

Universidad Nacional de Ingeniería

Programa Académico de Ingeniería Civil



TESIS DE GRADO

**Respuesta Inelástica de
Estructuras de Concreto
Armado Sometidas a Cargas
Laterales Sísmicas**

MODELO "B"

CARLOS NUÑEZ BARRIGA

Promoción 1972 - 1

LIMA - PERU

1974

A mis padres

Agradezco a mi asesor, Ing. Roberto Morales Morales por su valiosa orientación durante el desarrollo de este trabajo; al Ing. Hugo Scaletti por sus interesantes aportes y orientaciones teóricas. De igual modo, mi reconocimiento a Rubén Caballero Andaluz por su asesoría durante el diseño del programa: "Respuestas de estructuras de concreto armado sometidas a fuerzas horizontales sísmicas" y a T. Corimanya por su asesoría en computación y su estrecha colaboración en los programas de dibujo.

También, y de manera muy especial, al Centro de Cómputo.

INDICE

Página

| | | |
|-------|--|----|
| I.- | INTRODUCCION | 1 |
| II.- | METODO DE ANALISIS DE DISEÑO ANTISISMICO | |
| 2.1 | Análisis dinámico de diseño antisísmico | 4 |
| 2.1.2 | Respuesta dinámica de una estructura flexible | 6 |
| 2.1.3 | Diseño por análisis espectral | 10 |
| 2.1.4 | Análisis Tiempo Historia | 12 |
| III.- | COMPORTAMIENTO INELASTICO DE ESTRUCTURAS | |
| 3.1 | Concepto de absorción de energía | 16 |
| 3.2 | Factor de ductilidad | 27 |
| 3.3 | Otros factores involucrados en el comportamiento inelástico | 36 |
| IV.- | APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES | |
| 4.1 | Influencia de las deformaciones plásticas sobre estructuras con variaciones en sus características dinámicas, y respuestas | 43 |
| 4.2 | Espectros de respuesta a sismos, de sistemas provistos de amortiguadores de masa auxiliares no lineales | 62 |
| 4.3 | Respuesta inelástica de estructuras | 69 |
| 4.3.1 | Estructuras con placas de concreto armado | 70 |
| 4.3.2 | Respuesta inelástica de estructuras de concreto armado sometidas a cargas laterales sísmicas | 75 |
| V.- | PROGRAMAS DE COMPUTACION | |
| 5.1 | Cálculo de la matriz de rigidez | 79 |

| | Página |
|---|--------|
| 5.2 Cálculo de frecuencias y formas de modo | 84 |
| 5.3 Respuesta a estructuras de concreto armado sometidas a cargas laterales sísmicas | 89 |
| 5.4 Programas de graficación | 103 |
| | |
| VI.- RESULTADOS Y ANÁLISIS COMPARATIVO | |
| 6.1 Datos de ingreso para el cálculo de la matriz de rigidez | 106 |
| 6.2 Matrices de rigideces para el total de edificios | 107 |
| 6.3 Resultados de la aplicación del método Holzer para el total de edificios | 108 |
| 6.4 Resultados de la aplicación del programa principal a una muestra de tres edificios con las aceleraciones de los terremotos: El Centro y Kenken | 109 |
| 6.4.1 Caso I: - valores instantáneos y valores máximos Gráficos comparativos de los valores instantáneos Gráficos comparativos de los valores máximos | 111 |
| 6.4.2 Caso II: - valores instantáneos y valores máximos Gráficos comparativos de los valores instantáneos Gráficos comparativos de los valores máximos | 114 |
| 6.4.3 Caso III: - valores instantáneos y valores máximos Gráficos comparativos de los valores instantáneos Gráficos comparativos de los valores máximos | 117 |
| | |
| VII.- CONCLUSIONES | 119 |
| Bibliografía | 121 |

En el presente trabajo se ha querido mostrar un proceso de análisis sísmico tiempo historia, con posibilidades de incursionar en zonas elásticas y elastoplásticas .

El objetivo del presente trabajo ha sido el tratar de elaborar un método de análisis de las respuestas de estructuras de concreto armado sometidas a cargas sísmicas en los rangos elástico y elastoplástico, para lo cual presentamos también aquí un programa fortran que juzgamos capaz de llevarlo a cabo.

Sin embargo, la curva esfuerzo-deformación del concreto armado no puede ser seguida en su totalidad, sino mediante una aproximación bilineal. Pese a esta limitación consideramos que el programa puede proporcionar respuestas satisfactorias.

Además el trabajo presenta algunos otros programas útiles para cualquier tipo de análisis sísmico.

A manera de ilustración, han sido desarrollados algunos modelos teóricos con inclusión de muros de concreto armado. De igual modo, y con el fin de encontrar algunas relaciones entre distribuciones de placas y comportamiento elastoplástico ante sismos severos, se han estudiado ciertos modelos de estructuras.

Es necesario acotar que el trabajo no incluye la determinación del punto de fluencia en la curva de concreto armado, ni la pendiente de la curva en la zona elastoplástica, que son necesarios para un análisis real y que puede ser tema de una investigación posterior. Más bien nuestro estudio señala un método completo de análisis y que puede ser aplicado a cualquier estructura real.

METODOS DE ANALISIS DE DISEÑO ANTISISMICO.- EL ANALISIS DINAMICO

Existen dos métodos fundamentales de diseño antisísmico: el análisis estático y el análisis dinámico.

Análisis estático: Consiste en suponer cargas horizontales de valores correspondientes a fórmulas empíricas que la estructura debe ser capaz de absorber.

