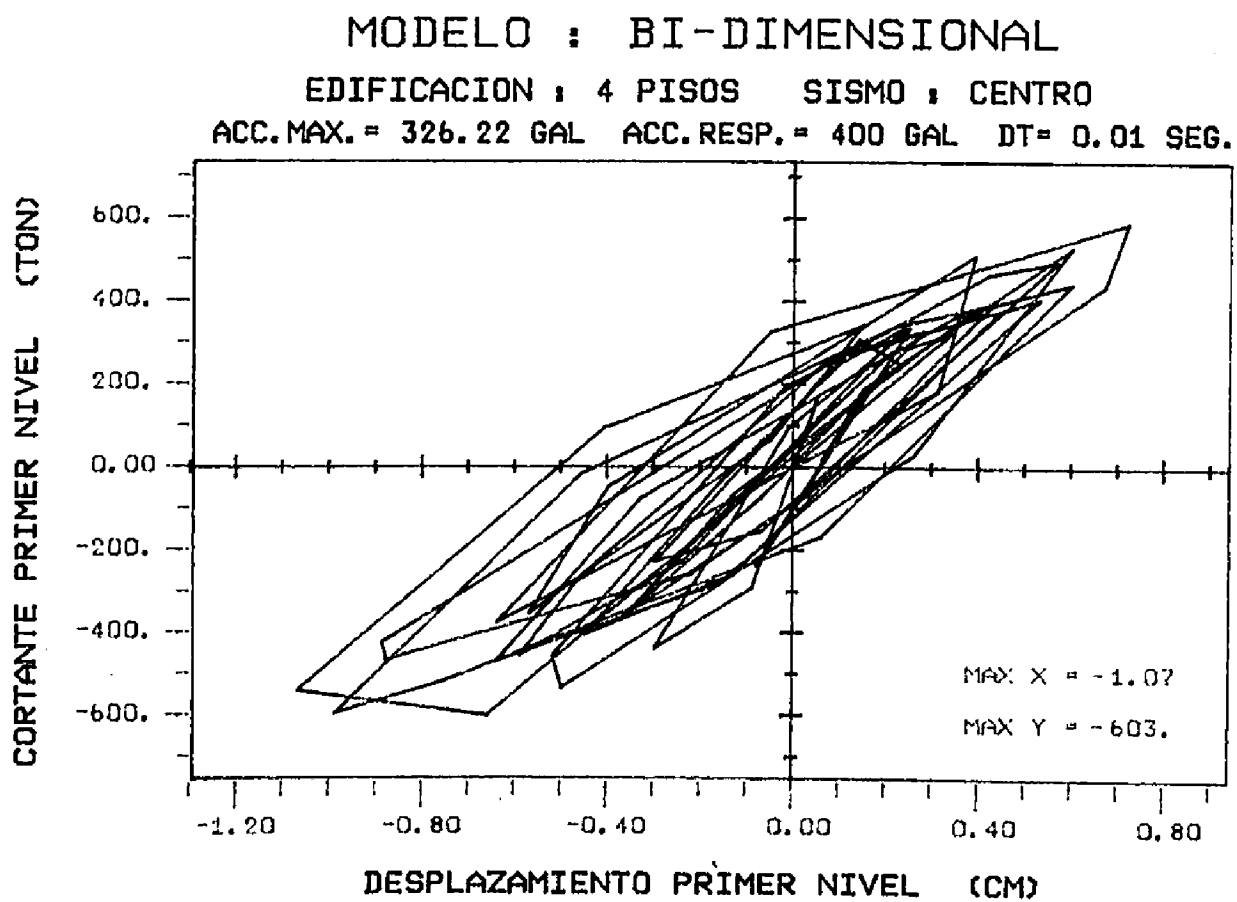
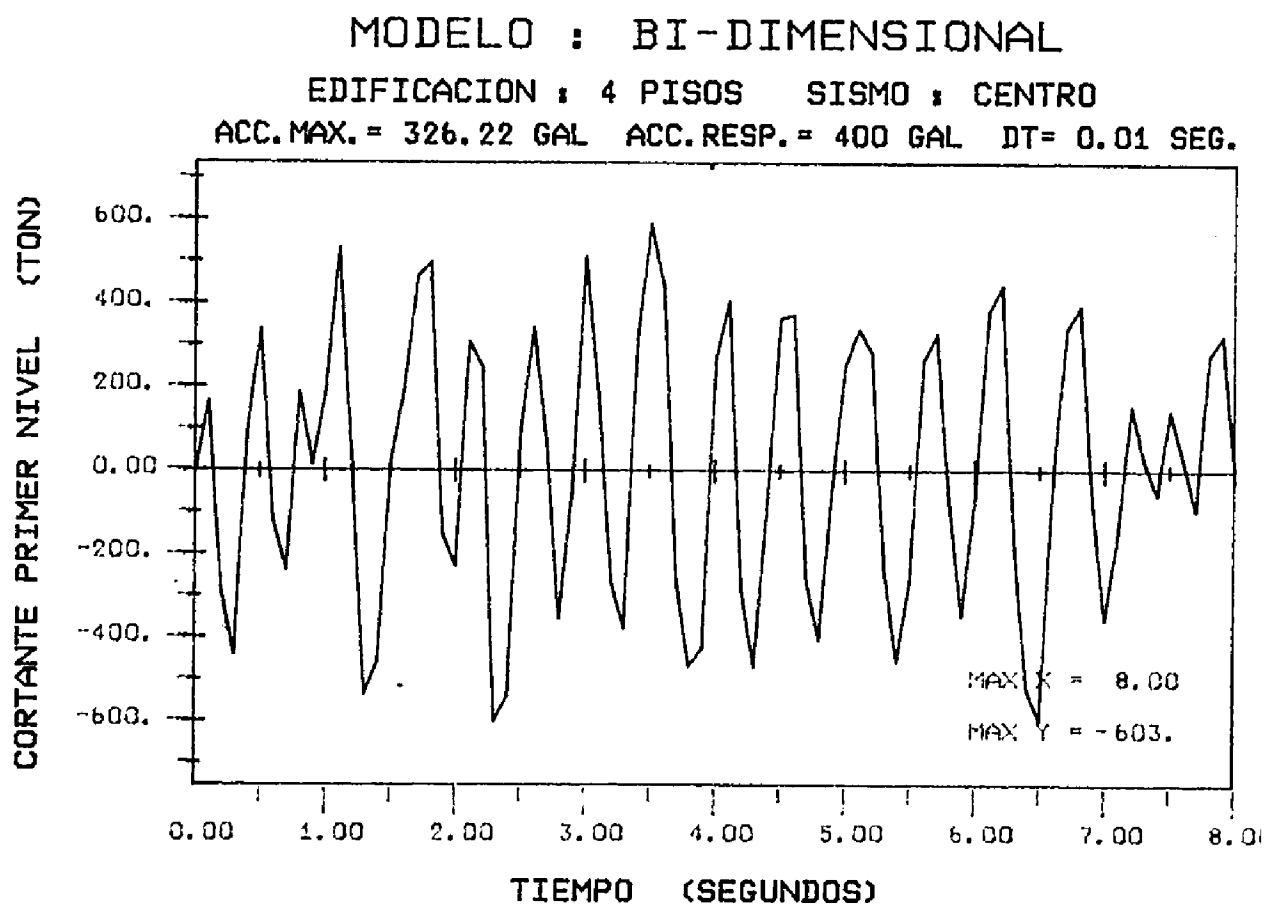
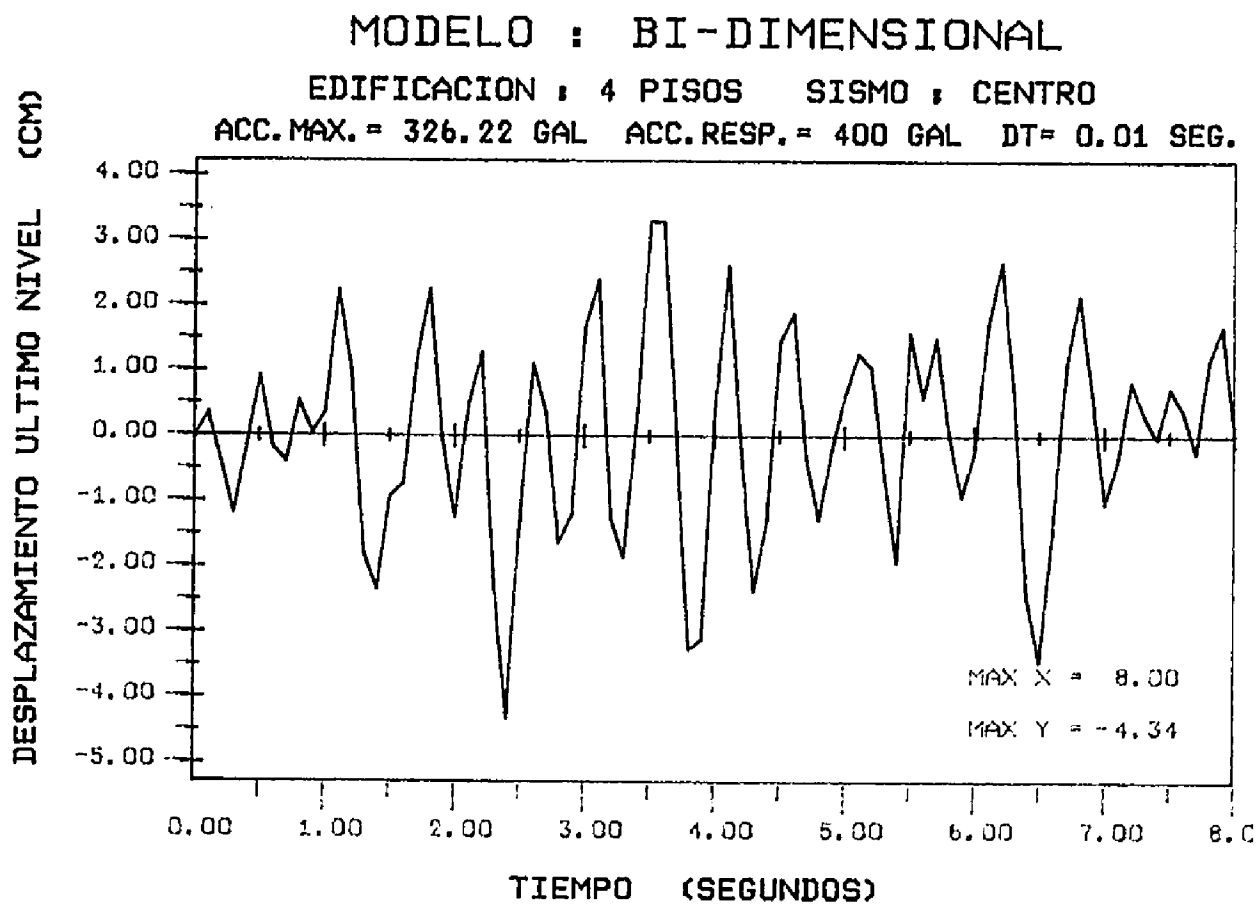
análisis dinámico de estructuras, especialmente cuando deseamos el control de cortantes. Sin embargo, de todas maneras es necesario interpretar los resultados acorde con la experiencia y juicio del diseñador.

Además, de la Tabla 36(a,b), podemos apreciar cuanto disminuye o aumenta la respuesta cuando se utiliza el registro sísmico IGP 66 con relación al registro de El CENTRO para cada modelo en lo que es desplazamiento del último nivel y cortante del primer nivel, notando que existe mayor influencia en lo referente a desplazamientos. Y para ambos, desplazamiento y cortante, la influencia se acrecienta si la edificación es más elevada.

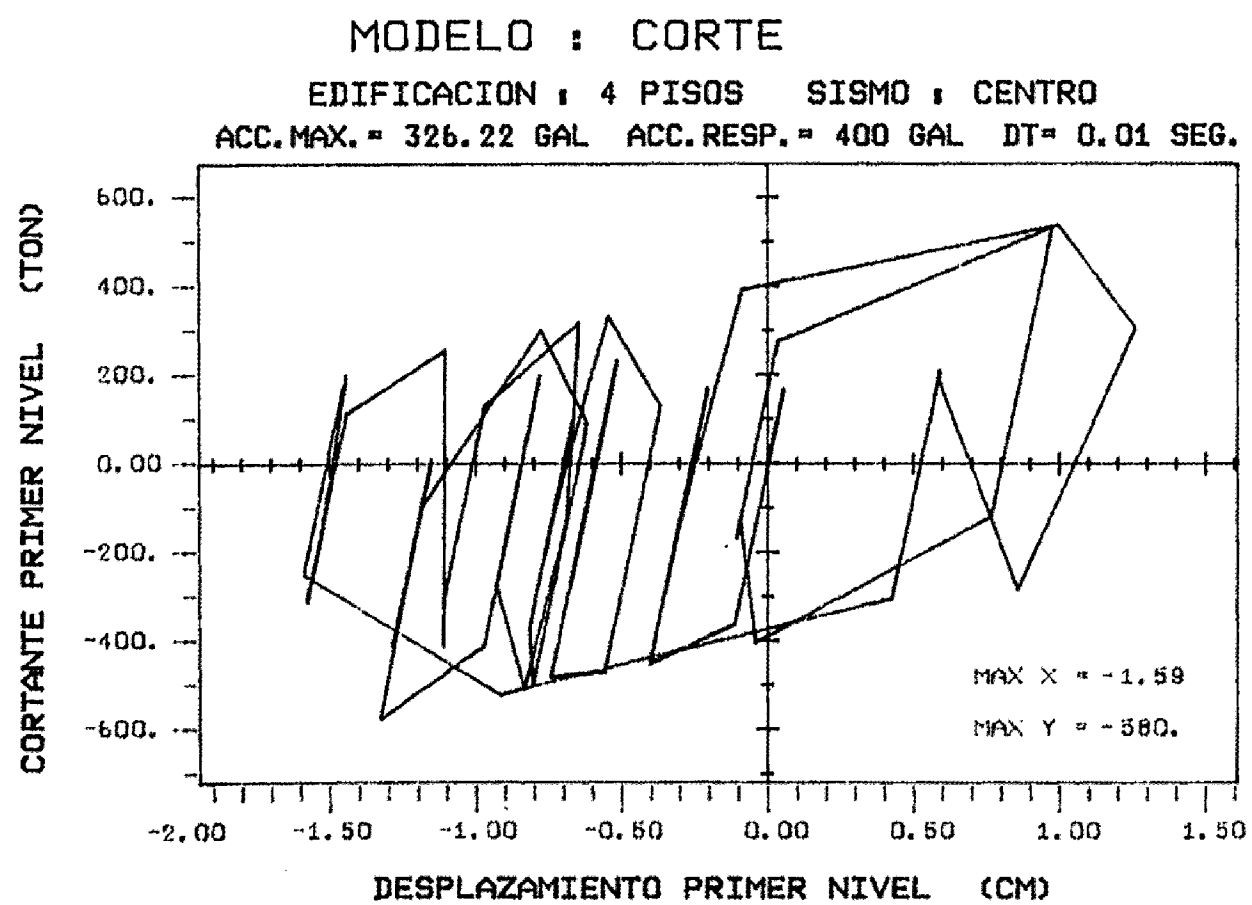
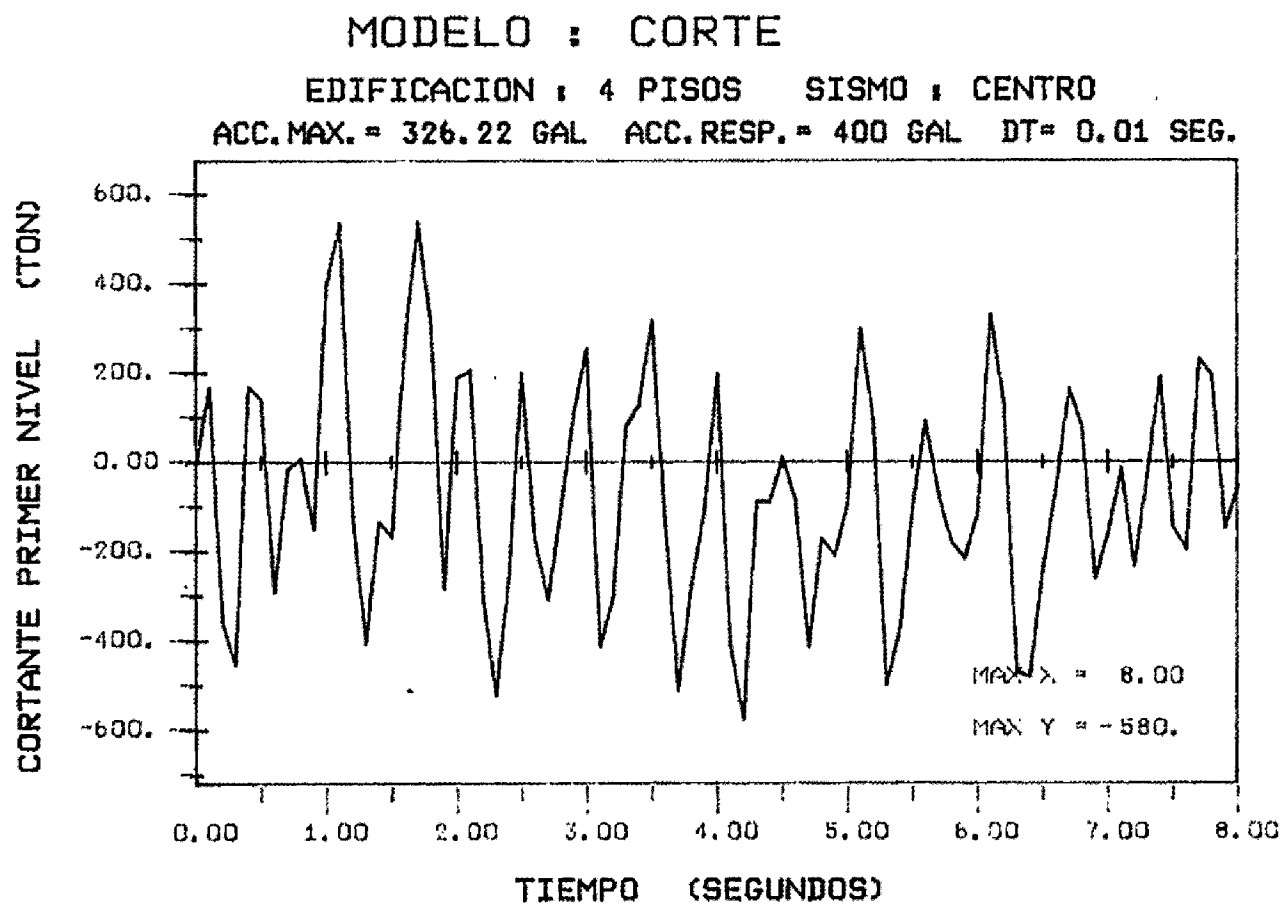
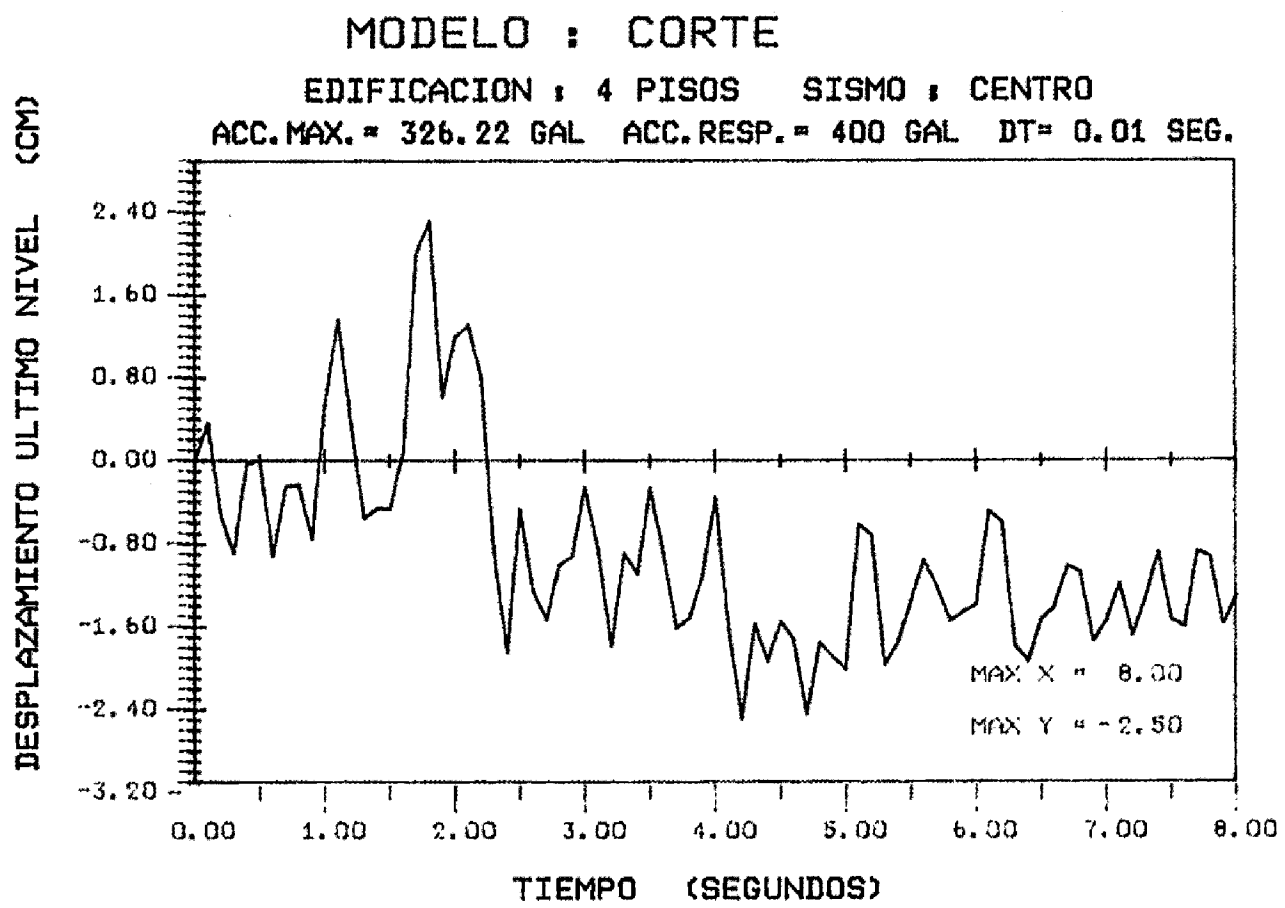
(iv) Del modelo Bidimensional (Análisis Dinámico Inelástico) se elaboran las figuras 4.48 a la 4.50, que muestran la distribución de máximos factores de ductilidad rotacionales en ambos sentidos para las estructuras de 4, 8 y 12 pisos en los dos tipos de registros sísmicos empleados. Notando que es evidente la influencia de la característica de la onda de excitación a la cual esta sometida la estructura para la formación de rótulas, formandose estas de preferencia en las vigas superiores, y en algunos de los casos en la base del muro de corte; mostrando diferencias cuando estas se forman en la dirección positiva o en la negativa. Los requerimientos de ductilidad, en las vigas son del orden de

la unidad y cuando se forma en el muro, generalmente mayores.

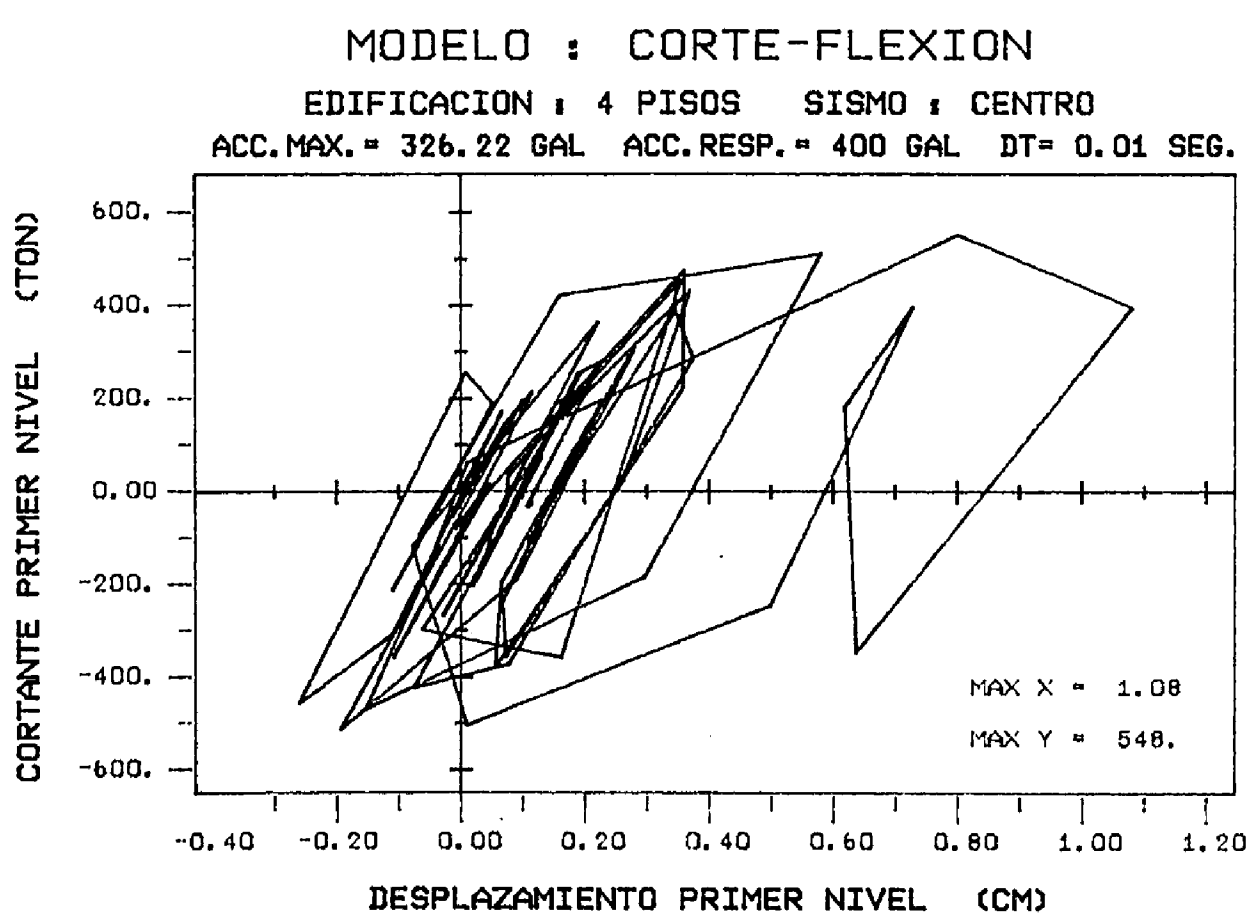
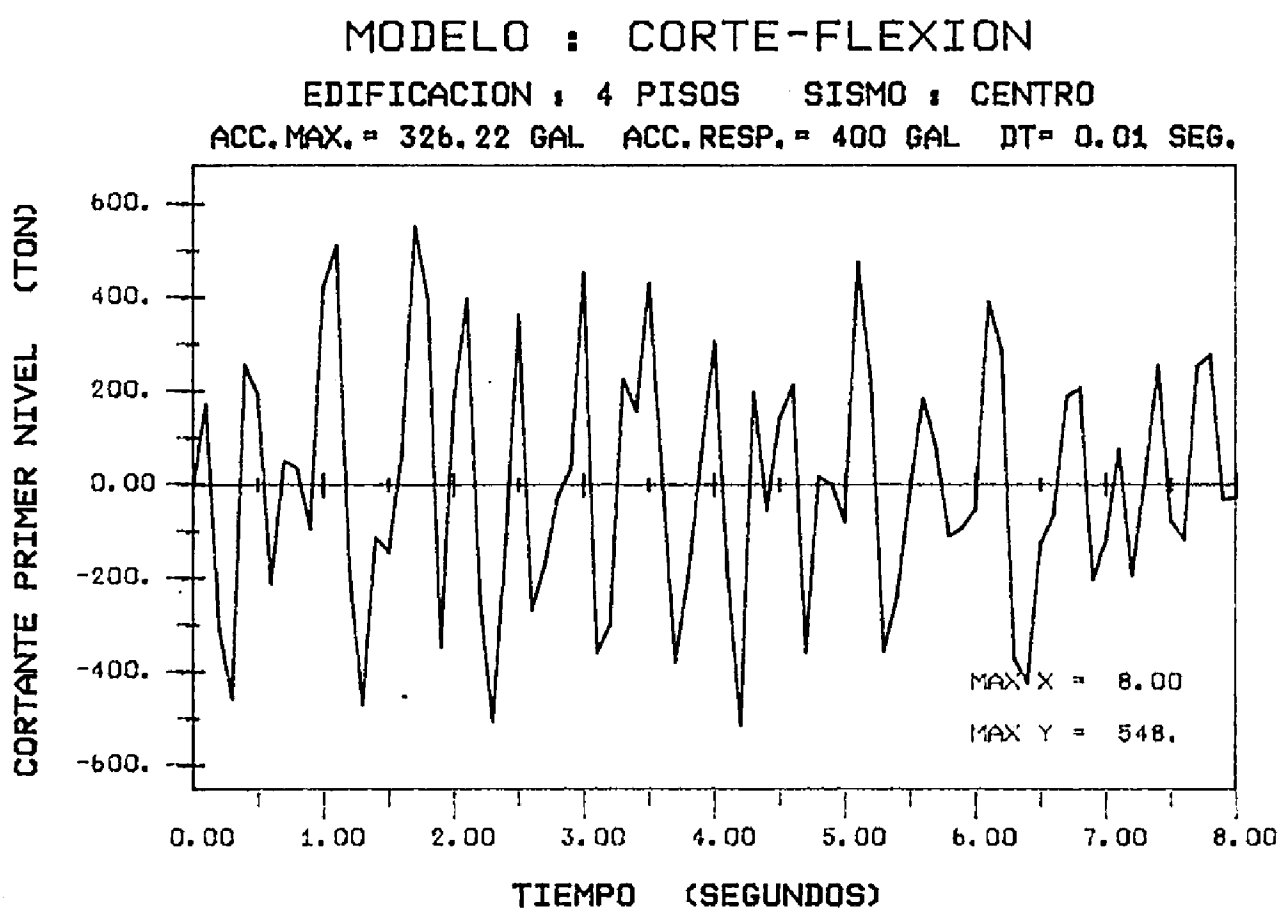
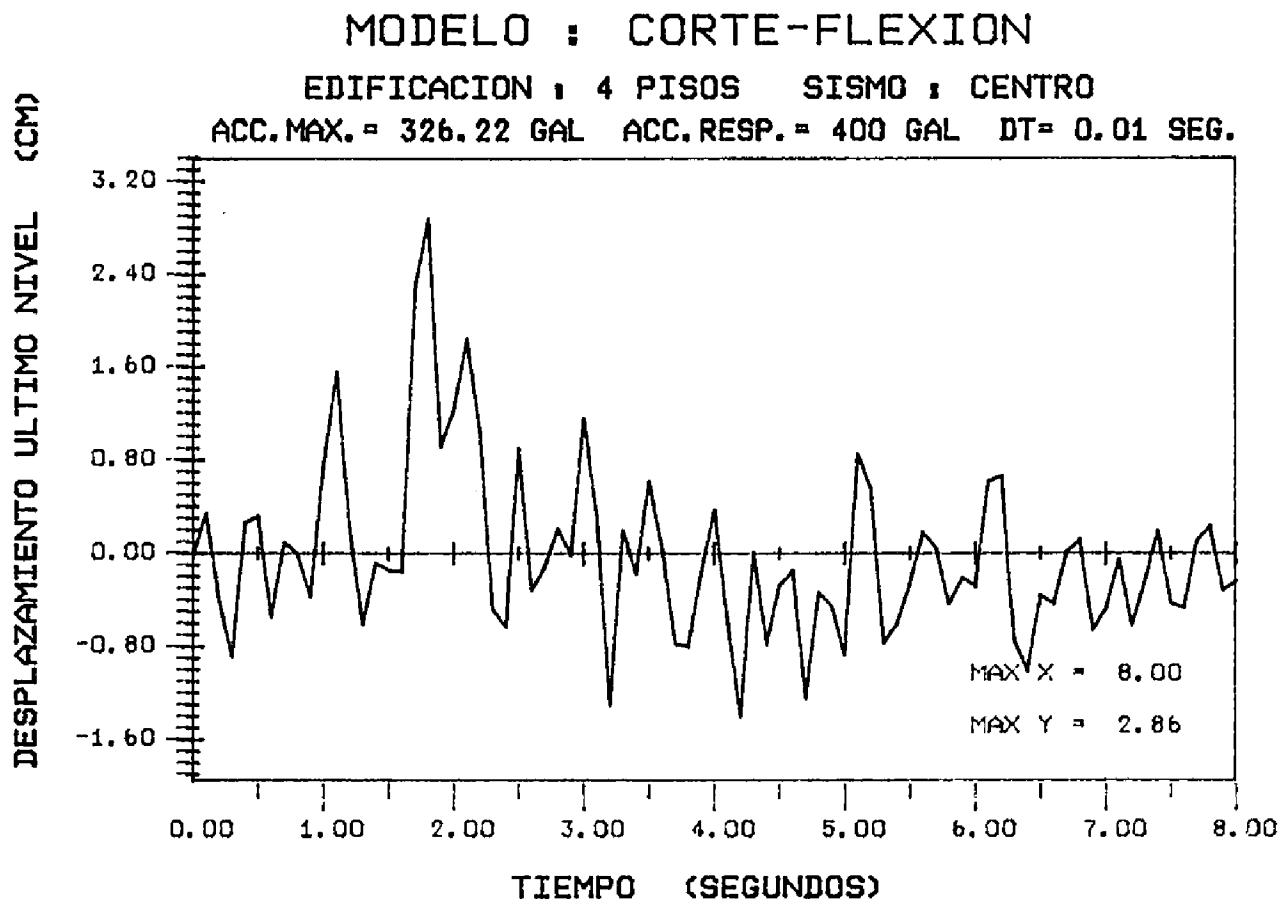
Por los resultados dinámicos podemos decir, que las estructuras diseñadas según el Código Peruano Sismo-Resistente muestran una capacidad suficiente y extrema para soportar sismos, especialmente si las edificaciones son sometidas a ondas sísmicas con características de nuestros sismos.



**Figura N° 4.18 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



**Figura N° 4.19 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

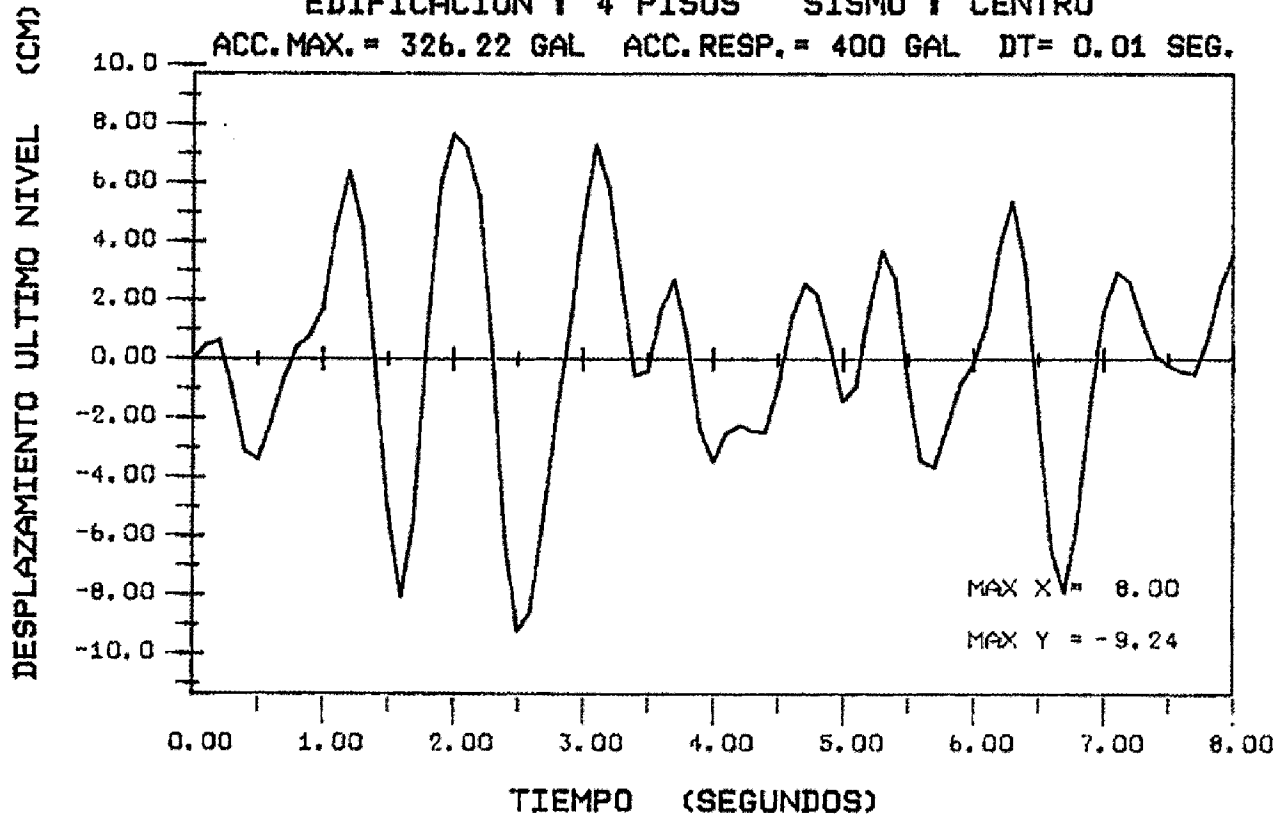


**Figura N° 4.20 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

MODELO : ELASTICO EQUIVALENTE

EDIFICACION : 4 PISOS SISMO : CENTRO

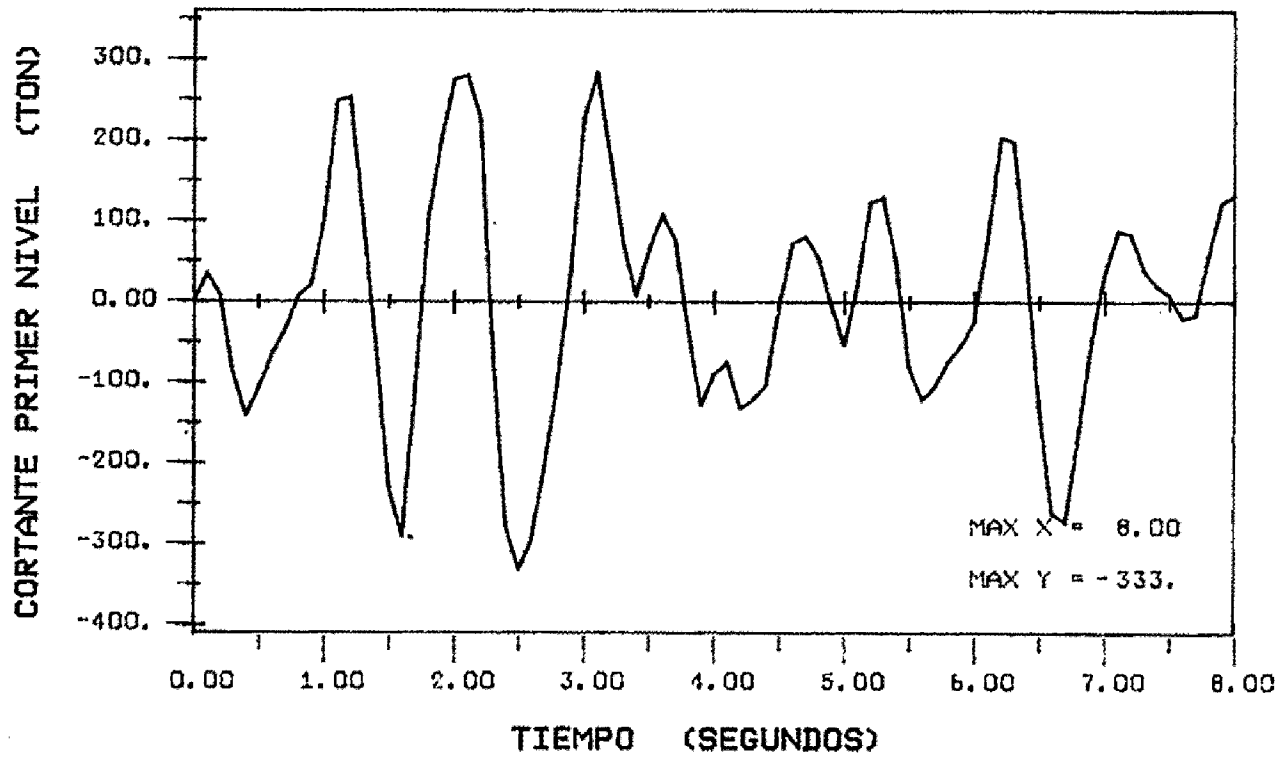
ACC. MAX. = 326.22 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT= 0.01 SEG.



MODELO : ELASTICO EQUIVALENTE

EDIFICACION : 4 PISOS SISMO : CENTRO

ACC. MAX. = 326.22 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT= 0.01 SEG.



MODELO : ELASTICO EQUIVALENTE

EDIFICACION : 4 PISOS SISMO : CENTRO

ACC. MAX. = 326.22 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT= 0.01 SEG.