Análisis dinámico: Analiza la ecuación de la Dinámica; es decir, de las fuerzas o desplazamientos forzados dependientes del tiempo, para los cuales es necesario considerar, además de las características de rigidez, las propiedades de inercia y de amortiguamiento del sistema y su medio circundante.

2.1 ANALISIS DINAMICO DE DISEÑO ANTISISMICO.

a) Fuerzas de Inercia.-

Las fuerzas de inercia son expresadas en función de las aceleraciones por aplicación del principio de D'Alembert.

Si (\ddot{f}) es una matriz columna que agrupa las componentes de la aceleración de un punto cualquiera de un elemento, las correspondientes fuerzas de inercia pueden considerarse equivalentes a fuerzas de cuerpo por unidad de volumen:

$$(p) = - \rho (\ddot{f}) = - \rho \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2}$$

donde ρ es la densidad. (f) es la matriz de desplazamientos:

$$(f) = (u \ v \ w \ \dots)^T$$

Tomando en consideración todo el cuerpo, obtendremos:

$$(F)_I = (M) (\ddot{\delta}) = (M) \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\delta)$$

b) Fuerzas de Amortiguamiento.-

A diferencia de las masas y rigideces, las características de amortiguamiento de una estructura dependen principalmente del medio circundante.

La formulación matemática de las fuerzas de amortiguamiento presentan grandes dificultades. Por lo general para los análisis sísmicos se asume el amortiguamiento de tipo viscoso:

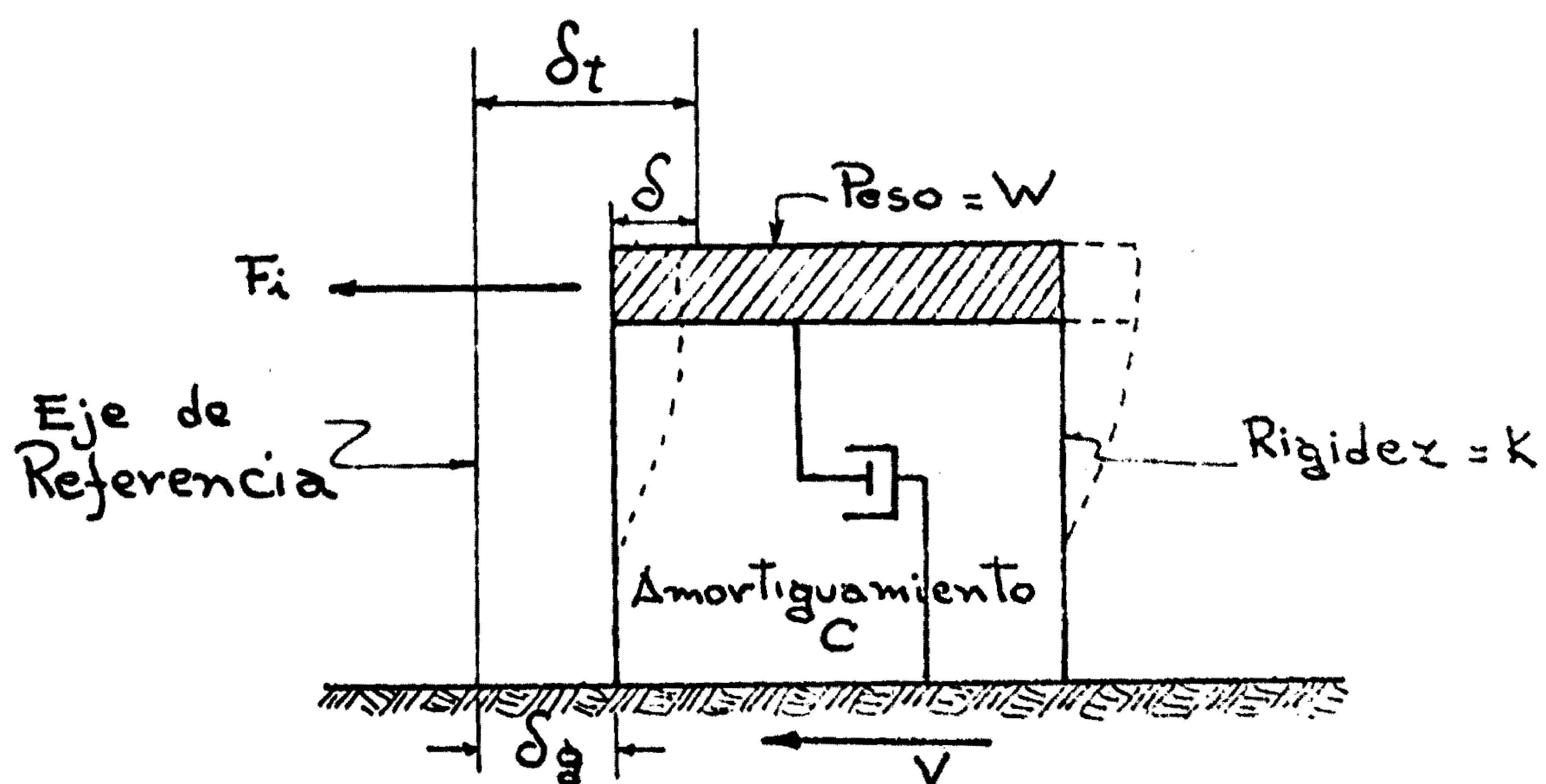
$$(F)_A = (c) (\dot{S}) = (c) \frac{\partial}{\partial t} (S)$$

donde (\dot{S}) es el vector de velocidades nodales.

2.1.2 RESPUESTA DINAMICA DE UNA ESTRUCTURA FLEXIBLE.

Un sismo es un fenómeno de vibración del suelo. Ya que la tierra es una estructura elástica en sus características en conjunto, y posee una masa, vibrará cuando esté sometida a una carga aplicada súbita y violentamente, exactamente como sucedería con cualquier otro sistema mecánico.