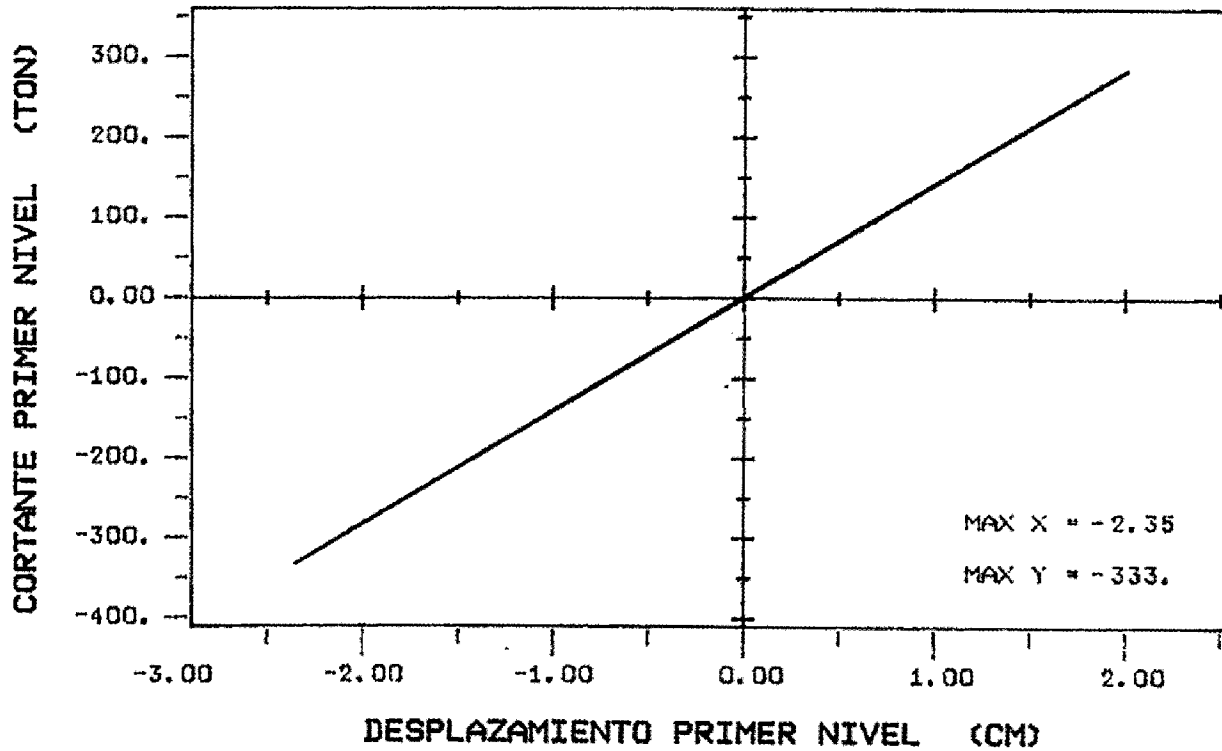
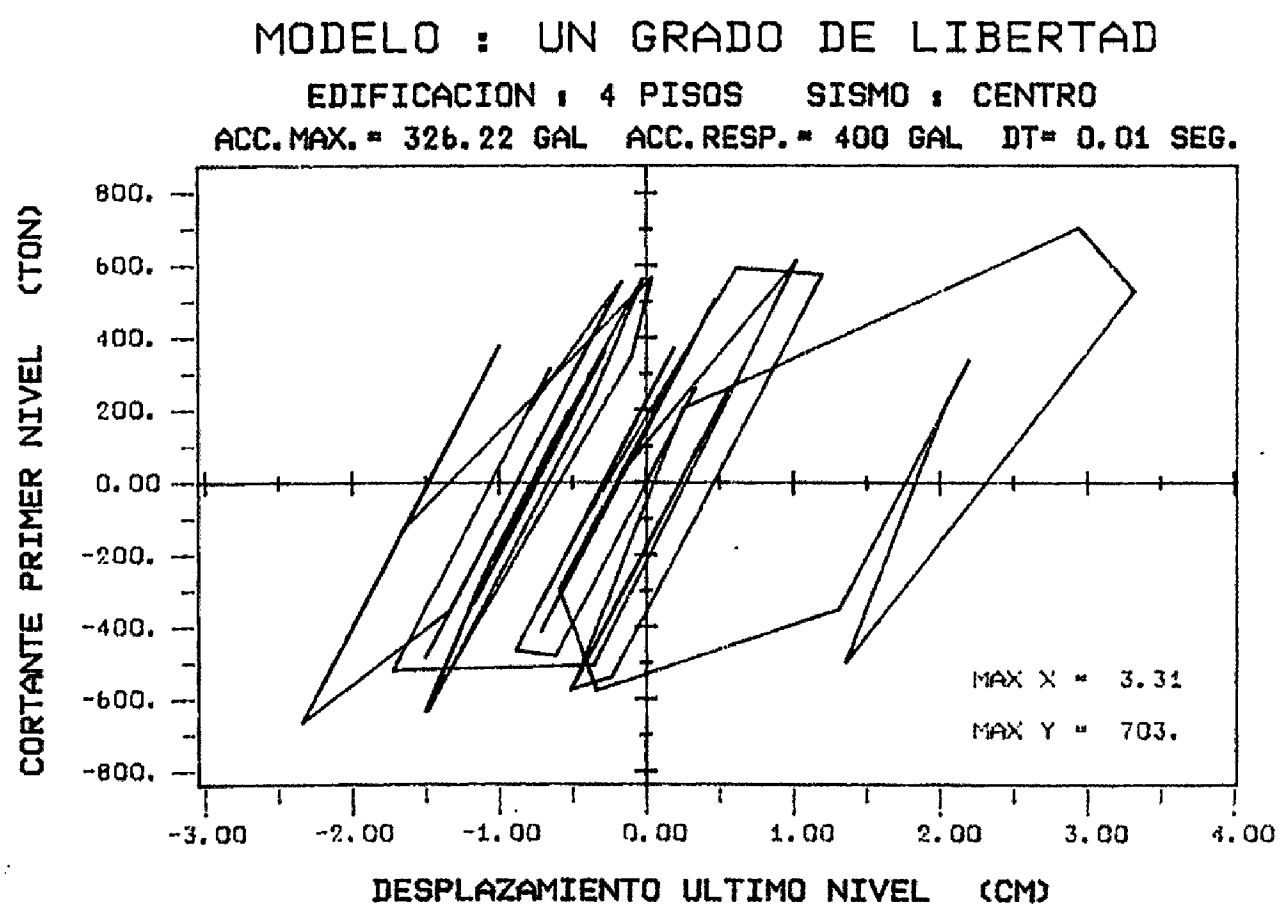
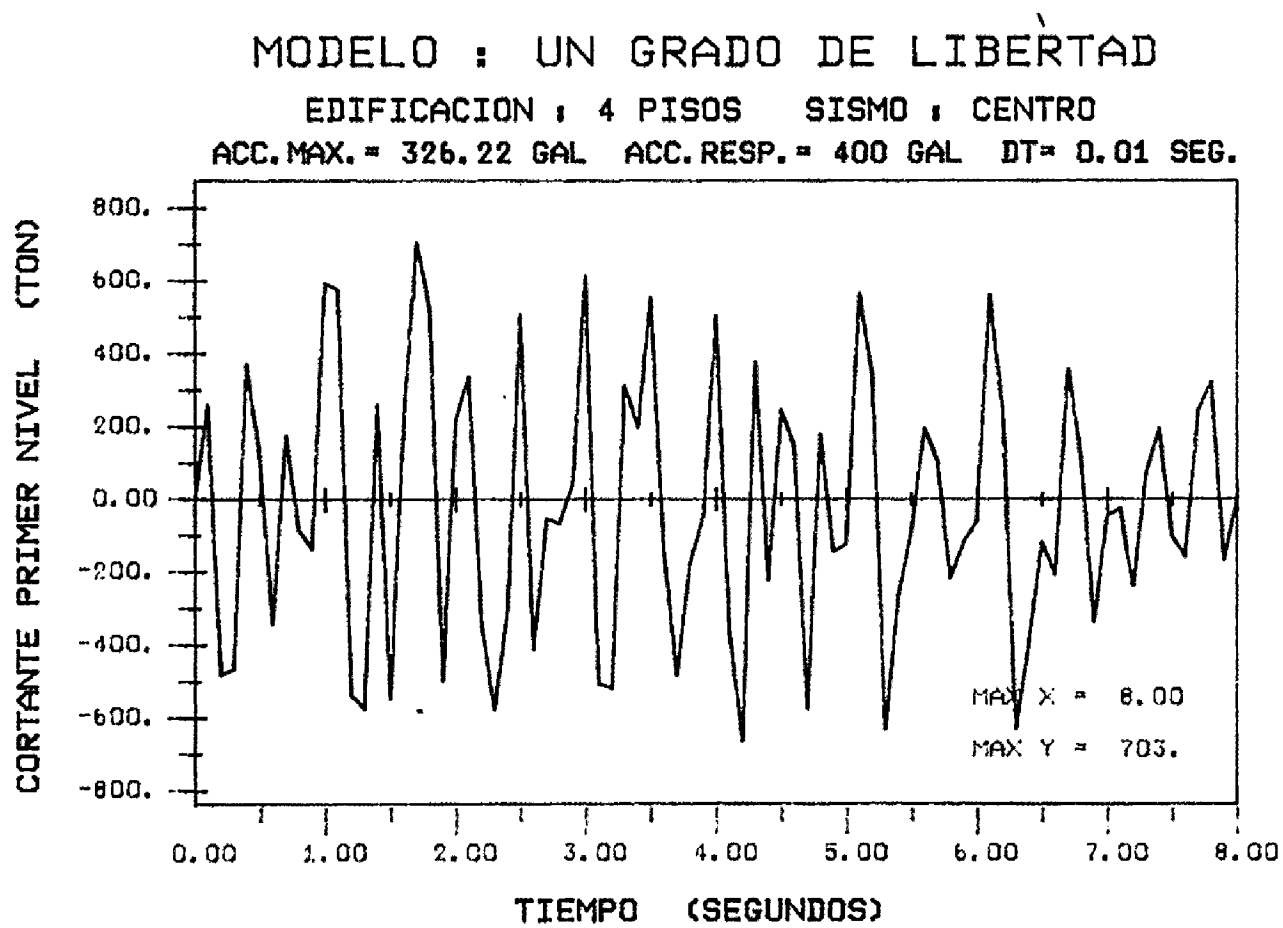
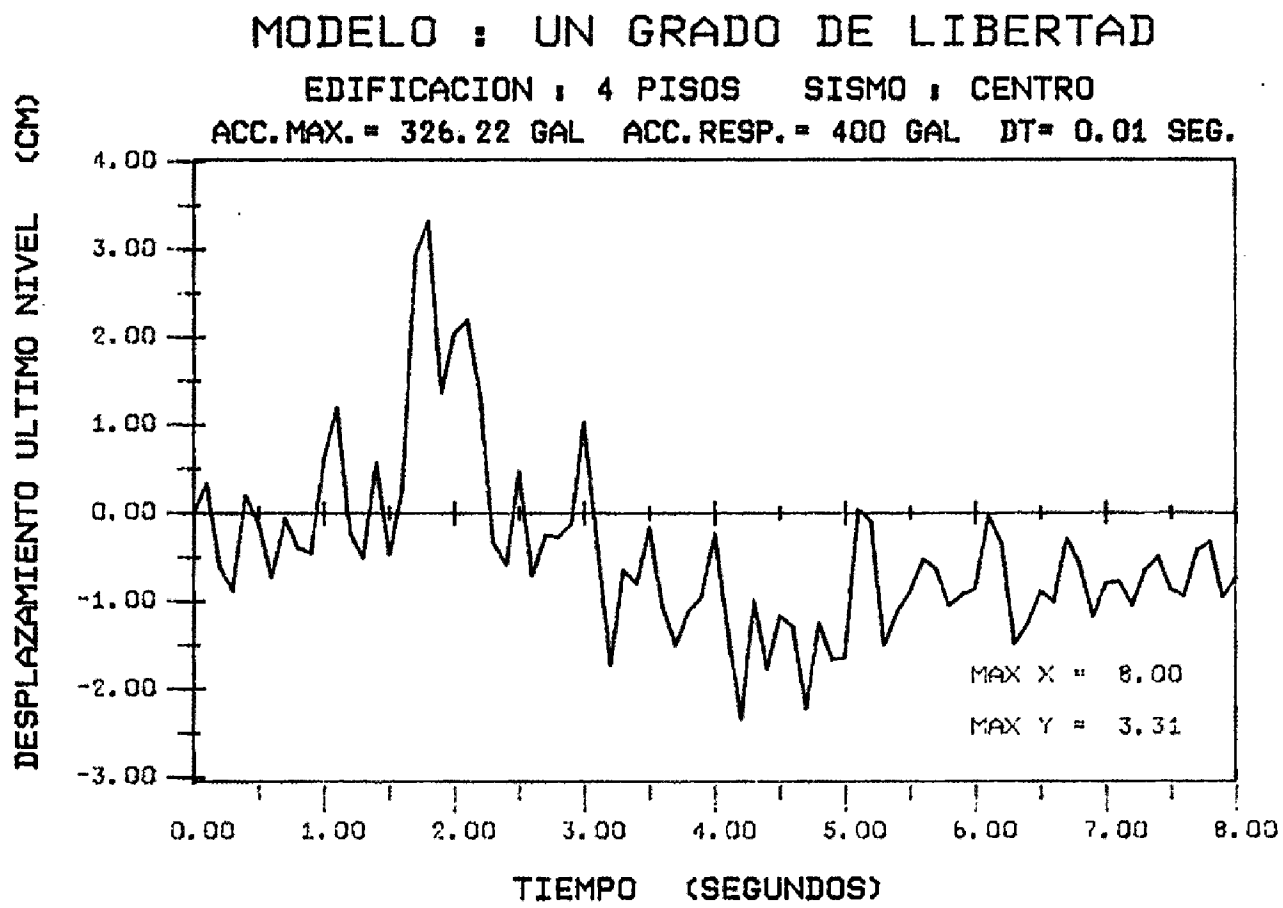
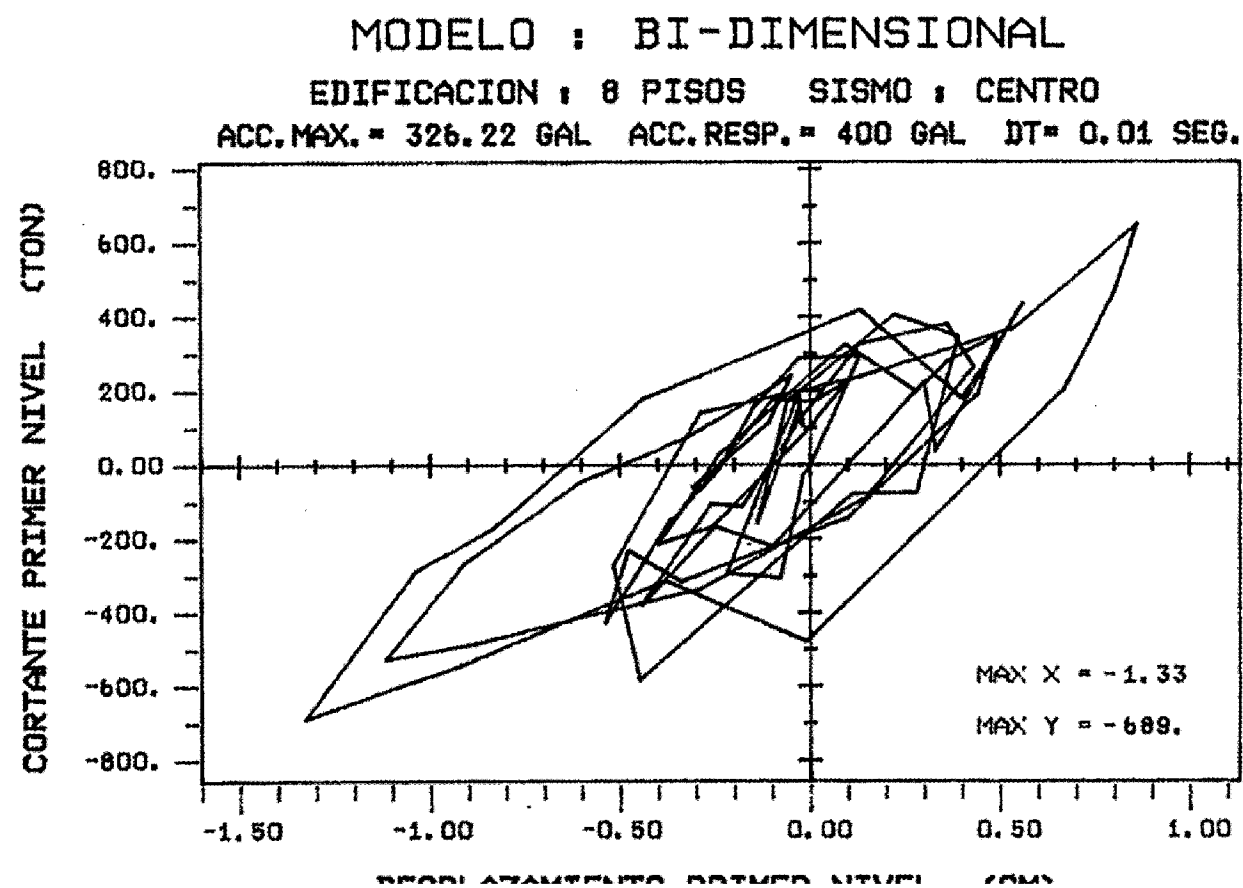
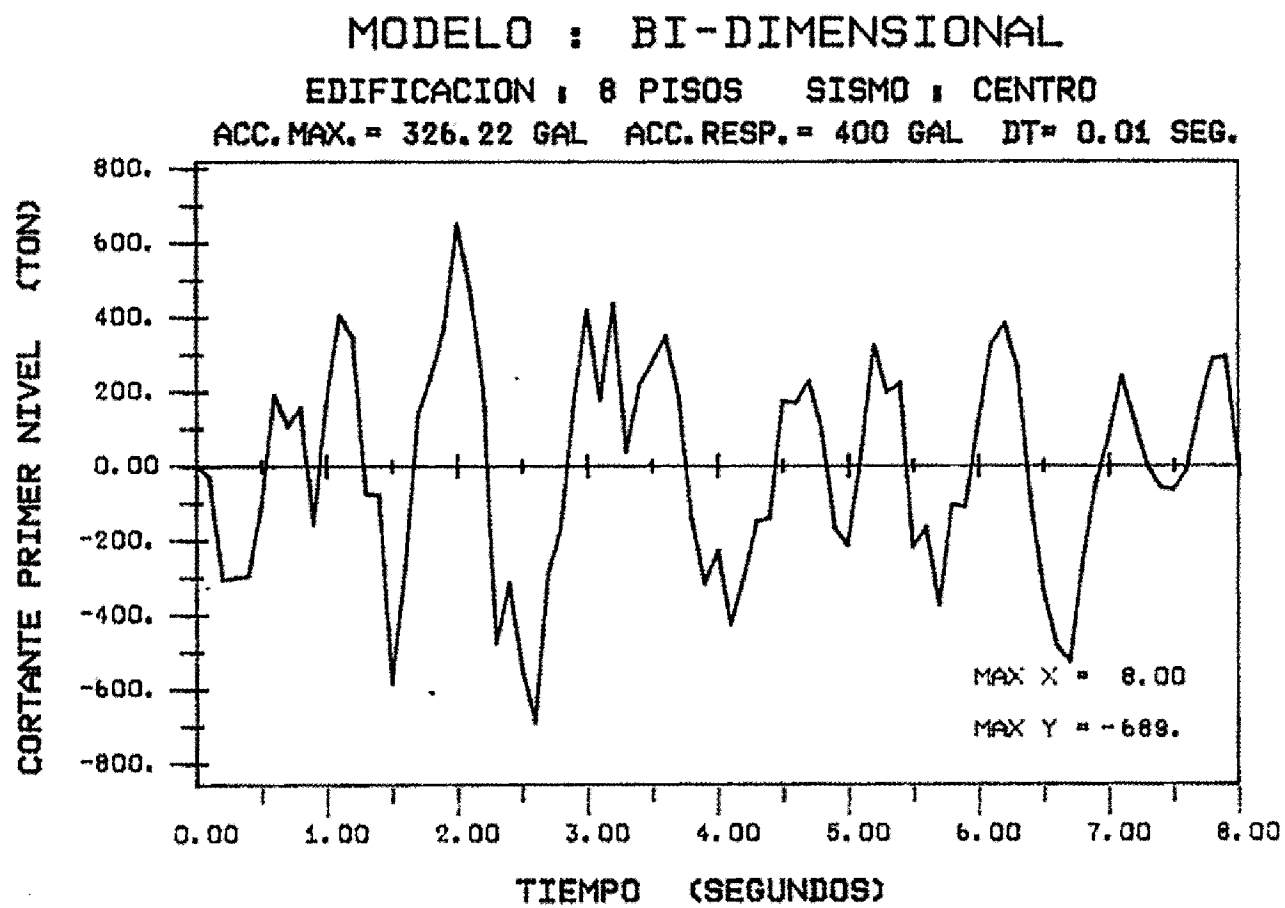
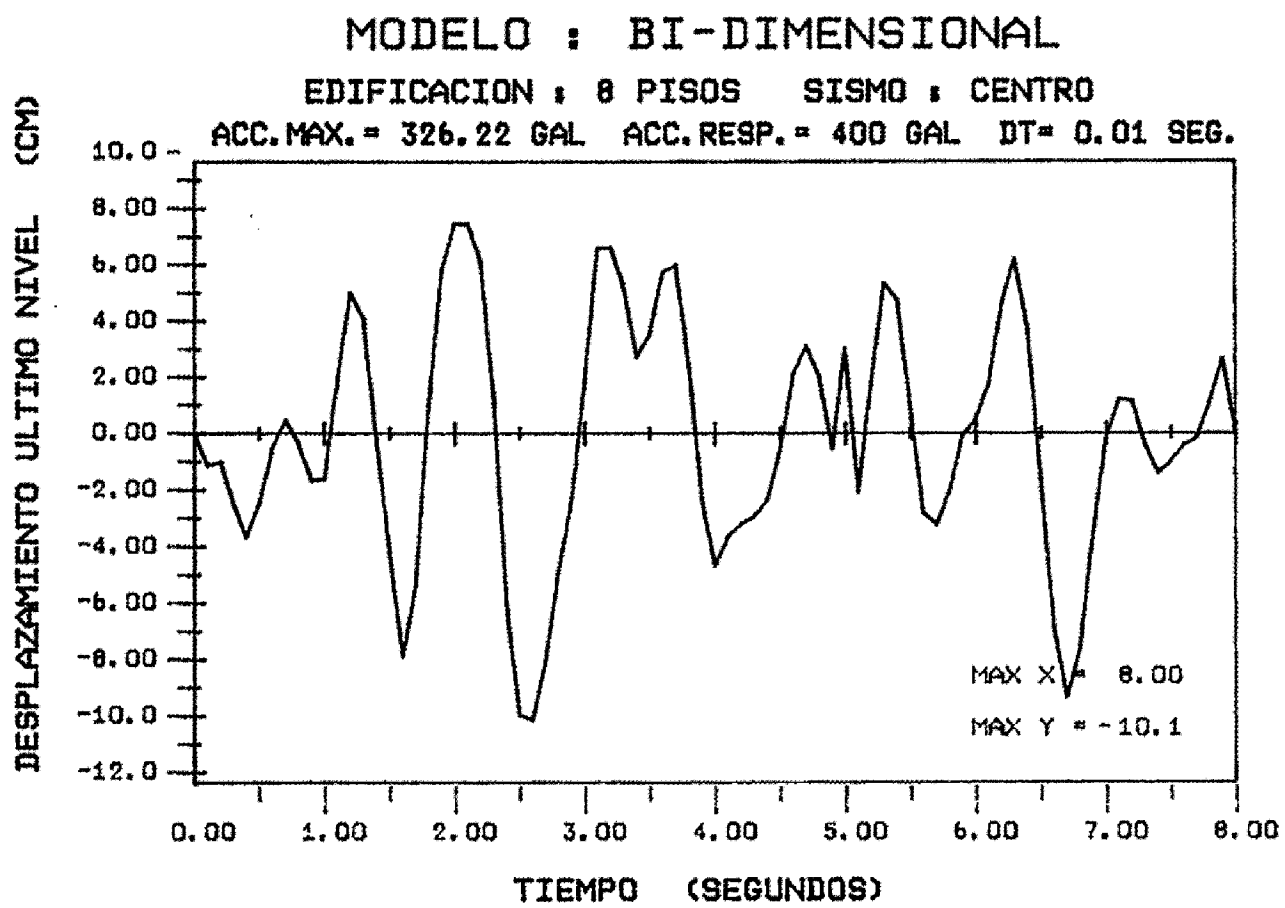


Figura N° 4.21 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

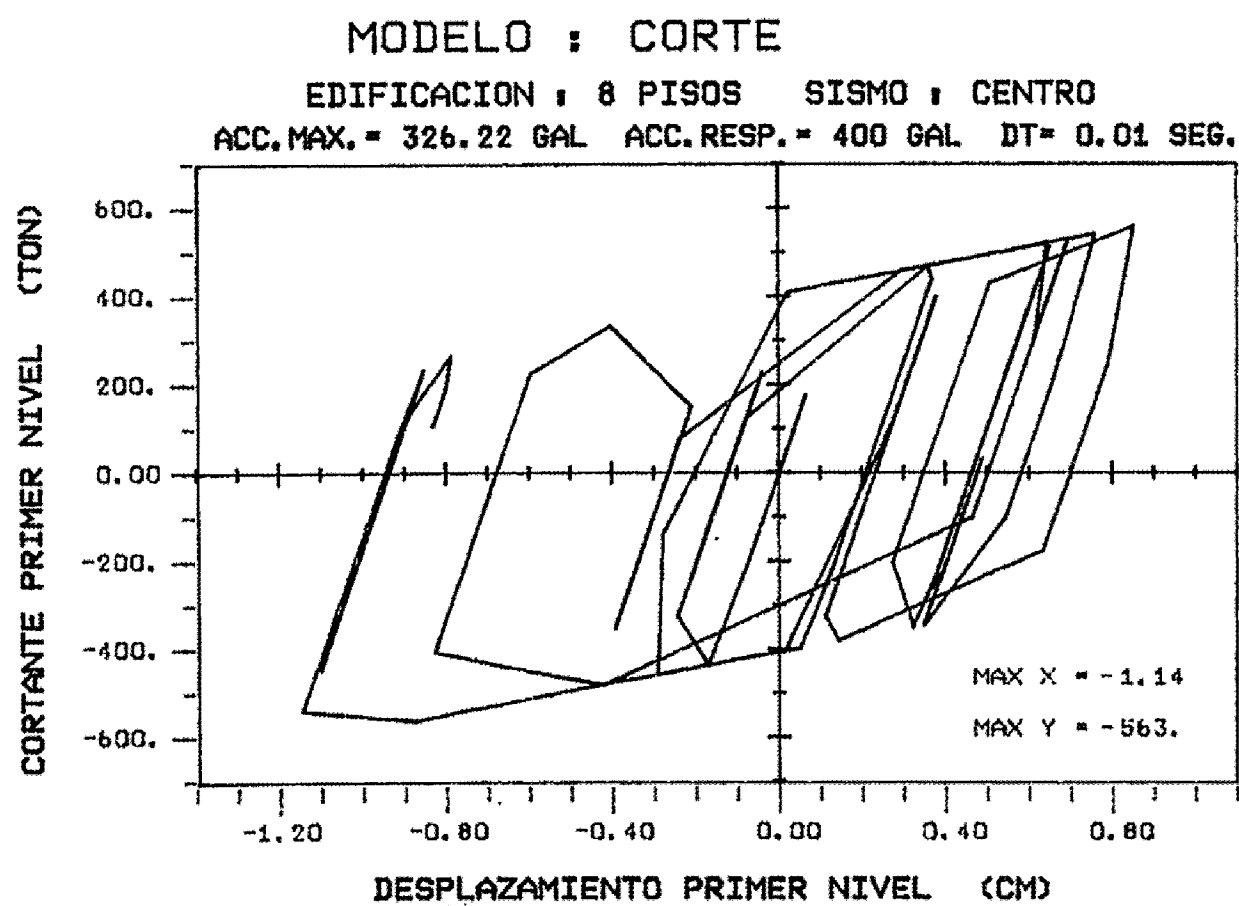
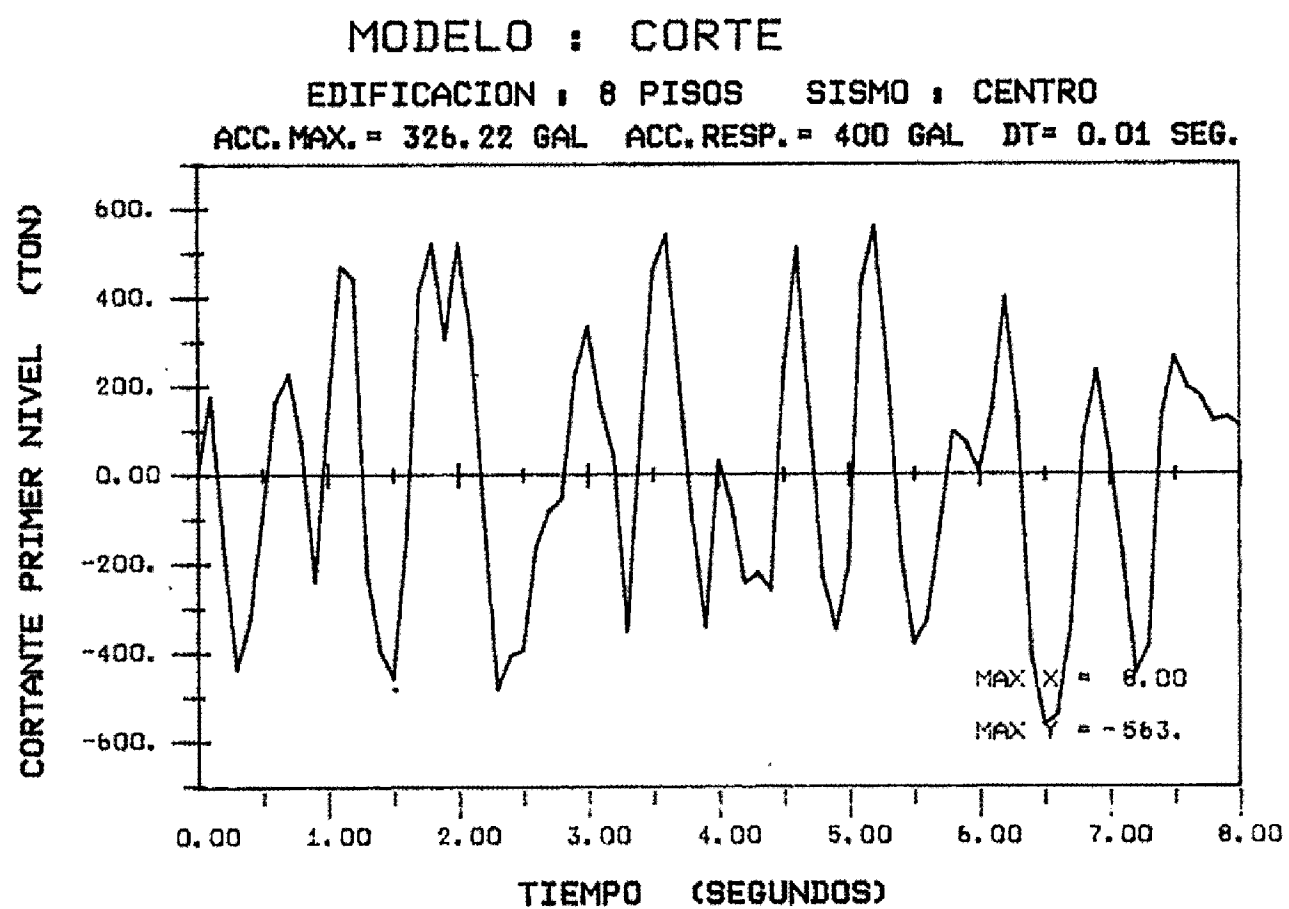
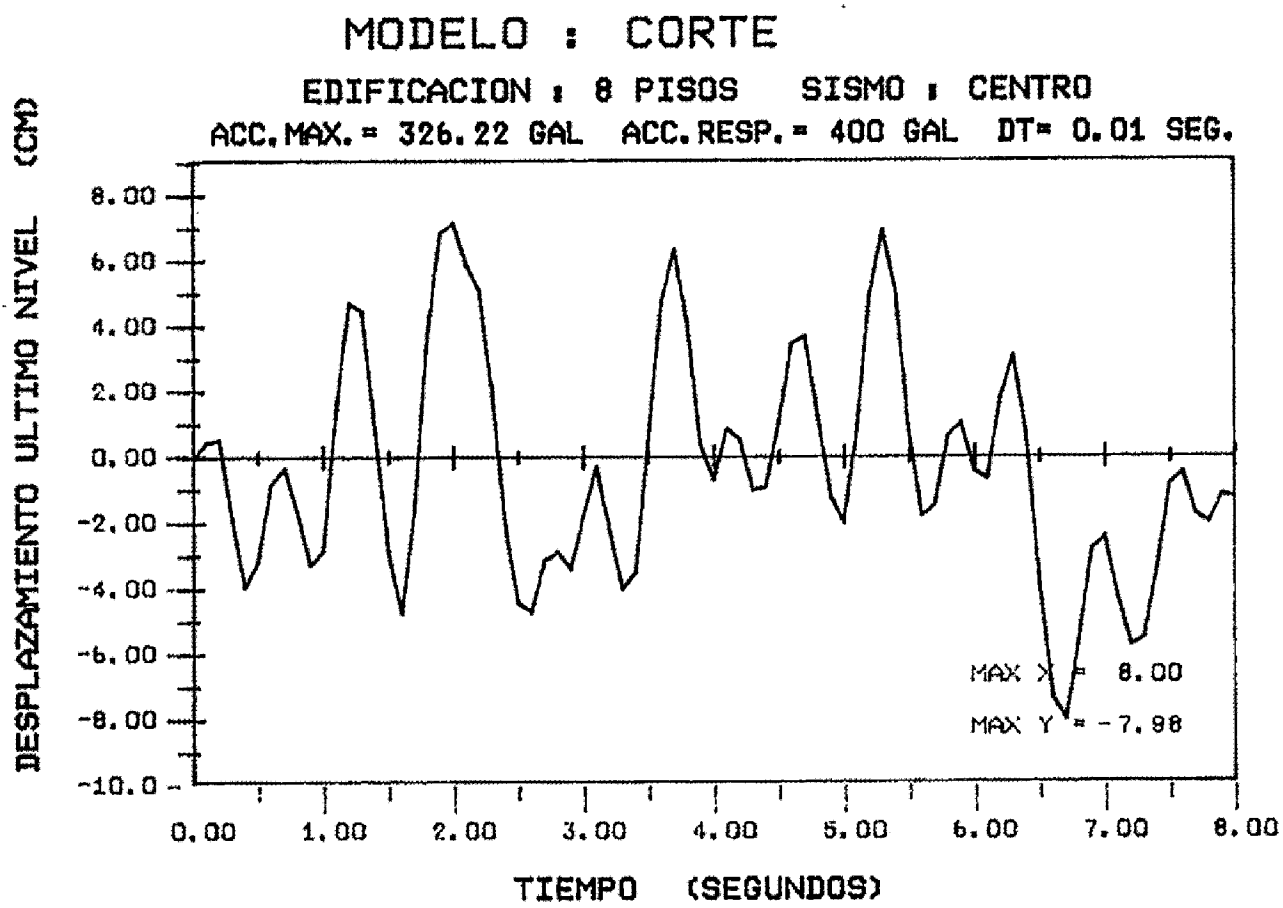


**Figura N° 4.22 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

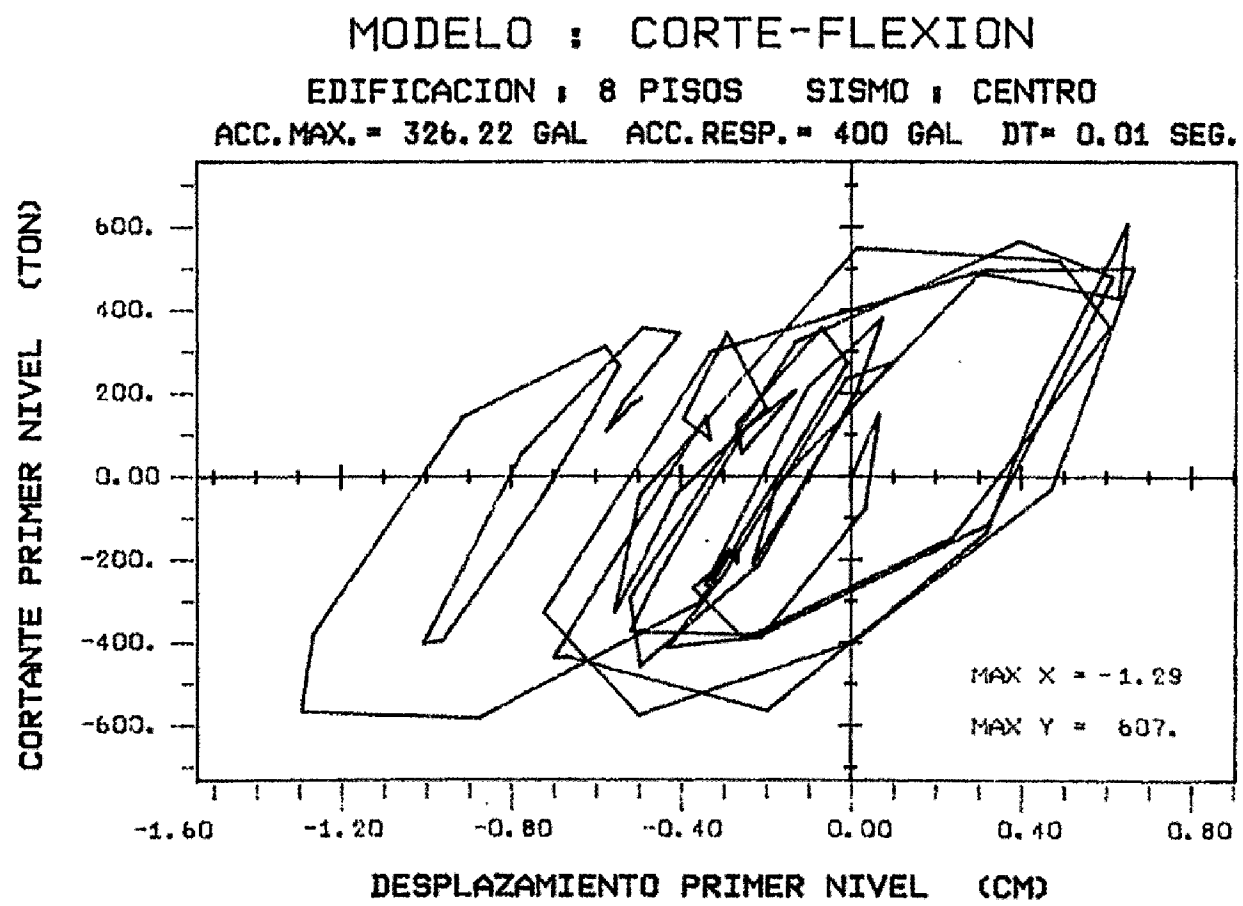
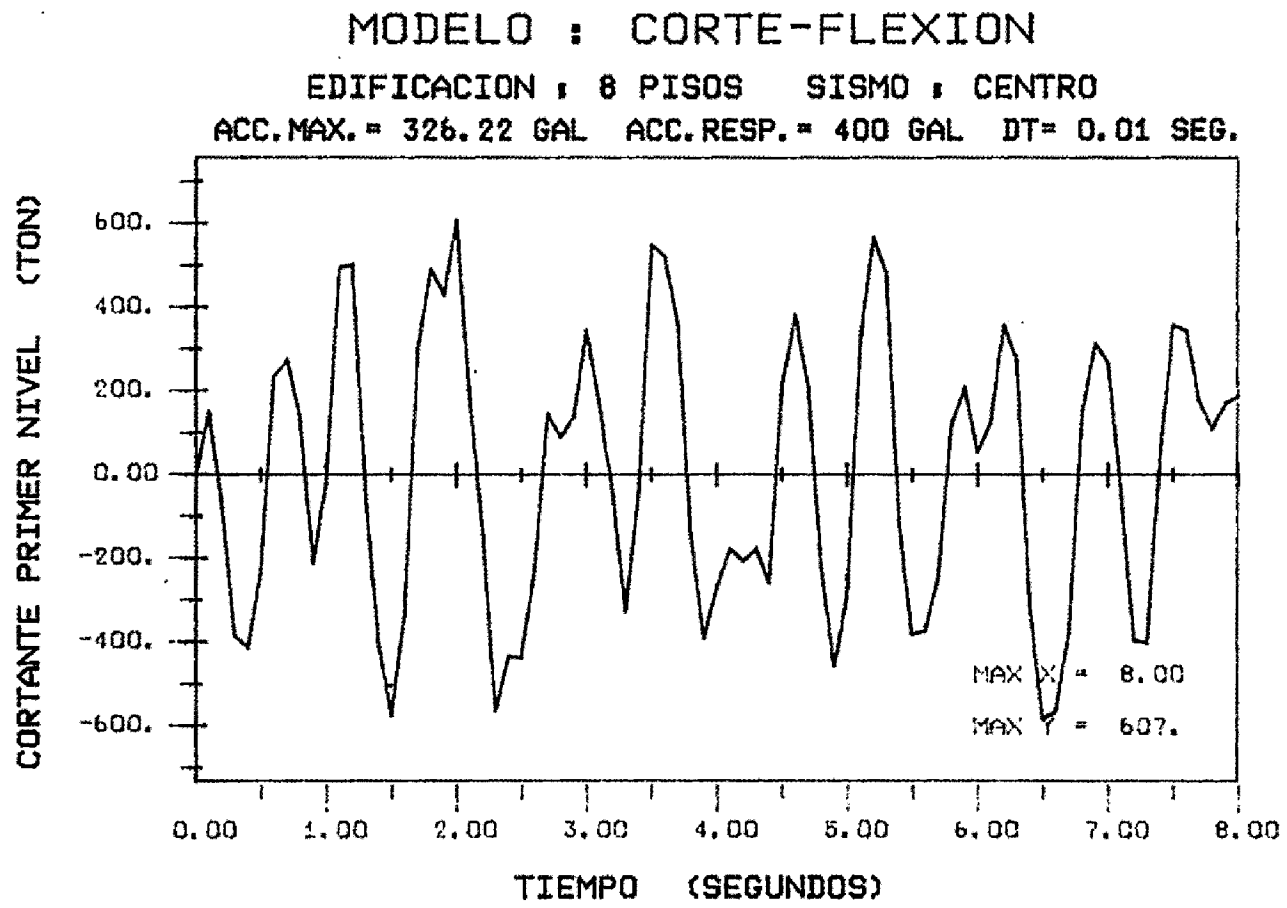
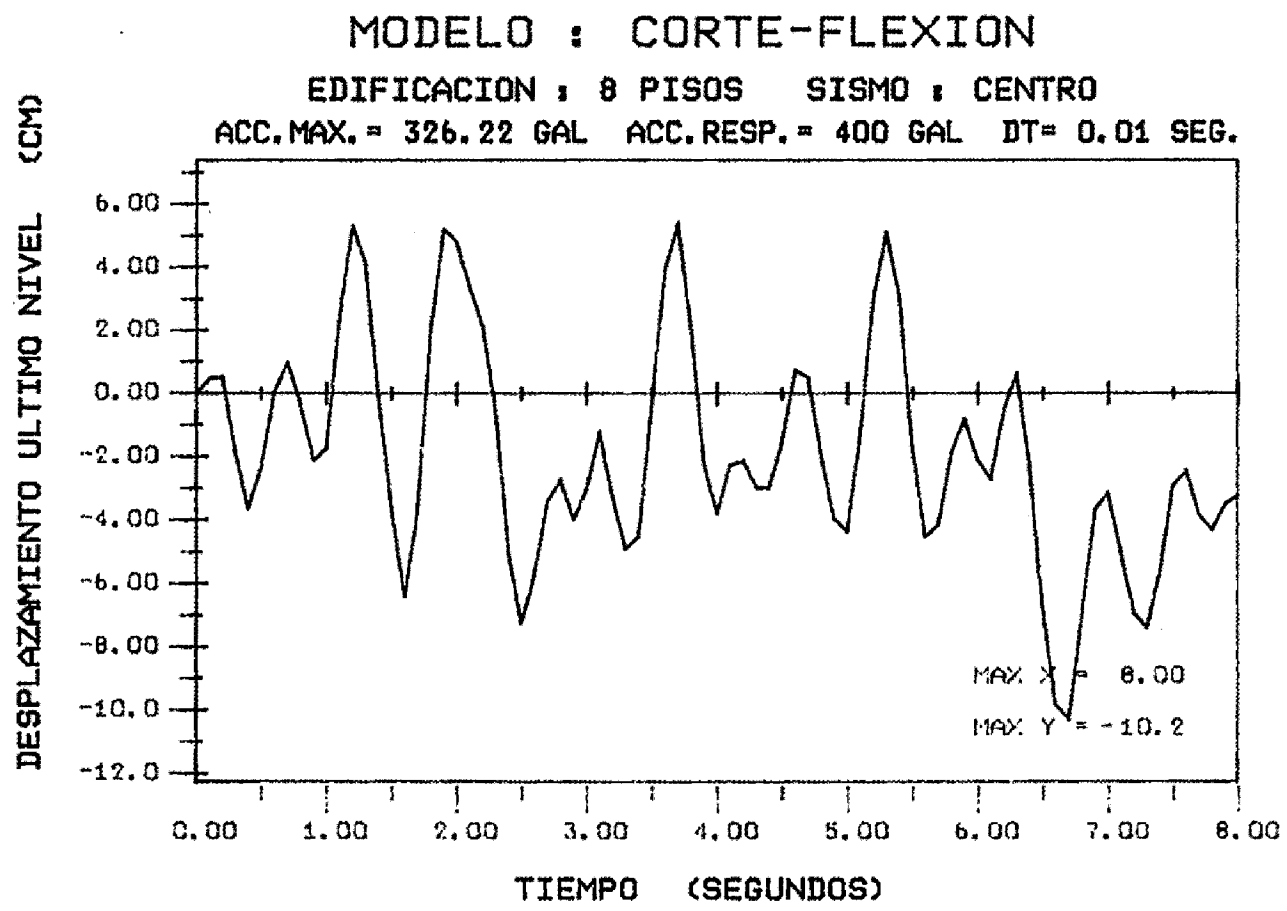




**Figura N° 4.23 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



**Figura N° 4.24 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



**Figura Nº 4.25 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

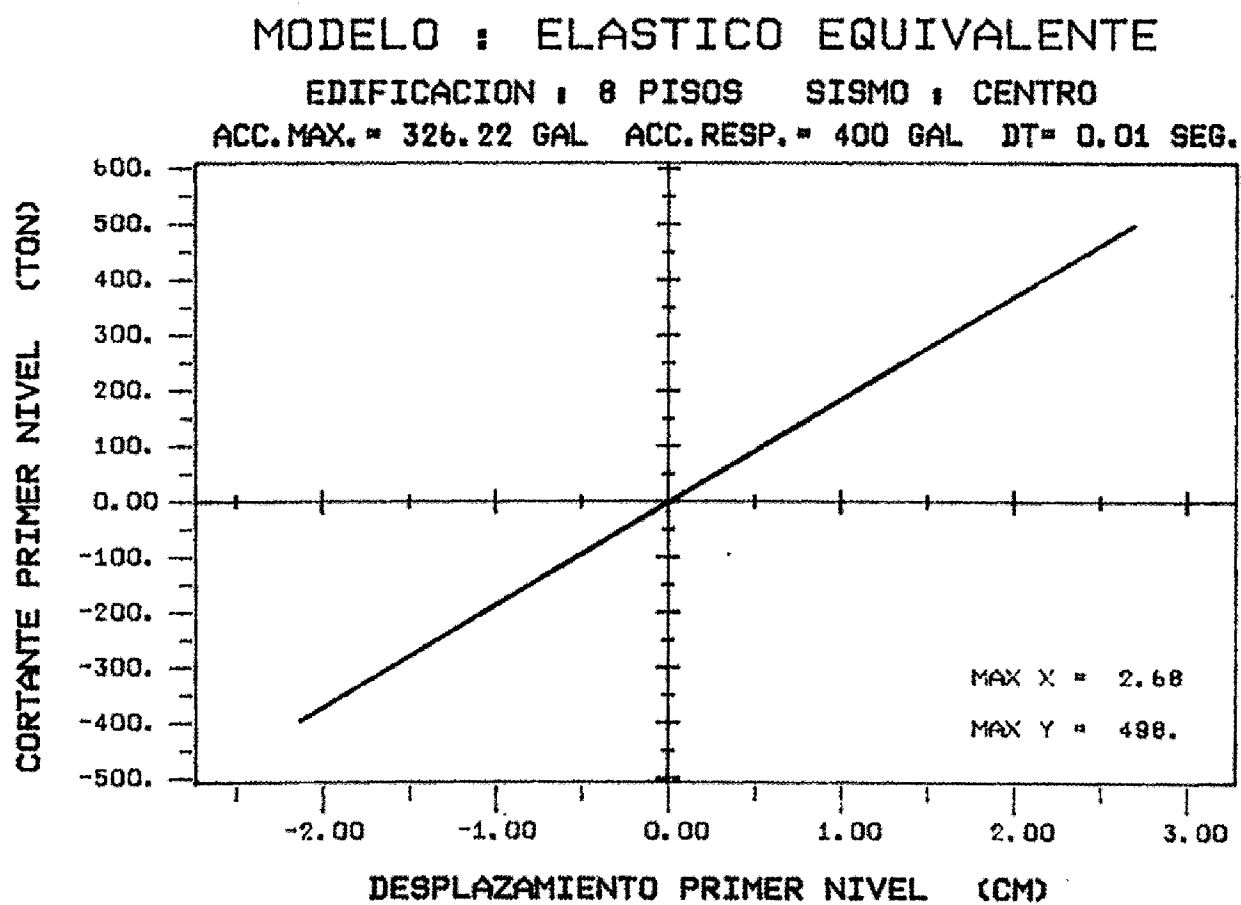
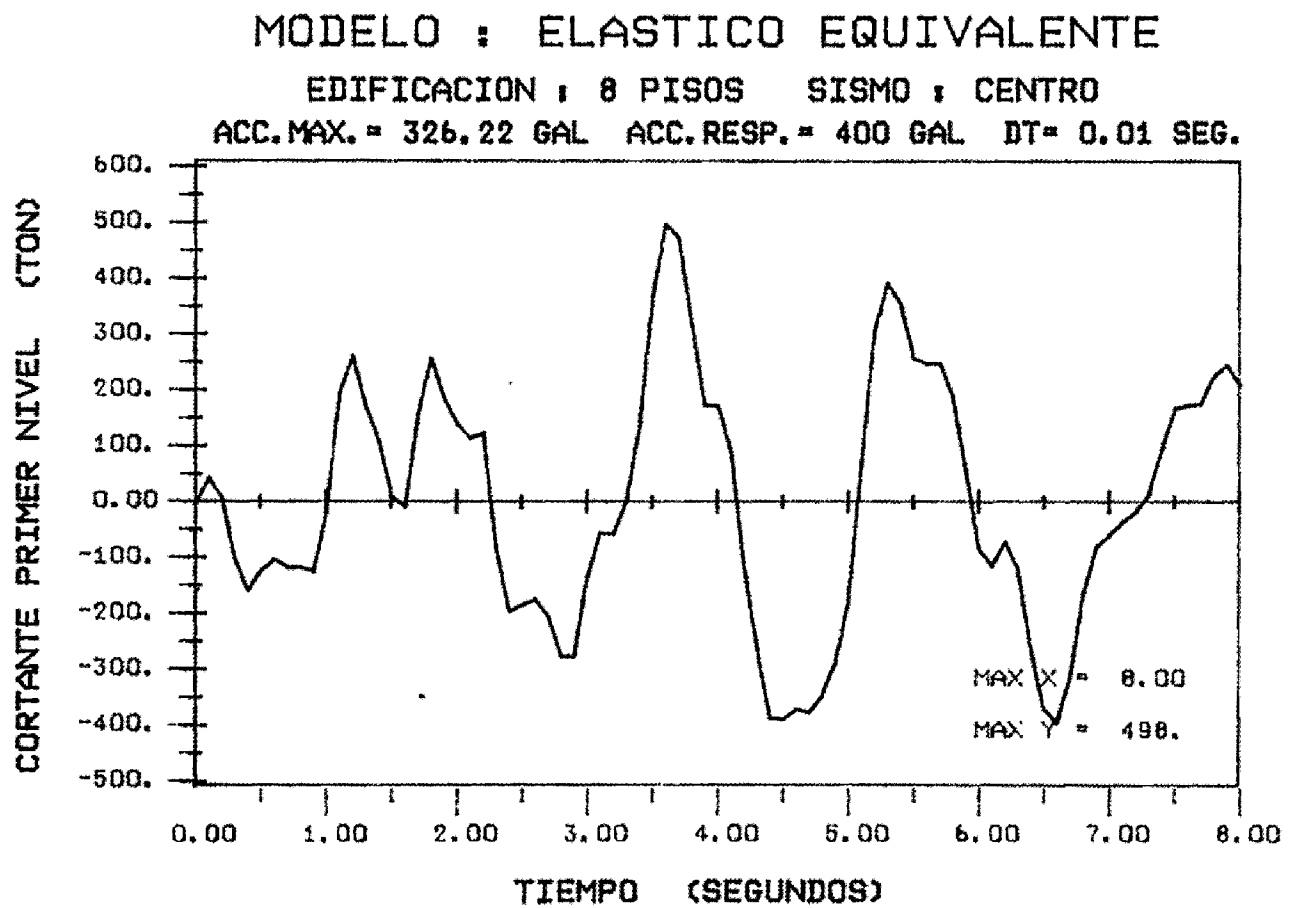
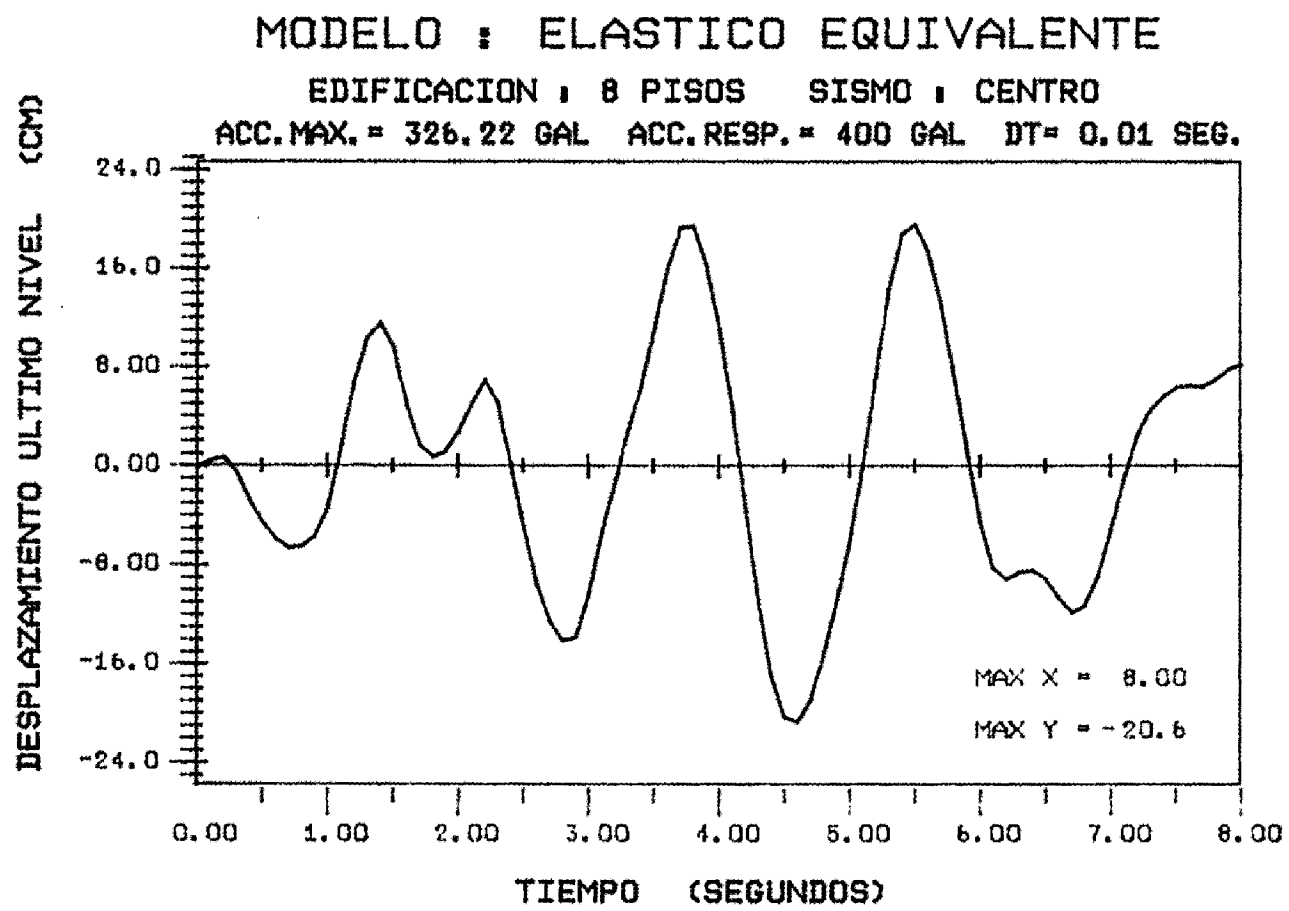
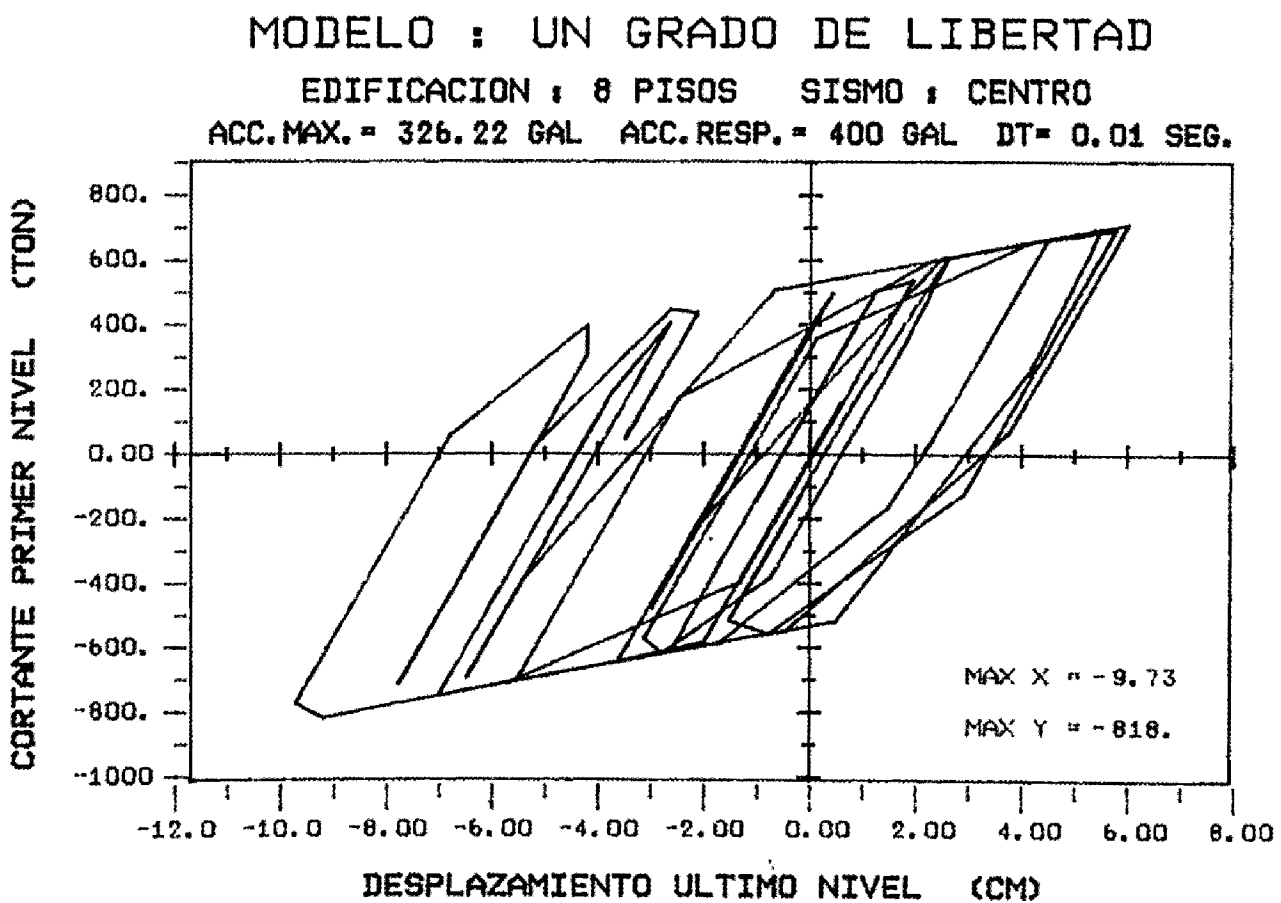
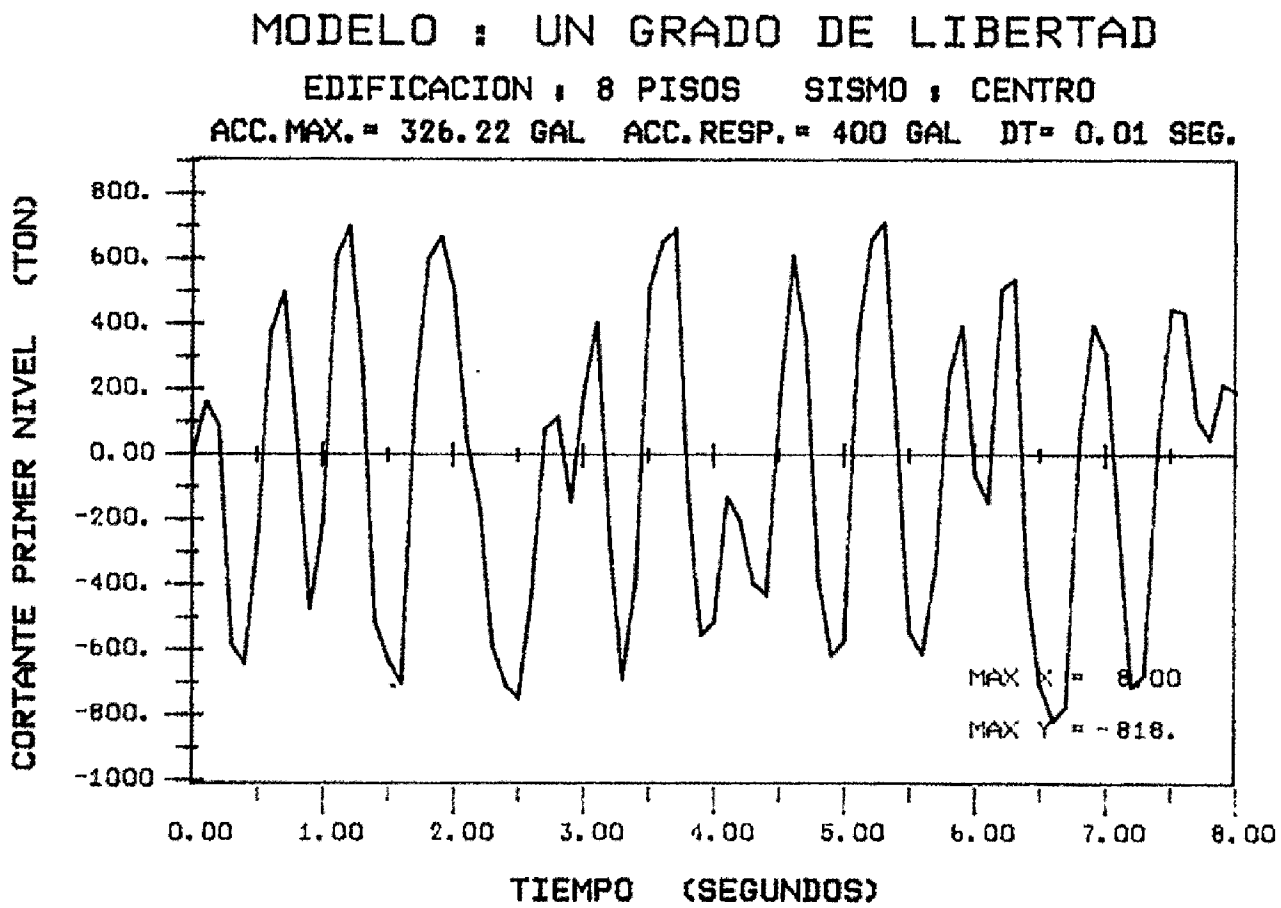
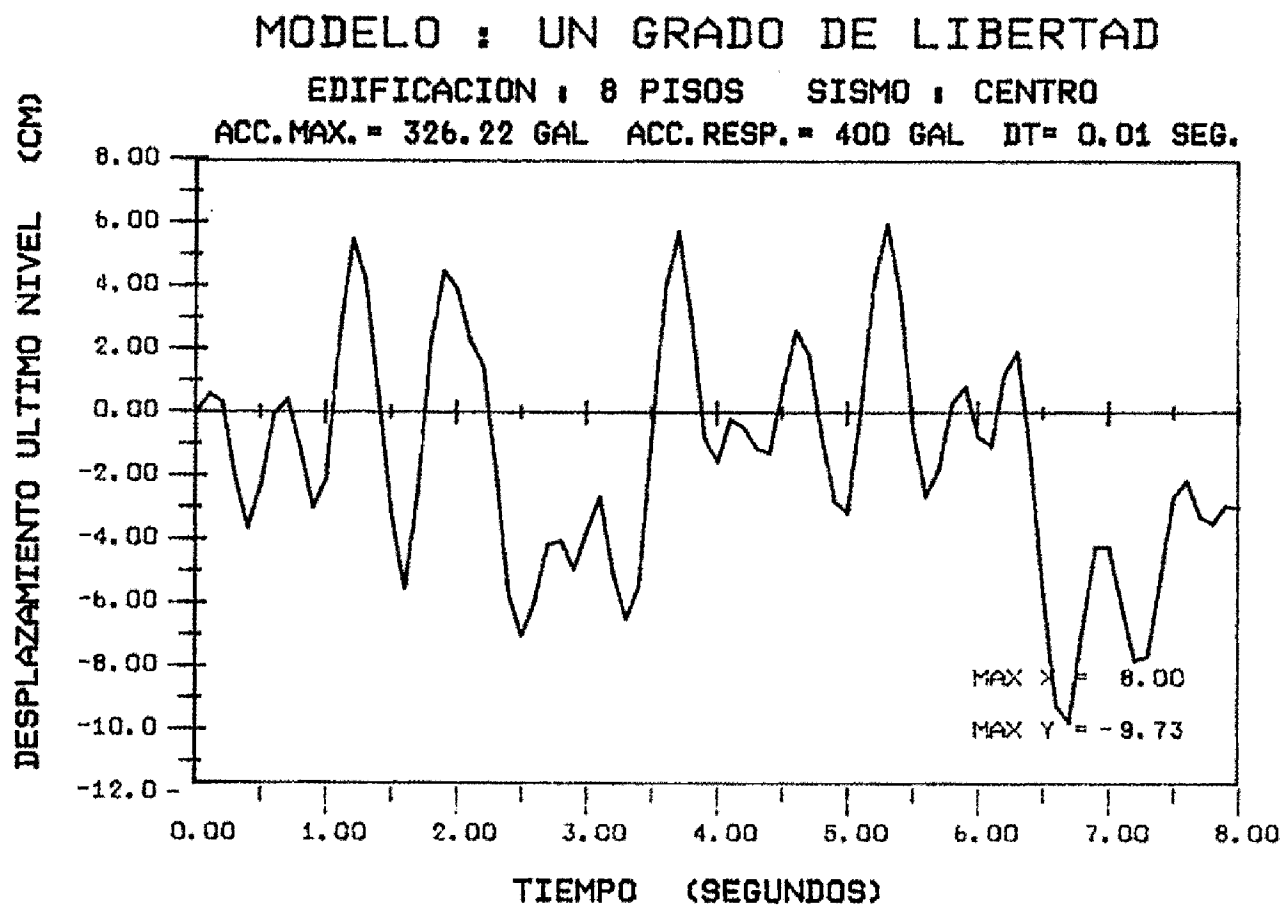
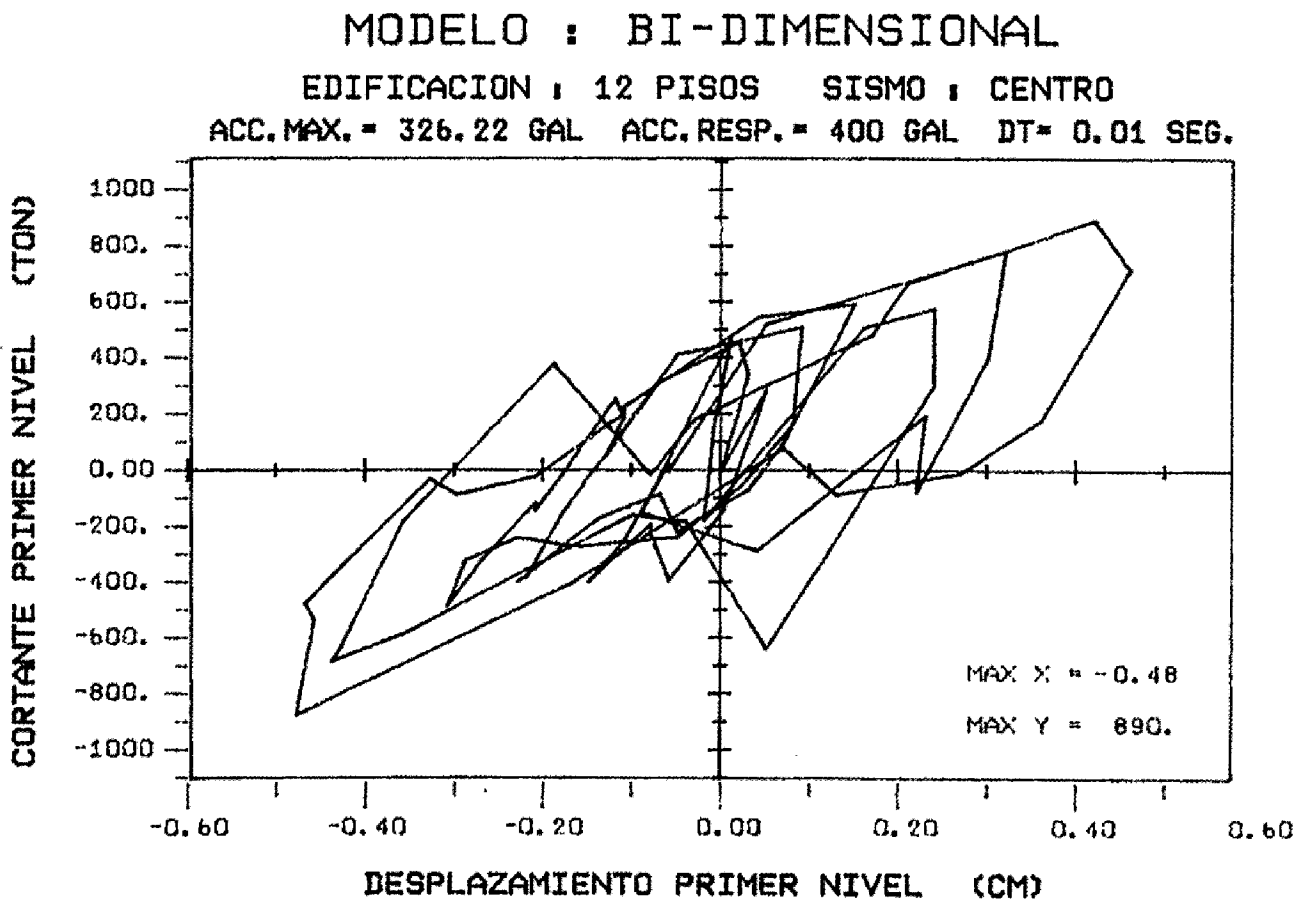
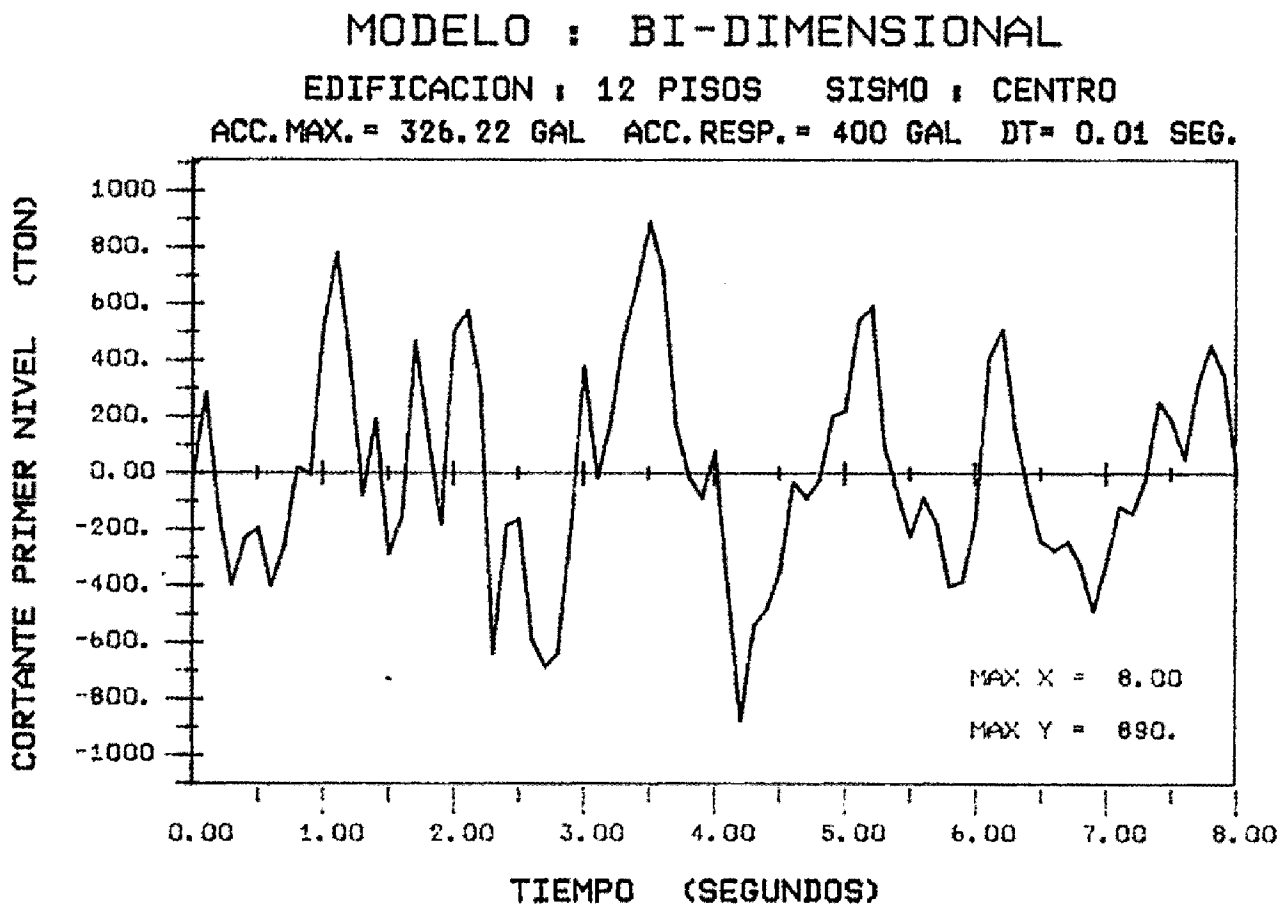
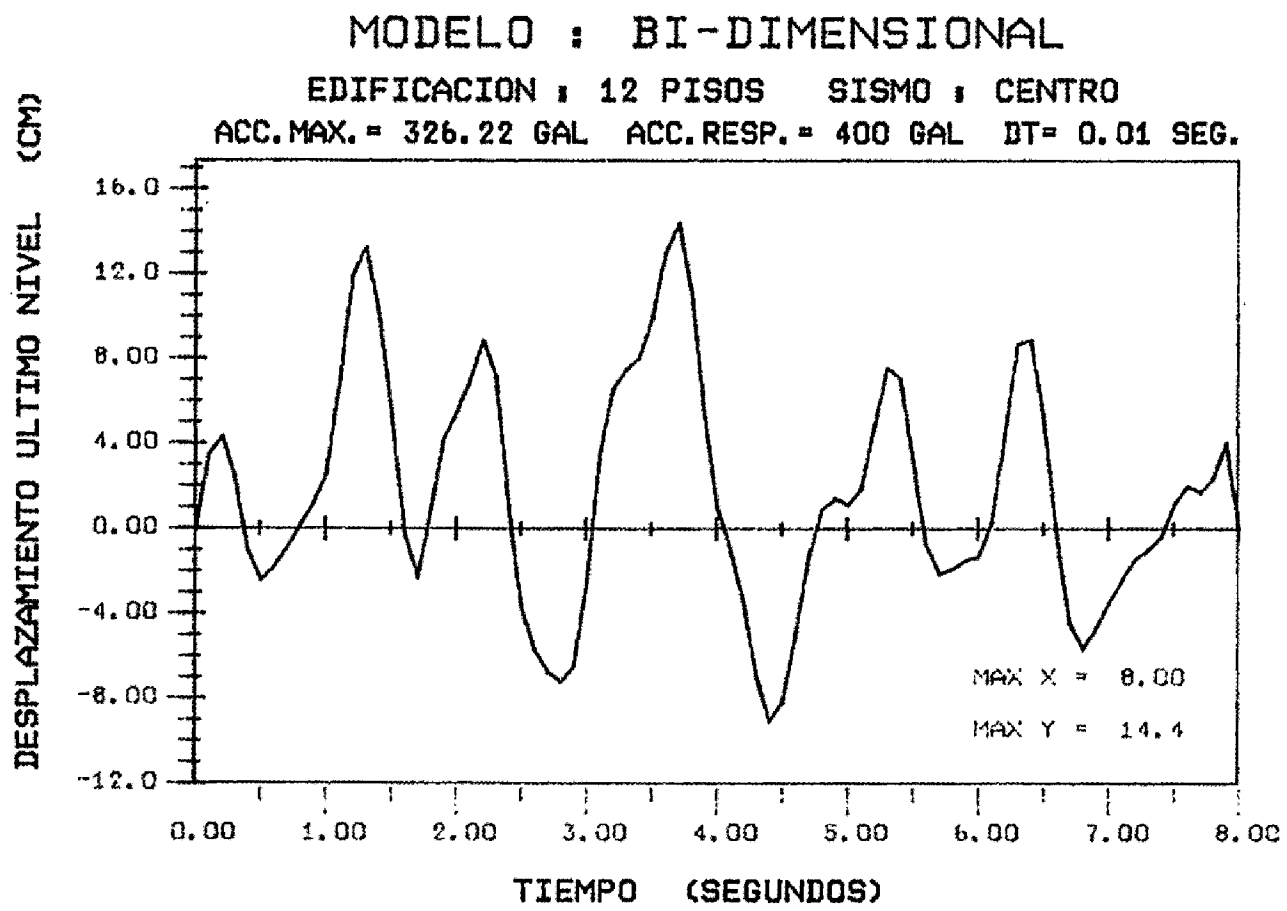


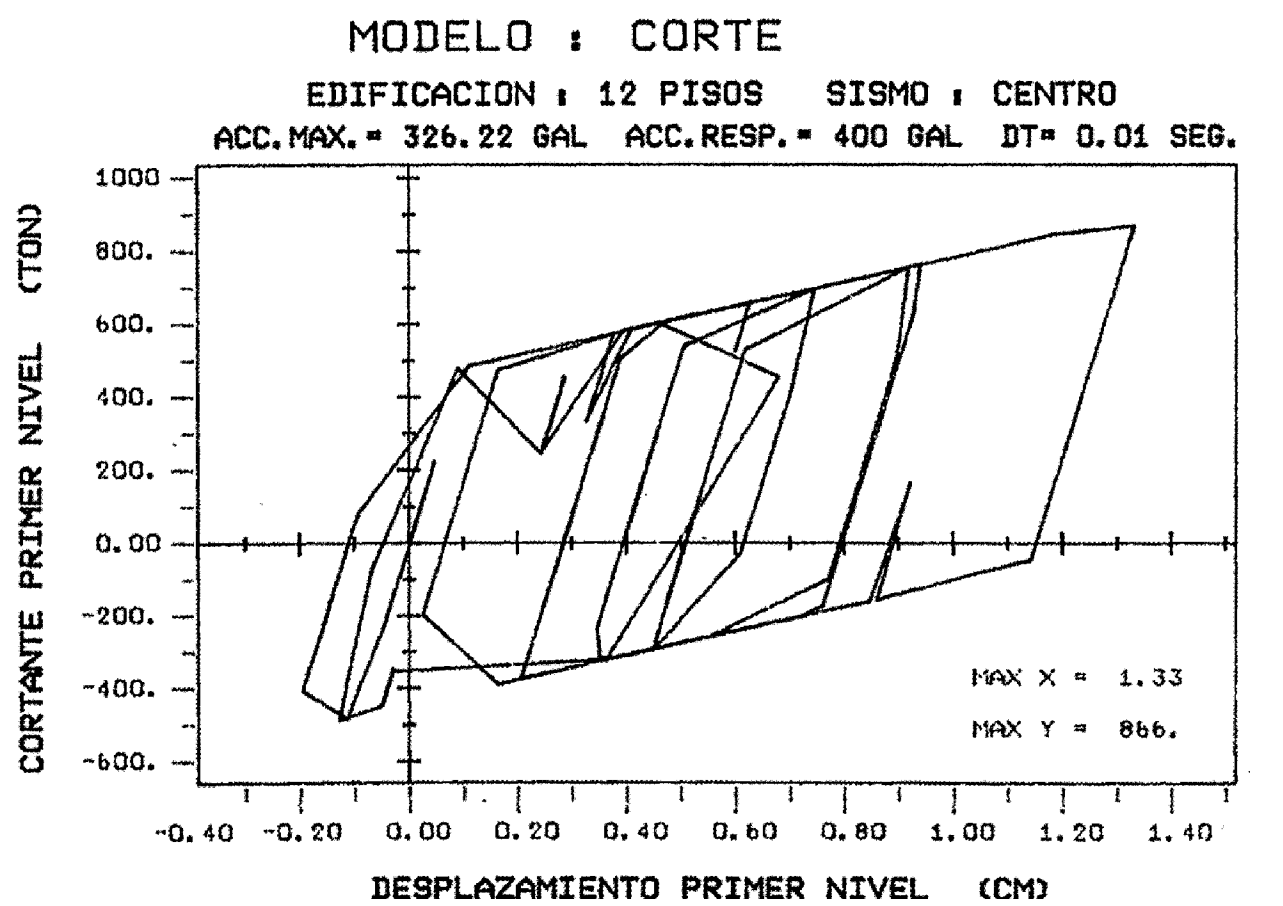
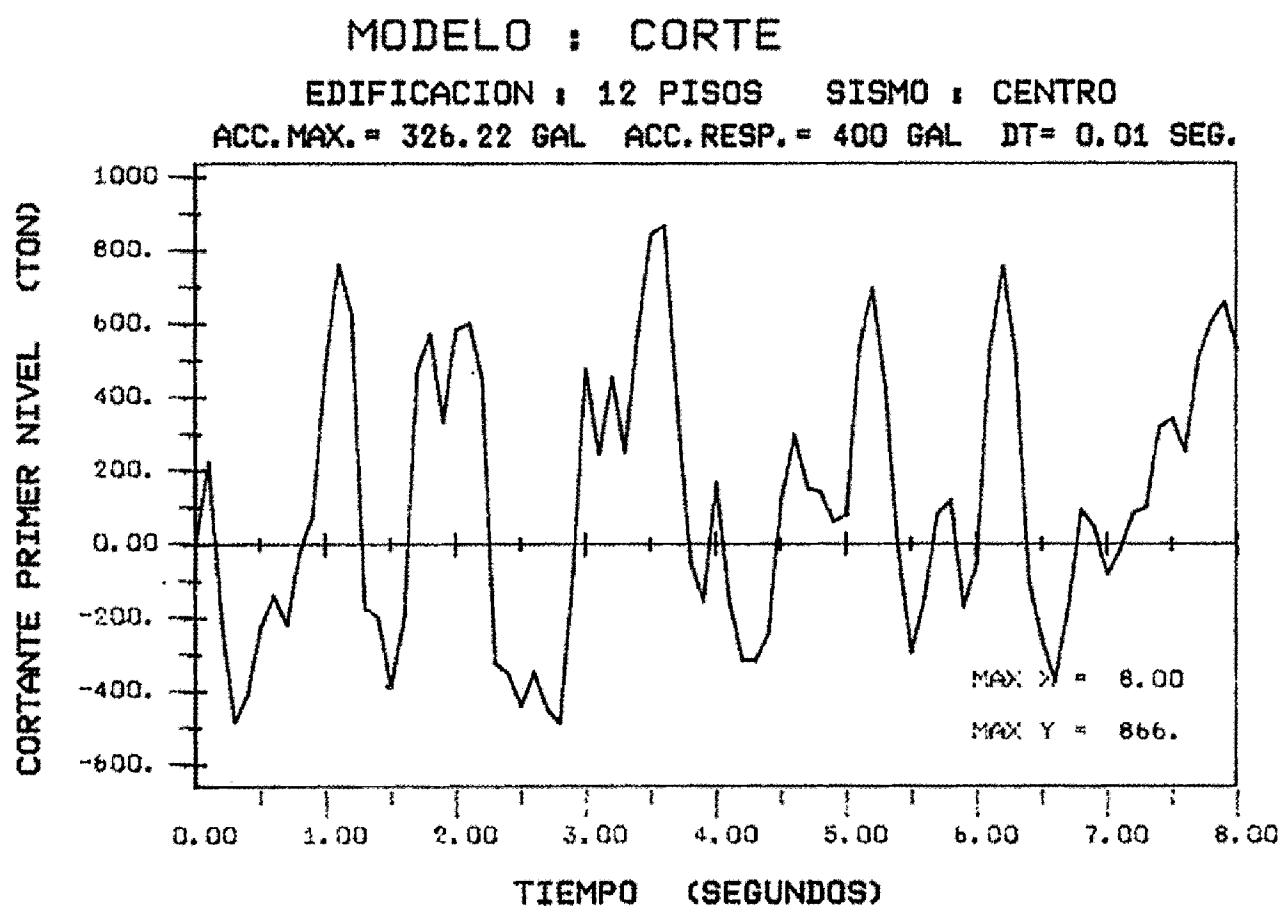
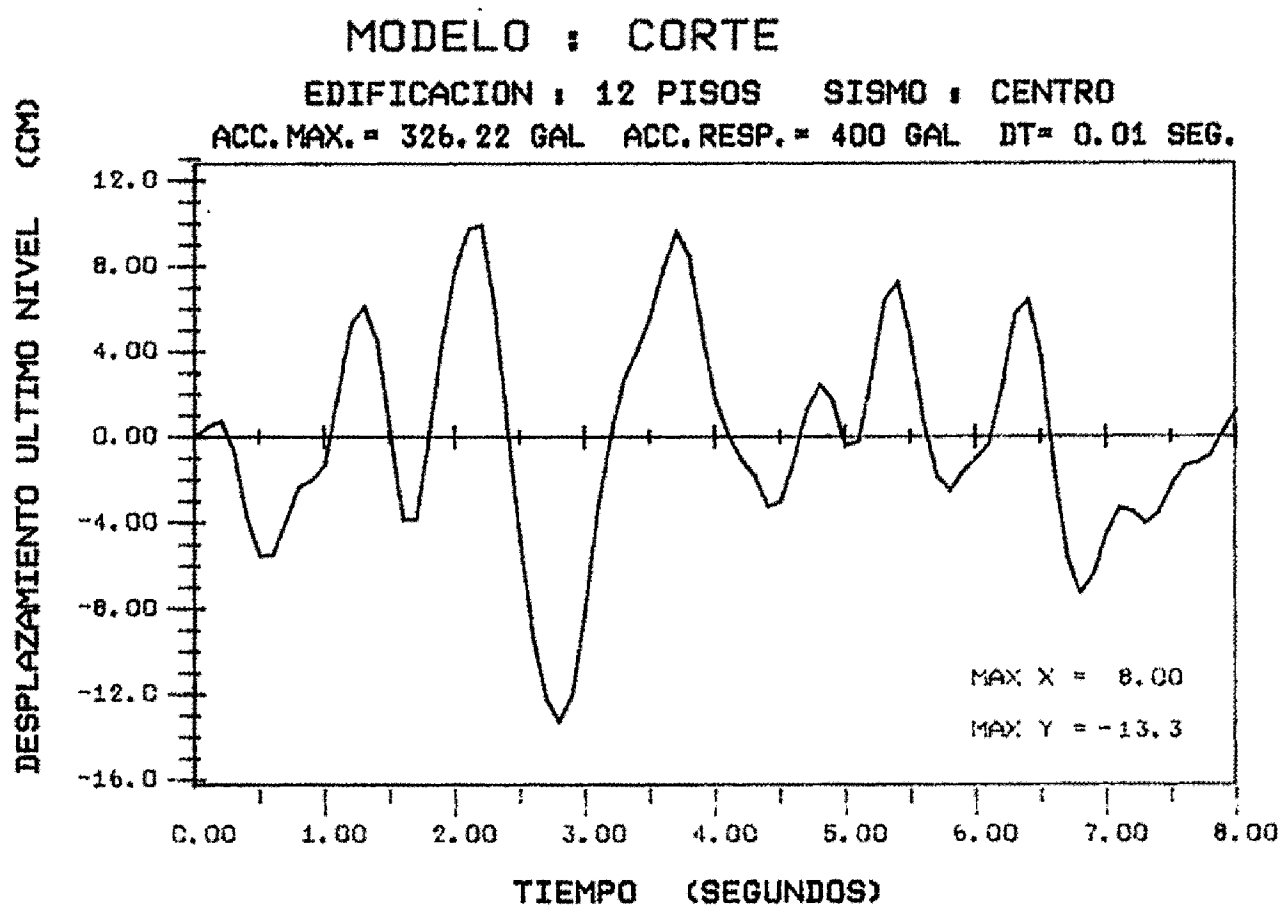
Figura N° 4.26 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA



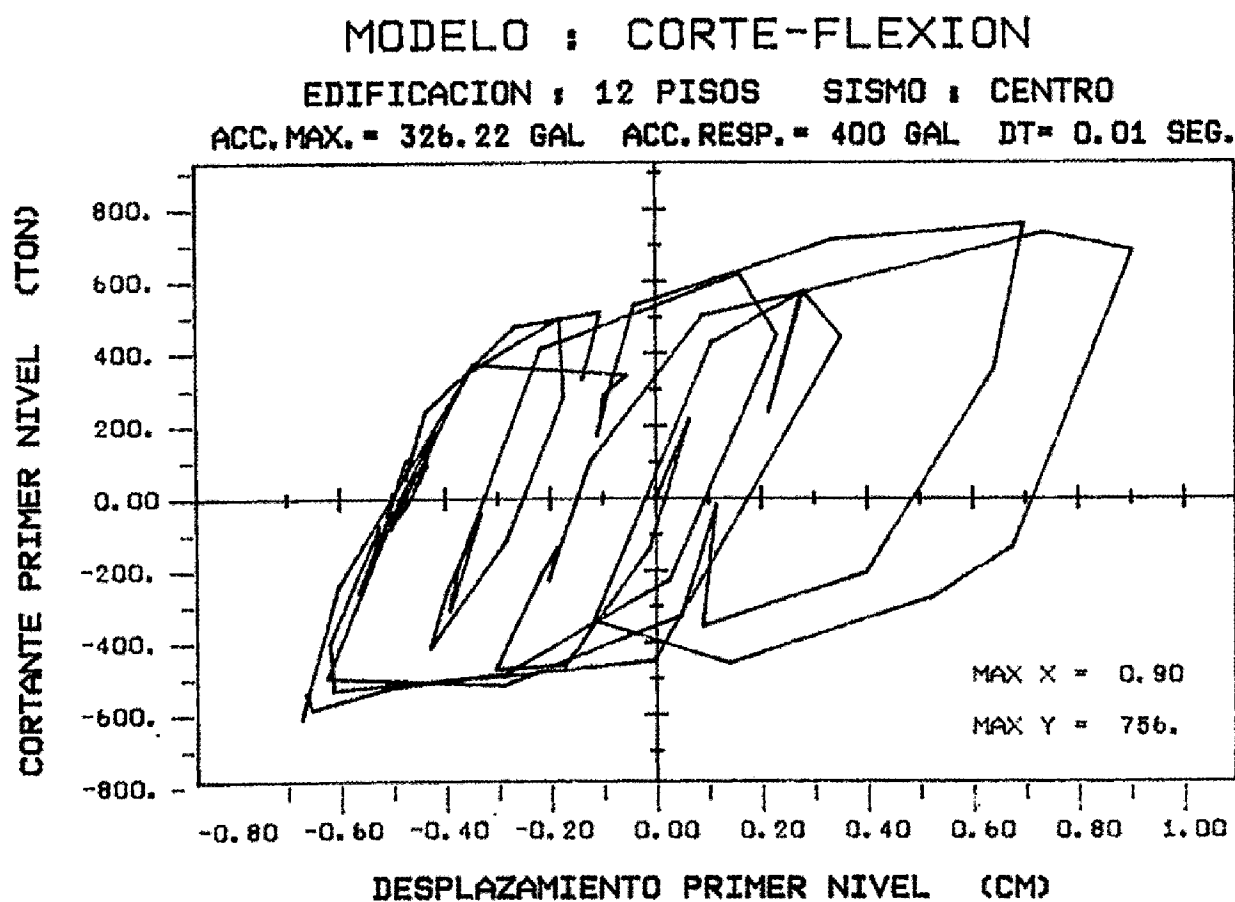
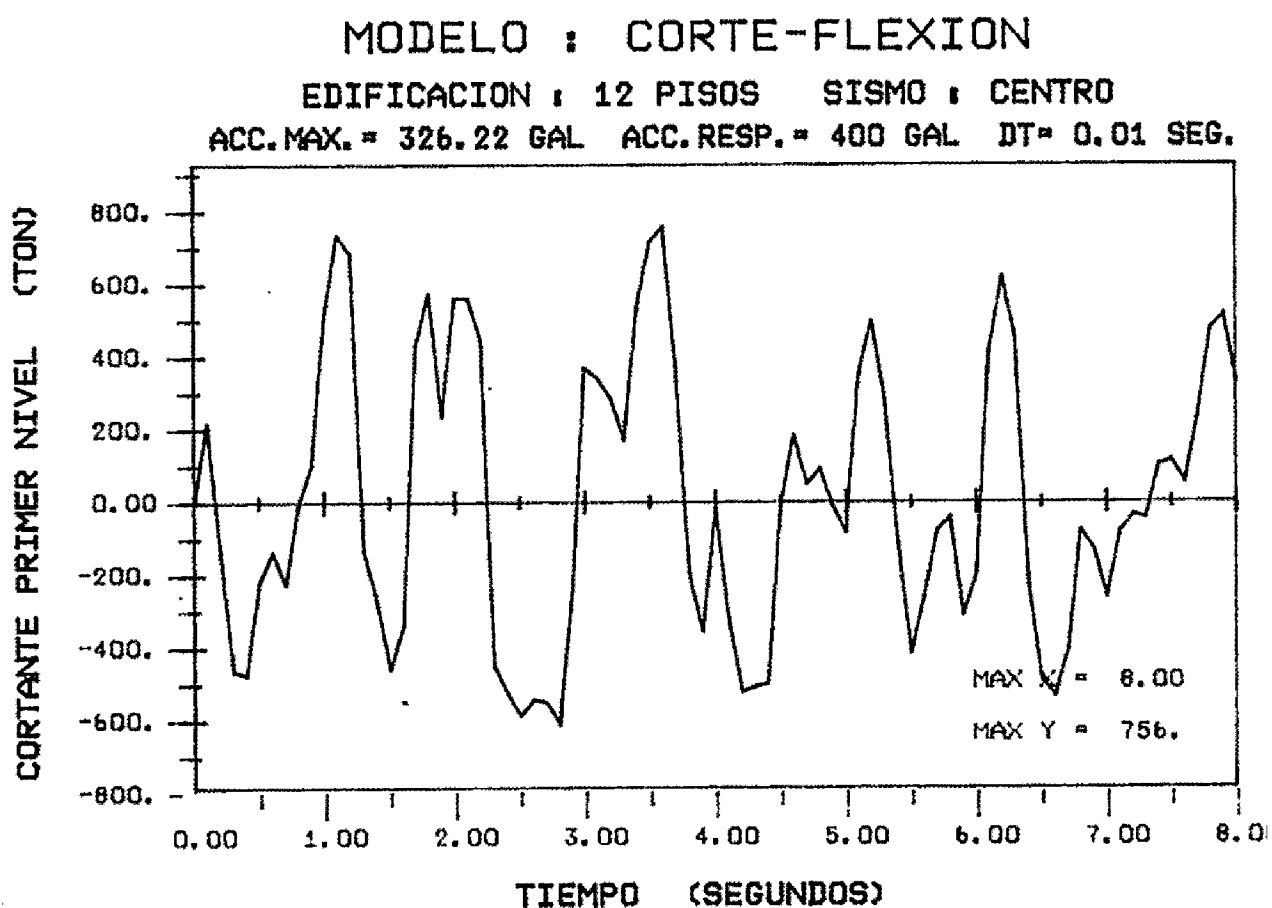
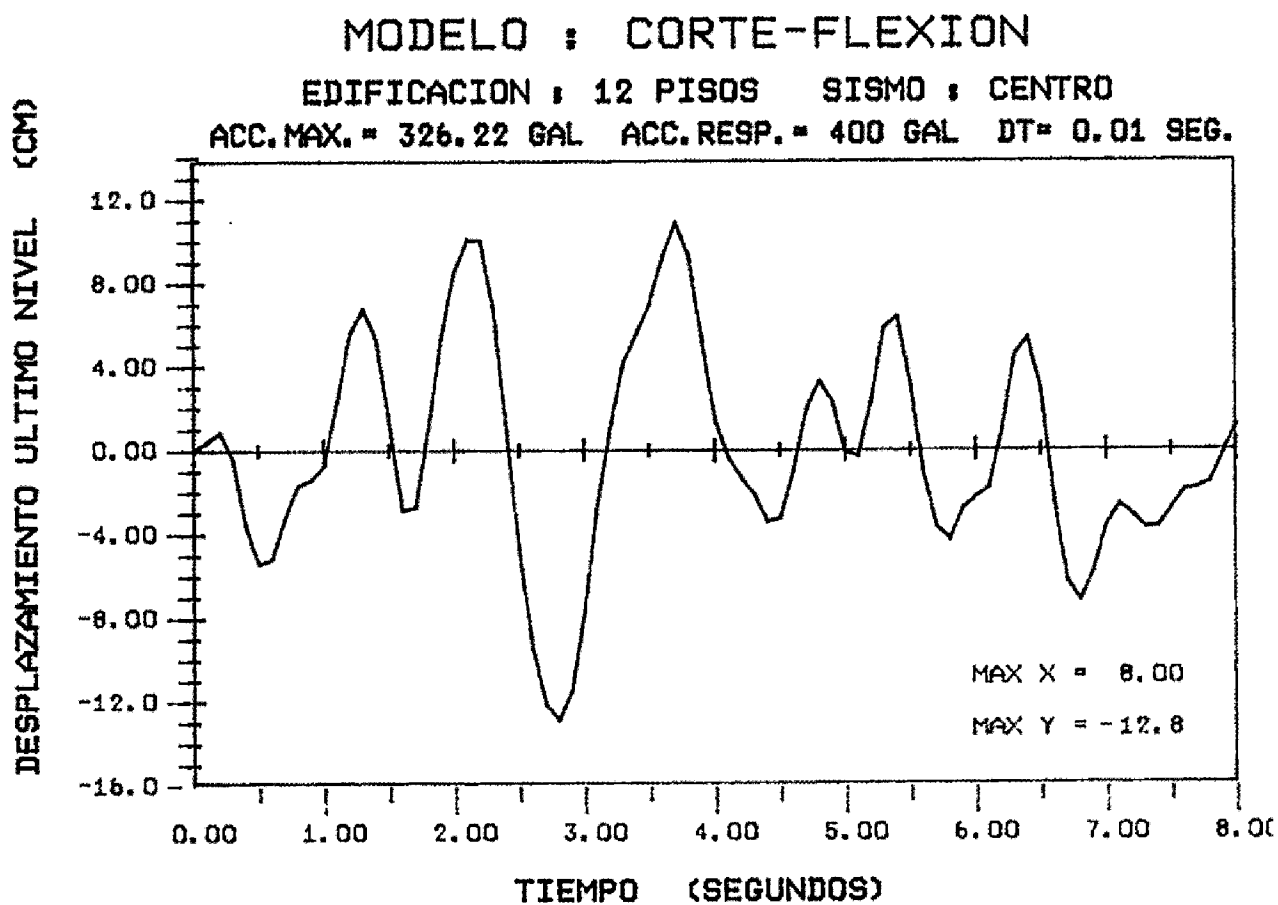
**Figura N° 4.27 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