Los movimientos producidos por las vibraciones del terreno no pueden tener componentes horizontales y verticales, pero ya que las construcciones son calculadas para fuerzas verticales con factores de seguridad, se acostumbra a considerar sólo efectos de movimiento horizontal para el diseño antisísmico. Las fuerzas que se crean durante un sismo no son aplicadas directamente a la estructura, sino que son fuerzas de inercia resultantes de los movimientos de ella.



FUERZAS SISMICAS: ESTRUCTURA FLEXIBLE

La fig. 1 representa una estructura sencilla de un piso. El peso se supone concentrado a nivel del techo. Se ha considerado solo un plano de movimiento, por lo que, con un grado de libertad se podrá analizar (no habiendo asentamientos diferenciales de las columnas). Sólo es posible un tipo de deformación, representado aquí por δ . Sus otras propiedades son la rigidez de las columnas (K) y el amortiguamiento (c).

En ausencia del Amortiguamiento el esfuerzo cortante en la base de esta estructura puede ser expresada por el producto de la rigidez de las columnas por el desplazamiento:

$$[v] = [K] \times [\delta]$$

Condiciones de equilibrio dinámico.-

$$\left[\frac{w}{g} \right] \times [\delta_t] + [K] \times [\delta] = 0$$

Como:

$$[\ddot{\delta}_t] = [\ddot{\delta}_g] + [\ddot{\delta}]$$

Luego:

$$\left[\frac{w}{g} \right] [\ddot{\delta}] + [K] [\delta] = \left[-\frac{w}{g} \right] [\ddot{\delta}_g] = [F_e]$$

en la que observamos que esta ecuación es idéntica a la que se aplicaría a una estructura estacionaria sujeta a una carga efectiva (F_e) que es igual al producto de la masa de la estructura por la aceleración del cuerpo. De este modo el efecto dinámico de los sismos puede

ser estudiado considerando que la estructura es estacionaria y aplicándole una \vec{F} sísmica efectiva (F_e).

Se puede anotar que esta \vec{F} efectiva es cambiante debido a que la aceleración del suelo ($\ddot{\delta}_g$) varía en cada instante. Inclusive una vez iniciado el sismo, al variar la aceleración del suelo, la inercia del cuerpo, que tenía ya un valor por sollicitaciones anteriores, influye directamente sobre esta estructura dinámica, lo que obliga a un replanteo instantáneo de \vec{F} de equilibrio.

En el programa presentado, se toman en consideración estos factores instantáneos.

En términos generales:

$$[M] \times [\ddot{\delta}] + [c] \times [\dot{\delta}] + [K] \times [\delta] = [F(t)]$$

en la que $F(t)$ es la perturbación exterior.

En el caso particular en que la fuerza es variable sinusoidalmente con el tiempo, tendremos:

$$F(t) = P \text{ sen } \omega t$$

Reemplazando:

$$[M] [\ddot{\delta}] + [c] [\dot{\delta}] + [K] [\delta] = P \text{ sen } \omega t$$

Cuya solución es:

$$[\delta] = [e^{-nt} (A \text{ sen } p't + B \text{ cos } p't)] + [M \text{ sen } \omega t + N \text{ cos } \omega t]$$

Siendo N y M constantes, en la que:

$$p^2 = \frac{K}{M}$$

Y:

$$2n = \frac{c}{M}$$

La solución general sería:

$$[\delta] = \left[e^{-nt} (A \operatorname{sen} p't + B \operatorname{cos} p't) + \frac{P (p^2 - w^2) \operatorname{sen} wt - 2nw \operatorname{cos} wt}{M (p^2 - w^2) + 4n^2 w^2} \right]$$

2.1.3 DISEÑO POR ANALISIS ESPECTRAL.

La respuesta espectral para un movimiento sísmico es el ploteo de las máximas respuestas de movimientos de un solo grado de libertad de oscilaciones de períodos varios; esto es, la ordenada de la curva espectral en un período dado, representa el máximo nivel de la fracción del período de un péndulo simple invertido.

A) Procedimiento para el análisis espectral.

- 1- Selección de espectro de diseño.
- 2- Determinación de formas de modos y períodos de vibración.
- 3- Lectura del nivel de respuestas del espectro para los pe ríodos de cada modo considerado.
- 4- Cálculo de la participación de cada modo correspondiente a un solo grado de libertad, respuesta leída según la cur va.
- 5- Adición de efectos de modos para obtener la combinación de máxima respuesta.
- 6- Traslación de la máxima respuesta combinada en cortes y momentos, para usarla en el diseño de la estructura.

Es necesario hacer notar que el espectro da solamente el máximo nivel de respuesta para cada modo. Ello no tiene escala de tiempo y no hay manera de determinar en qué momento durante el movimiento sísmico ocurre este máximo. Es muy improbable que el máximo valor para todos los modos ocurra simultáneamente.

En este procedimiento generalmente es necesario el uso de estadísticas y de teorías de probabilidades, para obtener un

resultado que represente los medios de combinación probables de máxima respuesta en los modos considerados.

Esto sería más o menos una solución exacta en estructuras de grandes períodos sujetas a grandes frecuencias de vibración con sustancial contribución de los modos superiores.

En muchos sismos se ha notado que la máxima respuesta para muchos períodos cortos ocurre durante los primeros segundos, mientras que para los períodos largos esto sucede cerca del final del movimiento.