**Figura N° 428 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

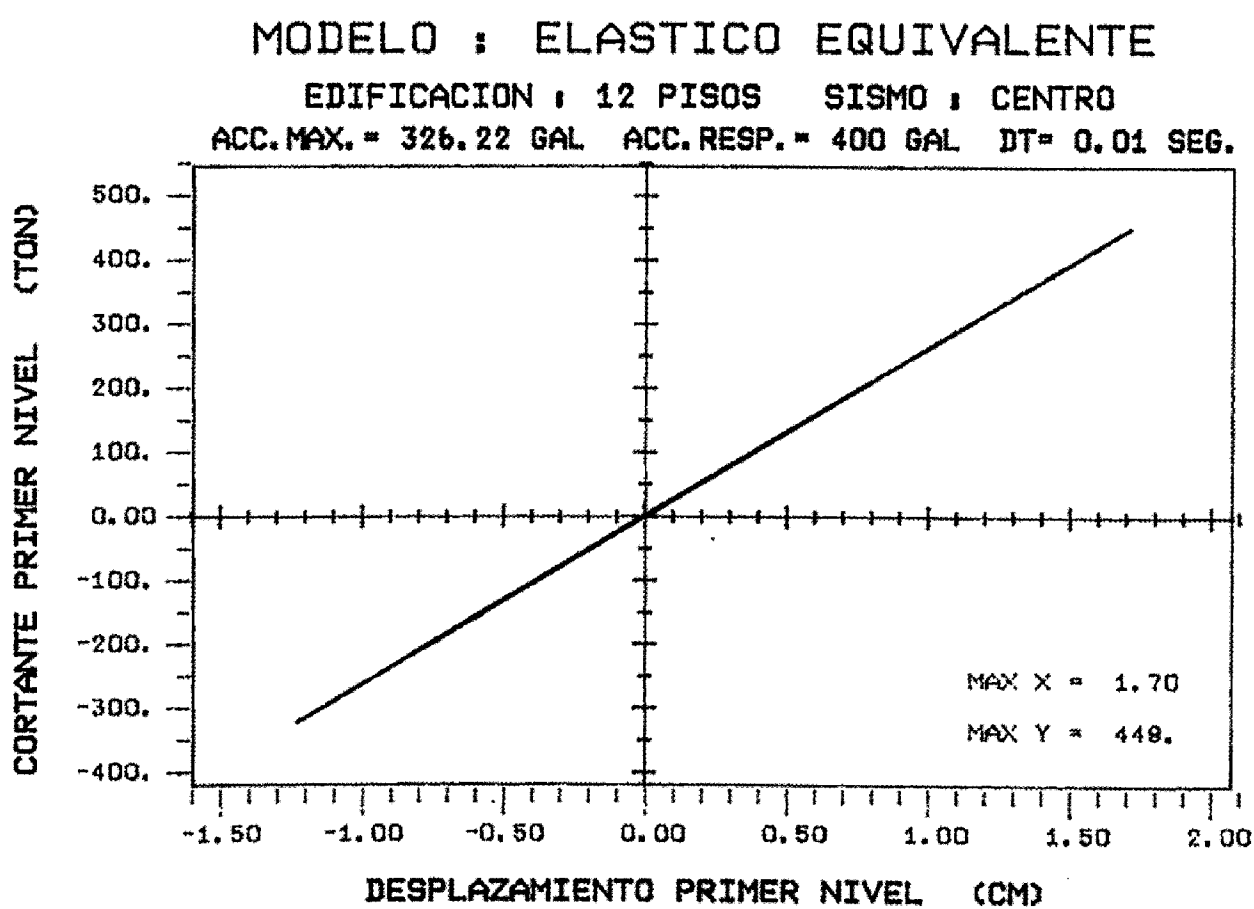
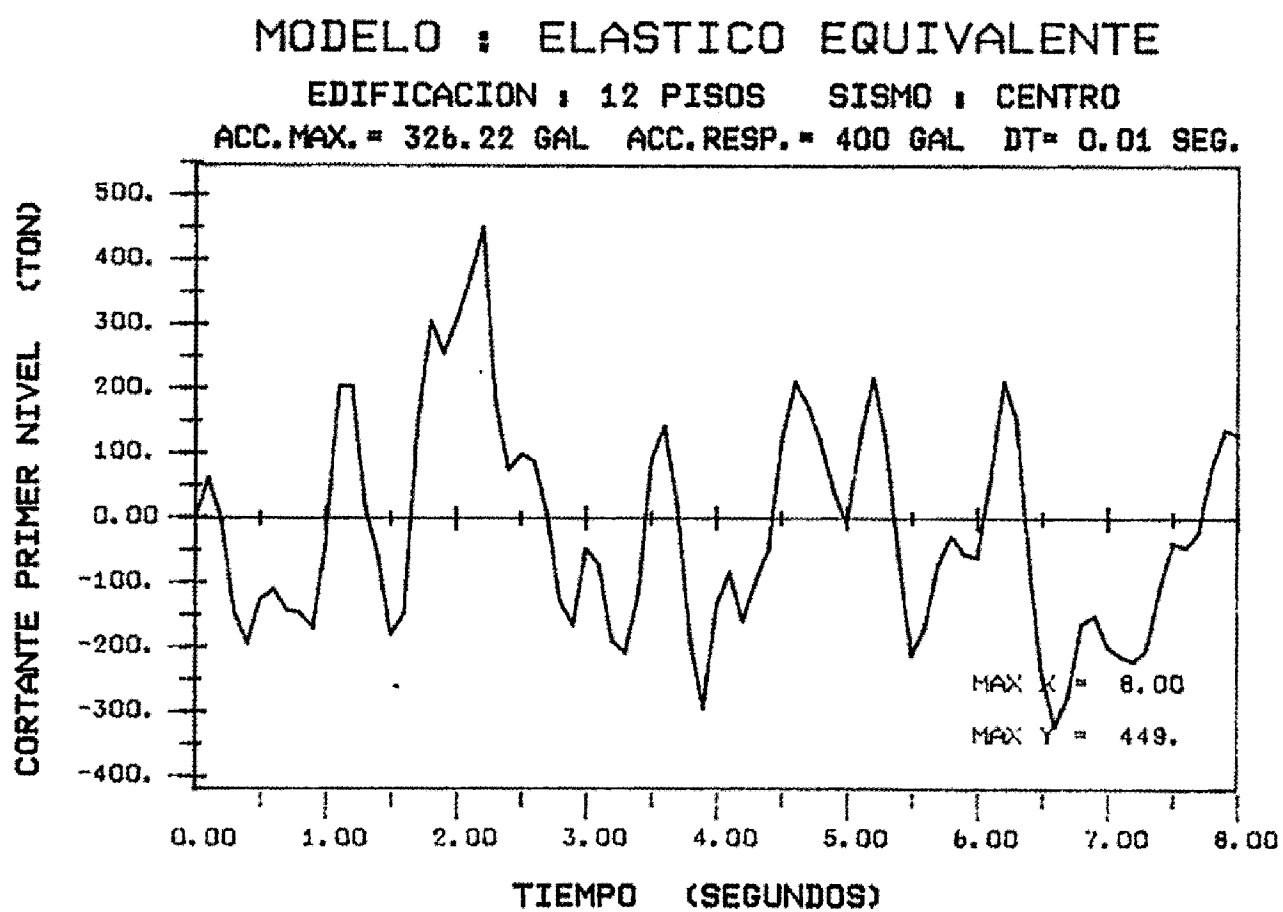
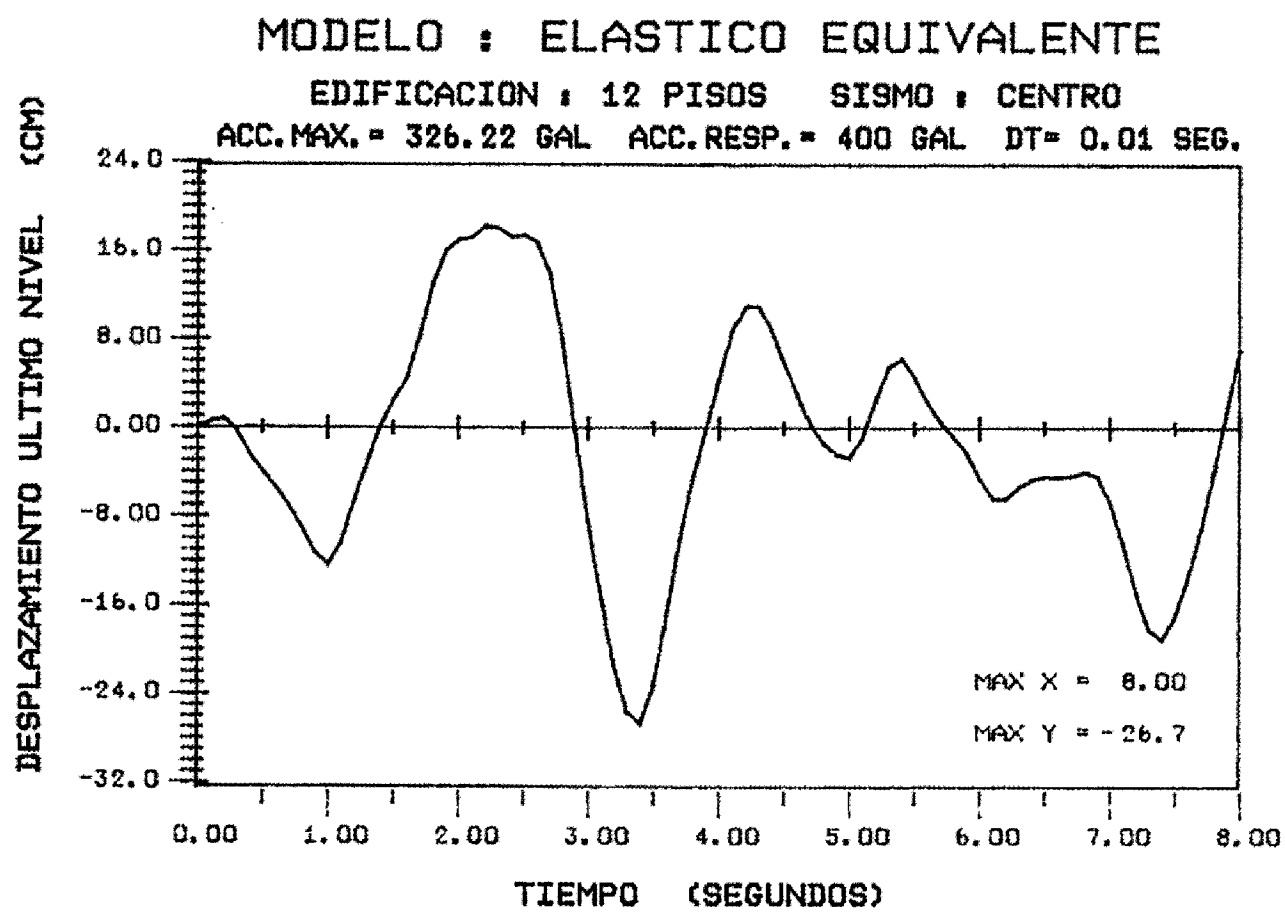


**Figura N° 4.29 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



**Figura N° 4.30 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

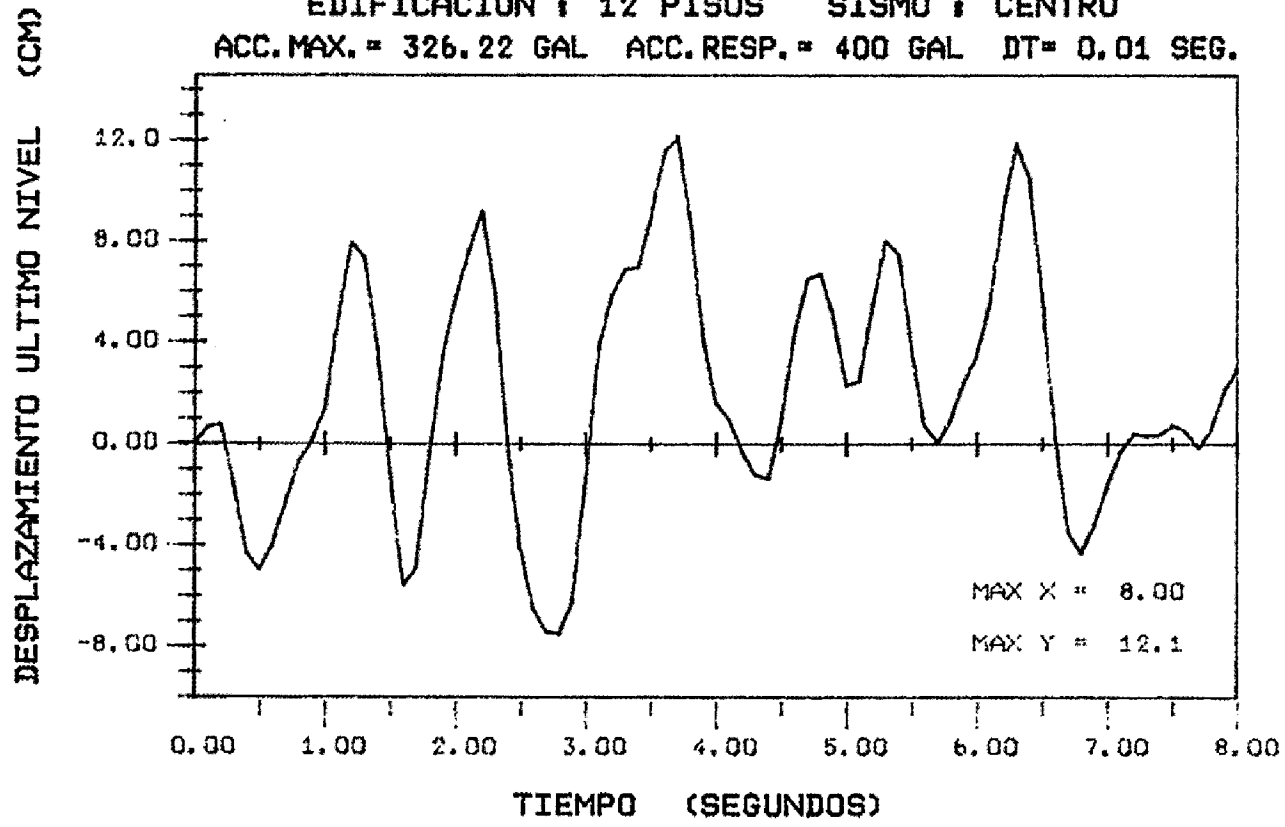




**Figura N° 4.31 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

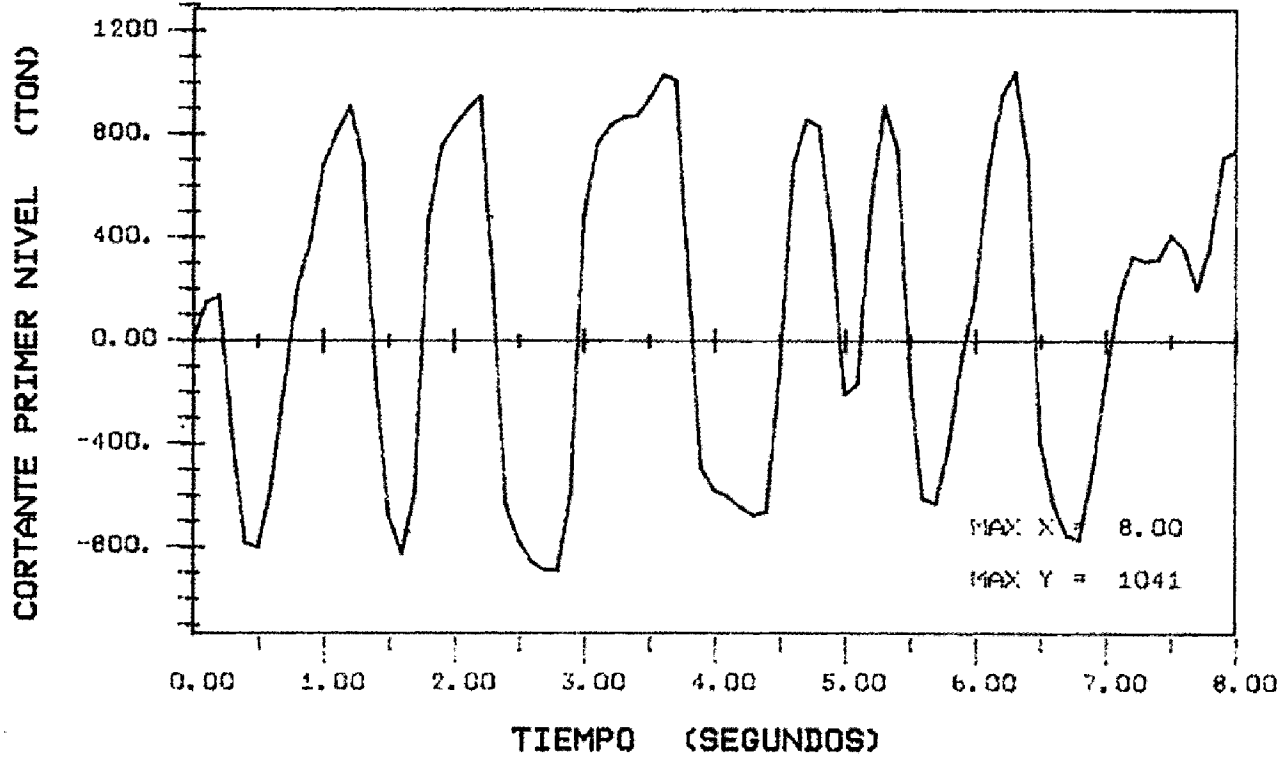
MODELO : UN GRADO DE LIBERTAD

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : CENTRO  
ACC. MAX. = 326.22 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT = 0.01 SEG.



MODELO : UN GRADO DE LIBERTAD

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : CENTRO  
ACC. MAX. = 326.22 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT = 0.01 SEG.



MODELO : UN GRADO DE LIBERTAD

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : CENTRO  
ACC. MAX. = 326.22 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT = 0.01 SEG.

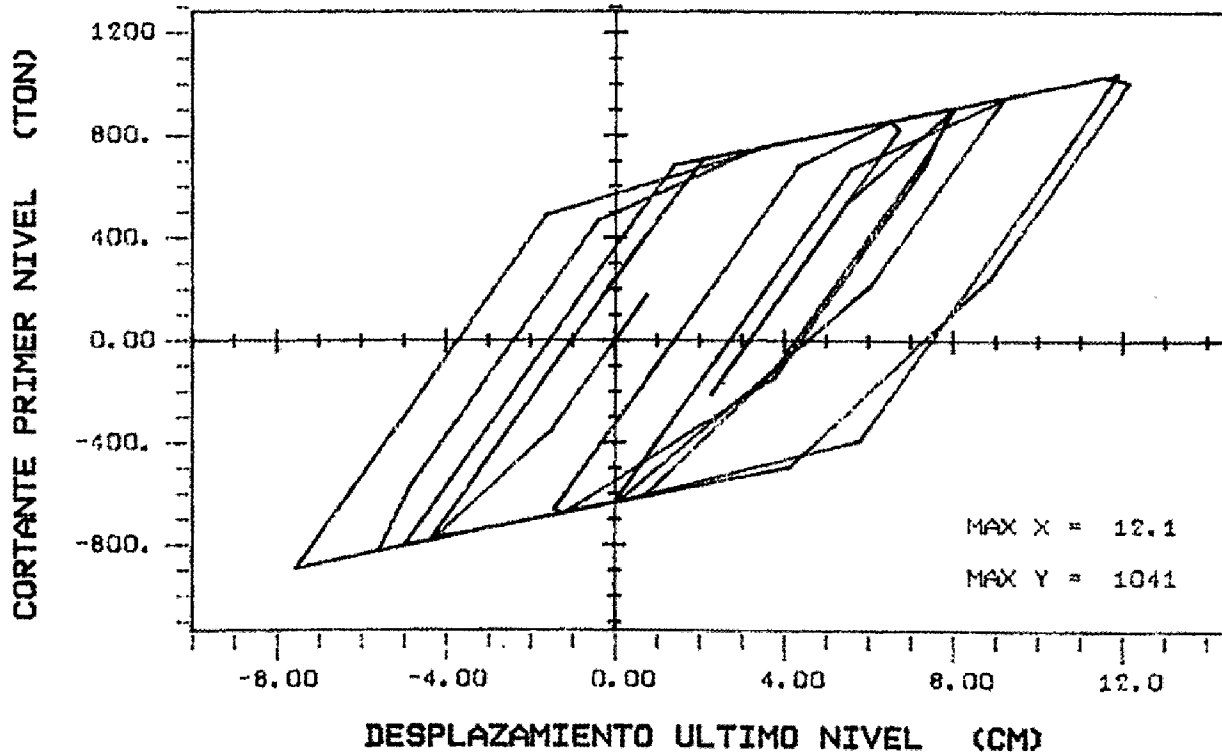
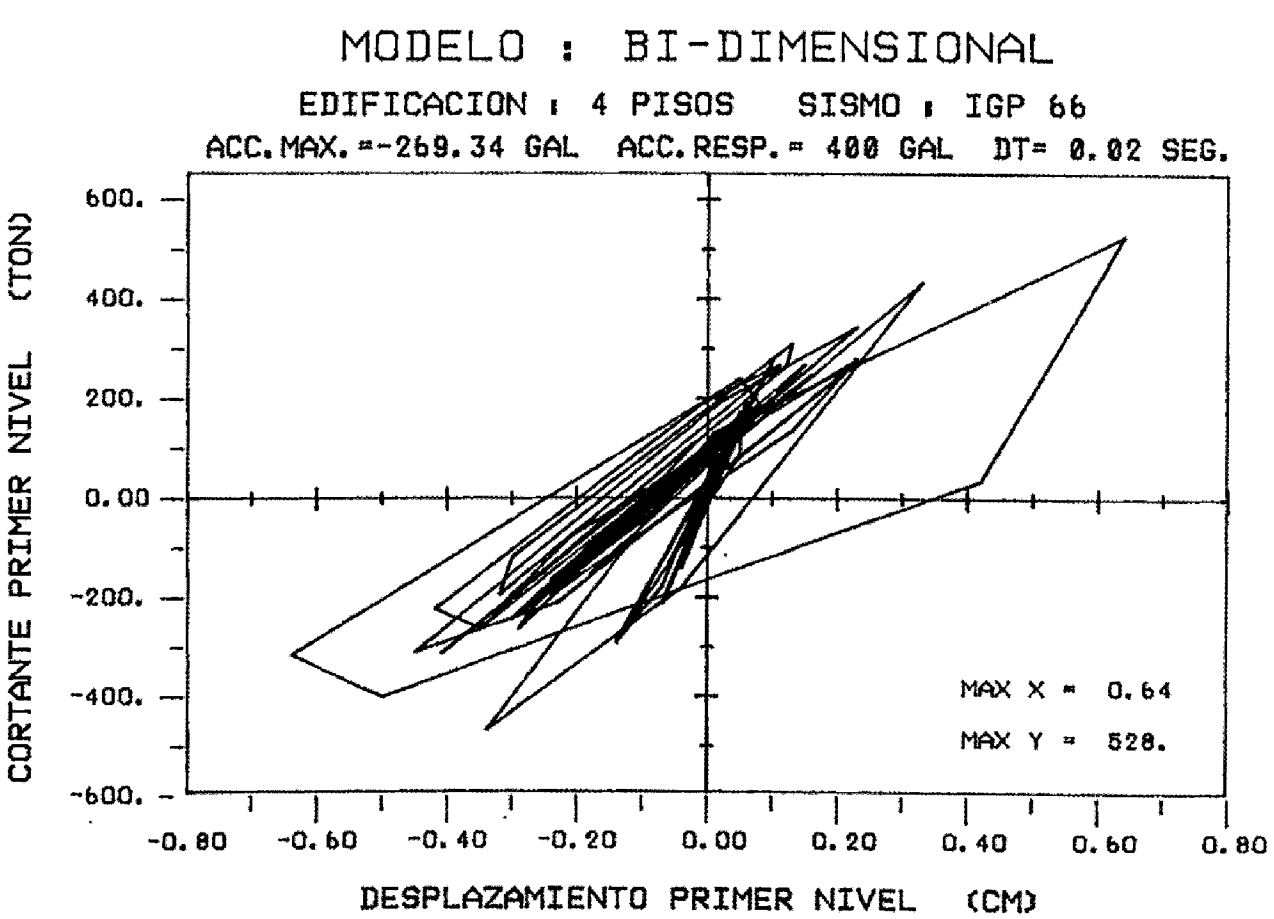
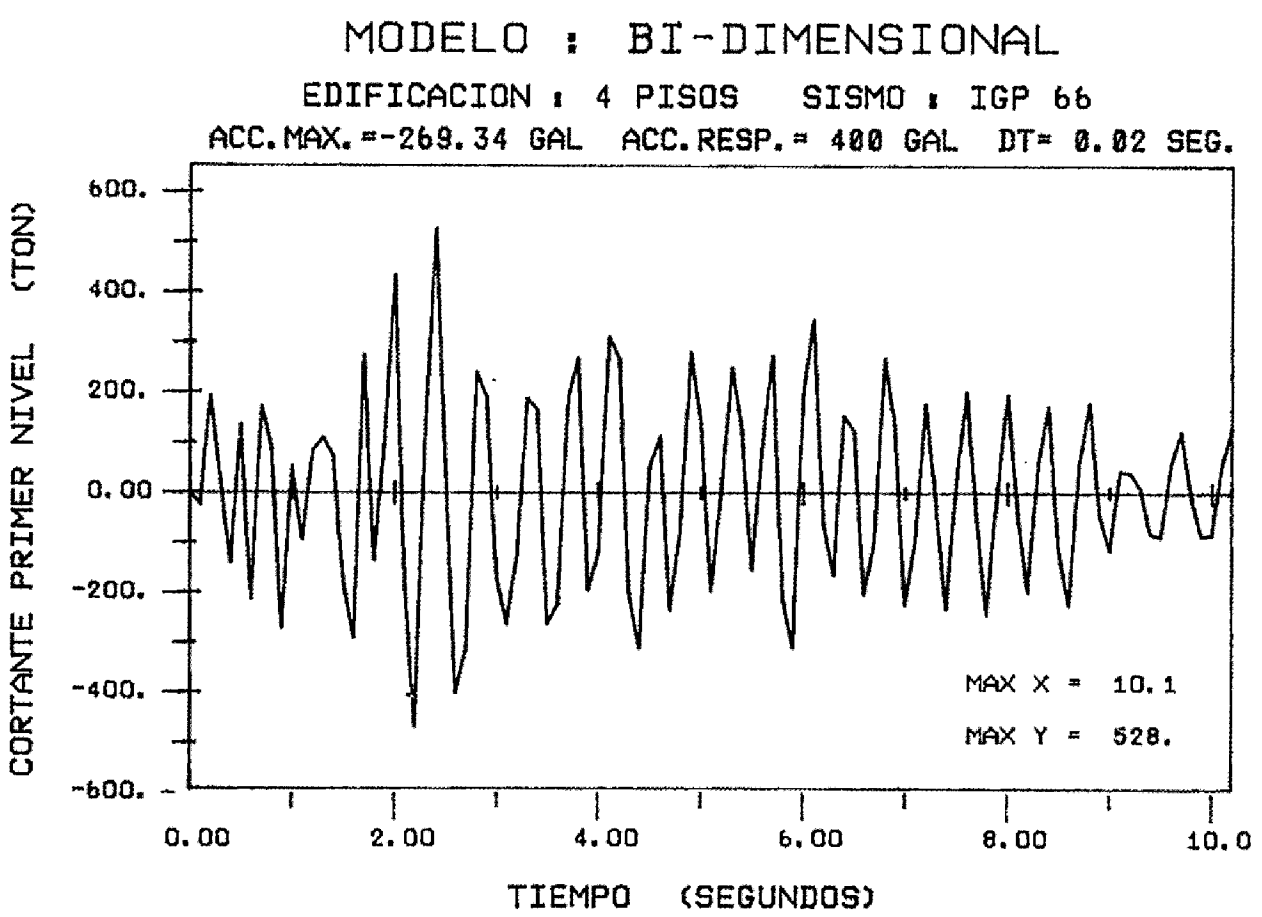
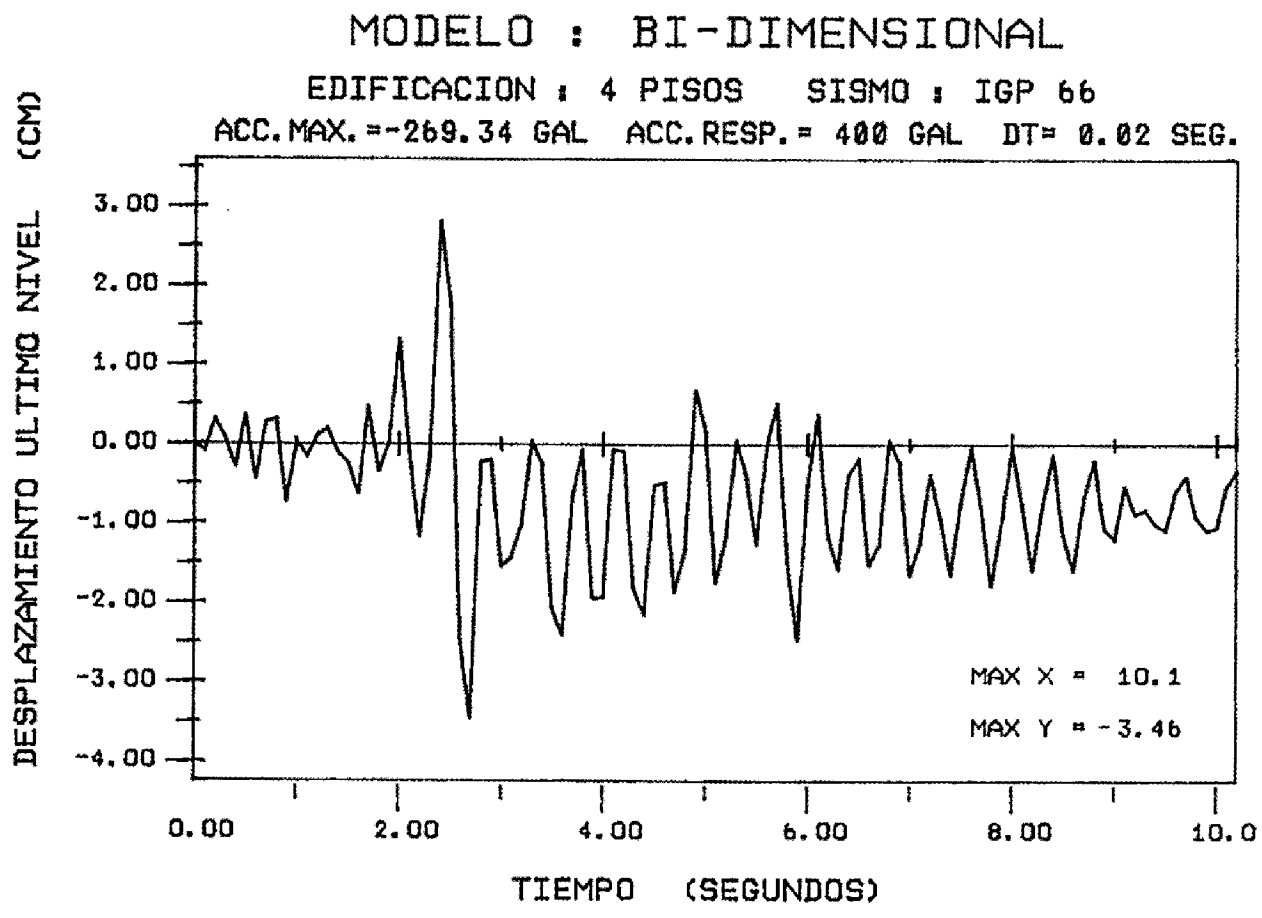
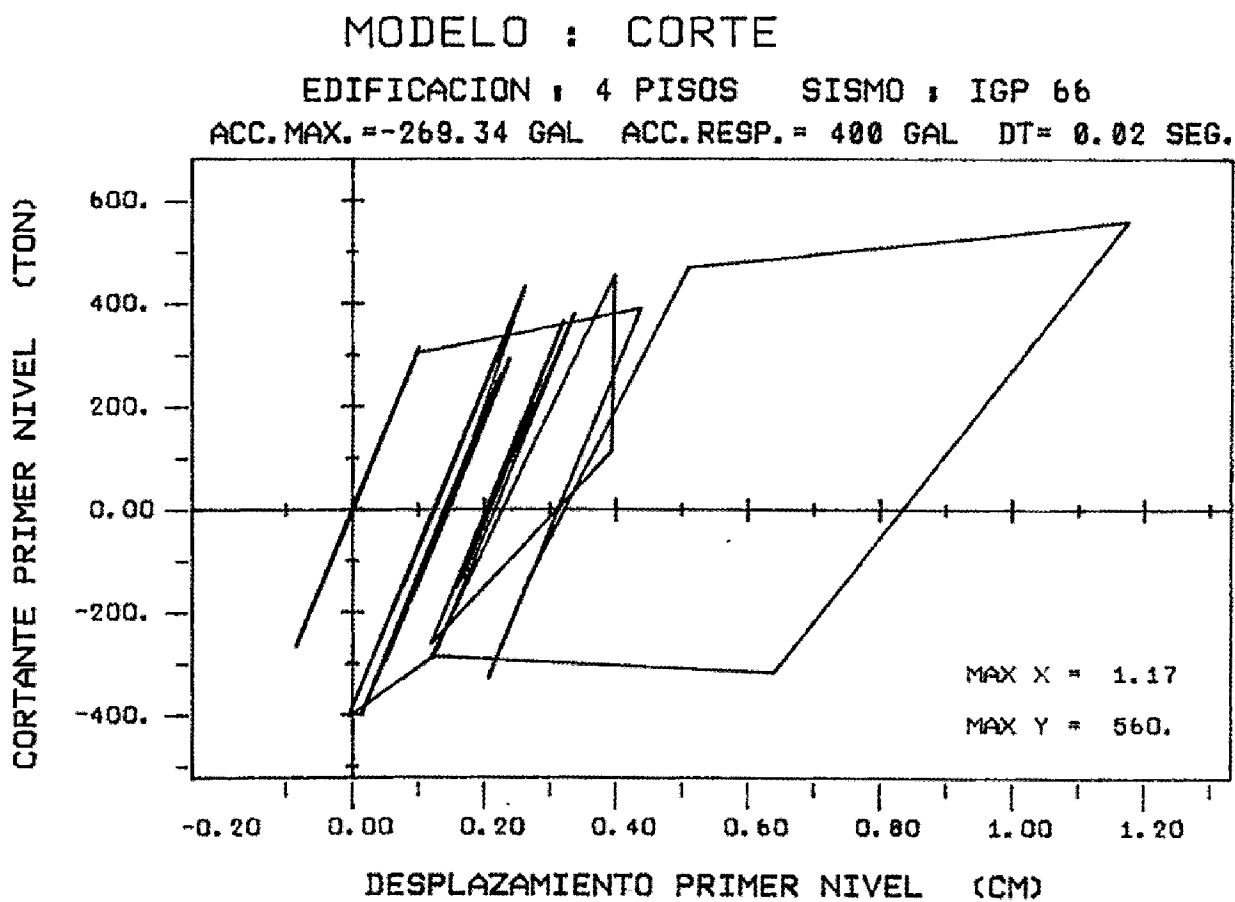
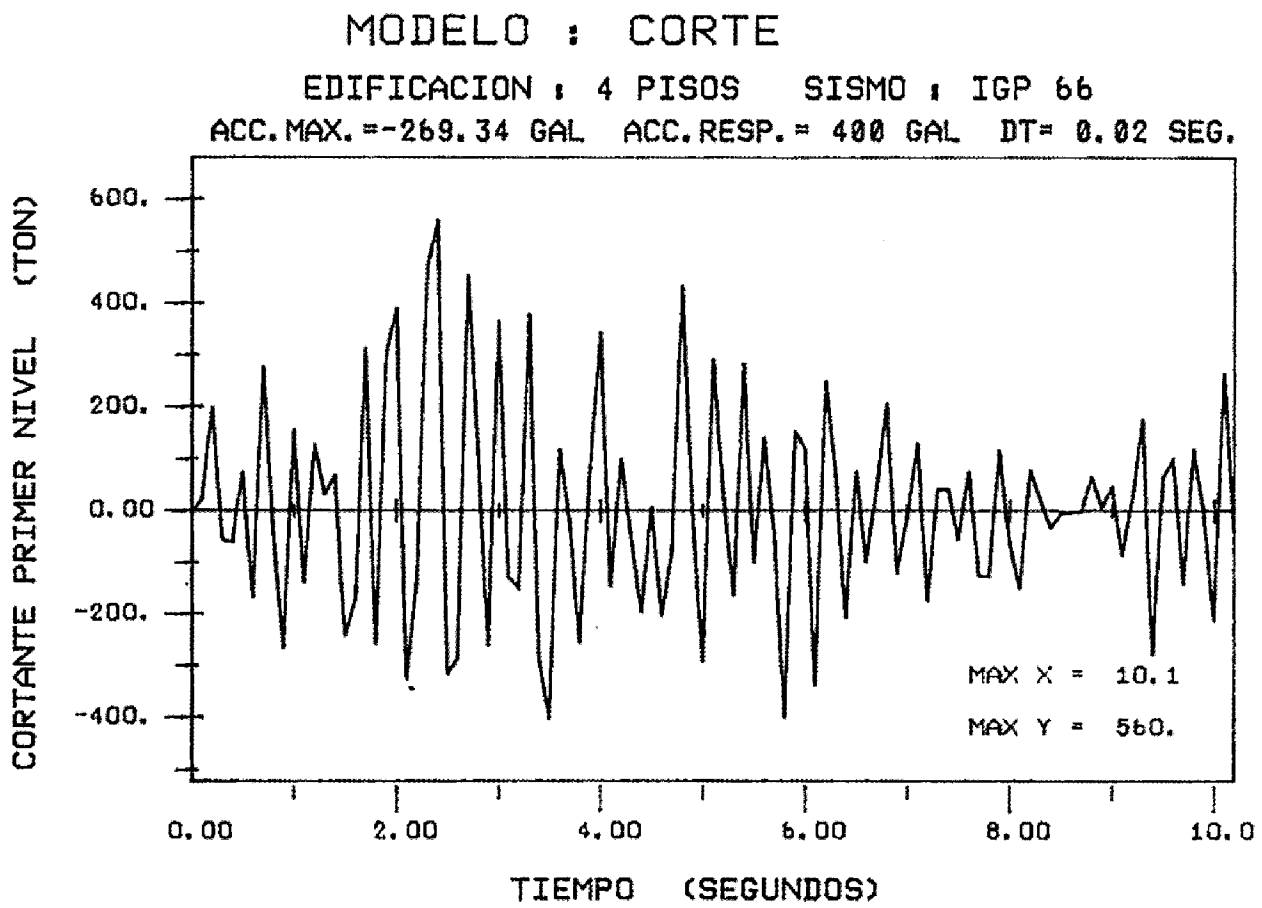
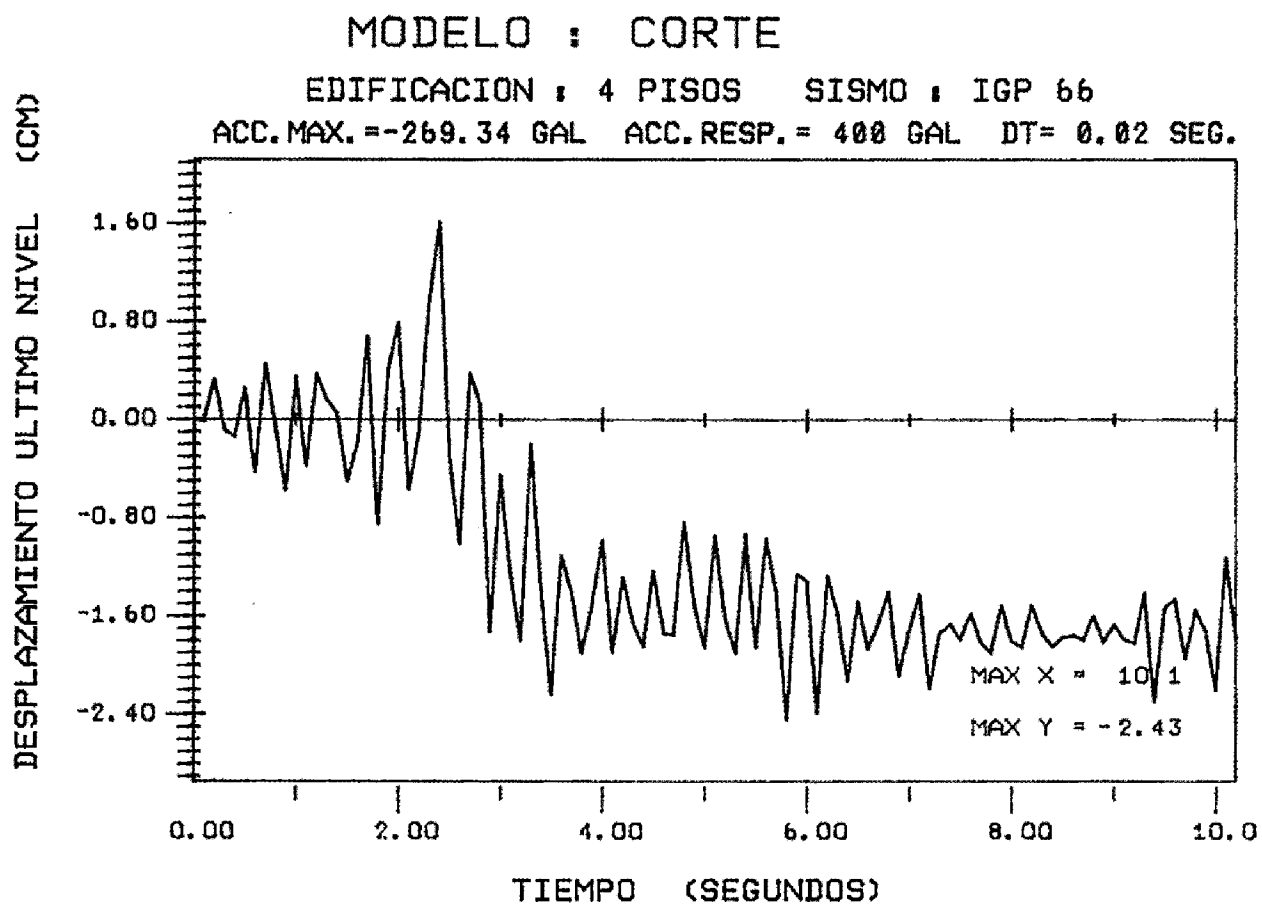


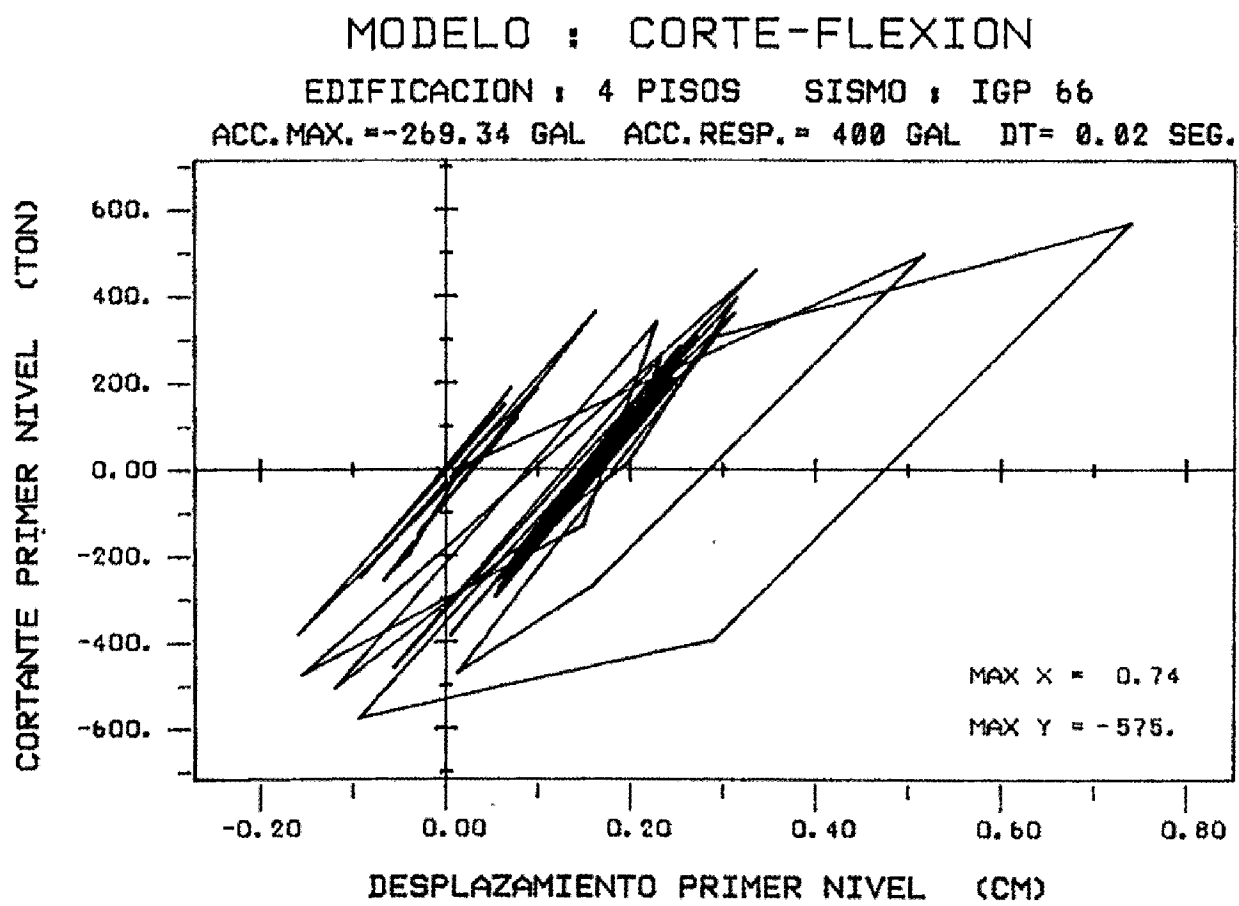
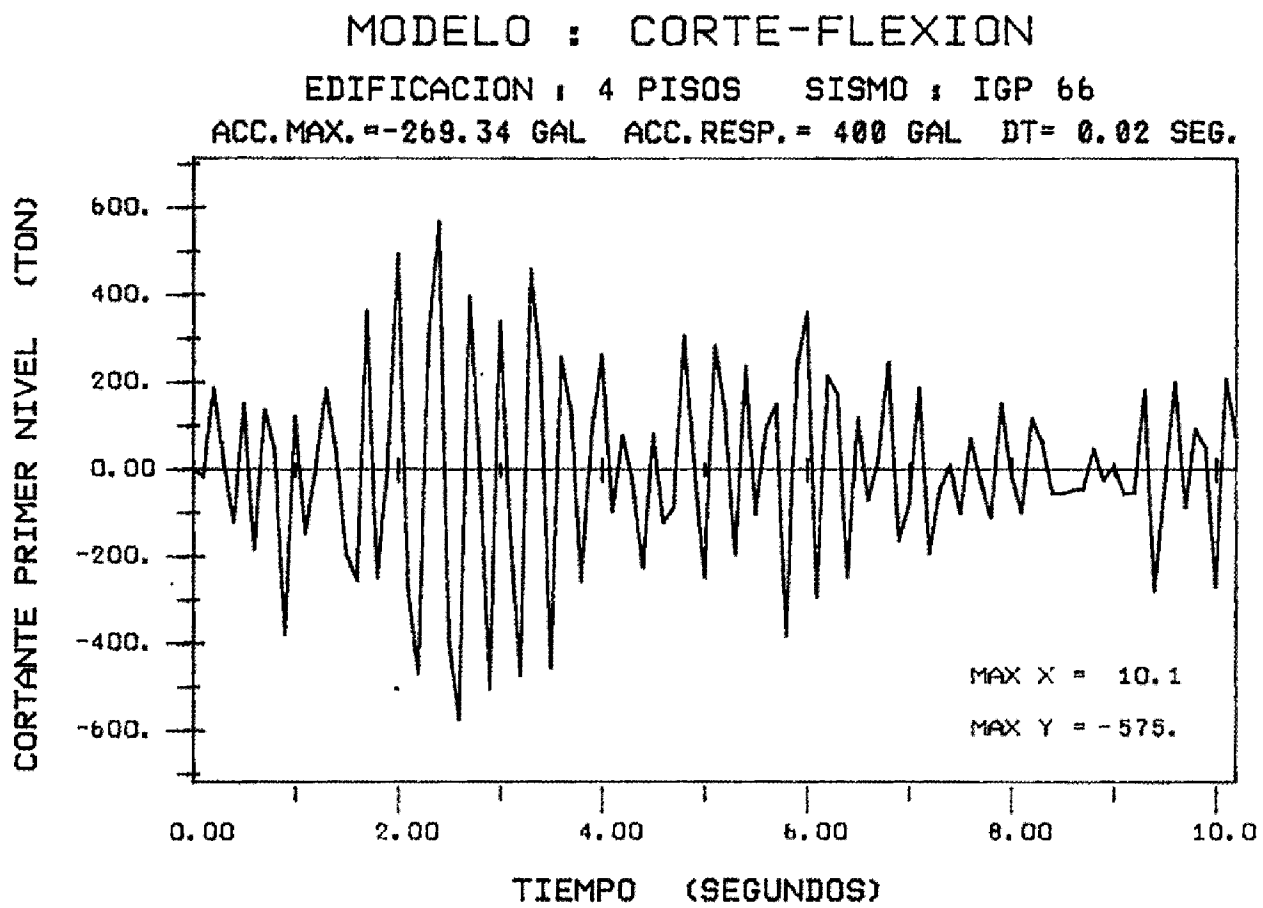
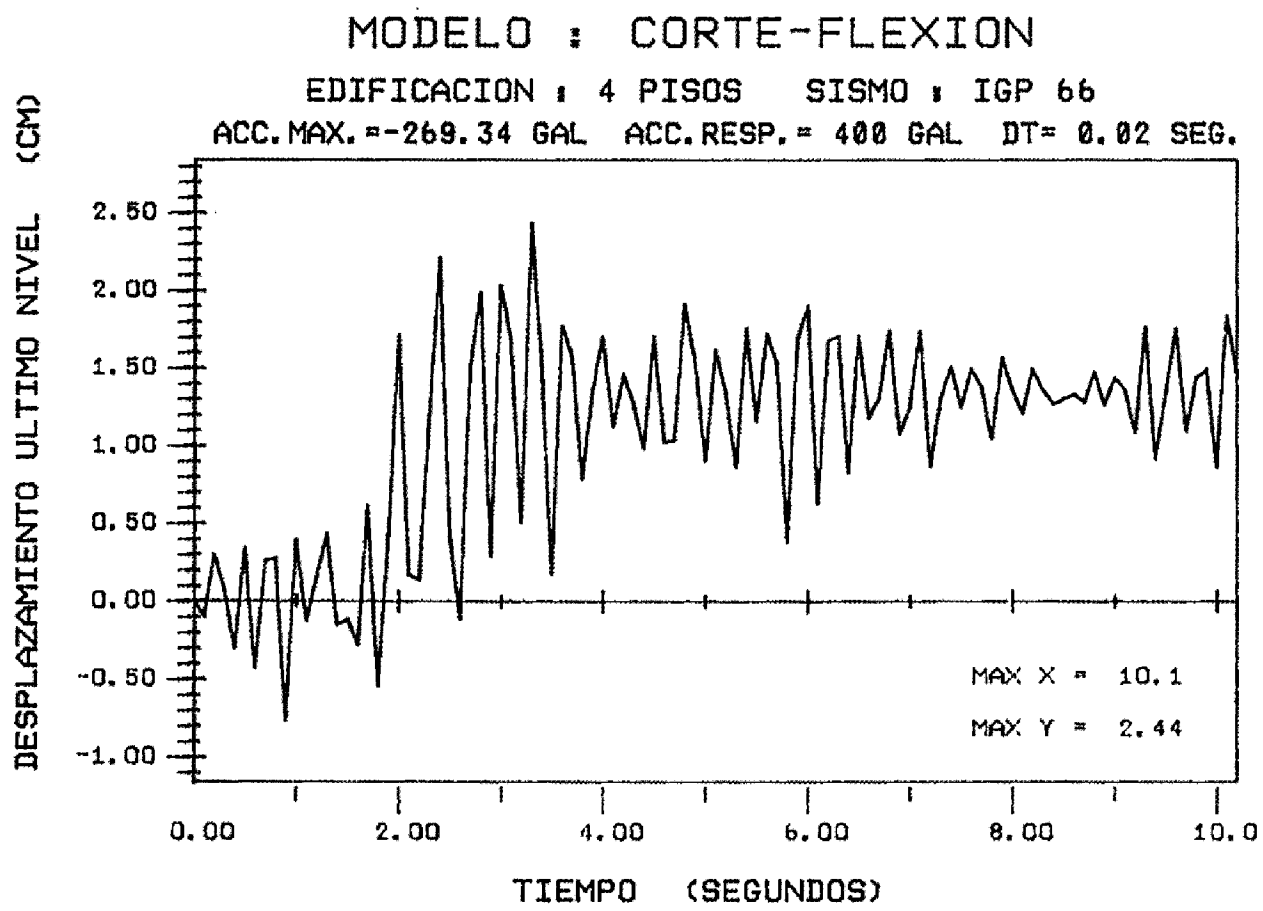
Figura N° 4.32 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA



**Figura N° 4.33 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



**Figura Nº 434 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

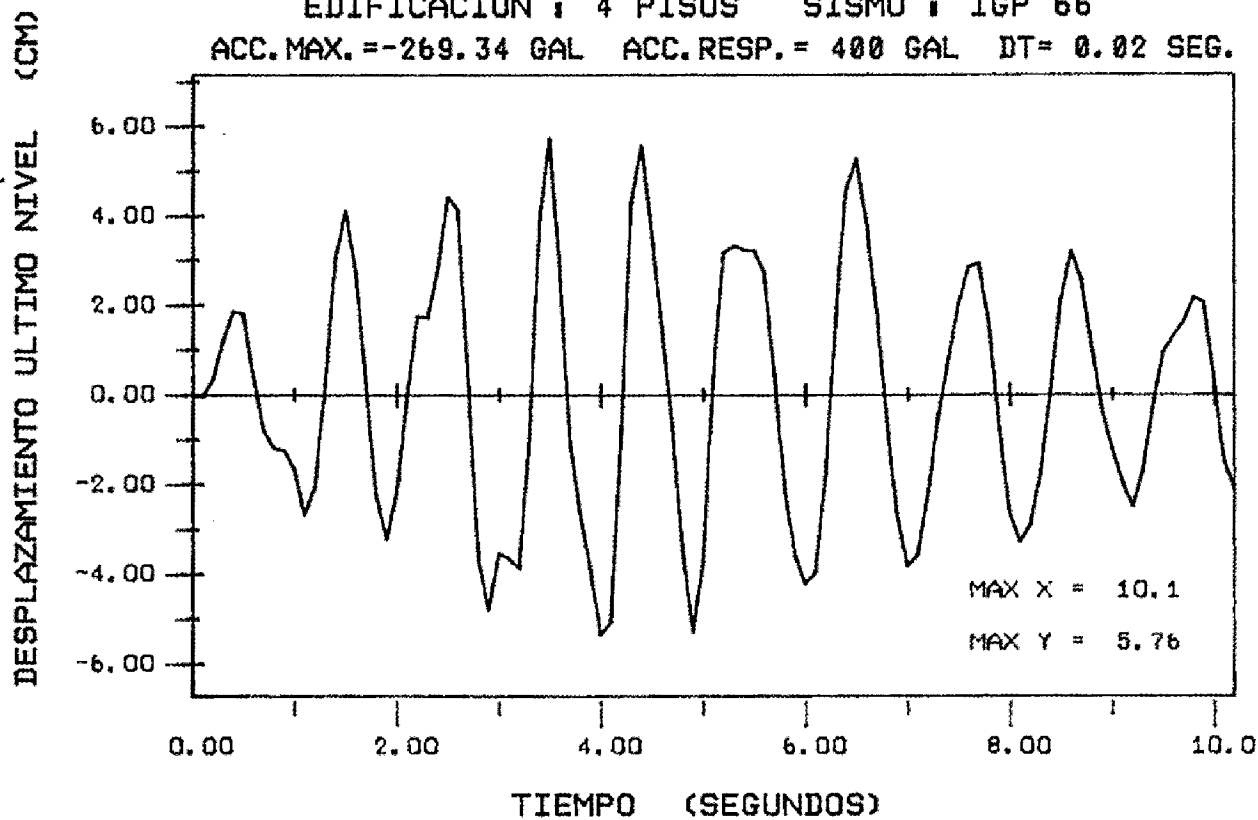


**Figura N° 4.35 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

MODELO : ELASTICO EQUIVALENTE

EDIFICACION : 4 PISOS SISMO : IGP 66

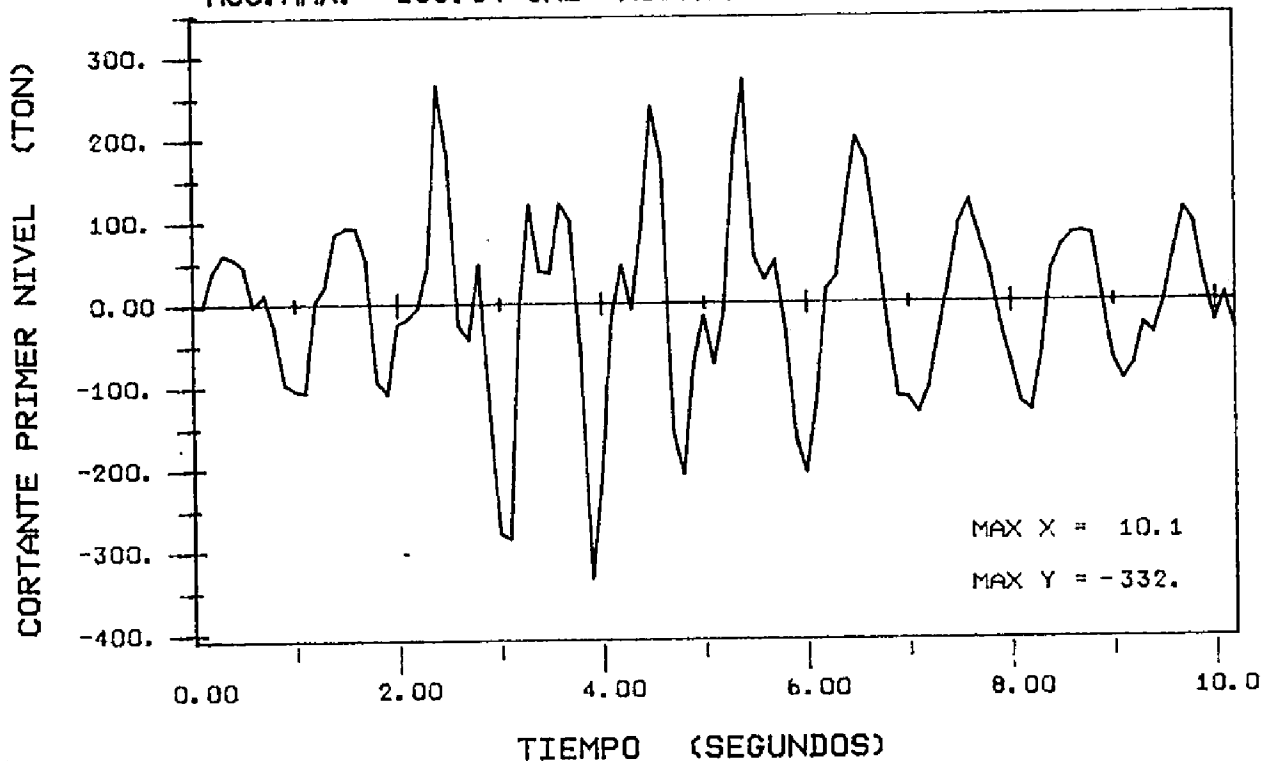
ACC.MAX. = -269.34 GAL ACC.RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.



MODELO : ELASTICO EQUIVALENTE

EDIFICACION : 4 PISOS SISMO : IGP 66

ACC.MAX. = -269.34 GAL ACC.RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.



MODELO : ELASTICO EQUIVALENTE

EDIFICACION : 4 PISOS SISMO : IGP 66

ACC.MAX. = -269.34 GAL ACC.RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.

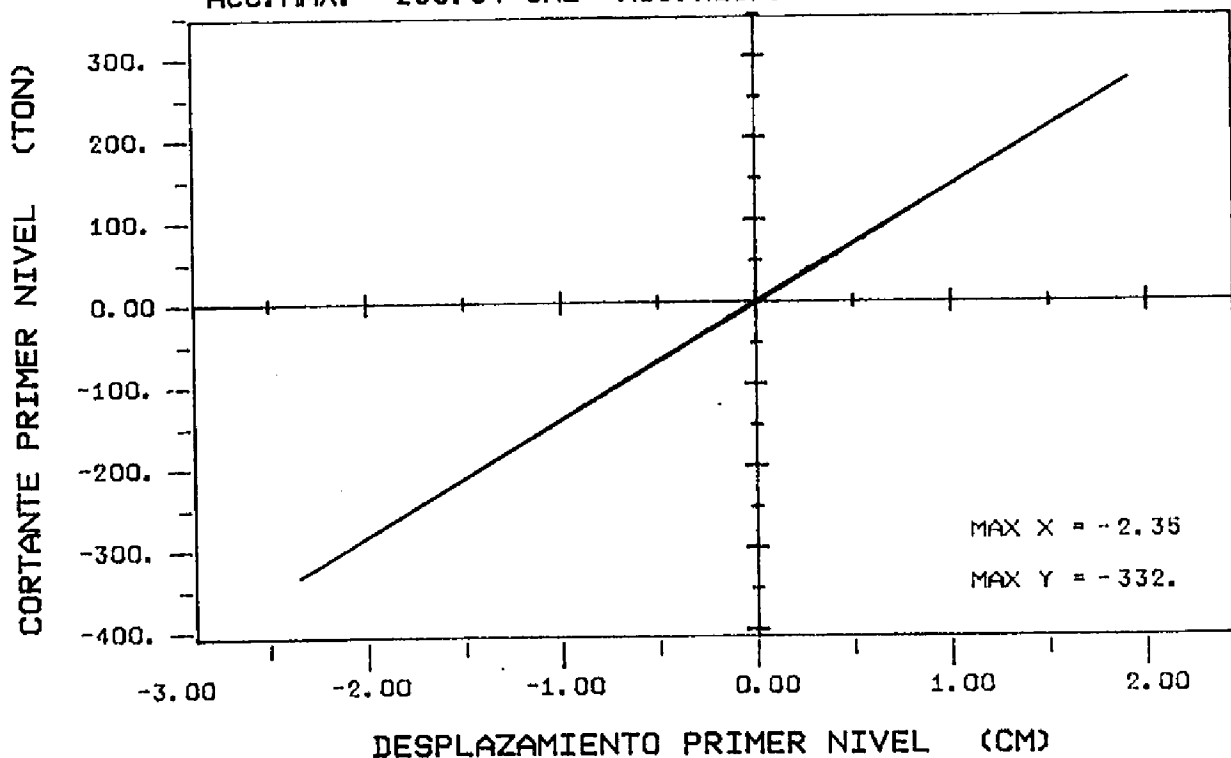


Figura N° 4.36 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

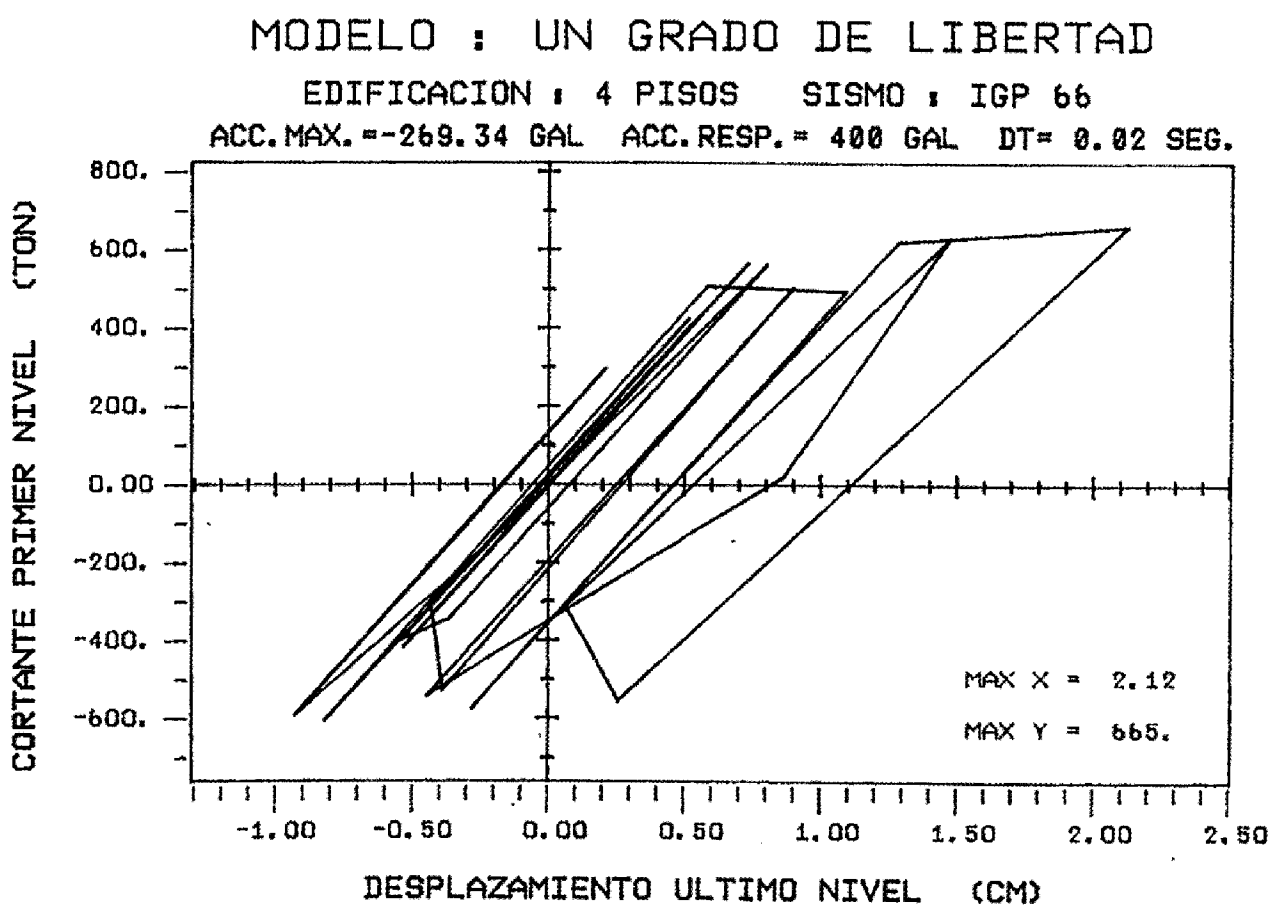
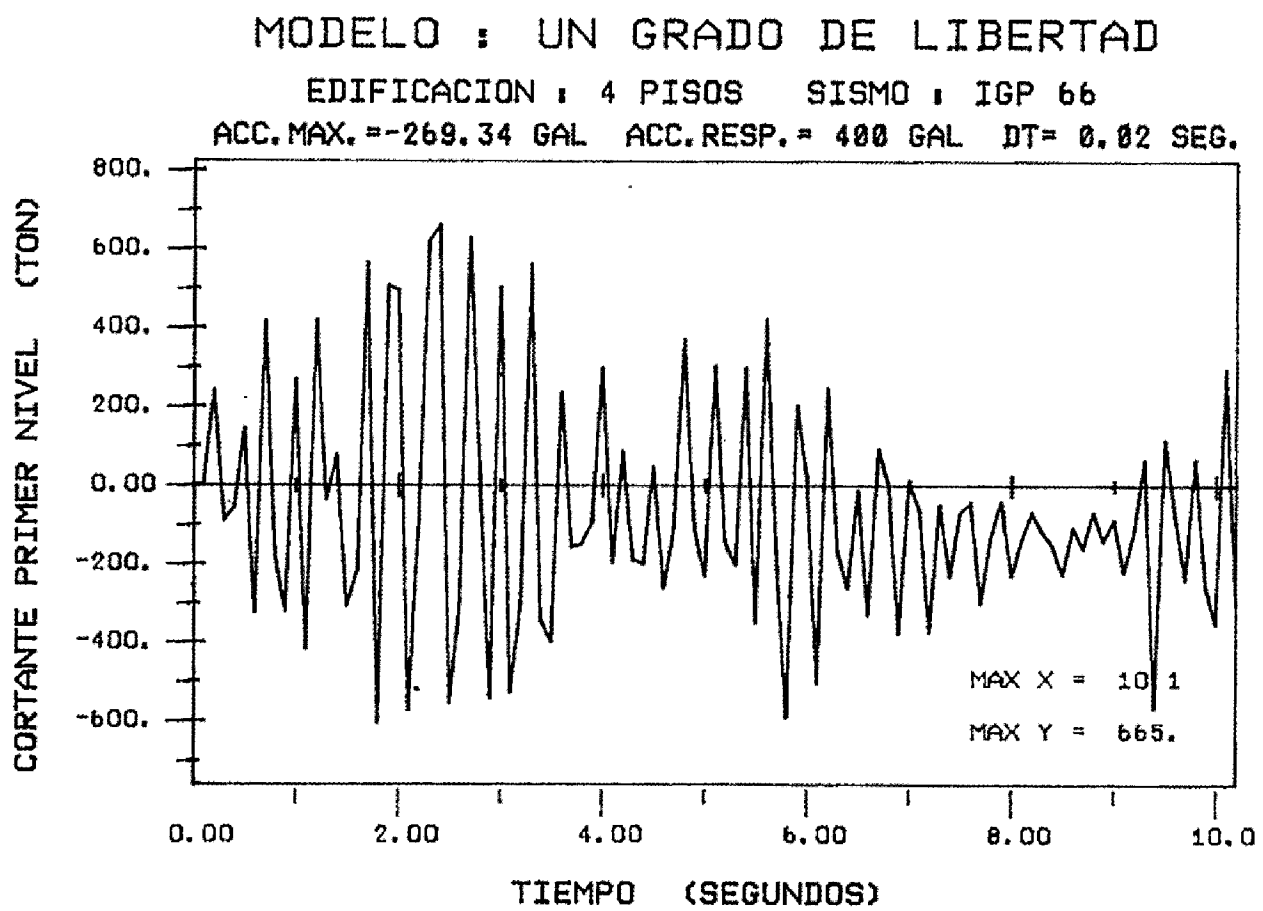
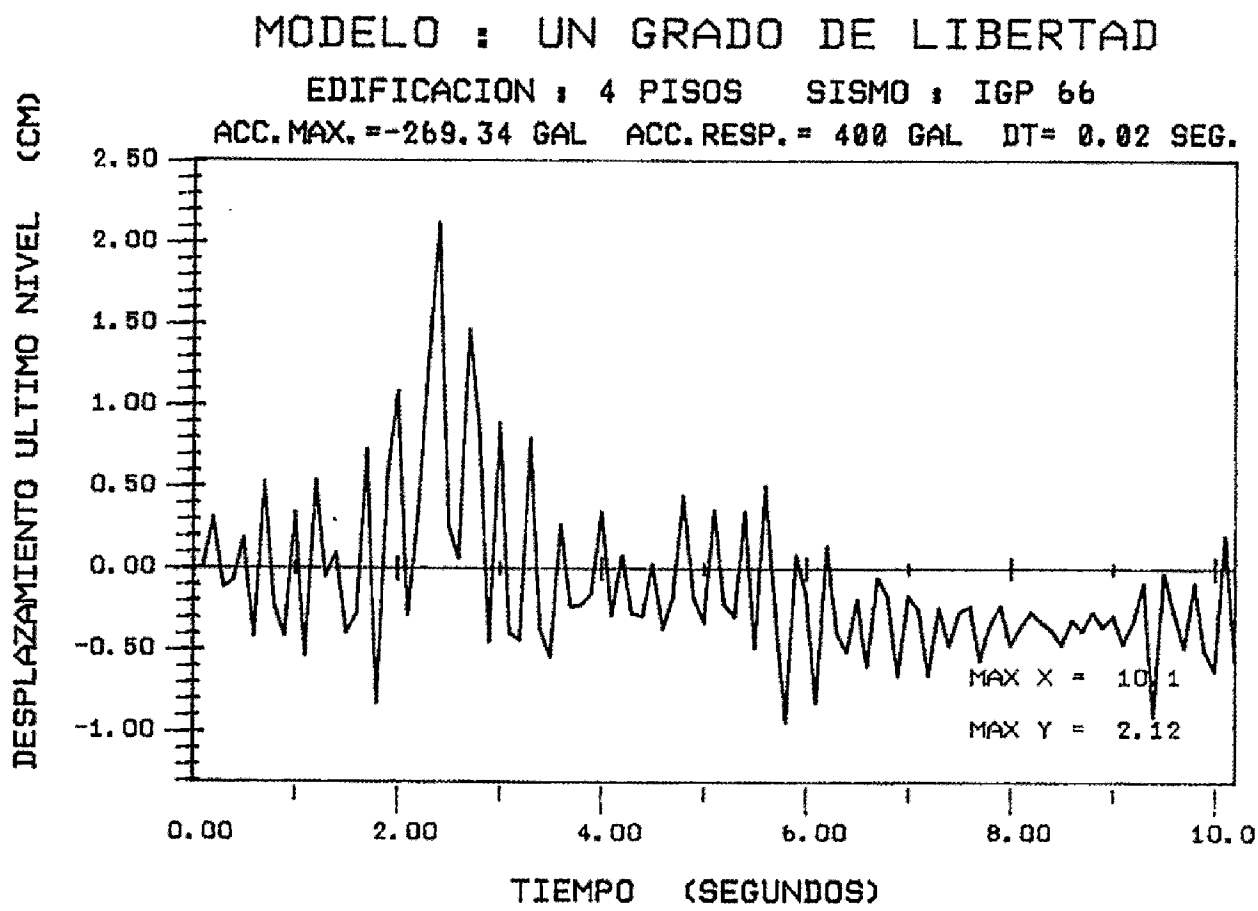
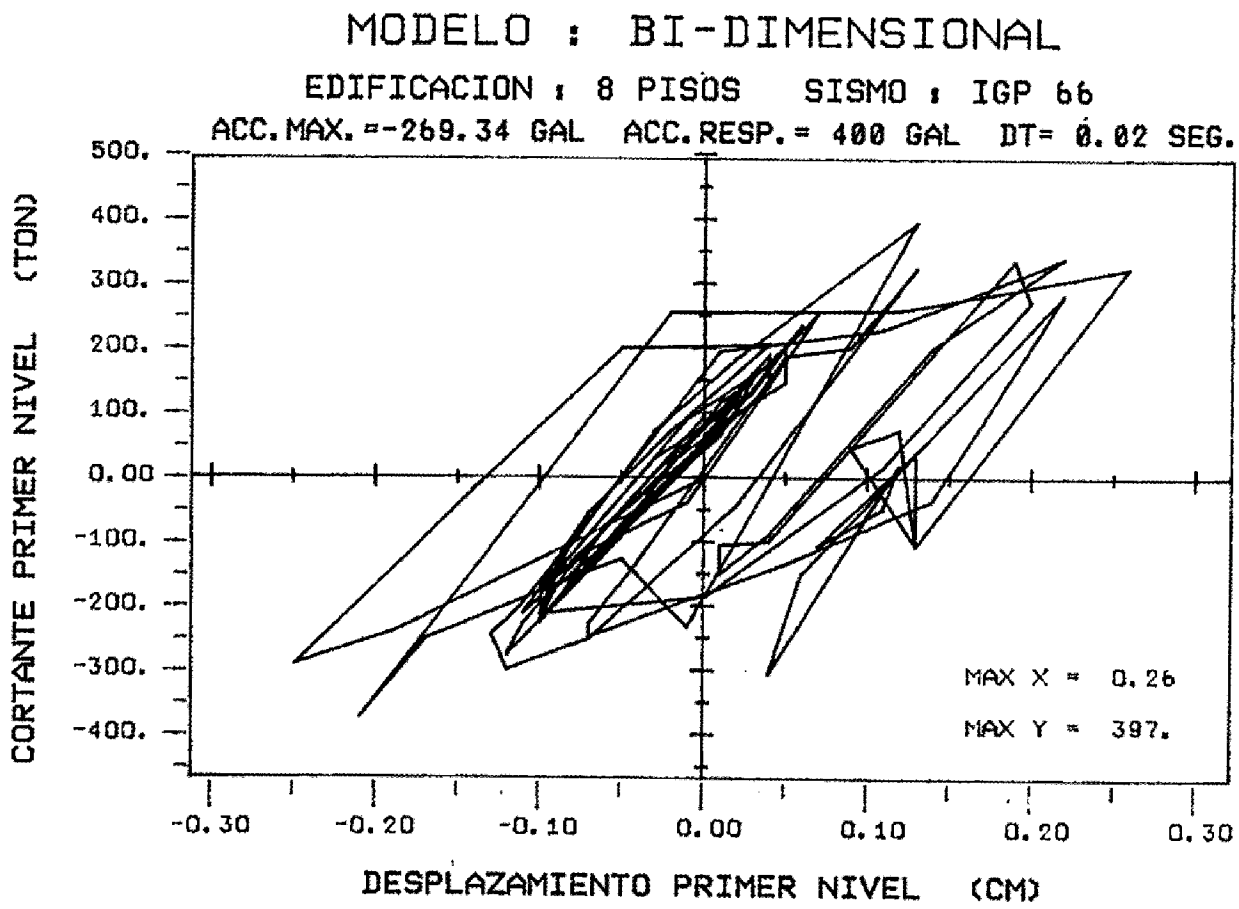
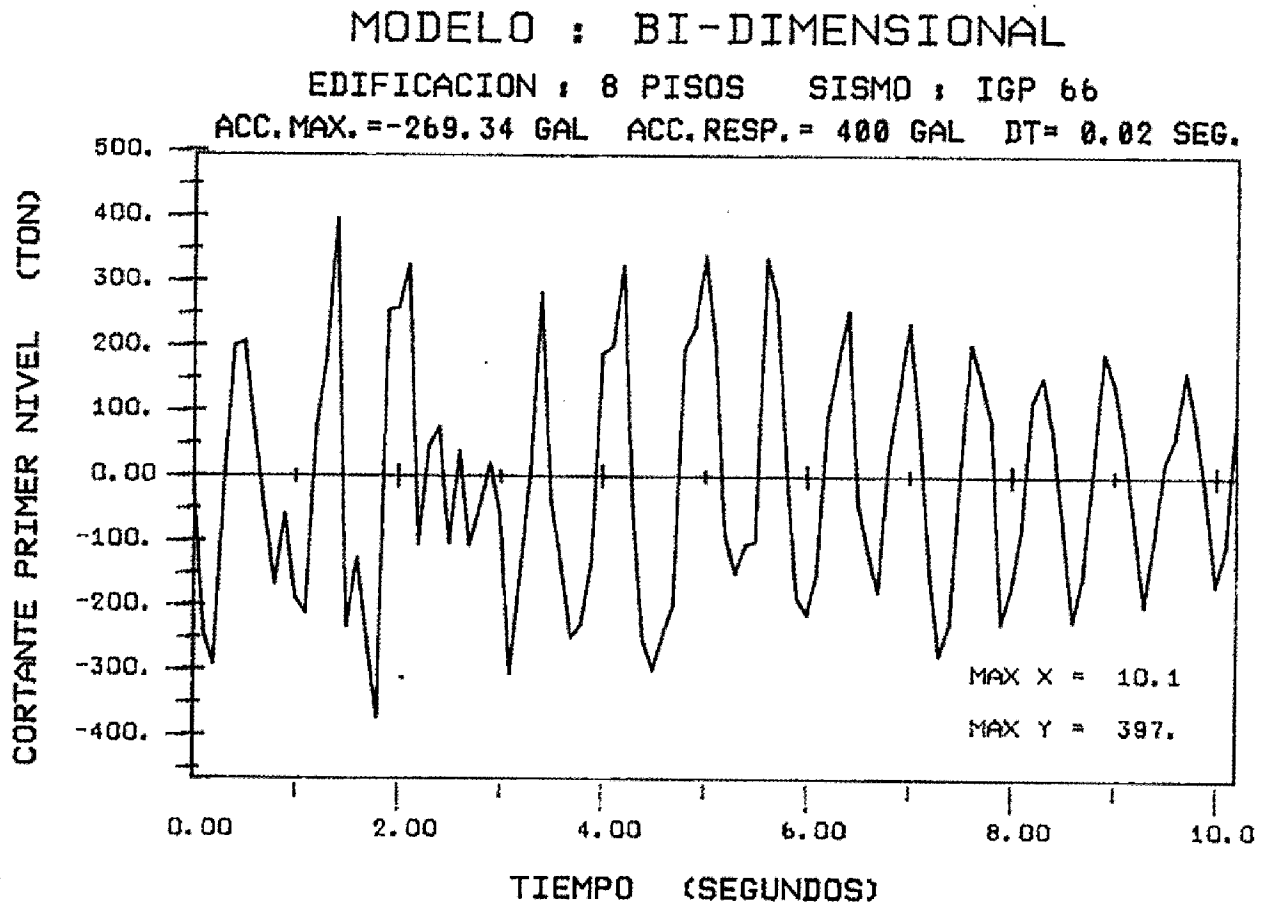
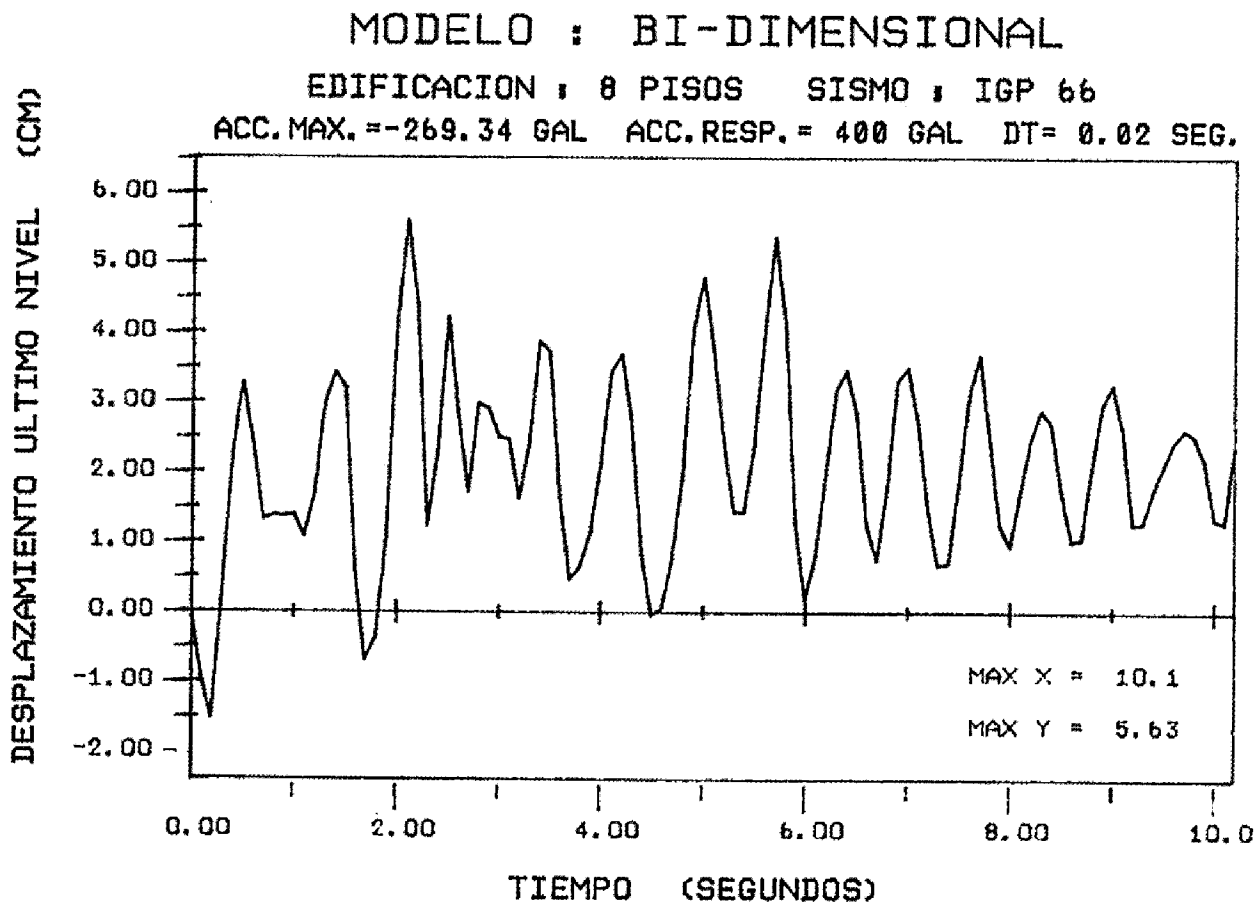
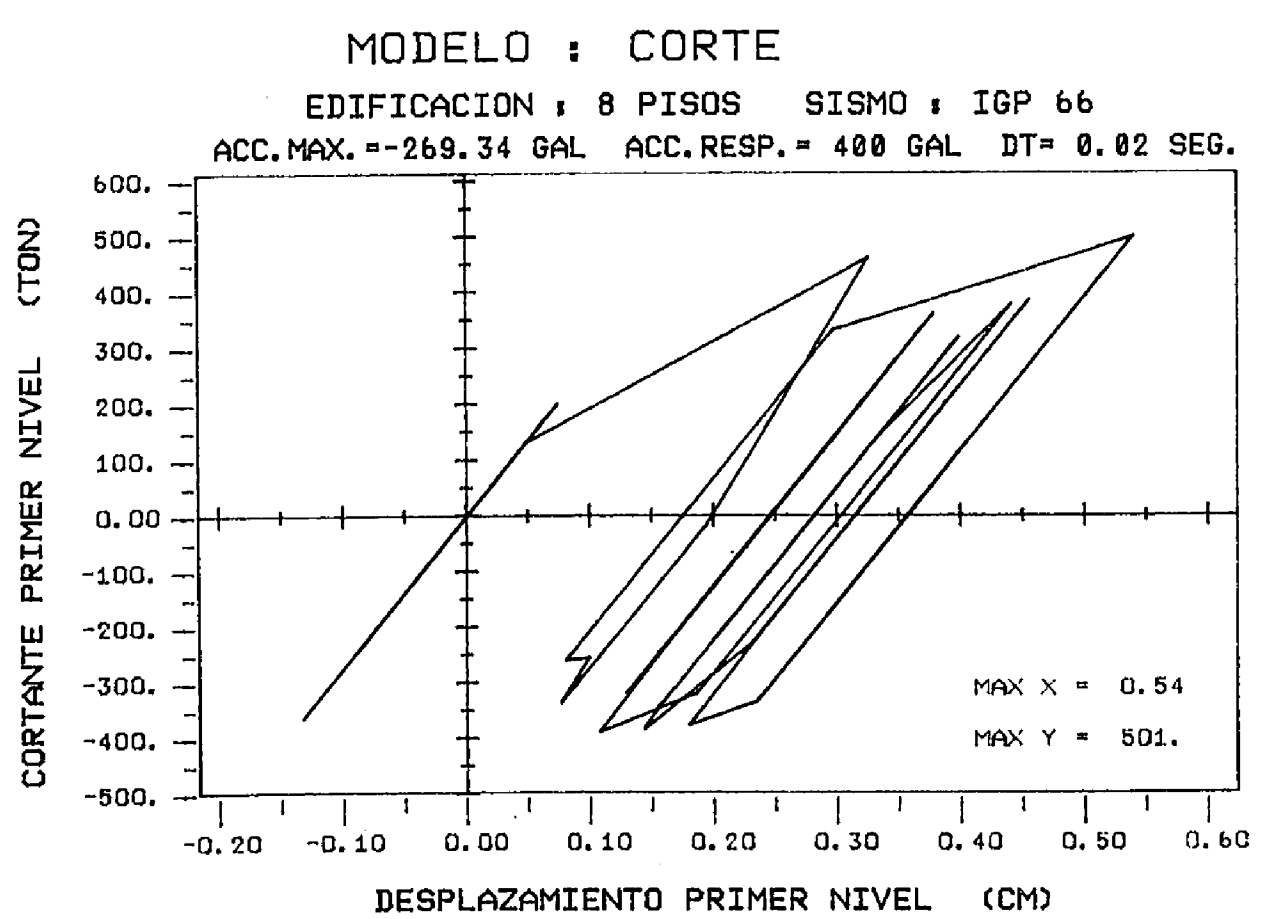
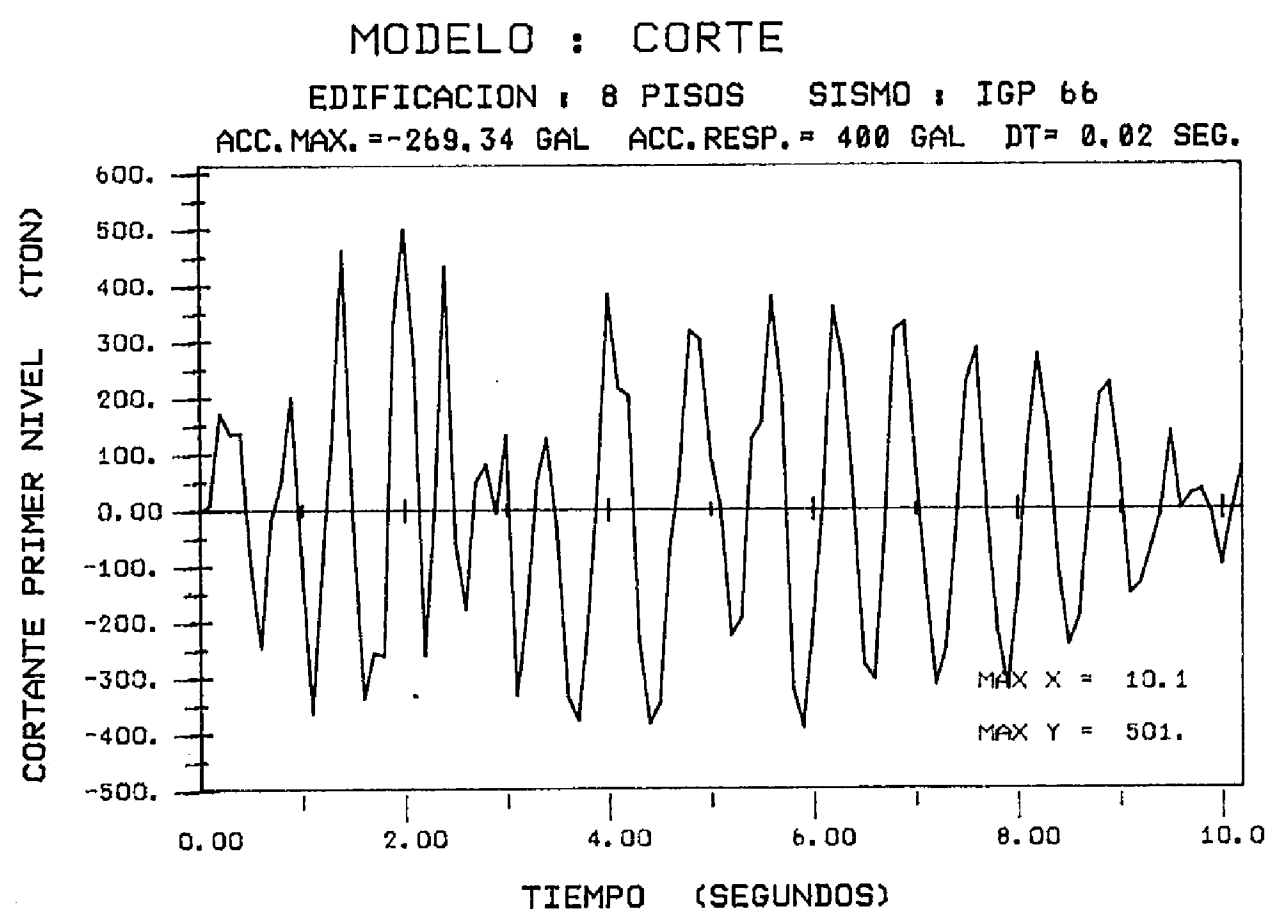
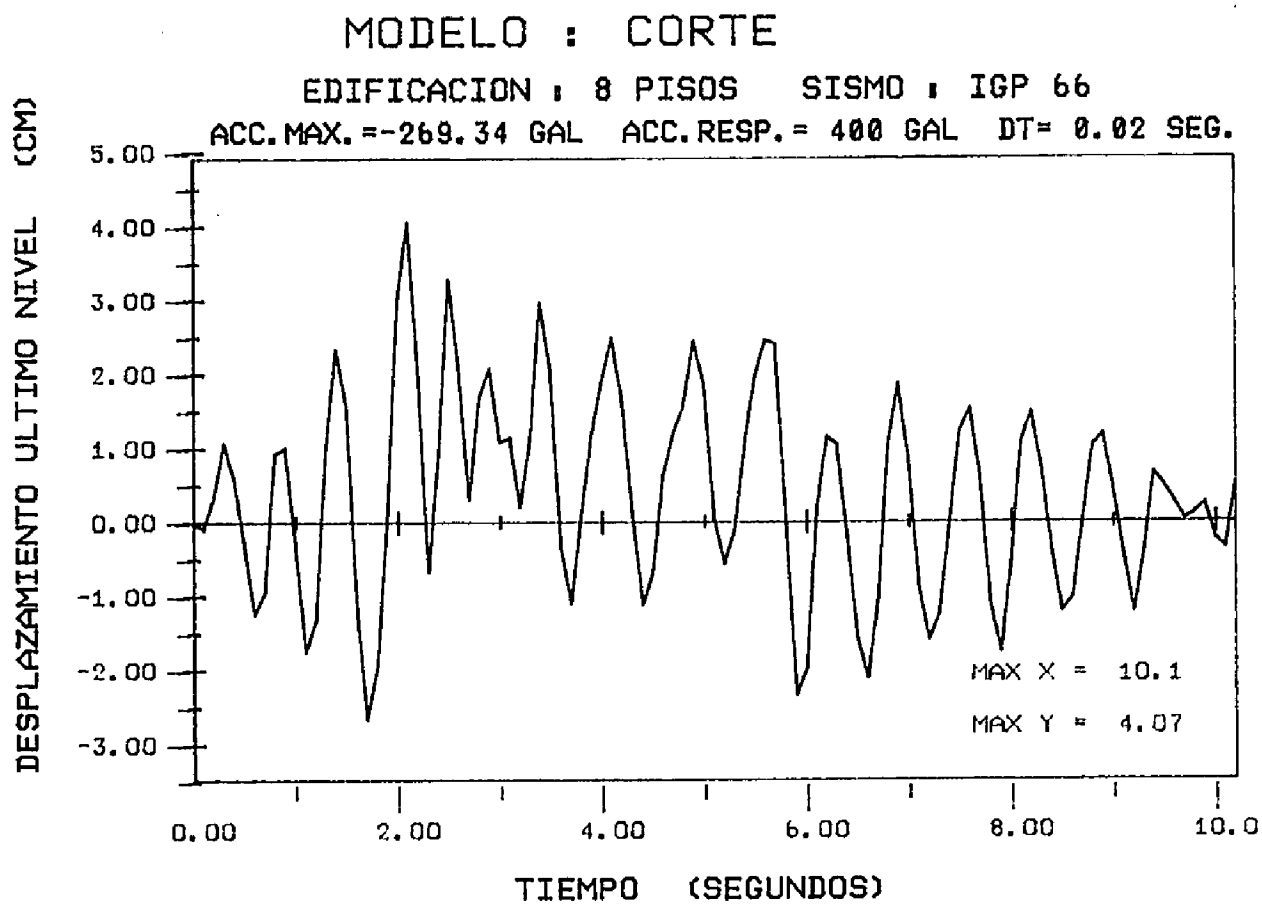