Sin embargo, en este análisis encontramos una serie de inconvenientes tales como:

- 1- Los datos de entrada o espectros son aún asumidos.
- 2- No existe manera de considerar los efectos durante el sismo.
- 3- Existe incertidumbre al considerar la sumatoria de efectos de varios modos.
- 4- Pequeñas inexactitudes en la estimación del amortiguamiento y en el cálculo de la rigidez de la estructura tienen considerable efecto sobre las fuerzas, y no existe una manera al alcance, de estimar los cambios de no linealidad.

2.1.4 ANALISIS TIEMPO HISTORIA

Mientras más pueda llegarse a entender una estructura, mejores soluciones respecto a ellas podrán ser dadas. Sin embargo, algunas estimaciones que son necesarias a otros métodos y que en muchos casos son falsas, han llevado a soluciones erróneas.

El análisis tiempo histórico es a nuestros ojos, el más completo análisis dinámico, y el que nos brinda las más numerosas y exactas respuestas acerca del comportamiento de la estructura.

Sin embargo, el uso de este método está bastante restringido en nuestro medio, debido a su complejidad, y debido sobre todo al desconocimiento de datos reales que para el caso se necesitan.

Un verdadero comportamiento dinámico de edificios, con grandes amplitudes en sismos mayores, es no lineal. Un real análisis requiere un análisis plástico que registrará el efecto acumulativo de la progresiva deformación plástica, e inclusive podría incluirse los efectos por cargas y aceleraciones verticales, aunque esto es muy poco frecuente.

Este estudio ha querido introducirnos en el análisis plástico, para precisamente tratar de reflejar el verdadero comportamiento dinámico de una estructura.

Proceso :

1) Un record digitizado con pequeños intervalos de tiempo, generalmente de 0.01 á 0.04 segundos, con su nivel de aceleración ocurrido para cada intervalo.

- 2) Un modelo matemático que representa la estructura. Lo más frecuente es una serie de masas unidas por eslabones, (elásticos ó elastoplásticos), con factores de amortiguamiento.
- 3) La ecuación es tomada relacionando, cada masa, tiempo y aceleración, y la fuerza actuando directamente sobre la masa.
- 4) La integración numérica es llevada a cabo para cada intervalo de tiempo; como es un proceso imposible de hacer por métodos manuales, se usan computadoras. Durante la integración es suministrado al computador el record digitizado y el modelo en estudio.

La ecuación:

$$[M][\ddot{\delta}] + [c][\dot{\delta}] + [K][\delta] = [F(t)]$$

es integrada instante a instante a instante mediante algún proceso numérico de integración, puesto que los datos de aceleraciones son imposibles de ajustar a alguna curva conocida.

Al iniciarse el proceso de integración existe solo una fuerza de inercia $F = M \ddot{\delta}_g$ sobre la que actúan la fuerza restitutoria $K \delta$, y la fuerza de amortiguamiento $c \dot{\delta}$ que constituye un sistema vibratorio, pero un instante después es cambiada la aceleración del suelo $\ddot{\delta}_g$, lo que obliga a una nueva redistribución de esfuerzos tomando en cuenta los precedentes. La nueva aceleración $\ddot{\delta}_g$ puede ser, en términos generales diferente en intensidad y sentido, es decir que existe una interacción suelo-estructura a través del tiempo.

Durante el proceso son combinados todos los modos de vibración en cuanto ocurren. Así se elimina la incertidumbre de combinar los modos que es inherente al análisis espectral.

En la actualidad su aplicación aún tiene incertidumbres:

- 1) Los modelos matemáticos de la estructura reflejan más o menos el comportamiento de una estructura.
- 2) El método no contempla los cambios de la matriz de rigidez, así como la de plasticidad y amortiguamiento, cuando la estructura sufre daños progresivos. Aunque los desplazamientos plásticos si son acumulados.
- 3) Aunque el tiempo entre dos puntos del record digitalizado es pequeño, cabe la posibilidad de que no registre un pico ó un valle significativos.

Estas afirmaciones reflejan el análisis realizado en esta tesis y no la definición usual para este tipo de análisis.

COMPORTAMIENTO INELASTICO DE ESTRUCTURAS

Los procesos elásticos, que son los más usados, proporcionan en apariencia una visión completa del comportamiento dinámico; sin embargo, en tales consideraciones se encuentra implícito un cálculo dirigido a un sismo moderadamente severo, pero sismos de mayor magnitud, podrían demostrar que los esfuerzos producidos exceden sensiblemente los considerados en los reglamentos, y pueden asumir valores iguales a g ó superiores. A pesar de esto, algunas edificaciones no habrían sido mayormente afectadas. Esta discrepancia aparente que poseen algunos edificios —exceso de resistencia sobre los valores de diseño—, se supone debido a:

- 1- La utilización de esfuerzos de trabajo comprobadamente muy conservadores; y
- 2- La participación de elementos no estructurales en la resistencia a las deformaciones laterales.

Sin embargo estas "razones" no satisfacen las investigaciones al respecto. En muchos casos, parece aún más importante el que, a medida que se manifiesta la respuesta del edificio, aparezcan grietas y zonas de fluencia, ya que las deformaciones plásticas absorben gran cantidad de energía vibratoria del edificio. Como resultado, se limita el continuo incremento de energía requerida para desarrollar las máximas velocidades espectrales.

Sobre esta base, es evidente que las deformaciones inelásticas de una estructura son un factor predominante en la limitación de las fuerzas desarrolladas en una estructura de un sismo severo.

3.1 CONCEPTO DE ABSORCION DE ENERGIA.

Un movimiento sísmico trae como consecuencia el proporcionar energía a las estructuras. Si éstas son capaces de absorberla, algo de esta energía se disipará por el amortiguamiento estructural, y el resto se almacenará en forma de energía cinética del movimiento de la masa, y de deformación de elementos estructurales.