Figura N° 4.37 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

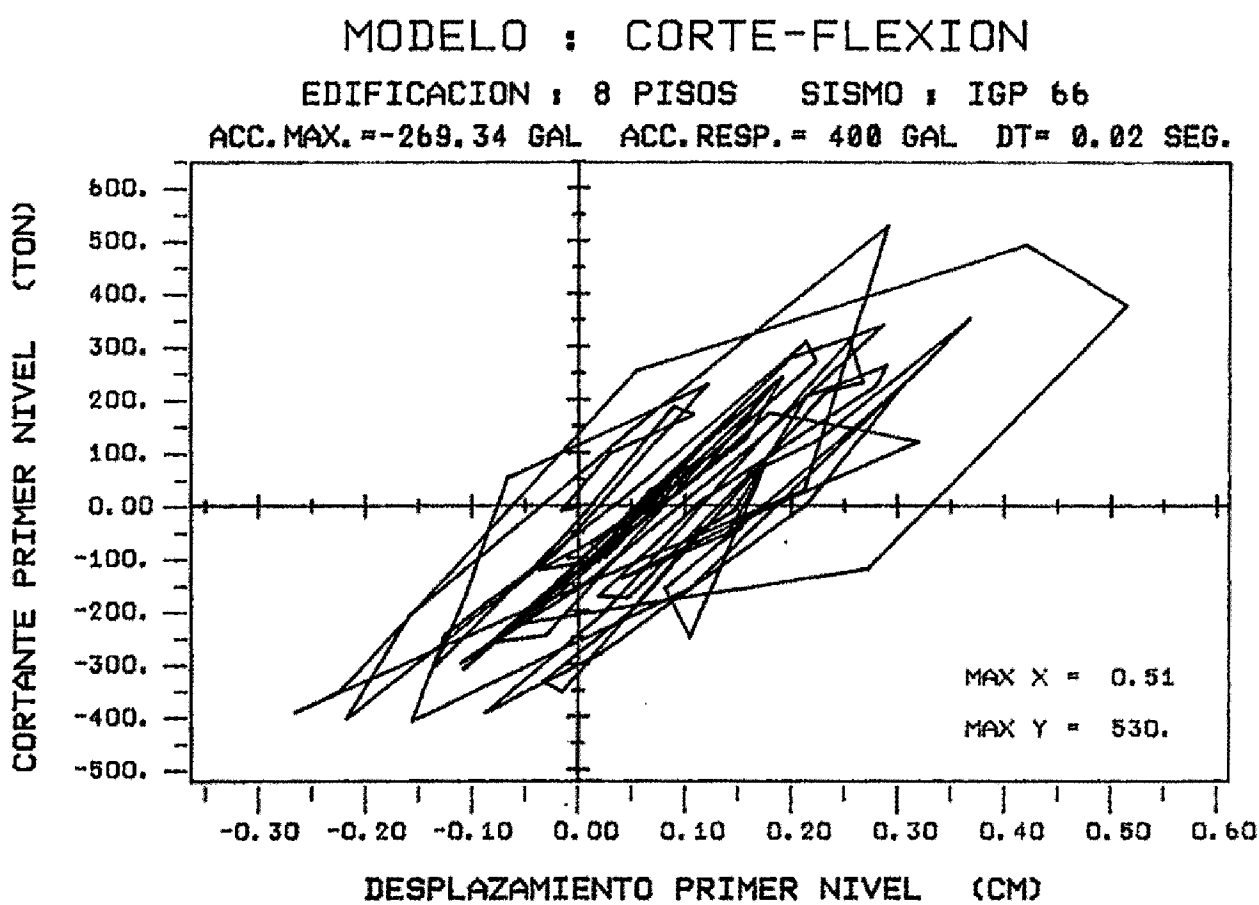
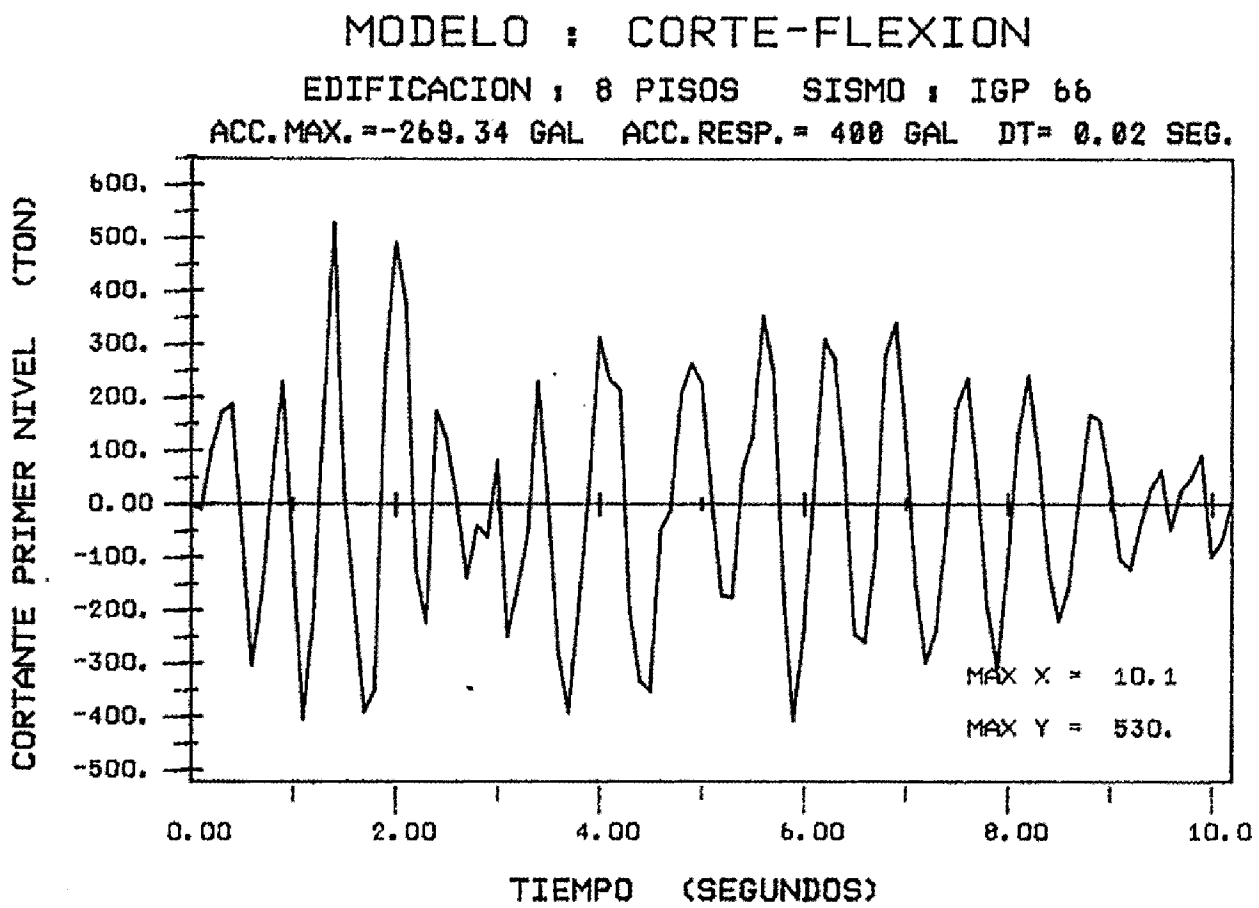
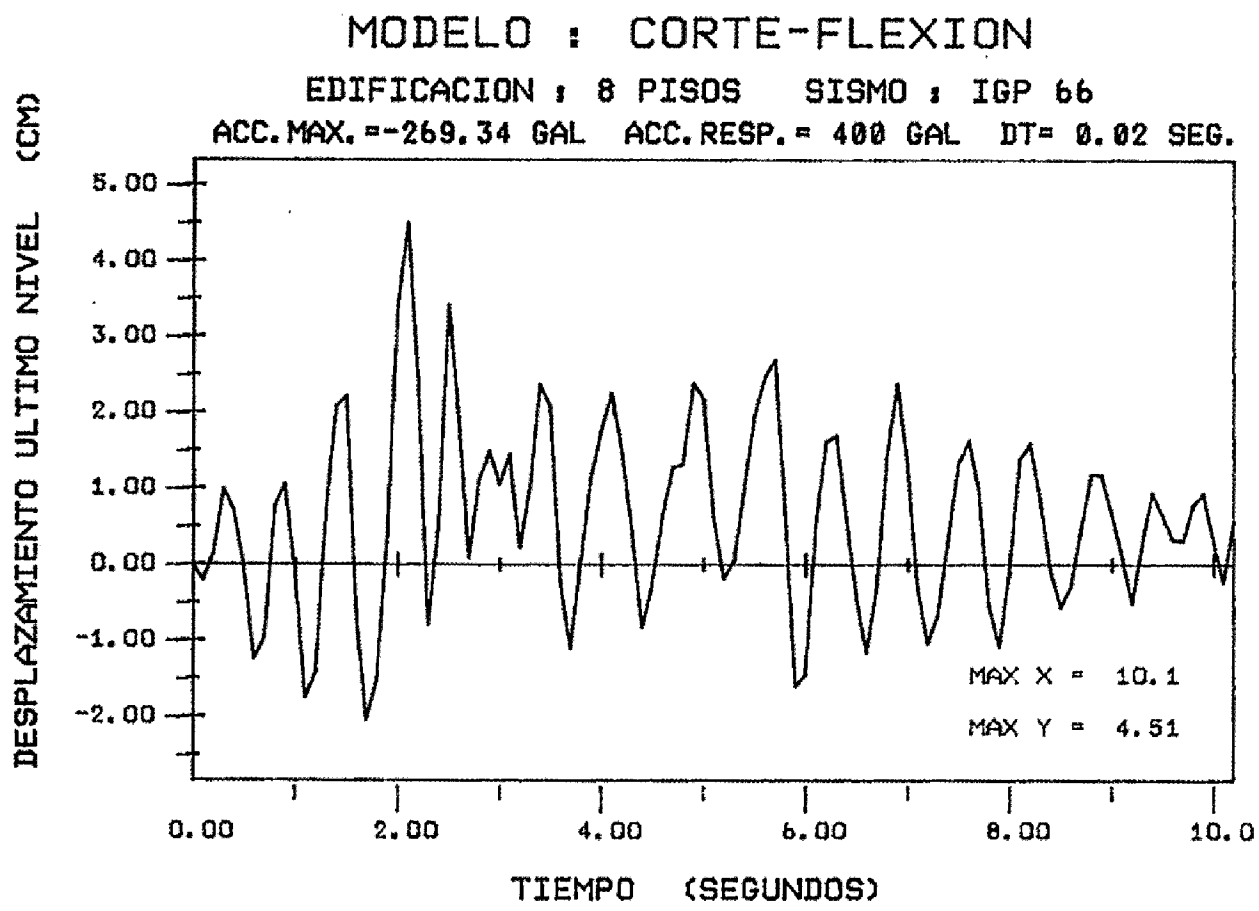


**Figura N° 4.38 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**





**Figura N° 4.39 RESPUESTAS    TIEMPO - HISTORIA**



**Figura N° 4.40 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**

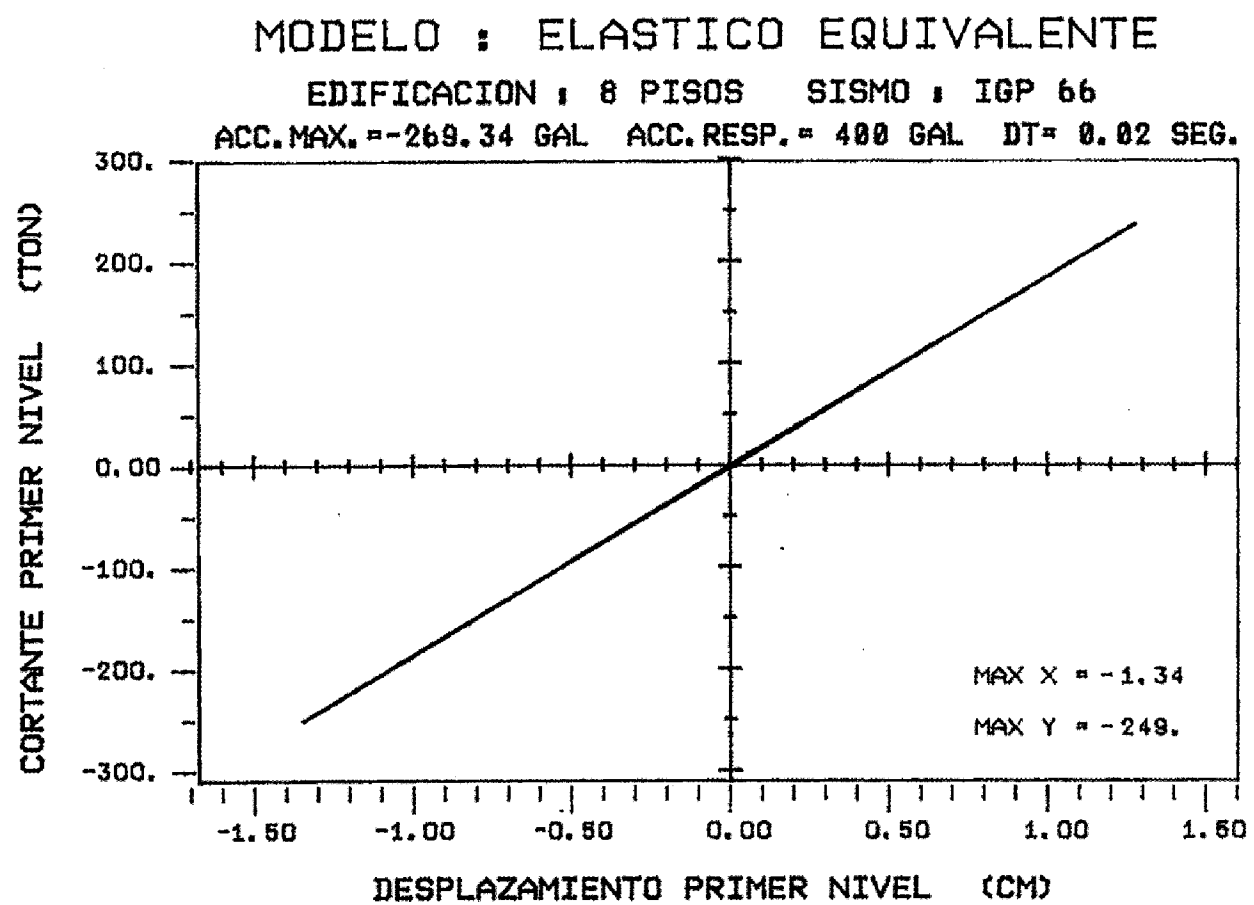
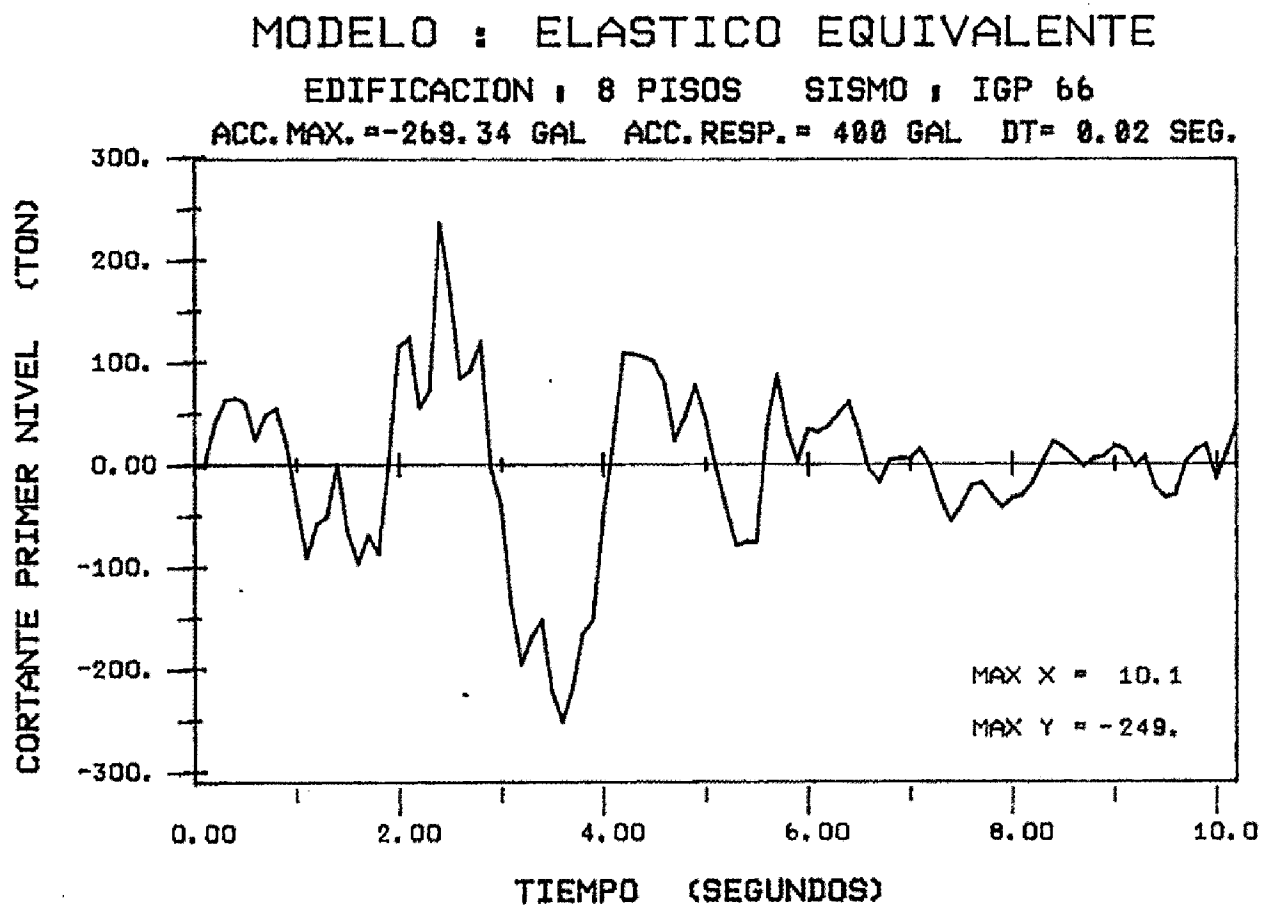
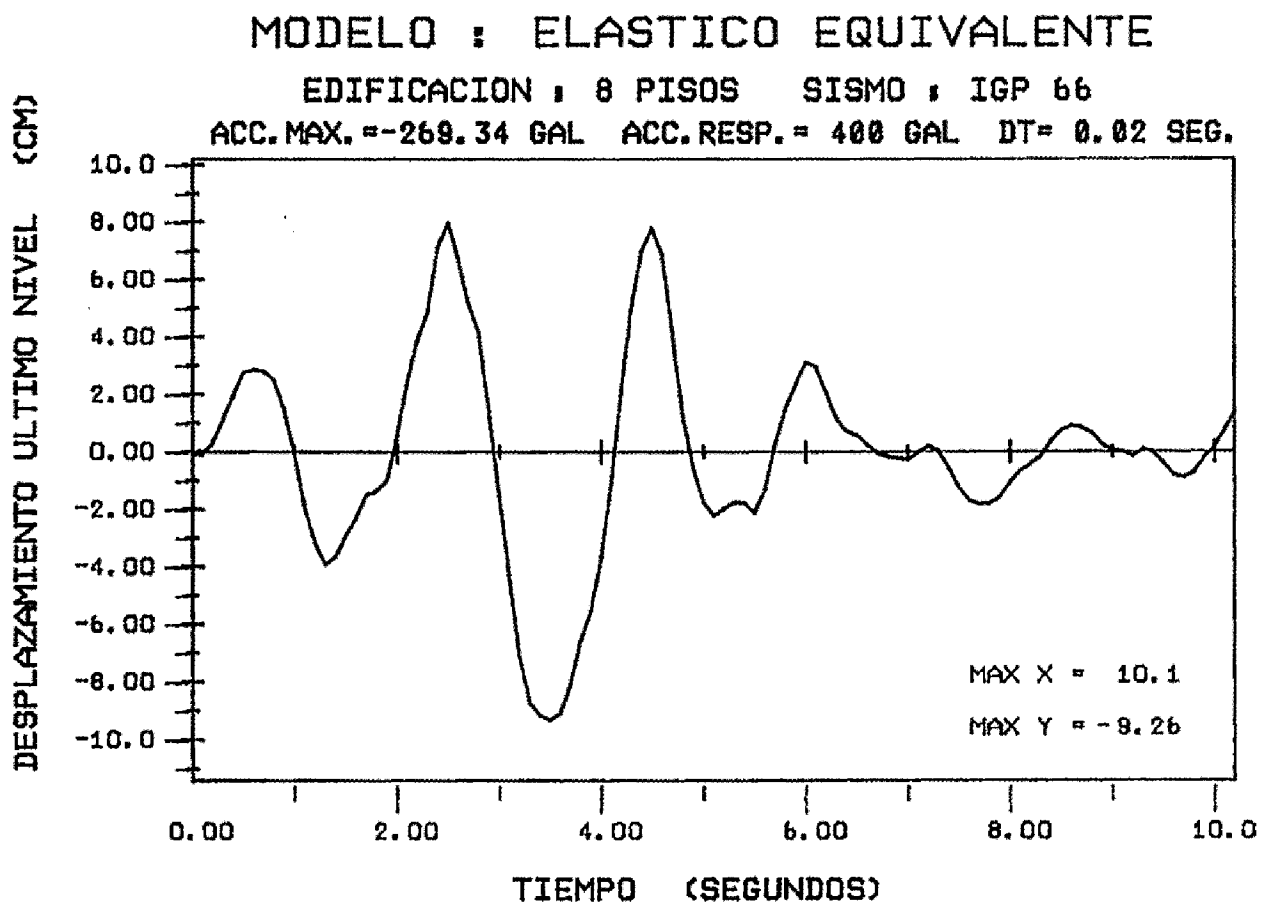


Figura N° 4.41 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

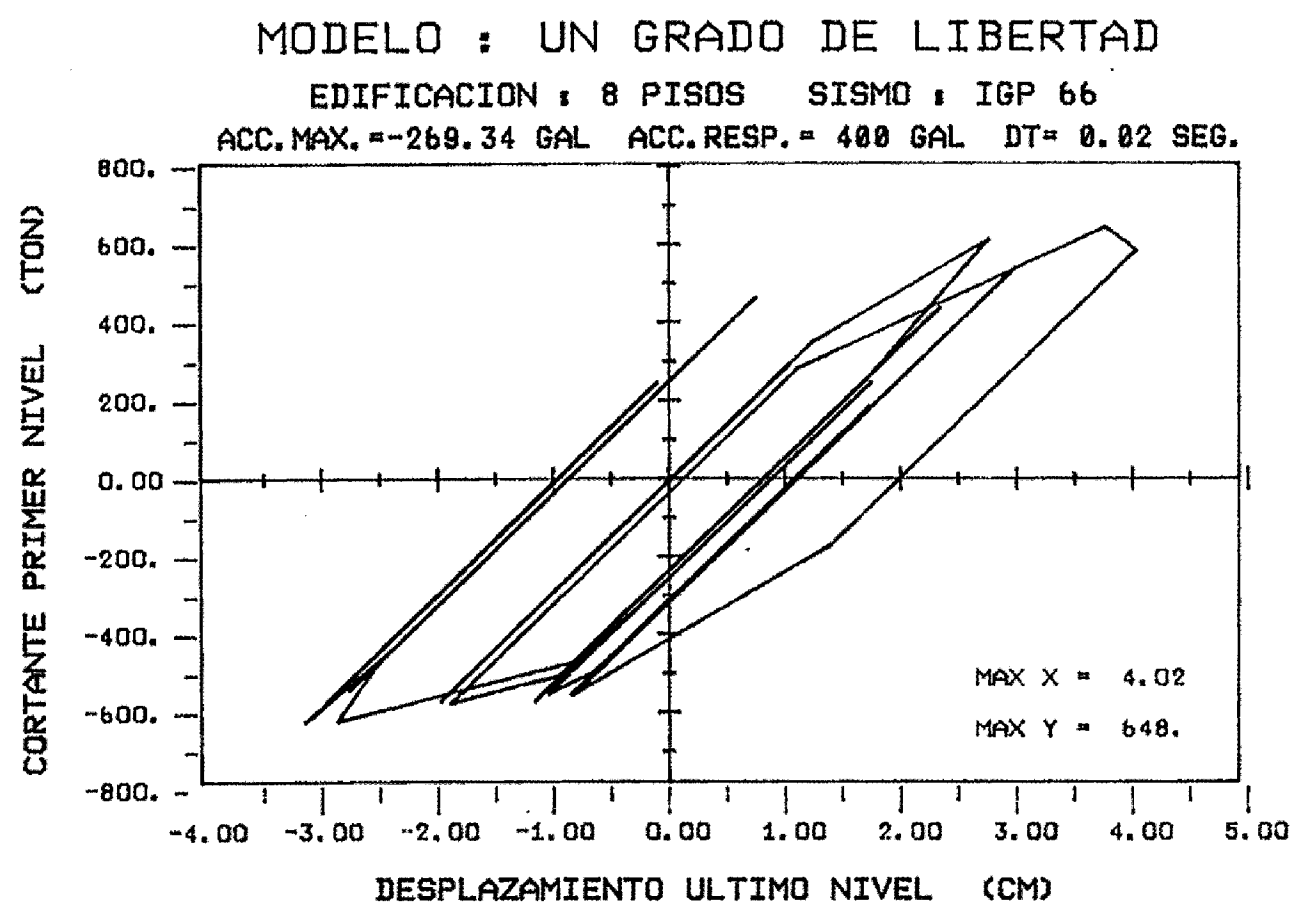
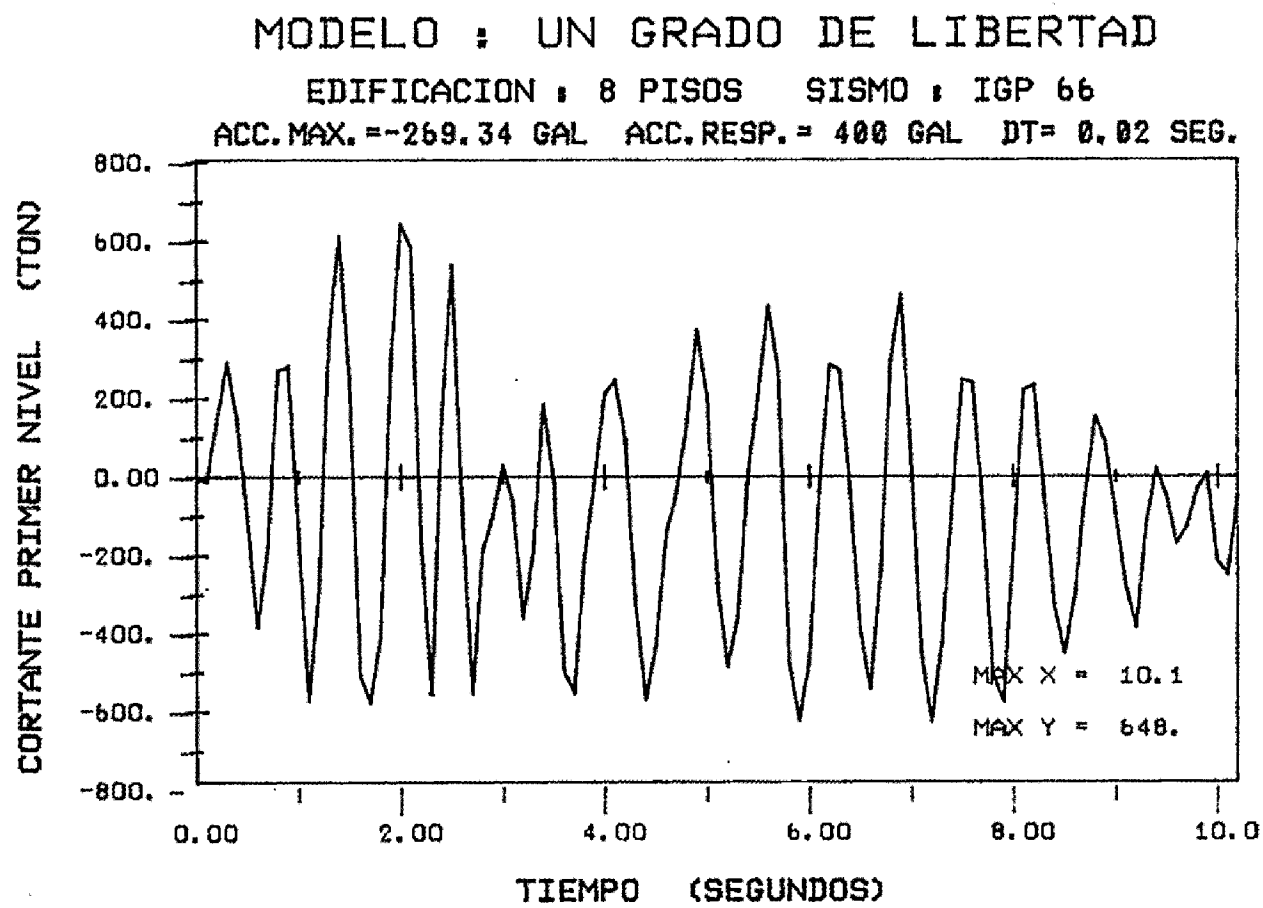
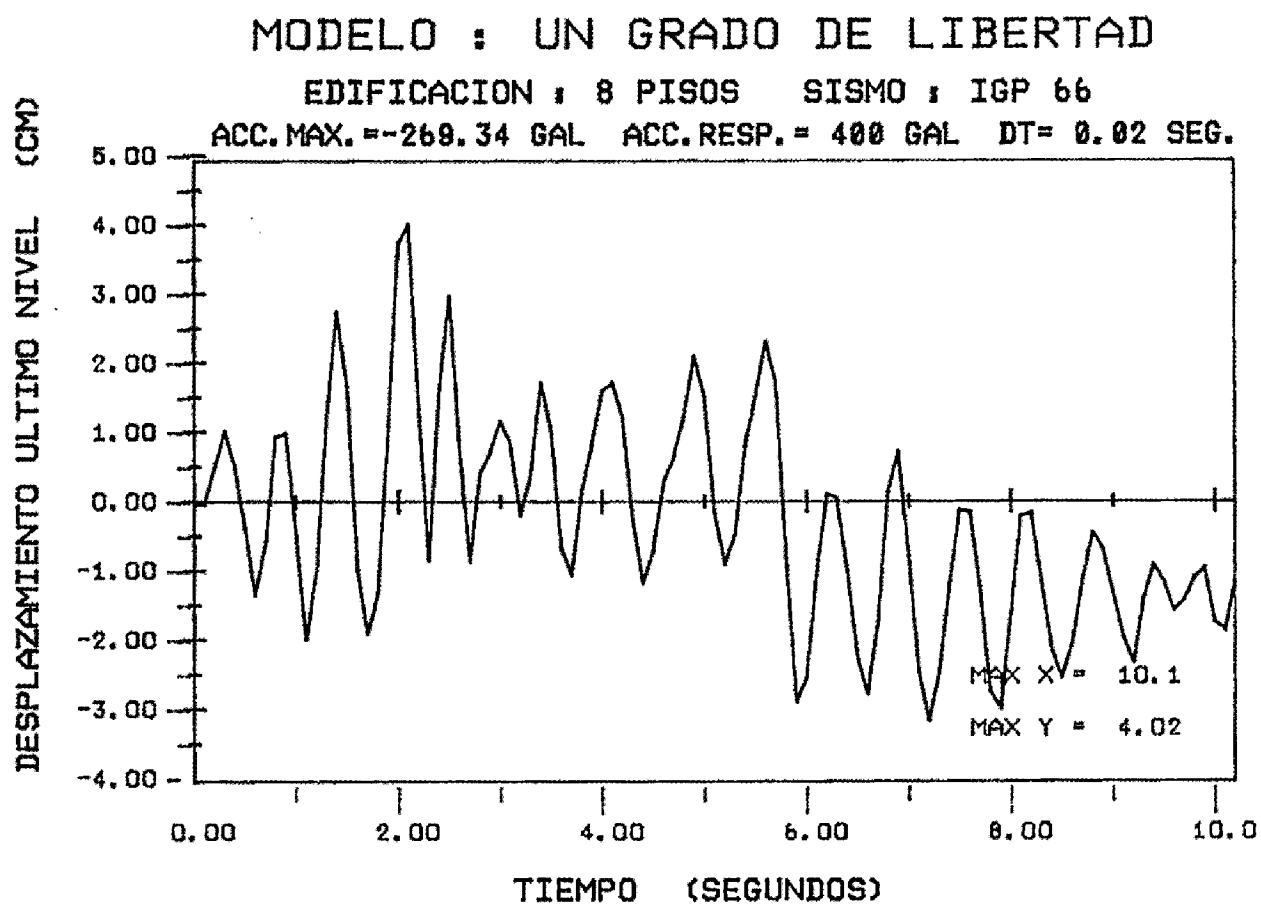
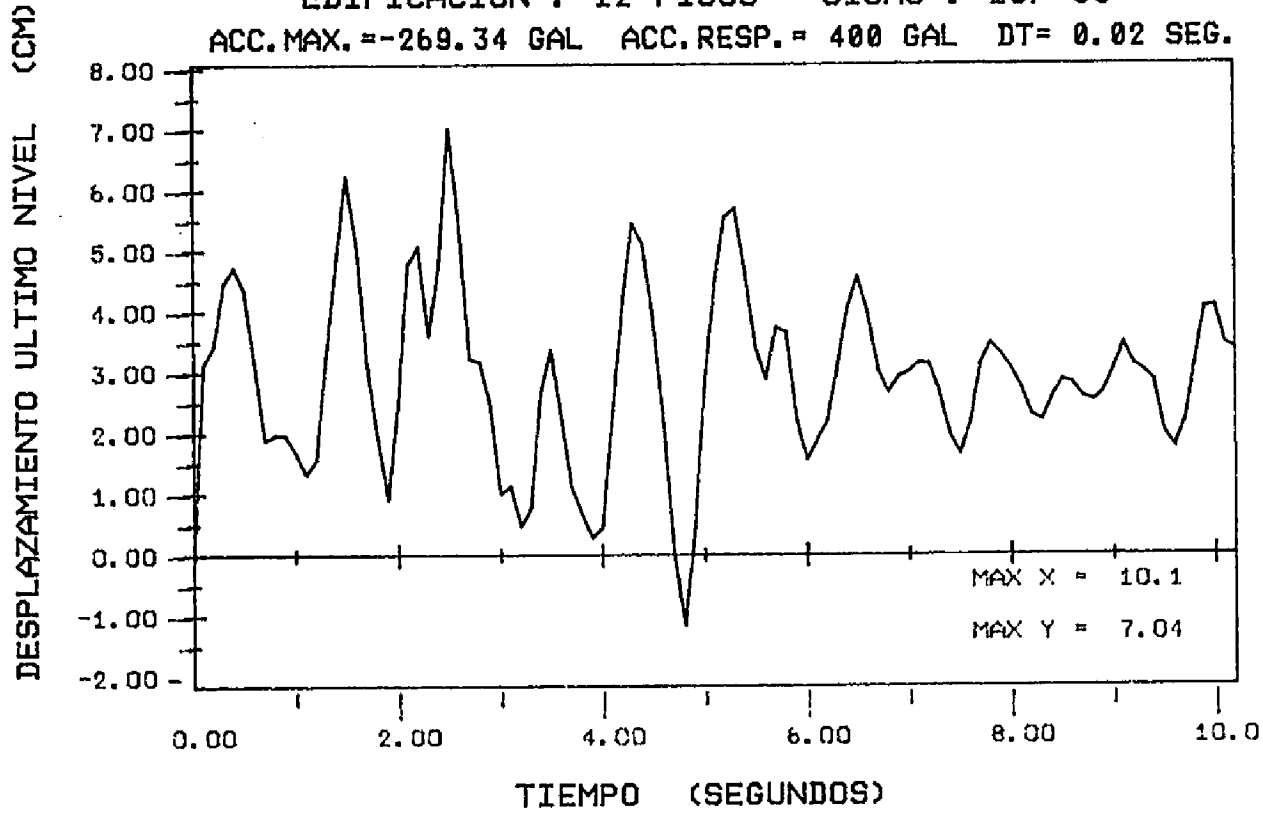


Figura N° 4.42 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

MODELO : BI-DIMENSIONAL

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : IGP 66

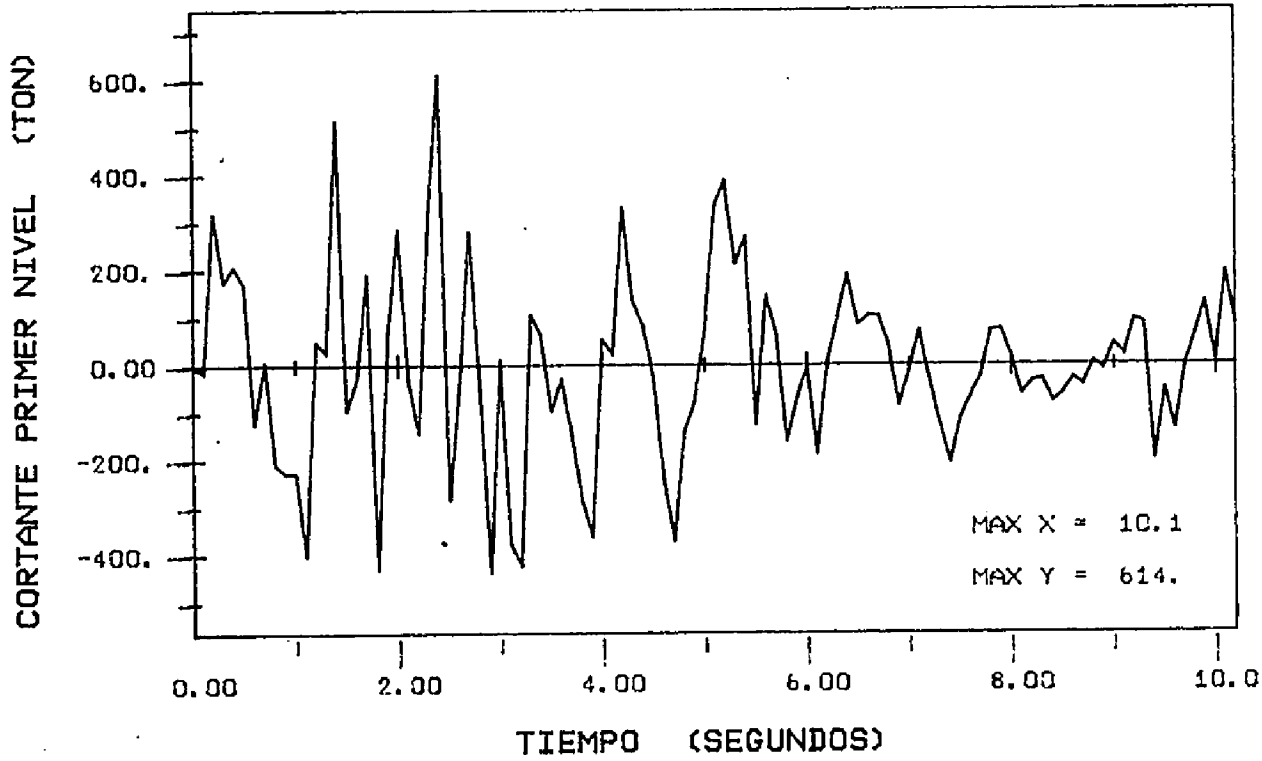
ACC. MAX. = -269.34 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.



MODELO : BI-DIMENSIONAL

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : IGP 66

ACC. MAX. = -269.34 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.



MODELO : BI-DIMENSIONAL

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : IGP 66

ACC. MAX. = -269.34 GAL ACC. RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.