Pero si la energía es suficientemente grande, la estructura no podrá absorberla elásticamente, sino como deformaciones permanentes, produciéndose un colapso, y entonces alguna zona relativamente débil de la estructura, fallará.

Si la estructura es diseñada de tal forma que ocurran deformaciones permanentes sin falla de un miembro, en todo instante se ha de cumplir que, la suma de la energía cinética, más la energía de deformación, más la energía disipada por amortiguamiento, más la energía disipada por deformación plástica, será igual a la energía total recibida. Estudiando una curva de esfuerzo-deformación del ensayo de una estructura a destrucción, podemos observar que gran proporción de energía absorbida reside en la energía disipada por deformación plástica. Por ello, si una estructura tiene ductibilidad, es decir, capacidad de absorción de energía a través de la llamada deformación plástica, será capaz de resistir movimientos muy intensos sin fallar.

Un trabajo presentado por Housner en el Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica en 1956, propone un método aproximado que puede expresarse como:

$$D + V = E$$

siendo E la energía transmitida a la estructura hasta que ocurre la falla; y D + V la cantidad de energía que la estructura es capaz de absorber antes de fallar. Pero como no se conoce el valor de E, que podría tener una estructura durante un sismo futuro, se basan los cálculos en un espectro promedio y se propone usar para E la siguiente expresión:

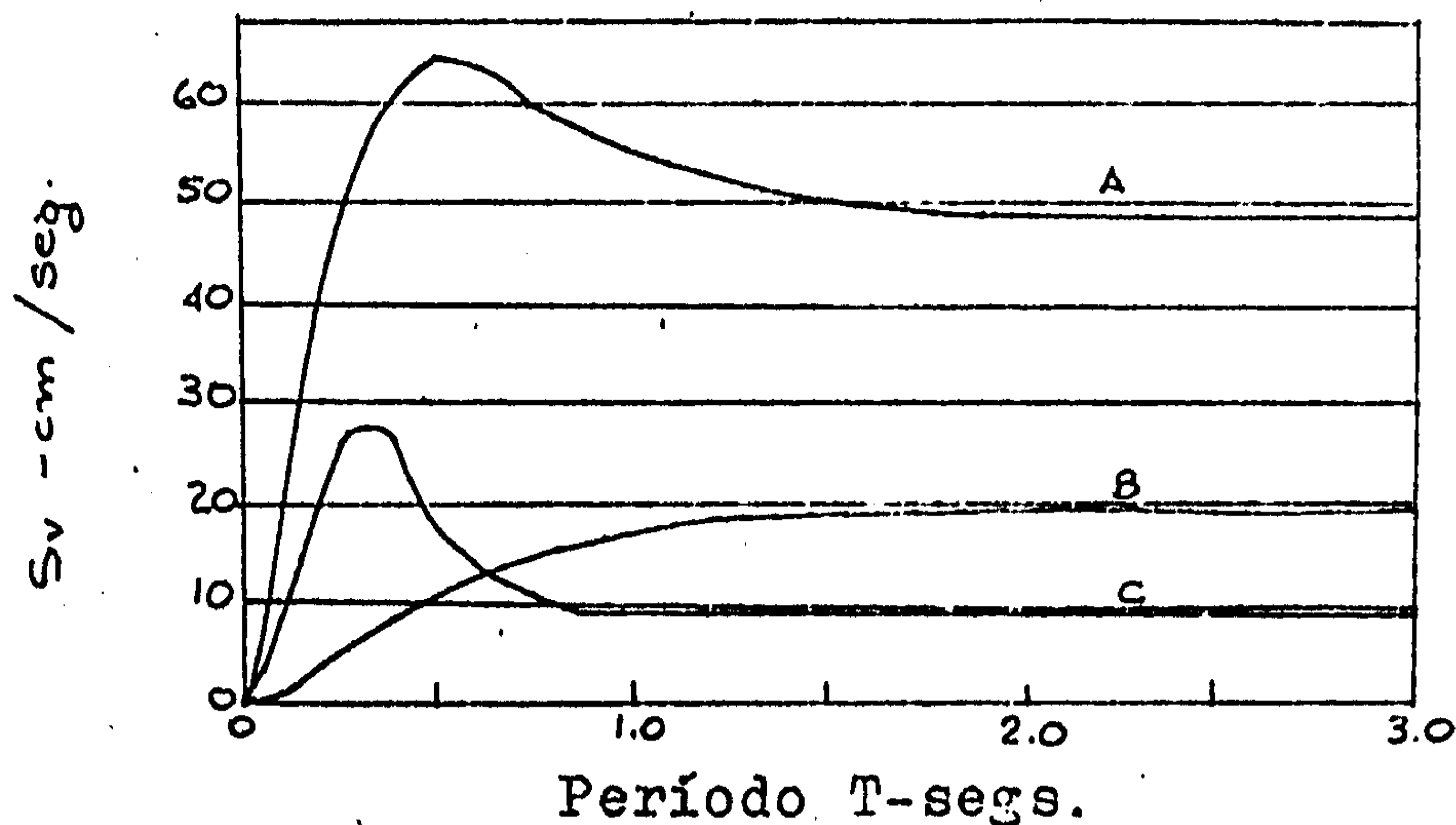
$$E = 1/2 m S_v^2$$

donde S_v es la velocidad máxima relativa a la base en mts./seg.

Este procedimiento toma la máxima energía promedio transmitida a la estructura elástica, como valor apropiado para E, para la estructura sobreesforzada. Se supone que el sobreesfuerzo no altera en forma importante el período natural de vibración de la estructura; en este caso el valor de E es independiente del período de vibración.

Los aspectos de los sismos tienen un parecido general, difiriendo algo en las formas precisas de las curvas. Es posible construir un espectro promedio sobre la base de varias de ellas.

CURVAS DE ESPECTRO DE VELOCIDAD SIN AMORTIGUAMIENTO



A = 40 Kilómetros del centro de un gran sismo
 B = 112 " " " " " " "
 C = 16 " " " " " " pequeño sismo

Si una estructura elástica tiene varios modos de vibración, y si cada uno de estos tiene el mismo amortiguamiento y velocidad espectral, la energía máxima, en promedio será:

$$E = \frac{1}{2} M S_{v,n}^2$$

en donde M es la masa total de la estructura, E es independiente del número y forma de los modos, es decir, del tamaño, forma y rigidez de la estructura, y solo depende de la masa total y del amortiguamiento. Por lo tanto en edificios de 10 pisos o de 2, si tienen la misma masa y el mismo amortiguamiento estructural, la energía máxima promedio sería igual.

Si la estructura llega al punto de fluencia cuando contiene, dentro del rango plástico, energía menor que la transmitida, el di-

seño debe hacerse sobre la base de que debe absorberse una energía plástica igual a:

$$E_p = E_t - E_e$$

Esta ecuación encierra dos supuestos:

- 1) La energía E_e se encuentra completamente en la forma de energía de deformación; es decir, al alcanzar el límite elástico, toda la energía se encuentra en forma de energía de deformación, esto se cumple en estructuras con un solo grado de libertad. Cuando se tiene más de un modo de vibración; probablemente algo de E está en forma de energía cinética. En este caso, la ecuación antes definida llega a sobreestimar en un 10 % aproximadamente a E
- 2) La energía que se absorbe es la misma cuando partes de la estructura están esforzadas más allá del límite elástico, tal como sucedería si la estructura fuera elástica. También sobreestima la energía absorbida por deformación plástica.

El error cometido al tomar en cuenta estos conceptos no perjudica mayormente a los propósitos de diseño corriente. Análisis más completos son justificables para estructuras muy especiales.

De acuerdo a lo anterior el método consistiría en diseñar una estructura que absorba plásticamente una energía.

$$E_p = C \left(\frac{1}{2} M S_{v,n}^2 - E_e \right)$$

Housner ha ilustrado su método mediante la presentación del diseño de un tanque elevado para agua. El procedimiento que propone es aplicable a estructuras simples, constituidas por materiales con

un rango plástico bien definido. Podemos evaluar como correcta la aproximación; sin embargo, los métodos de diseño aplicables a estructuras complejas y con varios grados de libertad resultarían sumamente complicados.

En 1960, Housner presentó, basado en estas concepciones, un análisis plástico del mecanismo de colapso, de tres tipos diferentes, de tipos estructurales, teniendo en cuenta la absorción de energía por la formación de articulaciones plásticas. Se han estudiado los tipos de estructuras siguientes:

1^o: un péndulo invertido;

2^o: un marco simple de una sola crujía;

3^o: una masa sostenida por cuatro columnas, que se diferencia del segundo tipo en que puede fallar por torsión. Se estudiaron dos tipos de falla:

a) Vibraciones causan deformaciones plásticas aproximadamente iguales en direcciones alternas, hasta que el material se rompe por fatiga.

b) La deformación plástica se produce en una dirección hasta que la columna falla lateralmente debido a desplazamiento lateral plástico excesivo.

Estas posibilidades de falla son casos extremos y la probabilidad de su ocurrencia es muy pequeña; la falla más probable es el colapso debido a desplazamiento horizontal plástico con mayor o menor cantidad de energía absorbida por deformación plástica en dirección opuesta.

Entre las conclusiones importantes surgidas de este extracto, Housner cita las siguientes:

- 1º Las estructuras del tipo de péndulo invertido son sísmicamente más vulnerables que los otros dos. El coeficiente sísmico equivalente para este tipo es el doble del segundo. Y el tercero es intermedio entre estos valores. Esto puede obedecer a la indeterminación estructural del segundo tipo; y el carácter intermedio del tercer tipo es debido a la falla en torsión que involucra.
- 2º Un análisis elástico de las estructuras durante movimientos sísmicos deberá satisfacer dos criterios diferentes:
- Debería diseñarse de manera que no ocurrirá ningún daño cuando son sometidas a sismos moderados de gran probabilidad de ocurrencia. Esto requerirá un análisis plástico apropiado.
 - No debería fallar si se le somete a sismos menos probables pero más intensos. Se requiere pues, un diseño basado en un análisis plástico, cuyas especificaciones generales serán diferentes al caso de diseño elástico. El diseño final deberá garantizar ambas condiciones.
- 3º El mecanismo del colapso plástico puede resumirse en lo siguiente: Una cierta cantidad de deformación plástica ocurre antes de que se establezca una acción plástica completa, y la energía disipada es lógicamente englobada dentro del amortiguamiento viscoso equivalente de las oscilaciones estructurales; después de que se ha desarrollado una acción plástica completa, se produce el desplazamiento lateral plástico que tiende a progresar posteriormente en una dirección, hasta que ocurre el colapso.