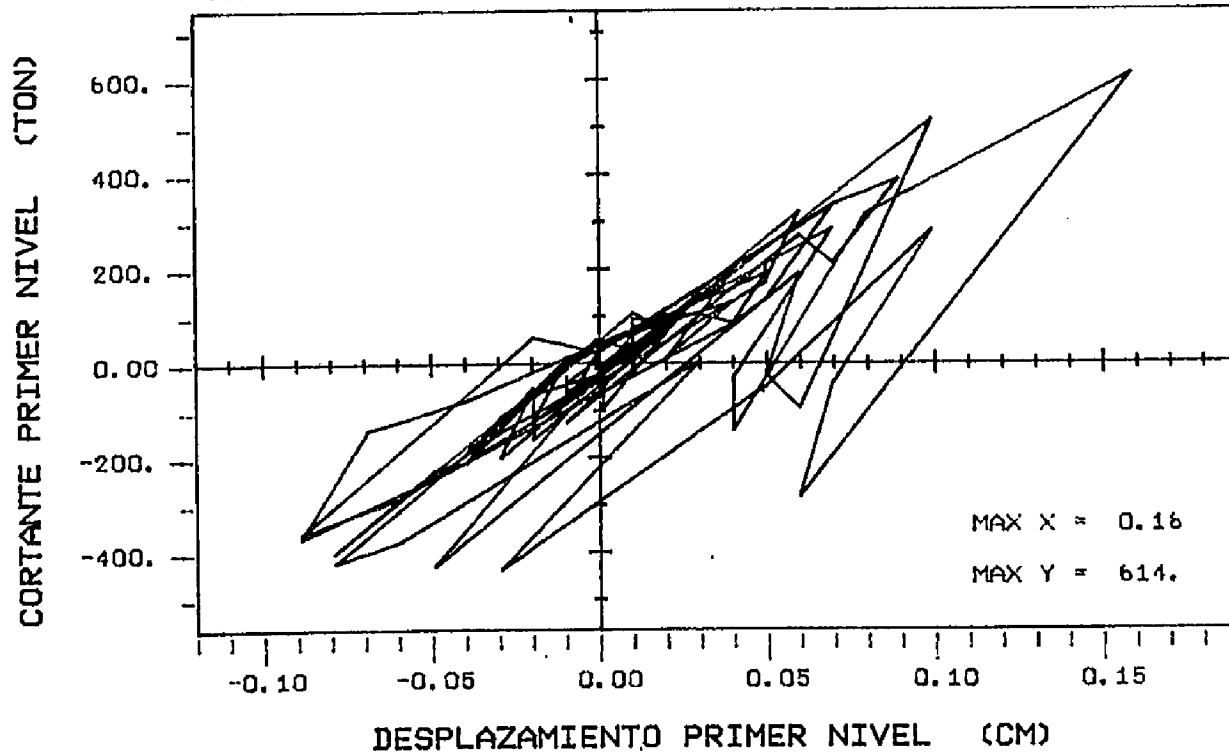
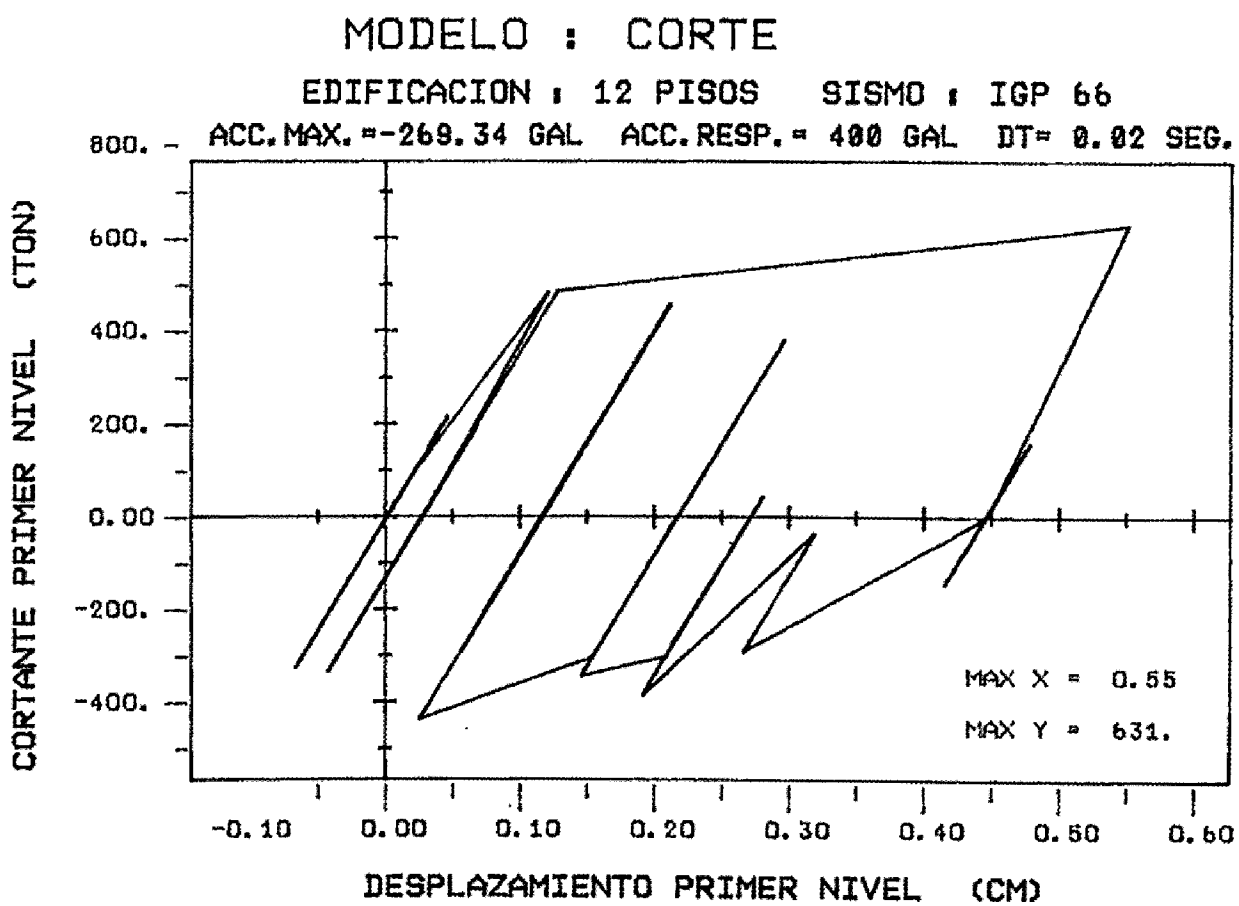
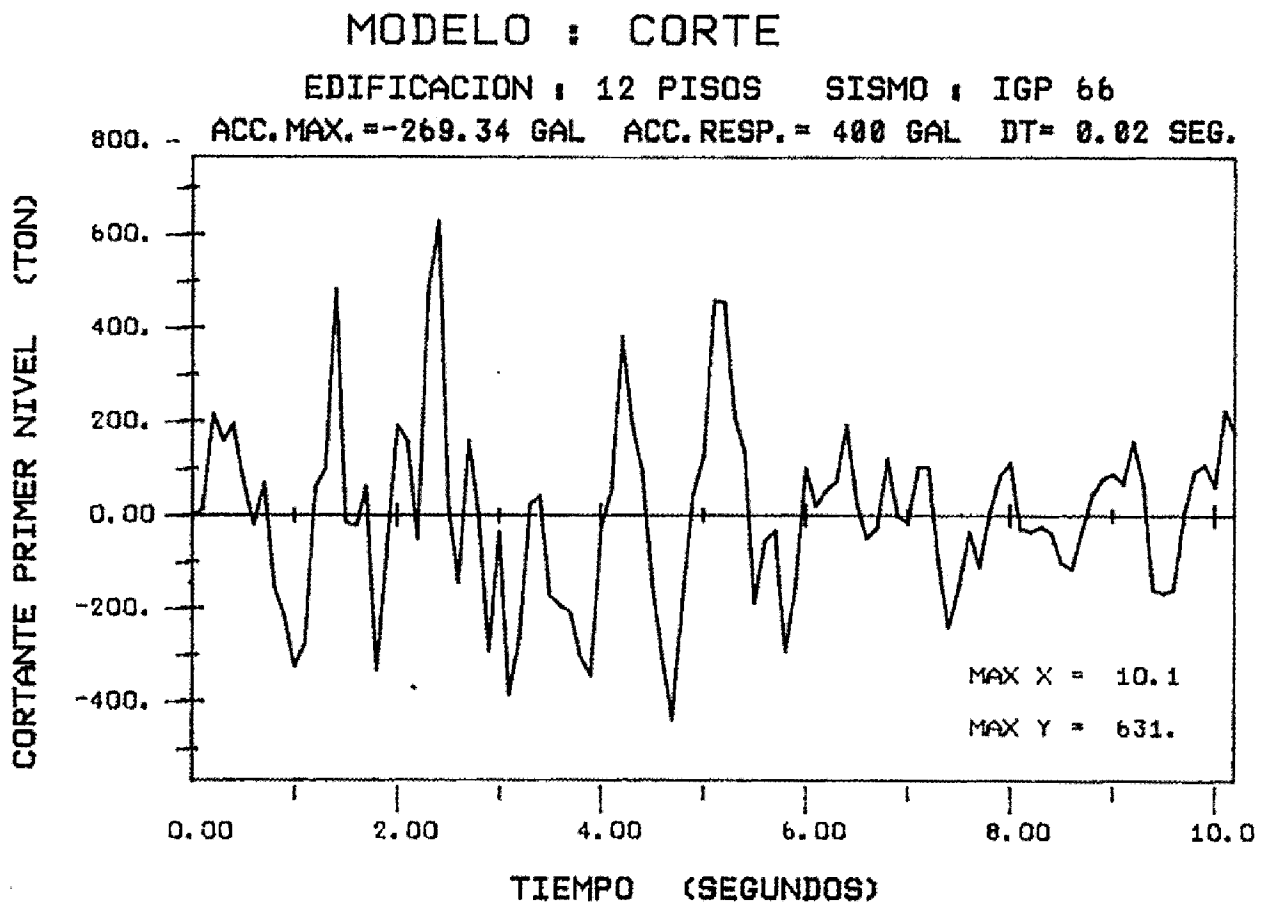
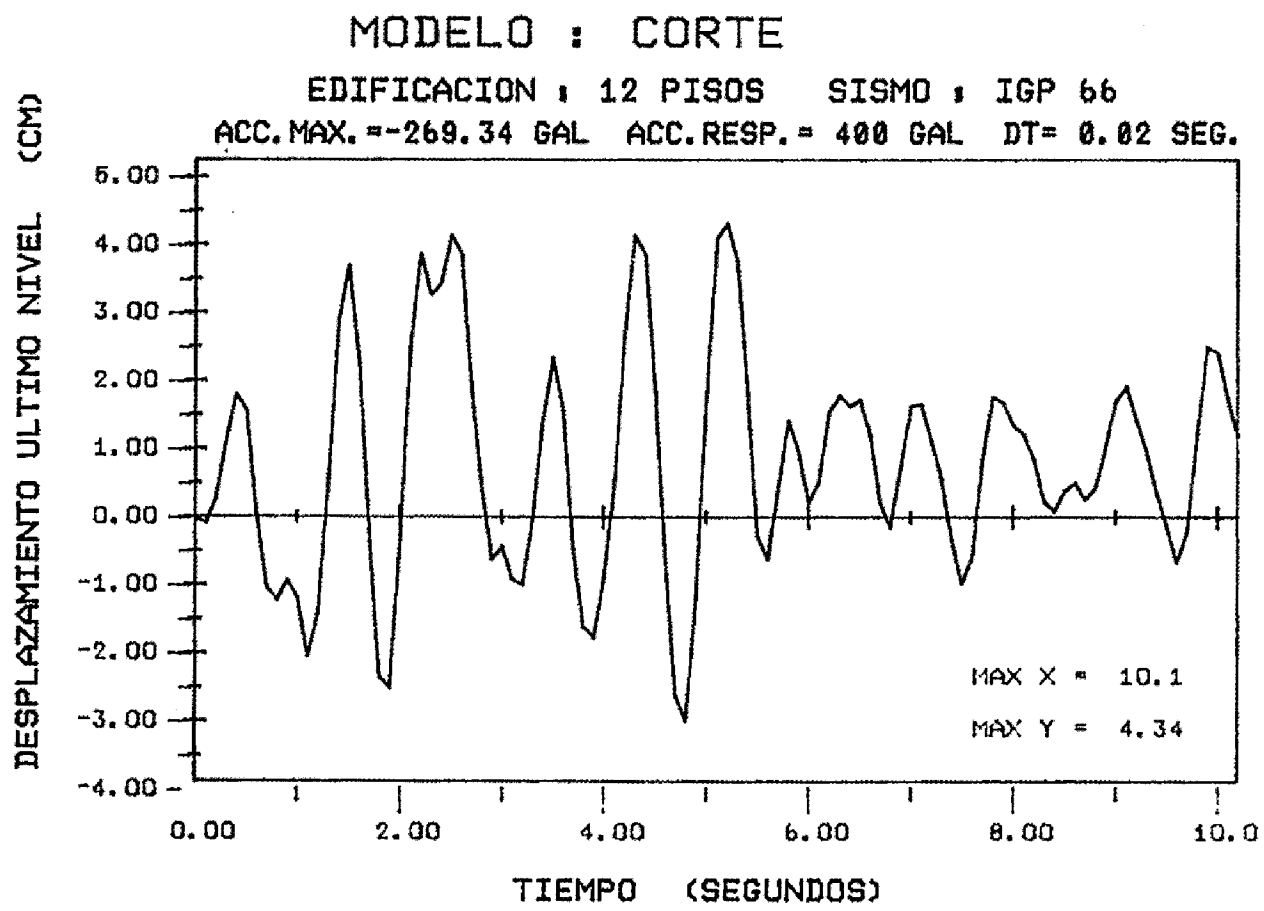


Figura N° 4.43 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

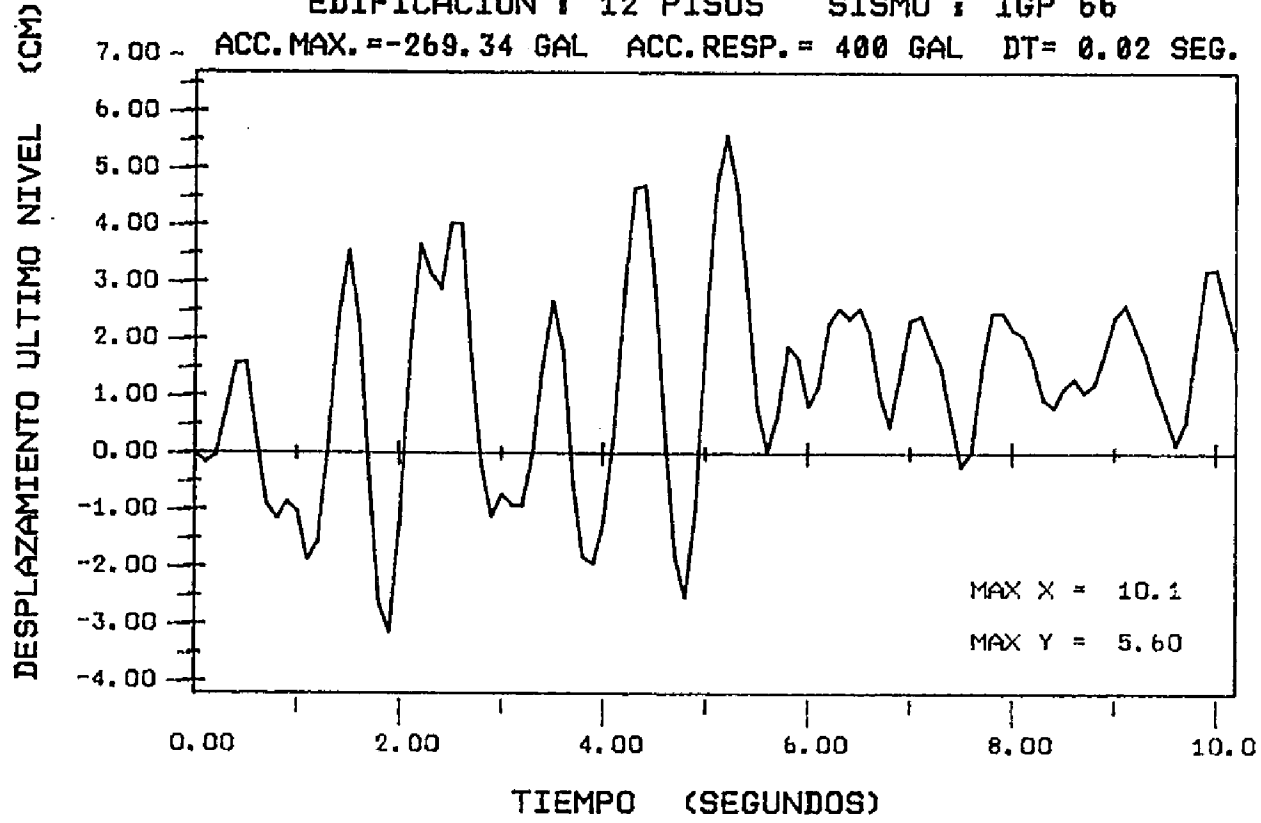


**Figura Nº 4.44    RESPUESTAS    TIEMPO - HISTORIA**

MODELO : CORTE-FLEXION

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : IGP 66

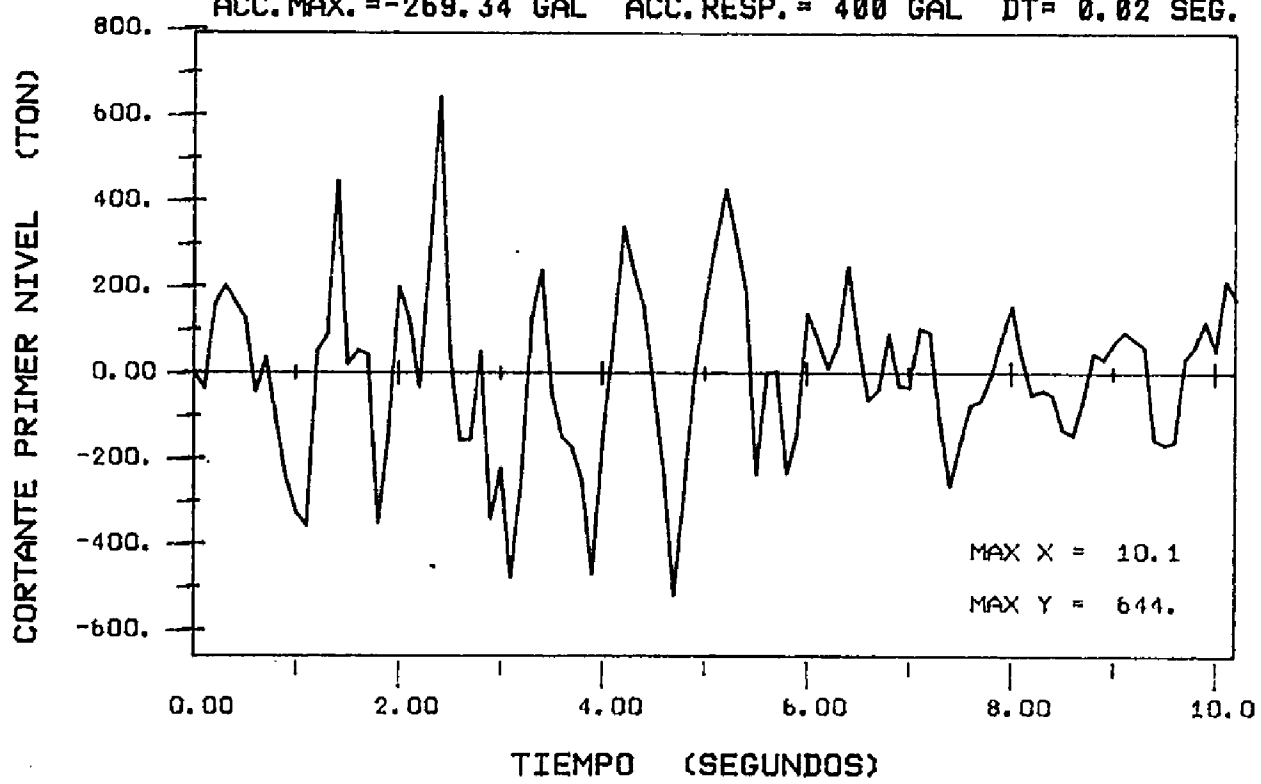
ACC.MAX. = -269.34 GAL ACC.RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.



MODELO : CORTE-FLEXION

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : IGP 66

ACC.MAX. = -269.34 GAL ACC.RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.



MODELO : CORTE-FLEXION

EDIFICACION : 12 PISOS SISMO : IGP 66

ACC.MAX. = -269.34 GAL ACC.RESP. = 400 GAL DT = 0.02 SEG.

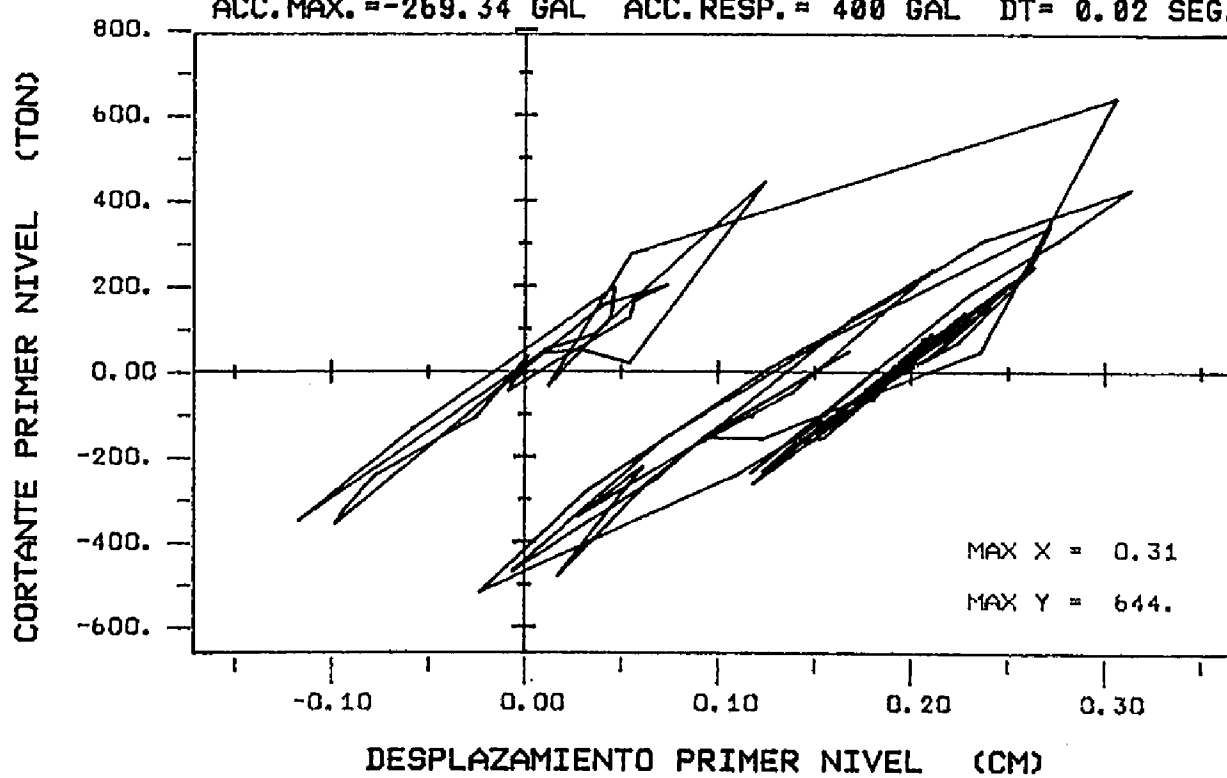
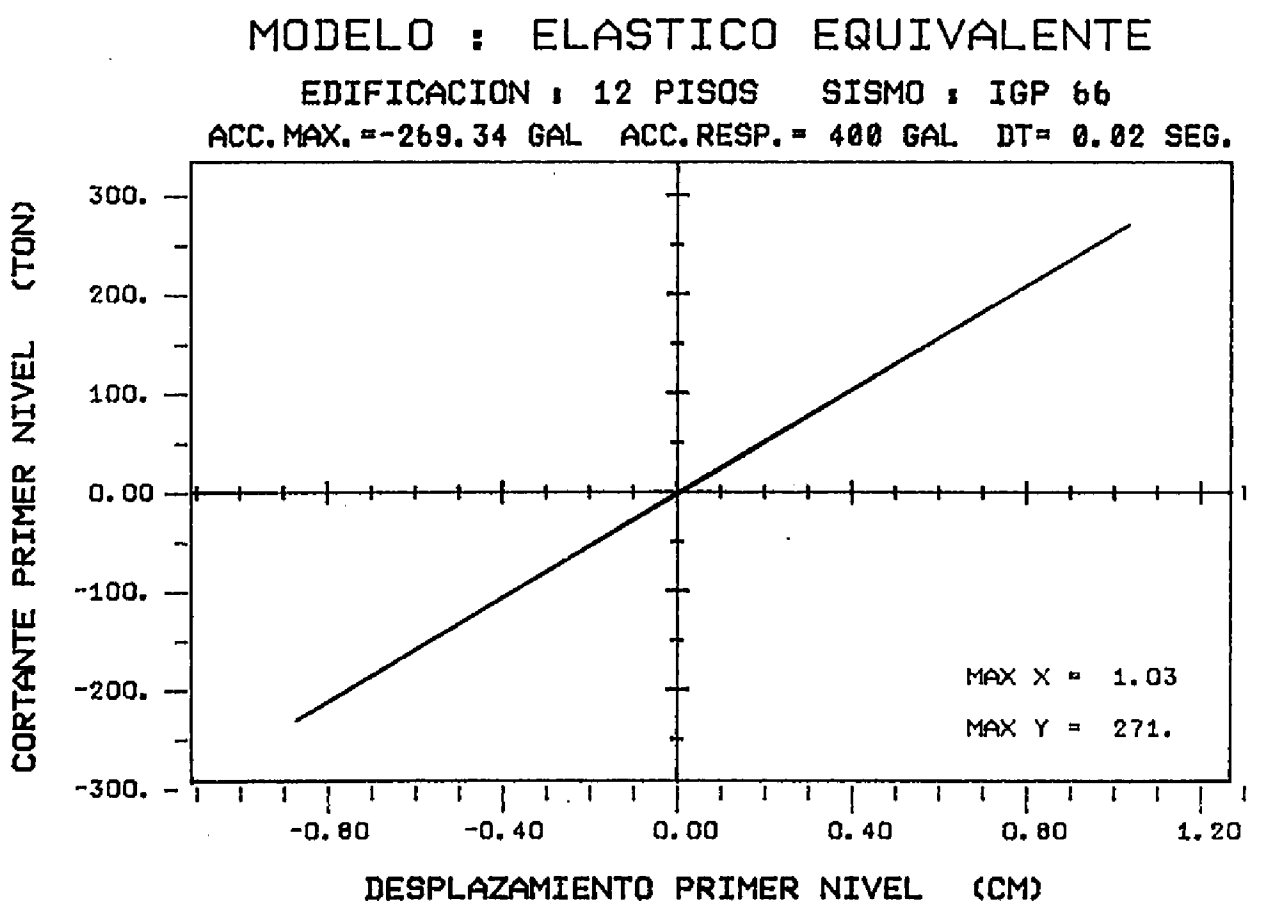
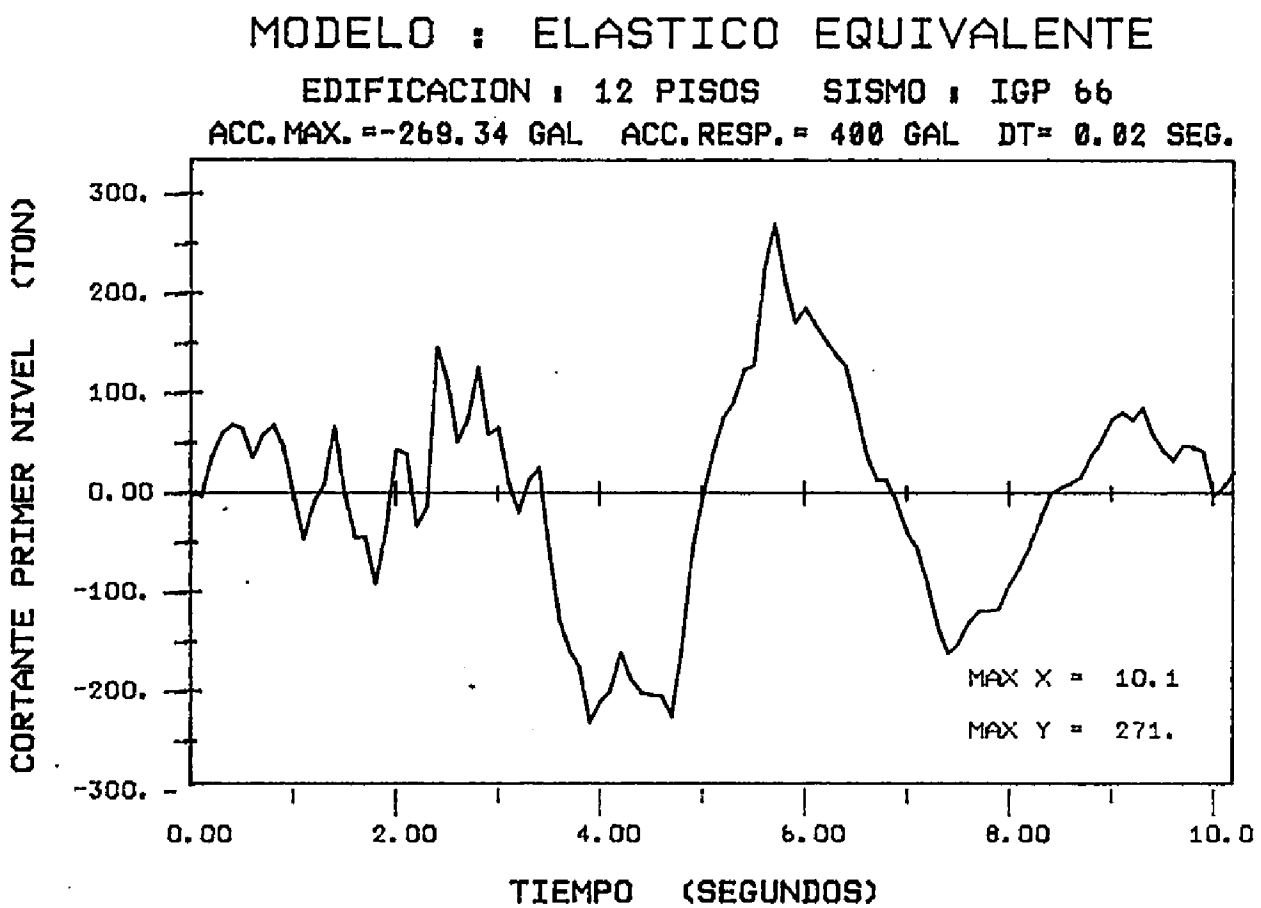
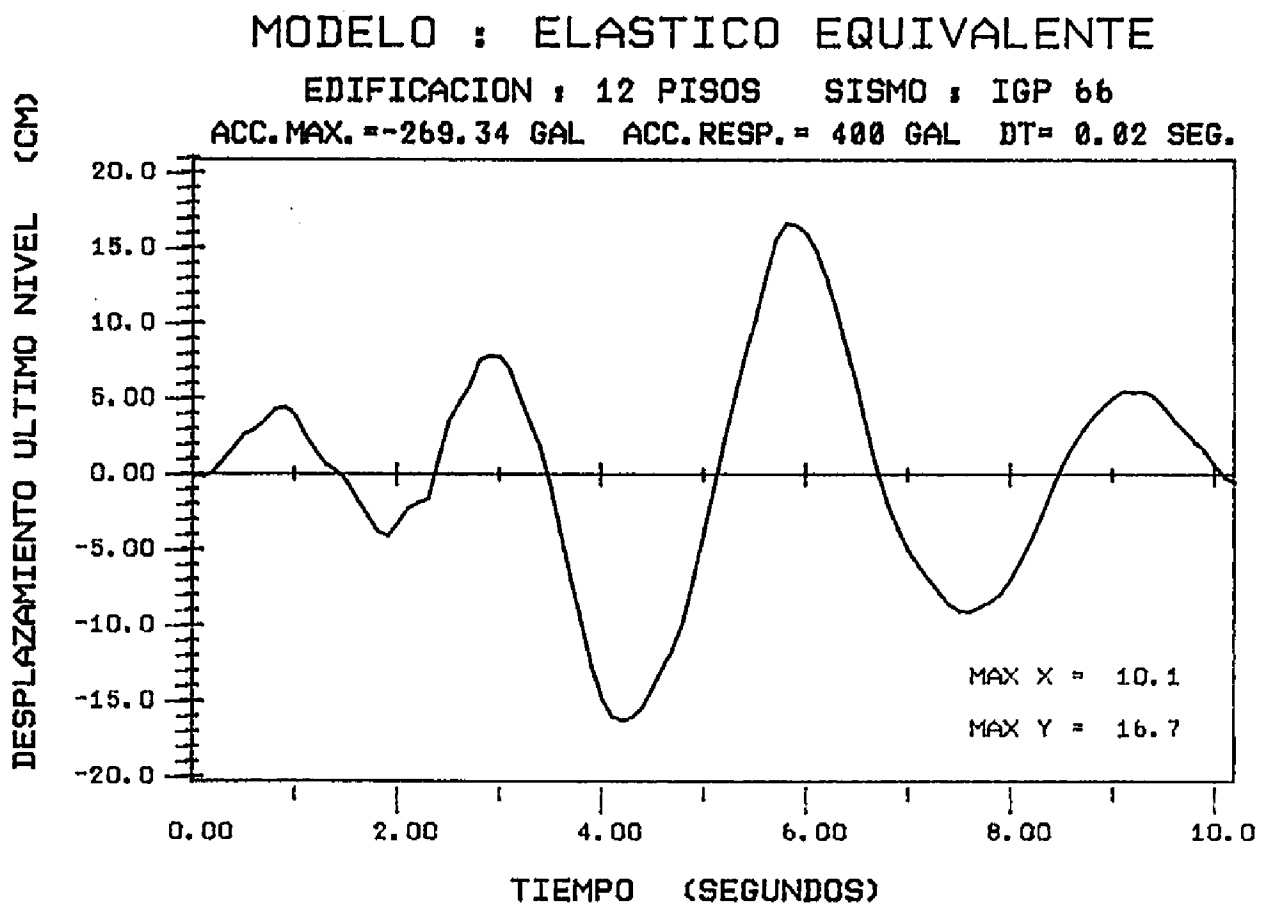


Figura N° 4.45 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA



**Figura N° 4.46 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA**



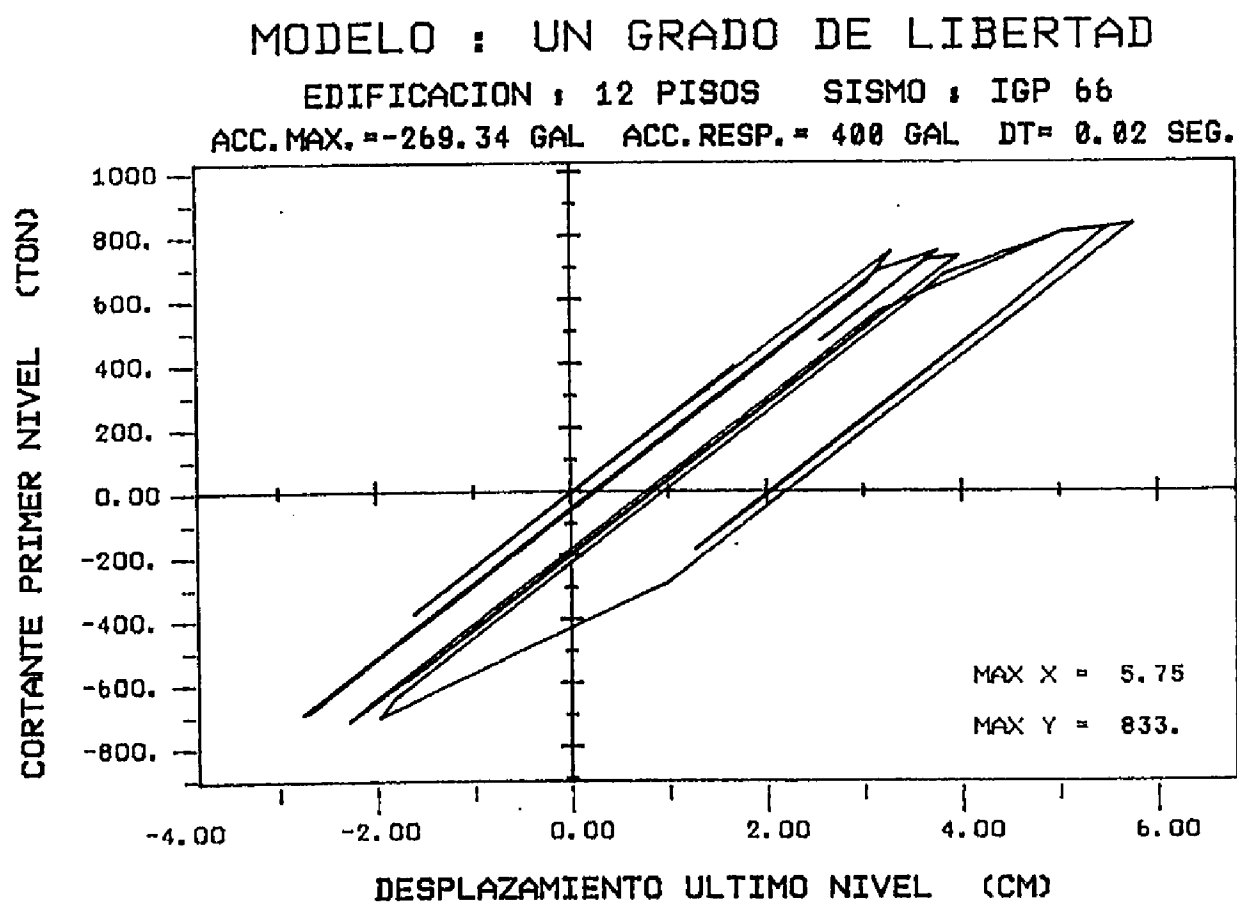
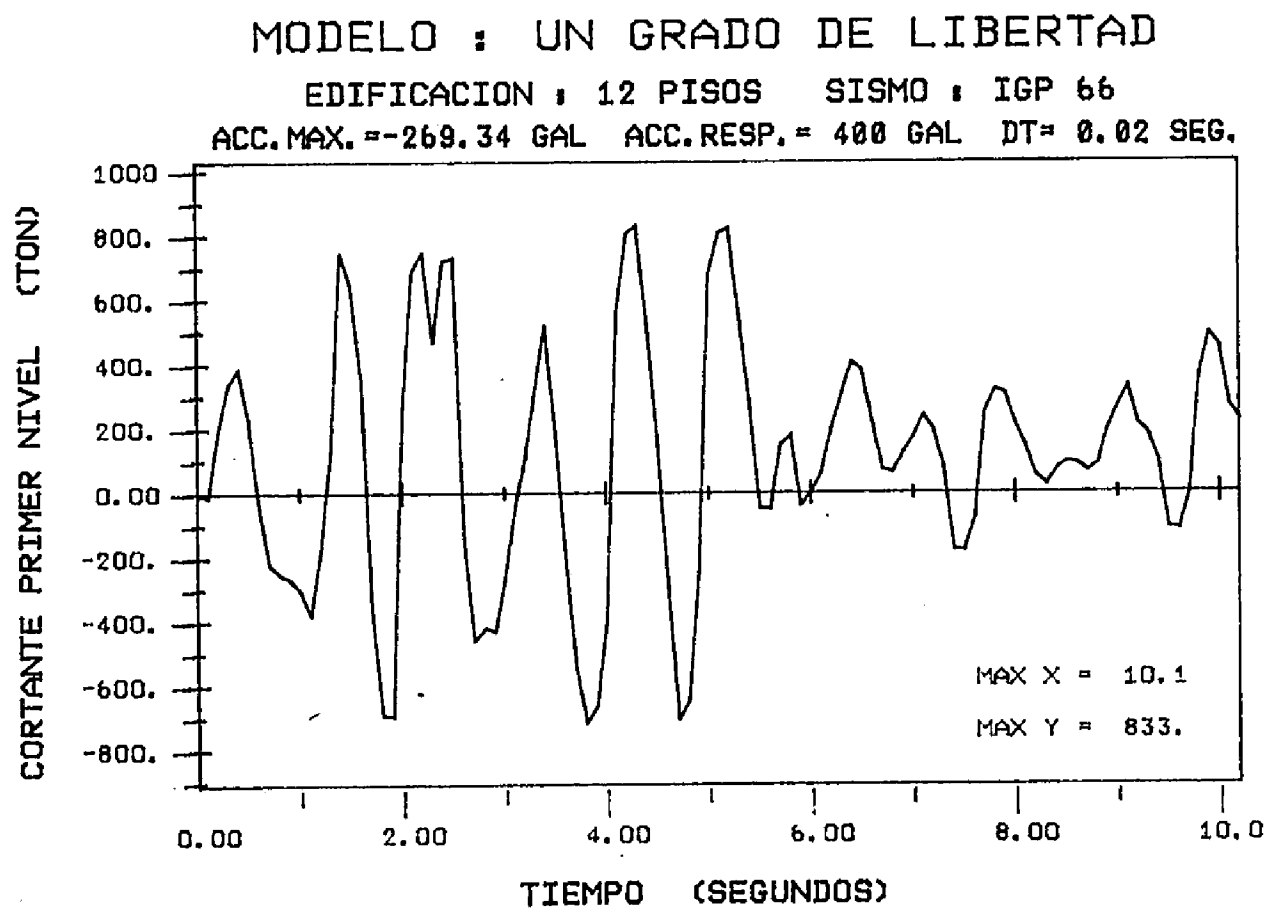
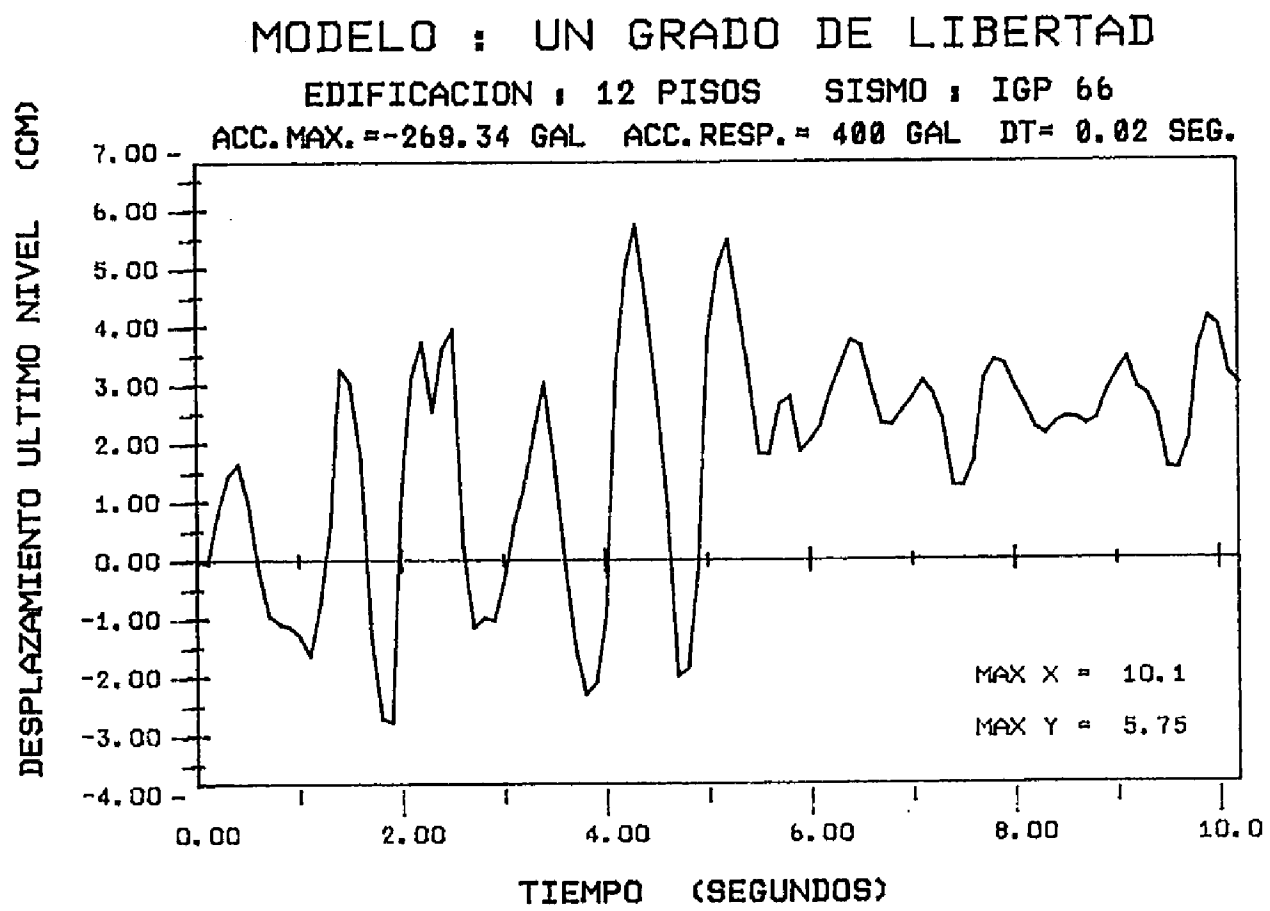