- 4^o La carga axial que lleva la columna es un factor muy importante en la capacidad de la columna para absorber energía vibracional sin colapso.
- 5^o Los coeficientes sísmicos estáticos equivalentes para el diseño plástico (factor de seguridad contra el colapso) son bastante diferentes de las apropiadas para el diseño elástico (factor de seguridad contra la fluencia). El antiguo método de diseño con el 10 % g es una aproximación razonable para el diseño plástico, pero no se conoce que factor de seguridad contra el colapso proporcionaría.
- 6^o El colapso plástico incluye casi seguramente un movimiento torsionante de la estructura.
- 7^o En el diseño plástico de estructuras de varios pisos, coeficiente de cortante en la base, tiene una variación diferente con el período que en el diseño elástico.
- 8^o Es ventajoso diseñar la estructura de manera que el diagrama Fuerza-desplazamiento para el movimiento relativo entre pisos, tenga un quiebre bien suavizado antes de entrar francamente en el rango plástico, de manera que el desarrollo de la acción plástica completa se retrase tanto tiempo como sea posible. La razón reside en que si logramos que el amortiguamiento viscoso equivalente sea muy grande, podemos absorber energía por este concepto sin requerir acción plástica, que ocasionaría deformaciones permanentes. Ello se puede lograr por ejemplo, si después de hacer un diseño elástico corriente (teniendo en cuenta las rigideces relativas, etc.), se incrementara arbitrariamente la rigidez de

varias columnas, de manera que excedieran el esfuerzo de fluencia mientras otras permanecen elásticas; con esto conseguimos aumentar en mucho el amortiguamiento estructural. Se deduce que en el caso de un sismo severo la energía que debe ser absorbida en acción completamente plástica es muy disminuída. En tal diseño ciertas columnas son forzadas a ser el mecanismo de amortiguamiento, para vibraciones de otro modo elásticas.

En el Segundo Congreso Mundial sobre Ingeniería Sísmica, efectuado en Tokio el año 1960, Berg y Thomaidis presentaron un estudio espectral de las relaciones de energía para un sistema elastoplástico con histéresis. Se hizo anotar la carencia en los Reglamentos Sísmicos de una consideración específica al amortiguamiento estructural y la ductilidad necesaria. Se omiten también medidas efectivas para reducir el peligro de una falla frágil.

El análisis elastoplástico en esta investigación fue hecho solo para dos componentes de sismos. Puede considerarse que otras componentes producirán los mismos resultados. Estos sugieren la posibilidad de emplear un procedimiento de diseño que tendría en cuenta tanto las propiedades elásticas como inelásticas de la estructura, y es esencialmente el mismo propuesto por Housner.

La filosofía de diseño consiste en suponer (tesis sostenida igualmente por Housner) que una estructura debe ser capaz de resistir un sismo de intensidad moderada con solo daño superficial, y de sobrevivir un sismo muy intenso sin colapso. Este

doble objetivo puede lograrse especificando que la estructura permanezca en el rango elástico en su respuesta a un sismo moderado. Y también que será capaz de absorber la energía de un sismo muy intenso utilizando su resistencia de reserva después de la deformación de fluencia. Tanto para el sismo moderado como para el intenso, la proporción de energía transmitida puede estimarse por técnicas espectrales. Debido a que la fluencia tiende a reducir la energía total inducida en el sistema, se puede obtener una estimación conservadora de la energía transmitida a partir de curvas espectrales de respuesta lineal, ó a través de la utilización de conceptos de intensidad espectral, en vez de los análisis elastoplásticos.

Una estructura lineal pues, podría diseñarse de acuerdo al criterio siguiente:

- 1- Elíjase valores espectrales de velocidad de respuesta S_{vm} para representar un sismo moderado, y S_{vs} para representar el sismo severo. Debido a que las curvas S_v tienden esencialmente a ser líneas horizontales, el período natural de la estructura no es un valor importante.
- 2- Diseñese la estructura elásticamente para resistir el sismo moderado sin exceder el esfuerzo de diseño, es decir de manera que:

$$1/2 Q_d X_d \cong \frac{W}{2g} S_{vm}^2$$

donde:

W , es el peso efectivo de la estructura.

S_{vm} , es el valor espectral de la velocidad de respuesta para sismos moderados, tomando a una frag-

cción del amortiguamiento crítico apropiado al tipo estructural.

Q_d , la fuerza recuperadora en el esfuerzo de diseño.

X_d , desplazamiento lateral al esfuerzo de diseño.

- 3- Para evitar un excesivo desplazamiento lateral durante el sismo severo, impóngase el requerimiento de:

$$Q_y \geq 0.05 W$$

donde:

Q_y , es igual a la fuerza recuperada en el esfuerzo de fluencia.

- 4- Verifíquese el diseño plásticamente para el sismo intenso, de acuerdo al criterio:

$$Q_y X_y + 1/2 Q_d X_d \geq \frac{W}{2g} S_{vs}^2$$

donde:

S_{vs} , es igual al valor espectral de la velocidad de respuesta para el sismo severo, tomado para la misma fracción de amortiguamiento crítico S_{vm} ,

y: X_y , es igual al desplazamiento total admisible en la fluencia.

El procedimiento aquí indicado podría aplicarse solo a estructuras simples que tienen esencialmente un grado de libertad. Aún así, existen interrogantes que requieren un estudio posterior. Por ejemplo el parámetro X_y es el desplazamiento to

tal admisible de fluencia, es decir, la suma de las magnitudes de todos los desplazamientos en el rango plástico, en ambas direcciones. El conocimiento actual de los materiales es demasiado restringido como para formular las características restauradoras. Se necesitaría en todo caso asignar valores numéricos para X_y al utilizar suposiciones no probadas. Igualmente compleja es la extensión de estos conceptos de diseño a estructuras de varios pisos. Sobre la base de estudios preliminares podría afirmarse que puede aplicarse el método para este tipo de estructuras; sin embargo surgiría el inconveniente de la imposibilidad de determinar rápidamente donde ocurrirá una deformación inelástica. Podría ocurrir en muchos puntos o estar concentradas en uno o dos.