Figura N° 4.47 RESPUESTAS TIEMPO - HISTORIA

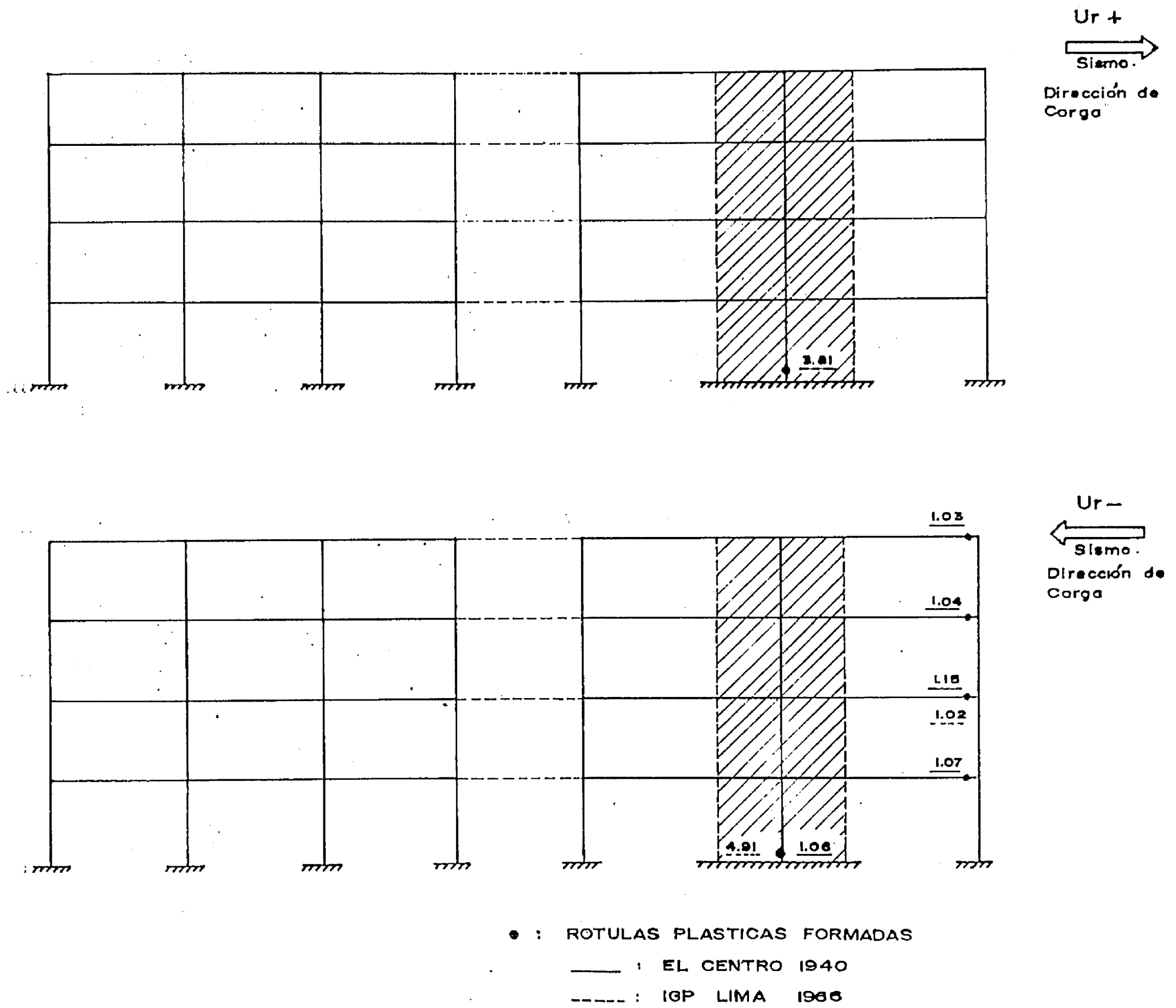
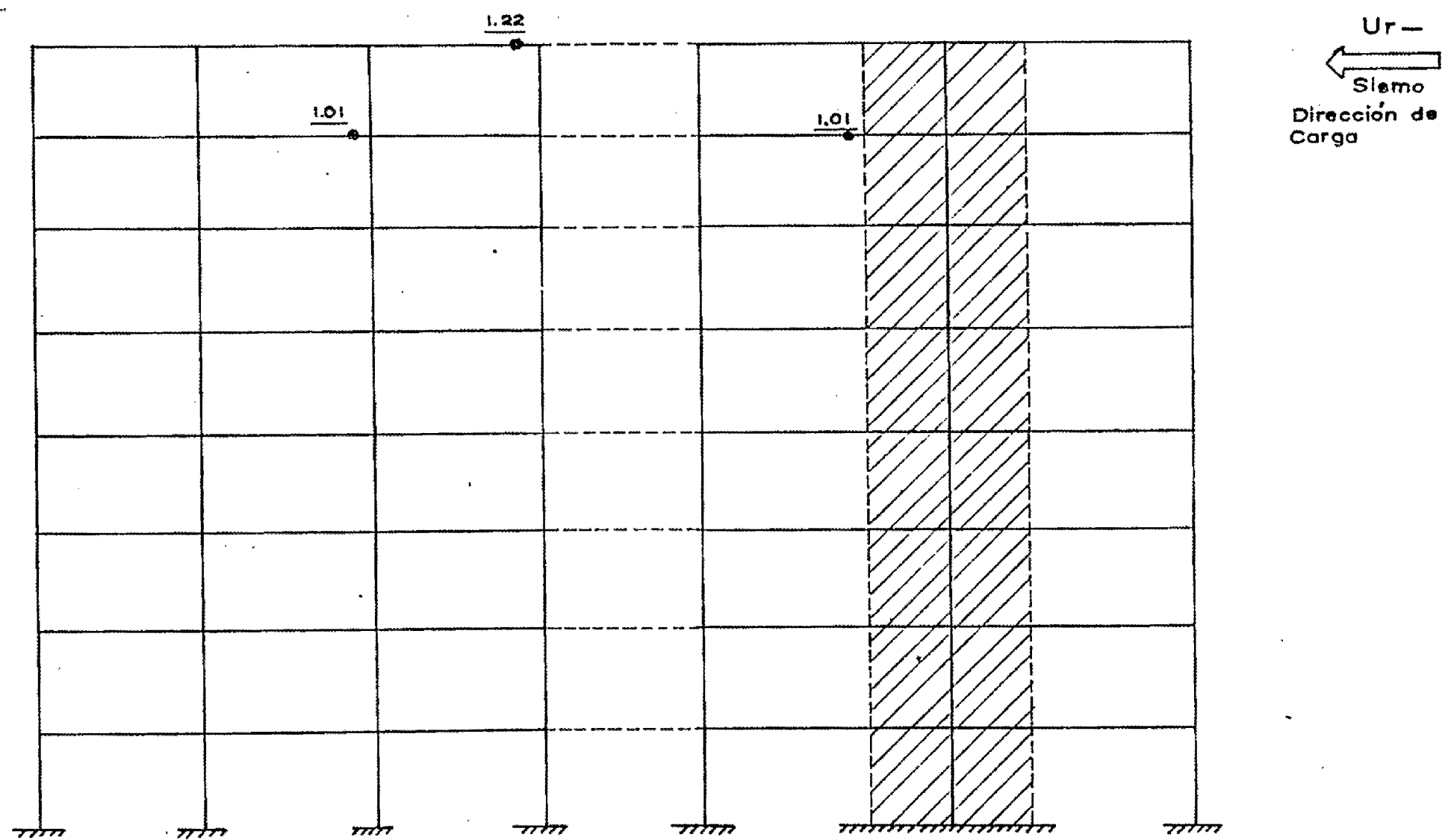
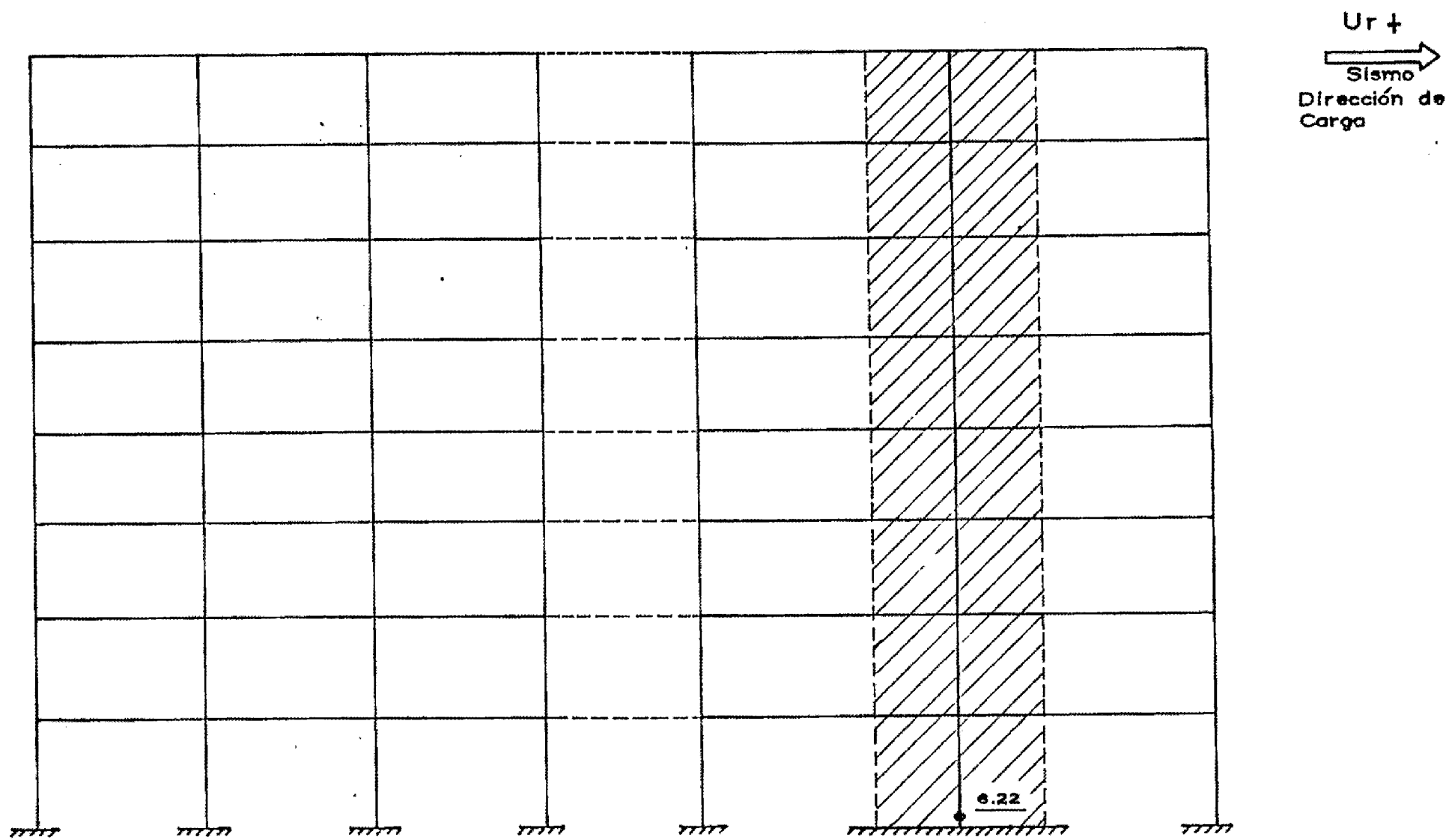
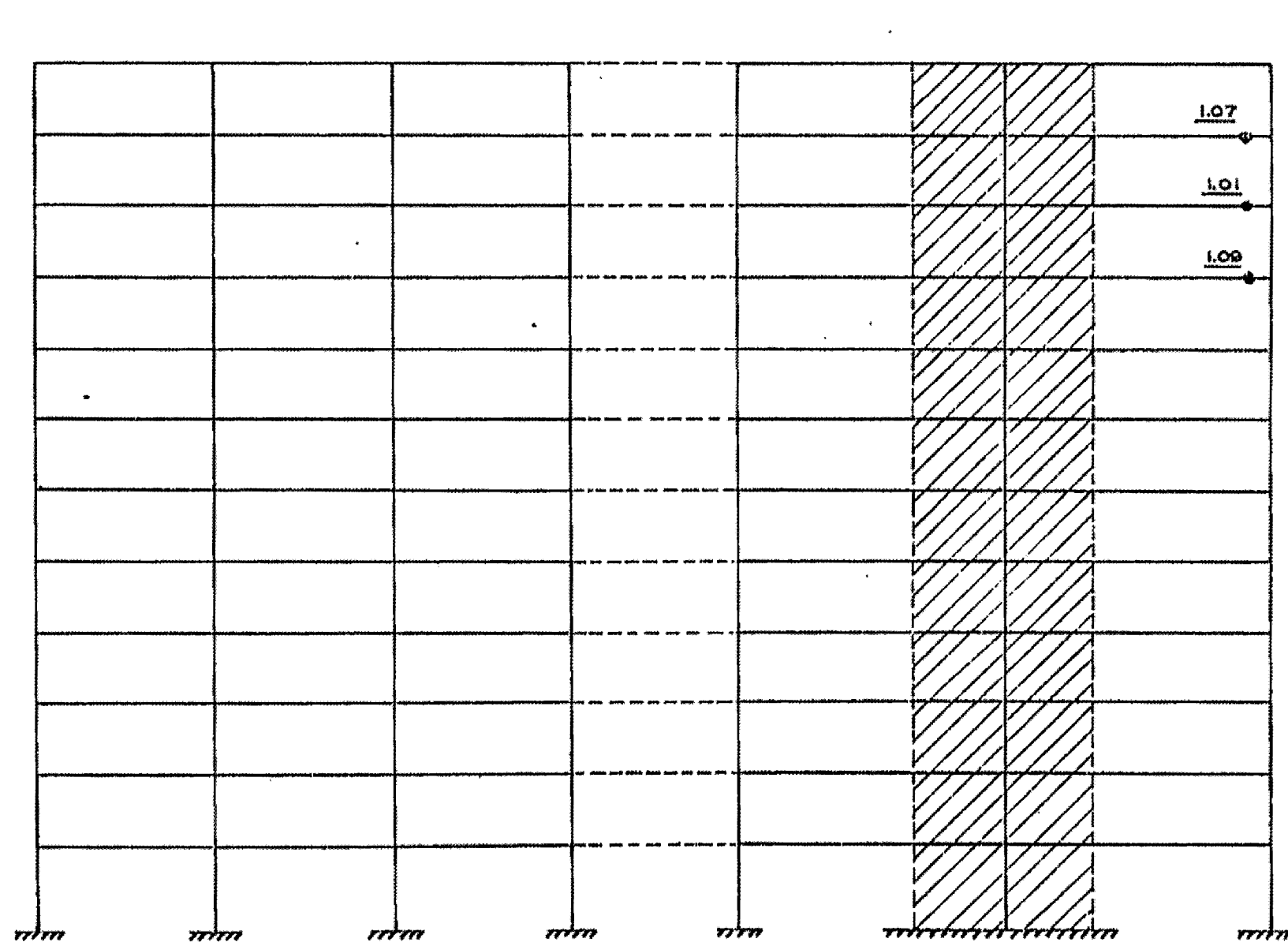
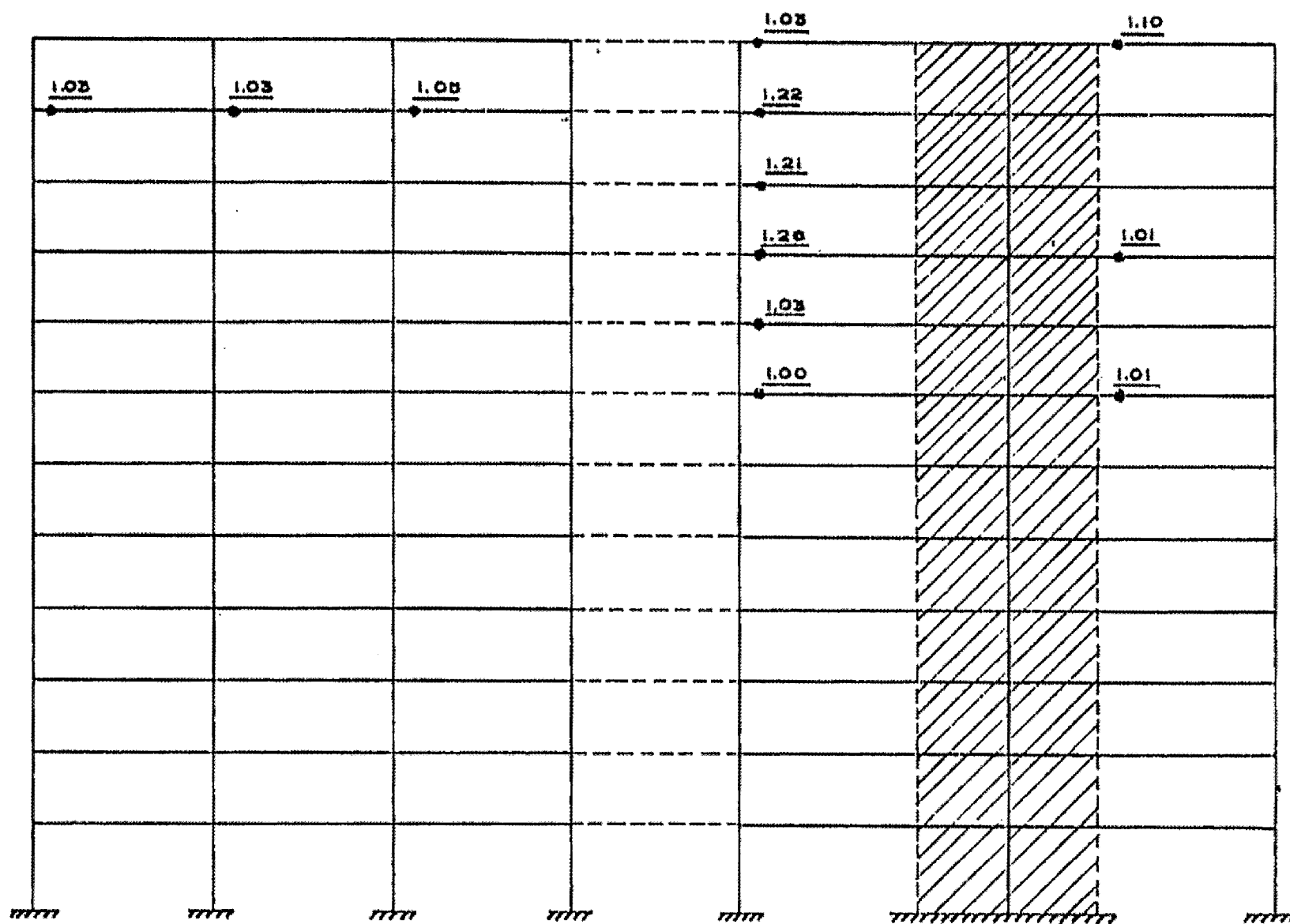


Figura N° 4.48 MAXIMOS FACTORES DE DUCTILIDAD PARA LA EDIFICACION DE 4 PISOS BAJO LOS SISMOS EL CENTRO • IGP 66 EN AMBAS DIRECCIONES.



- : ROTULAS PLASTICAS FORMADAS
- : EL CENTRO 1940
- : IGP LIMA 1966

Figura N° 4.49 MAXIMOS FACTORES DE DUCTILIDAD PARA LA EDIFICACION DE 8 PISOS BAJO LOS SISMOS EL CENTRO • IGP66 EN AMBAS DIRECCIONES.



● : ROTULAS PLASTICAS FORMADAS  
 — : EL CENTRO 1940  
 - - - : IGP LIMA 1966

Figura N° 4.50 MAXIMOS FACTORES DE DUCTILIDAD PARA LA EDIFICACION DE 12 PISOS BAJO LOS SISMOS EL CENTRO. e IGP66 EN AMBAS DIRECCIONES.

TABLA N° 33 : MÁXIMOS VALORES DE RESPUESTA PARA CADA MODELO ANALIZADO

DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO ( CM ) , FUERZA CORTANTE ( TON ) ONDA : EL CENTRO 1940

Piso	Corte				Corte - Flexión				Elástico-Equivalente				Un Grado de Libertad	
	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor
4	4.41(2.38)	274.26(3.09)	2.60(4.20)	197.74(2.49)	2.93(1.78)	241.28(2.07)	9.25(2.50)	144.44(2.54)	3.58(1.76)					
3	3.41(2.38)	449.52(2.38)	2.54(4.20)	327.30(4.14)	2.60(1.77)	359.81(3.18)	7.02(2.50)	244.17(2.53)						
2	2.25(2.38)	527.33(2.36)	2.15(4.20)	477.96(6.37)	2.30(1.76)	481.04(1.77)	4.71(2.50)	305.28(2.52)						
1	1.07(2.38)	625.29(3.86)	1.59(2.40)	631.88(2.36)	1.15(1.76)	607.99(1.76)	2.35(2.50)	334.17(2.51)	734.33(1.76)					
8	10.44(2.55)	209.69(1.64)	7.99(6.70)	165.09(5.67)	10.52(6.67)	160.82(2.52)	20.70(4.60)	111.04(5.59)	9.97(6.67)					
7	9.28(2.55)	366.77(1.64)	7.34(5.30)	226.37(1.29)	9.19(6.66)	269.42(2.50)	18.03(4.60)	204.27(5.55)						
6	8.08(2.55)	445.60(1.64)	6.22(5.30)	331.68(2.57)	7.98(6.65)	358.62(1.59)	16.02(3.70)	276.05(5.50)						
5	6.84(2.56)	472.88(2.46)	5.32(5.30)	433.16(5.31)	6.62(6.65)	428.51(3.70)	13.83(3.70)	331.77(4.56)						
4	5.56(2.56)	544.01(2.52)	3.85(2.00)	472.25(5.29)	5.37(6.64)	493.03(5.28)	11.30(3.70)	392.71(3.74)						
3	4.23(2.57)	589.70(2.52)	3.18(6.60)	541.22(6.64)	4.03(6.64)	529.44(6.62)	8.46(3.70)	444.13(3.71)						
2	2.87(2.57)	644.63(2.56)	2.07(5.20)	584.16(5.25)	2.69(6.64)	561.64(6.63)	5.45(3.70)	483.52(3.67)						
1	1.36(2.57)	707.73(2.59)	1.15(6.60)	616.05(6.57)	1.34(6.64)	607.99(2.00)	2.69(3.60)	510.89(3.64)	841.36(6.67)					
12	14.48(3.68)	175.46(1.71)	13.32(2.80)	135.22(2.81)	12.92(2.79)	138.16(2.80)	26.74(3.40)	115.84(3.30)	12.34(3.67)					
11	13.08(3.68)	319.96(1.71)	10.78(2.90)	224.76(5.46)	11.17(2.77)	239.28(2.76)	21.78(3.40)	182.88(3.37)						
10	11.64(3.68)	411.44(1.30)	8.79(2.70)	309.66(2.75)	9.50(2.73)	323.06(2.74)	21.36(2.30)	225.61(3.38)						
9	10.18(3.67)	492.16(1.30)	7.33(2.80)	347.97(2.71)	8.05(2.71)	366.54(2.73)	20.19(2.30)	232.90(3.37)						
8	8.71(3.67)	540.70(1.29)	7.09(3.70)	379.77(2.66)	6.87(2.61)	415.54(2.66)	18.64(2.20)	230.82(2.39)						
7	7.26(3.66)	556.02(1.29)	6.59(3.70)	453.19(2.63)	5.90(3.68)	457.99(2.62)	16.53(2.20)	281.13(2.40)						
6	5.83(3.65)	543.47(4.43)	6.36(3.70)	478.97(2.60)	5.31(3.67)	504.54(3.71)	14.12(2.20)	327.26(2.37)						
5	4.49(3.64)	569.36(4.43)	5.56(3.70)	525.49(2.57)	4.40(1.22)	566.02(3.68)	11.66(2.20)	366.59(2.33)						
4	3.26(3.61)	633.37(3.56)	4.71(3.70)	627.53(3.67)	3.63(1.19)	637.44(3.67)	9.19(2.20)	397.76(2.30)						
3	2.19(3.59)	725.95(3.54)	3.77(3.60)	696.51(3.64)	2.72(1.19)	684.80(3.64)	6.68(2.20)	421.42(2.26)						
2	1.26(3.57)	816.97(3.53)	2.52(3.60)	704.14(1.15)	1.81(1.19)	730.75(3.65)	4.08(2.20)	440.60(2.22)						
1	0.50(4.22)	907.09(3.52)	1.33(3.60)	895.12(3.58)	0.90(1.19)	756.78(3.61)	1.71(2.20)	462.91(2.18)	1058.08(3.67)					

números entre paréntesis indica el tiempo de ocurrencia en segundos

TABLA N° 34 : MAXIMOS VALORES DE RESPUESTA PARA CADA MODELO ANALIZADO

DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO ( CH ) , FUERZA CORTANTE ( TON ) ONDA : IGP LIMA-1966

Piso	Bidimensional			Corte			Corte - Flexión			Elástico-Equivalente			Un Grado de Libertad		
	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	D-abs	F-cor	
4	3.73(2.67)	222.85(2.42)	2.44(5.80)	269.09(6.08)	2.60(3.04)	287.39(2.52)	5.76(3.50)	199.86(2.83)	2.13(2.40)						
3	2.82(2.67)	395.64(2.40)	1.75(2.40)	328.29(5.77)	1.85(2.40)	445.03(2.54)	4.66(3.00)	194.90(4.06)							
2	1.82(2.67)	498.59(2.44)	1.48(2.40)	408.08(2.76)	1.48(2.40)	563.93(3.46)	3.78(3.00)	241.68(2.98)							
1	0.84(2.44)	570.52(2.44)	1.18(2.40)	560.09(2.41)	0.74(2.40)	636.65(3.48)	2.35(3.90)	341.15(3.92)						665.15(2.40)	
8	5.63(2.08)	151.55(2.36)	4.08(2.10)	111.49(2.57)	4.55(2.09)	147.17(2.54)	9.26(3.50)	48.12(4.56)	4.30(2.06)						
7	4.94(2.08)	250.74(2.34)	3.61(2.10)	188.52(2.54)	3.91(2.09)	232.06(2.51)	7.94(3.40)	86.92(3.46)							
6	4.20(2.08)	281.58(2.34)	3.05(2.10)	252.31(5.96)	3.28(2.08)	299.90(2.48)	6.83(3.60)	123.01(3.42)							
5	3.44(2.08)	279.49(0.16)	2.59(2.00)	314.02(2.08)	2.72(2.02)	344.31(2.48)	5.92(3.60)	151.75(3.38)							
4	2.55(2.08)	314.30(2.10)	2.16(2.00)	375.07(2.06)	2.16(2.07)	391.17(2.04)	4.99(3.60)	171.37(3.34)							
3	1.71(2.10)	354.19(5.50)	1.65(2.00)	422.47(2.04)	1.61(2.07)	426.03(2.03)	3.93(3.60)	190.66(3.66)							
2	0.98(2.10)	438.51(5.58)	1.09(2.00)	461.96(2.02)	1.07(2.07)	475.19(1.42)	2.70(3.60)	223.85(3.64)							
1	0.27(2.10)	470.87(5.56)	0.54(2.20)	503.50(1.99)	0.53(2.07)	538.34(1.41)	1.35(3.60)	257.23(2.43)						664.79(2.06)	
12	7.06(2.50)	170.33(2.54)	4.34(5.20)	92.12(2.66)	5.60(5.20)	129.84(2.66)	16.74(5.80)	33.89(4.38)	5.76(4.29)						
11	6.28(2.48)	300.95(2.54)	4.27(2.50)	154.05(2.60)	4.14(5.20)	185.01(2.60)	15.29(5.80)	68.15(4.34)							
10	5.45(2.48)	368.90(2.54)	3.80(2.50)	205.62(2.57)	3.31(4.78)	262.78(2.60)	13.89(5.80)	98.58(4.29)							
9	4.63(2.46)	378.34(2.54)	3.33(2.50)	251.15(4.31)	3.05(2.48)	272.10(2.58)	12.50(5.80)	125.42(4.25)							
8	3.71(2.46)	365.61(2.52)	2.92(2.50)	291.06(4.32)	2.85(2.46)	330.45(1.56)	11.11(5.80)	146.64(4.22)							
7	2.83(2.44)	364.94(2.50)	2.53(2.50)	329.35(1.51)	2.54(2.46)	349.15(1.52)	9.70(5.80)	170.22(5.91)							
6	2.07(2.44)	347.80(2.48)	2.25(2.40)	367.70(1.49)	2.22(2.45)	423.08(1.52)	8.24(5.80)	189.79(5.87)							
5	1.30(2.42)	368.89(1.46)	1.97(2.40)	399.33(1.47)	1.93(2.46)	442.32(2.50)	6.74(5.80)	207.24(5.83)							
4	0.96(2.42)	420.05(1.44)	1.64(2.40)	427.68(2.46)	1.63(2.46)	546.36(2.48)	5.31(5.70)	222.91(5.80)							
3	0.57(2.42)	487.74(2.36)	1.34(2.40)	482.03(2.45)	1.18(2.44)	548.63(2.46)	3.89(5.70)	237.24(5.75)							
2	0.40(2.40)	609.19(2.36)	1.04(2.40)	559.65(2.43)	0.76(2.44)	592.48(2.44)	2.39(5.70)	258.53(5.71)							
1	0.18(2.40)	717.56(2.34)	0.55(2.40)	640.97(2.41)	0.38(2.44)	661.80(2.42)	1.03(5.70)	271.43(5.69)						833.81(4.29)	

números entre paréntesis indica el tiempo de ocurrencia en segundos

TABLA N° 35 : PORCENTAJE DE DIFERENCIA DE LAS RESPUESTAS DE LOS MODELOS  
 CON RESPECTO A LA RESPUESTA DEL MODELO BIDIMENSIONAL

(A) Desplazamiento del último nivel

	Corte	Corte-Flexión	Elástico-Equivalente	Un Grado de Libertad
=====				
El Centro 1940				
-----				
4-pisos	- 41.0 %	- 33.6 %	+109.8 %	- 18.8 %
8-pisos	- 23.5 %	+ 7.7 %	+ 96.3 %	- 4.5 %
12-pisos	- 8.0 %	- 10.8 %	+ 84.7 %	- 14.8 %
IGP Lima 1966				
-----				
4-pisos	- 34.6 %	- 30.3 %	+ 54.4 %	- 42.9 %
8-pisos	- 27.5 %	- 19.2 %	+ 64.5 %	- 23.6 %
12-pisos	- 38.5 %	- 20.7 %	+137.1 %	- 18.4 %

(B) Cortante del primer nivel

	Corte	Corte-Flexión	Elástico-Equivalente	Un Grado de Libertad
=====				
El Centro 1940				
-----				
4-pisos	+ 1.1 %	- 2.8 %	- 46.6 %	+ 17.4 %
8-pisos	- 12.9 %	- 14.1 %	- 27.8 %	+ 18.9 %
12-pisos	- 1.3 %	- 16.6 %	- 48.9 %	+ 16.6 %
IGP Lima 1966				
-----				
4-pisos	- 1.8 %	+ 11.6 %	- 40.2 %	+ 16.6 %
8-pisos	+ 6.9 %	+ 14.3 %	- 45.4 %	+ 41.2 %
12-pisos	- 10.7 %	- 7.8 %	- 62.2 %	+ 16.2 %

notación :

- + : mayor en un ..... por ciento.
- : menor en un ..... por ciento.

TABLA N° 36 : PORCENTAJE DE DIFERENCIA DE LAS RESPUESTAS BAJO EL IGP 66

CON RESPECTO AL EL CENTRO 1940 PARA CADA MODELO

(A) Desplazamiento del último nivel

	Bidimensional	Corte	Corte-Flexión	Elástico-Equivalente	Un Grado de Libertad
4-pisos	- 15.4 %	- 6.2 %	- 11.3 %	- 37.7 %	- 40.5 %
8-pisos	- 46.1 %	- 48.9 %	- 56.8 %	- 55.3 %	- 56.9 %
12-pisos	- 51.2 %	- 67.4 %	- 56.7 %	- 37.4 %	- 53.3 %

(B) Cortante del primer nivel

	Bidimensional	Corte	Corte-Flexión	Elástico-Equivalente	Un Grado de Libertad
4-pisos	- 8.8 %	- 11.4 %	+ 4.7 %	+ 2.1 %	- 9.4 %
8-pisos	- 33.5 %	- 18.3 %	- 11.5 %	- 49.6 %	- 20.9 %
12-pisos	- 20.9 %	- 28.4 %	- 12.6 %	- 41.4 %	- 21.2 %

notación :

+ : mayor en un ..... por ciento.  
 - : menor en un ..... por ciento.



## CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

§. La respuesta de una estructura puede ser causada por diferentes condiciones de carga, pero la respuesta inelástica es principalmente ocasionada debido a movimientos sísmicos severos o explosiones accidentales. Por eso se realizan investigaciones en relación al comportamiento no-lineal de edificaciones durante sismos. Se ha expuesto la metodología general del análisis a tomar en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras de concreto armado, cuando estas están sujetas a sismos severos.

También se presento algunos resultados experimentales, los cuales han sido comparados con los resultados analíticos, comprobándose que un análisis puede simular adecuadamente el comportamiento real de la estructura; donde del grado de sofisticación del modelo depende mucho el nivel de precisión en el análisis, aunque esto será siempre relativo.

En general los ensayos se realizan con el objeto de:

- preparar información para los análisis dinámicos.
- clarificar y/o descubrir fenomenos inelásticos.
- verificar la validez del análisis teórico.
- acumular información para ser usada en la elaboración de normas de diseño.

- conseguir información para evaluar el comportamiento de estructuras antes y después de los sismos.

Sin embargo, aún existen incertidumbres, pues el comportamiento en el rango no-lineal a diferencia del lineal, es más complejo, debido a la dificultad en entender la interacción de sus varios parámetros que son necesarios para estudiar en mayor detalle.

§. Con respecto al comportamiento de estructuras, en las Normas de Diseño Sismo-Resistente, artículo 1.8. se establece:

- "1.8.1. Resistir sismos leves sin daños.
- 1.8.2. Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- 1.8.3. Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación."

El 1.8.1. implica que la estructura debe resistir las cargas de gravedad en condiciones de servicio y las fuerzas sísmicas horizontales producidas por sismos leves manteniéndose en un comportamiento elástico, sin que se presenten daños en los elementos estructurales, sin alcanzar la fluencia de las armaduras en ninguna sección y con desplazamientos tales que no dañen los elementos no-estructurales como tabiques de albañilería. Y 1.8.3., implica que debe incursionarse en un régimen plástico o inelástico, formándose rótulas plásticas con la suficiente

capacidad de deformación que permitan resistir sollicitaciones extraordinarias, cuidando los detalles de diseño para evitar fallas frágiles de corte, adherencia, anclaje, etc. que pudieran impedir que se desarrolle toda la capacidad resistente de la edificación. Y controlando la deformación máxima esperada de manera que no haya una destrucción total de los elementos no estructurales.

Se considera sismos moderados aquellos que pueden presentarse varias veces durante el tiempo de uso del edificio y muy fuertes aquellos que tienen un periodo de recurrencia mayor que el tiempo de uso del edificio. En cuanto a aceleración, sismo severo es aquel que tiene un máximo de 0.33 g ( 324.4 gal ).

Asimismo las Normas reducen la fuerza sísmica dividiéndola entre un factor  $R_d$  (reducción por ductilidad) para tomar en consideración su comportamiento inelástico, sin embargo, para el cálculo de desplazamientos obtenidos con la fuerza sísmica reducida se multiplican por  $0.75 R_d$ .

§. El análisis de respuesta y otros estudios, muestran que algunos parámetros son de gran influencia en la respuesta dinámica:

(i) Modelo de viga inelástica y lazo histerético, los cuales afectan la curva carga-deflexión y la ocurrencia del mecanismo de rótulas.

(ii) Efecto de bond-slippage, ya que incrementará la respuesta tiempo-historia de desplazamientos. Siendo más clara esta influencia en porticos sin muro.

(iii) Tipo de amortiguamiento, el amortiguamiento proporcional a la rigidez instantanea produce mayores valores de respuesta que el amortiguamiento proporcional a la rigidez elástica.

(iv) Otros parámetros son también importantes durante la respuesta de la estructura, y requieren de futuras investigaciones:

- deformación de corte en muros, en mayor detalle.
- efectos torsionales.
- geometría no-lineal.

§. La adición de un muro de corte incrementará la rigidez lateral y la resistencia del pórtico, haciendo decrecer significativamente el daño en las componentes no-estructurales y limitando el estado de los miembros estructurales. Debido a las diferentes características de deformación del muro y del pórtico (cuando la estructura es

cargada o deformada lateralmente) derivará esto un efecto tridimensional, donde dicho efecto inducirá fuerzas internas y deformaciones en los miembros estructurales que no pueden ser visualizados considerando solamente el comportamiento en el plano, debiéndose estudiar:

(i) Las vigas de los pórticos perpendiculares al plano del muro, ya que pueden estar sujetos a momentos flexionantes significativos.

(ii) Las columnas internas de los pórticos exteriores que pueden estar sujetos a una gran fuerza axial tensional y momentos biaxiales.

(iii) El muro, que puede estar sujeto a significativas fuerzas axiales en compresión.

8. Se sabe que la estructura adecuada a cimentarse sobre suelo blando es aquella que sea rígida, en cambio para suelos más consistentes, no es conveniente una estructura muy rígida ya que los fenómenos de amplificación, fallas progresivas, resonancia y disipación de energía podrían ser críticas.

Entonces, es necesario incluir el efecto de flexibilidad en la cimentación en suelos de mala calidad. En estas situaciones la hipótesis de considerar la placa o las

columnas empotradas a nivel de cimentación deja de ser representativa. Para tener en cuenta ese efecto, es necesario modificar la matriz de rigidez para incluir el efecto de giro en la cimentación y las deformaciones por fuerza cortante.

Si la atención es restringida al movimiento horizontal y la base es asumida no-rígida, el sistema puede ser representado por dos tipos de resortes:  $K_w$  y  $K_o$  (sway and rocking springs) determinados con una mínima aproximación, usando procesos básicos de mecánica de suelos.

§. Los efectos de no-linealidad geométrica pueden ser considerados, algunas veces de manera aproximada (efecto  $P-\delta$ ). En este caso se generan momentos secundarios por acción de las cargas de gravedad cuando la estructura (particularmente estructuras altas) se desplazan lateralmente debido a la acción de fuerzas sísmicas horizontales.

§. No tomar en cuenta las deformaciones axiales en columnas y muros, puede ser una limitación gravitante. Las deformaciones axiales, en pórticos con vigas rígidas, muy esbeltos o con geometría muy irregular, no se pueden despreciar, ya que afectan significativamente la rigidez lateral. Pero para estructuras que sea aceptable la hipótesis de despreciar las deformaciones axiales, los

modelos arrojan resultados suficientemente precisos para fines de diseño.

5. El amortiguamiento depende de la amplitud de la deformación de la estructura y varía fuertemente según el número de movimientos sísmicos experimentados por esta.

La importancia de la determinación del coeficiente de amortiguamiento no es tanto si se desea resolver el problema considerando la respuesta inelástica de la estructura. En este caso generalmente se supone explícitamente algún mecanismo de disipación de energía histerética, que incluirá gran parte del amortiguamiento de la estructura (amortiguamiento histerético). En estas condiciones, el amortiguamiento de tipo viscoso sólo representa otra forma de disipación de energía que es poco importante frente a la disipación por histéresis.

5. Características importantes de los movimientos sísmicos son, el valor máximo de la aceleración horizontal del suelo, el contenido de frecuencias del movimiento, y la duración de la parte más fuerte del mismo.

Estudios pasados, en la mayoría de los casos, se han realizado para sismos norteamericanos (costa oeste de los EEUU) que es una zona transcurativa, sin embargo los sismos sudamericanos, por pertenecer a una zona de subducción,

presentan características diferentes, y los sismos peruanos, además, presentan algunas singularidades.

Sólo se cuenta con registros de acelerógrafos en el área de Lima. Estos registros han mostrado un fuerte contenido de altas frecuencias (presumiblemente debido a un comportamiento elástico del medio donde se propagan las ondas desde la fuente a la estación de registro) y una baja atenuación de las aceleraciones con la distancia.

§. Se debe estudiar la peculiaridad de los sismos peruanos de presentar un fuerte contenido de altas frecuencias, ya que las técnicas de digitación y corrección empleadas no corresponden a dicha característica, las curvas de aceleración corregidas son graficadas a intervalos iguales de tiempo de 0.02 seg. que no pueden representar los picos de frecuencias altas, se debe reconocer que la densidad de digitación debe ser incrementada.

§. Se recomienda instalar más acelerógrafos en el Perú, en diferentes tipos de suelo, duros, intermedios y blandos, y distribuirlos de tal manera, de profundizar el estudio de la atenuación de los movimientos sísmicos en el país.

§. Los sismos usados para efecto del presente estudio han sido recortados, por razones de economía en tiempo de computación. Las respuestas tienden a ser menores para el



sismo recortado que para el sismo completo, ya que el movimiento tarda más en disiparse, dando oportunidad a respuestas mayores mientras el sismo sea más largo.

§. En los sismos peruanos se aprecia un menor daño para las aceleraciones máximas medidas, comparadas con relaciones en otros países (relación inversa entre el daño estructural y el número de cortes por cero). Por eso los sismos peruanos, que tienen muchos cortes por cero asociados a altas frecuencias, no producen tanto daño como podría producir en otra parte del mundo con el mismo valor de aceleración máxima. Por lo tanto es conveniente resaltar la importancia de la elección del movimiento de diseño, pues según sea este, se obtendrán los valores de respuesta.

§. Diseñar una edificación de manera que durante el sismo más fuerte a esperarse responda completamente en el rango elástico no es práctico, esto tanto desde el punto de vista económico como del hecho que las características del movimiento sísmico son erráticas.

Las características de un adecuado "sismo de diseño" (intensidad, duración y frecuencia) son muy difíciles de establecer, también hay incertidumbres en los parámetros estructurales que influyen en la respuesta, así como para las propiedades dinámicas del suelo.

No existen métodos precisos para el análisis inelástico. Los Códigos subsanan esta falta usando coeficientes sísmicos altos y considerando el concepto de ductilidad.

El diseño sísmico se basa en la disipación de energía mediante la deformación inelástica de esta manera el diseño debe tratar de generar una estructura lo más ductil posible para evitar desgracias.

Las estructuras diseñadas con un factor de reducción de ductilidad menor, es decir con fuerzas sísmicas mayores, tienen un requerimiento de ductilidad apreciablemente menor, que significa que en la práctica cuando no hay seguridad de un trabajo cuidadoso en la construcción, para un adecuado confinamiento de los extremos de la barra y de los nudos, debe diseñarse con fuerzas sísmicas mayores.

Es importante considerar cuales son las secciones críticas que se ven directamente influenciadas por la ductilidad, de tal forma que pueda ocurrir una redistribución de momentos y que algunas secciones puedan alcanzar sus momentos últimos antes que otros, permitiendo que allí se produzca una rotación al incrementarse la carga manteniendose el momento último mientras las otras secciones llegan a sus momentos últimos.

En la mayoría de los casos el criterio de diseño está dado en términos de ductilidad que es lo que mejor indica el daño estructural. La propiedad de  $\mu$  para el diseño depende de la función del elemento y del importe de daño que este puede tolerar, también depende de la carga de diseño que es esperada que ocurra.

La ductilidad en sí, no es suficiente para interpretar el comportamiento de estructuras de concreto armado. Dos sistemas que tienen la misma ductilidad, definida en referencia a la curva carga-deformación obtenida bajo incrementos hasta la falla de cargas monotónicas, pueden no tener la misma respuesta a un movimiento sísmico si las propiedades histeréticas de los dos sistemas son diferentes.

§. El diseño debe pretender que la energía sea disipada primeramente por las vigas, lo que se puede obtener mediante detalles sísmicos adecuados. Se debe notar que el momento de diseño real (durante sismos) depende de la carga considerada con relación al sismo esperado, la calidad de la construcción y del nivel de esfuerzo de diseño.

Se deben tomar medidas que eviten fallas frágiles dentro de la estructura, a fin de permitir que se pueda desarrollar un buen comportamiento inelástico de ella. Sin embargo pueden existir circunstancias que afecten estos criterios, como la posible sobrerresistencia de algunos materiales,

particularmente el acero, que pueden aumentar la resistencia nominal en flexión sin que necesariamente aumente en la misma proporción la resistencia a la cortante. De aquí, que muchos análisis dinámicos no-lineales han mostrado que en diversas etapas durante un terremoto, se presenta puntos de inflexión lejos del punto medio de las columnas y algunas veces fuera de la columna, por esta razón, el requisito de que la resistencia de la columna exceda la resistencia de las vigas no garantiza necesariamente que no se formen rótulas plásticas en las columnas.

8. Los análisis efectuados de los resultados del ensayo de la estructura de concreto armado de siete pisos a escala natural bajo una sollicitación pseudo-dinámica, han permitido mostrar una buena concordancia entre los resultados de análisis inelásticos y resultados experimentales, se han encontrado desplazamientos máximos que son hasta 15 o 20 veces mayores que los que corresponden a la fuerza horizontal  $H$  de diseño. Esta diferencia entre los resultados experimentales y los valores que indica la Norma Peruana hace necesario que se revisen estos criterios, y se hagan investigaciones analíticas en relación a la práctica y a la realidad constructiva de nuestro país, y de acuerdo a un suficiente número de registros de acelerogramas que reflejen las características de nuestros sismos y su manera de propagarse a través de nuestros diferentes tipos de suelos.

§. Se recomienda que futuros proyectos de Normas de Concreto Armado, propongan afrontar el problema del comportamiento inelástico de las estructuras haciendo obligatorio este análisis. De manera que el análisis convencional de la estructura, su dimensionamiento y cálculo de armaduras venga a ser el primer paso de diseño; obteniéndose del análisis inelástico los requerimientos de ductilidad de la estructura, los niveles de fuerza cortante mínima que deben resistir los elementos estructurales, la capacidad resistente que debe exigirse a las columnas para conseguir que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, mejoras en detalles constructivos y de diseño, como también optimización en los costos.

§. Es menester aclarar que estas conclusiones son, estrictamente hablando, validas solamente para las edificaciones analizadas y para el tipo de excitación que fue sujeta. Las conclusiones pueden ser extrapoladas sólo después de observar las limitaciones del estudio, debiéndose tomar las respuestas cualitativamente antes que cuantitativamente. Observando que el análisis será más preciso conforme los datos de entrada reflejen mejor las propiedades de los elementos estructurales.

El análisis no-lineal muestra razonablemente el comportamiento de estructuras sujetas a determinados movimientos sísmicos. Sin embargo la influencia en la

respuesta de algunos parámetros aún no esta totalmente entendida (efectos torsionales y no linealidad geométrica). De esta manera, el estudio de trabajos experimentales junto con los teóricos se hacen necesarios, se espera que el Centro Peruano-Japones de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, CISMID (UNI), pueda realizar estos tipos de investigaciones, prestar sus servicios y colaborar para el mejor conocimiento de nuestras estructuras ante sismos, y así poderlos aplicar en el campo práctico para realizar apropiadamente un diseño sismo-resistente confiable y que estos avances sean incorporados en las Normas de Diseño Sísmico.



## BIBLIOGRAFIA

1. Chavez J., "Study of the Seismic Behavior of Two-Dimensional Frame Buildings. A Computer Program for the Dynamic Analysis: INDRA", Bulletin I.I.S.E.E., Vol.18, Japan, 1980.
2. Chavez J., "Estudio del Comportamiento Inelástico de Estructuras de Concreto Armado durante Sismos Severos", Congreso de Ingeniería Civil, Chiclayo, Perú, 1982.
3. Chavez J., "Comparison of Response Analysis of Reinforced Concrete Frames Represented by Shear Model, S-B Model and Frame Model", Bulletin Earthquake Engineering, Japan, 1977-1978.
4. Morales R., "Estudio del Factor de Reducción por Ductilidad en la Respuesta Sísmica de Edificaciones de Concreto Armado", Revista Tecnica, Vol.2, N°2, 1983.
5. Sugano S. and Koreishi I., "An Empirical Evaluation of Inelastic Behavior of Structural Elements in Reinforced Concrete Frames Subjected to Lateral Forces", Proc. 5-WCEE, Rome, Italy, June 1973.
6. Umemura H., Aoyama H. and Takizawa H., "Analysis of the Behavior of Reinforced Concrete Structures During Strong Earthquakes Based on Empirical Estimation of Inelastic Restoring Force Characteristics of Members", Proc. 5-WCEE, Rome, Italy, June 1973.
7. Aoyama H., "Simple Non-Linear Models for the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings", Report U.S.-Japan Cooperative Research Program, Honolulu, Hawaii, August 1975.
8. Aoyama H., "Non-Linear Response Analysis of Reinforced Concrete Structures", Fourth Regional Seminar on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, September 1976.
9. "Seismic Response Analysis of a 7 Story Reinforced Concrete Wall-Frame Structure" Report of Building Research Institute, Session V, 1980.
10. Guikan P. and Sozen M., "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", ACI Journal, December 1974.
11. Shibata A. and Sozen M., "Use of Linear Models in Design to Reflect the Effect of Non-Linear Response", Report U.S.-Japan Cooperative Research Program, Honolulu, Hawaii, August 1975.



12. Shibata A. and Sozen M., "The Substitute Structure Method for Earthquake-Resistant Design of Reinforced Concrete Frames", Civil Engineering Studies, Structural Research Series N°412, Illinois, USA, October 1974.
13. Kabeyasawa T., Shiohara H., Otani S. and Aoyama H., "Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structures Test PSD-3", The Third Joint Technical Coordinating Committee Meeting U.S.-Japan Cooperative Research Program Utilizing Large Scale Testing Facilities, Building Research Institute, Tsukuba, Japan, July 14-16 1982.
14. Zavala A., "Estudio del Factor de Ductilidad en la Respuesta Sísmica en Pórticos con Placas", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, 1986.
15. Bertero V., Aktan A., Charney F. and Sauce R., "Comparison of 1/5 th-Scale Model Shaking Table Test Results with those Obtained in Full-Scale Model Tests and those Predicted Analytically", Earthquake Engineering Research Center, June 1984.
16. Yoshimura M., "Reduction of M.D.O.F. System to S.D.O.F. System", Report of Building Research Institute, Tsukuba, Japan, May 1981.
17. "A Proposal for Determining the Acceleration Level for Pseudo-Dynamic Testing of the Reinforced Concrete 7 Story Building", Report of Building Research Institute, Session V, 1980.
18. Yoshimura M., "Evaluation on the Appropriateness of Single Degree Pseudo-Dynamic Testing", The 3rd JTCC Meeting, July 14-20, 1982.
19. Biggs J., "Introduction to Structural Dynamics", McGraw-Hill Book Company, New York, 1964.
20. Roesset J., "Notas sobre Métodos Numéricos para Dinámica Estructural", M.I.T. Cambridge, Massachusetts, 1974.
21. Pique J., "Dinámica Estructural", Copias de Clase, Escuela de Post-Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, 1987-I.
22. Scaletti H., "Métodos Numéricos", Copias de Clase, Escuela de Post-Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, 1987-I.
23. "Normas de Diseño Sismo-Resistente, Reglamento Nacional de Construcciones", Ministerio de Vivienda y Construcción, Oficina de Investigación y Normalización Coordinadora, Lima-Perú.



24. Meneses J., "Evaluación de Acelerogramas y Determinación de Espectos de Respuesta en Lima", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, 1985.

25. Bazán E. y Meli R., "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Editorial LIMUSA S.A., Mexico, 1987.

26. Kardestuncer H., "Introducción al Análisis Estructural con Matrices", Libros Mc Graw-Hill de Mexico S.A., 1975.