3.2 FACTOR DE DUCTIBILIDAD.

La acción de un sismo en una estructura se puede idealizar como la transmisión de energía en forma de ondas, del terreno a la estructura. Esta es forzada a disiparla en alguna forma: Articulaciones plásticas, amortiguamiento estructural, etc. Es decir, que el diseño sísmico se ha de referir directamente a la capacidad de absorción de energía, que está íntimamente ligada a la ductilidad, o capacidad de deformación.

La capacidad de una estructura para deformarse de una manera dúctil, esto es de deformarse más allá del límite de fluencia sin pérdida significativa de resistencia, es lo que permite a dicha estructura absorber y/o disipar una porción significativa de la energía del sismo sin ocasionar daños serios.

Diseño por ductilidad: Para evitar problemas de inestabilidad, debidos a grandes deflexiones inelásticas en las columnas, el código está escrito de tal manera que si existe fluencia, ésta ocurra en las vigas más que en las columnas.

La ductilidad μ es definida convenientemente como la razón de la curvatura calculada en la falla, a la curvatura calculada en la fluencia en cualquier punto en el miembro estructural, en el primer cuarto del ciclo de carga.

A consecuencia de la naturaleza errática de los sismos, dentro de un amplio rango, las deformaciones de una estructura inelástica, leáse dúctil, son del mismo orden que las de una estructura elástica, siempre que tengan características comunes de masa, amortiguamiento, módulo de elasticidad, etc.

Por otro lado, al no poder establecerse un límite superior para la máxima intensidad sísmica posible, una estructura resultará más adecuada si es capaz de resistir sismos mucho más intensos que aquellos para los cuales fue diseñada, aunque para ello tenga que sufrir daños.

Considerando la posibilidad de sismos de intensidad excepcional, las estructuras más dúctiles tendrán mayor reserva para resistirlos que las de tipo más frágil, aún cuando hayan sido diseñadas con el mismo factor de seguridad.

Sin embargo no se debe exagerar la importancia de la ductilidad cuando se ignora la posibilidad de la acumulación de daños por sismos frecuentes.

En igualdad de condiciones, la estructura que ha resistido los sismos previos, sin excursiones en el rango inelástico, habrá sufrido menos daño que la estructura más dúctil.

A continuación se expone la forma en que se puede tomar en cuenta la ductibilidad en las especificaciones de diseño.

Se llama factor de ductibilidad, al cociente que se obtiene, al dividir el desplazamiento en la falla entre el desplazamiento en la fluencia. Como se podrá apreciar, indica la magnitud del rango inelástico de deformaciones. Sabemos que en este rango es que radica la capacidad de las estructuras de soportar sismos severos, y de aquí su importancia. La base de la discusión siguiente la presentó NEWMARK en el Segundo Congreso Mundial sobre Ingeniería Sísmica celebrado en Tokio, Japón en 1960. Se discuten los métodos de trazado de los espectros de respuesta para sistema elastoplástico, y las impli

caciones de los resultados se describen en función de su posi
ble aplicación a los procedimientos de diseño.

La investigación se efectuó considerando un sistema de un solo grado de libertad, con una curva fuerza-desplazamiento de tipo elastoplástico idealizado. La presentación de los resultados incluye curvas típicas de respuesta, relación entre la deformación máxima, los espectros de respuesta, y la relación entre los movimientos inducidos y los valores de respuesta. Se utilizaron acelerogramas de los sismos de El Centro (1940) y Vernon (1933).

Las principales conclusiones pueden resumirse en los siguien
tes puntos:

- 1- El efecto del comportamiento plástico es limitar la acele
ración a un valor compatible con el cortante máximo.
- 2- La relación entre los desplazamientos máximos de un sis-
tema elastoplástico con los de uno elástico, fue menor de
1.0 para el sismo de El Centro y 0.1 en promedio para el
sismo de Vernon fue moderado; en cambio el de El Centro
fue relativamente severo.
- 3- Según el criterio de igualación de energías, (Housner),
las relaciones de los desplazamientos máximos en los dos
sistemas, para rangos de factores de ductilidad de impor-
tancia práctica (5 a 8) son generalmente menores que dos.
- 4- En cuanto a los espectros de aceleraciones, es de notar-
se que el efecto de la fluencia es reducir el valor de
las cargas de diseño por debajo de las requeridas para
el comportamiento elástico, siendo la magnitud de la re-

ducción, función del grado de comportamiento inelástico tolerable. Puede observarse que para proporciones relativamente pequeñas del factor de ductilidad μ del orden de 1.25 a 1.5 que pueden considerarse ordinariamente despreciables, producen reducciones apreciables en el coeficiente sísmico de diseño. Las reducciones en el valor de sistemas elásticos es de aproximadamente el 20 % para: $\mu = 1.25$; 50 % para $\mu = 2$ y 75 % para $\mu = 4$.

- 5- Si se plotean los valores en un diagrama logarítmico cuádruple del tipo mostrado en la figura 1, puede apreciarse que los espectros de respuesta tienen en general una forma trapezoidal con un límite en la izquierda correspondiente a una cierta fracción de la máxima aceleración del terreno, un límite en el centro correspondiente a una cierta fracción de la velocidad máxima del terreno, y un límite a la derecha para una cierta fracción del desplazamiento máximo del terreno; las razones de los valores espectrales a las magnitudes correspondientes del movimiento del terreno depende del coeficiente de amortiguamiento; para pequeñas proporciones del amortiguamiento del orden de 2 a 5 % del crítico, la relación promedio de la velocidad espectral máxima a la aceleración máxima del terreno es del orden de 1.5, y la relación del desplazamiento máximo espectral al desplazamiento máximo del terreno es del orden de 2.5 a 3.0. Para altos grados de amortiguamiento entre 10 y 20 % ,

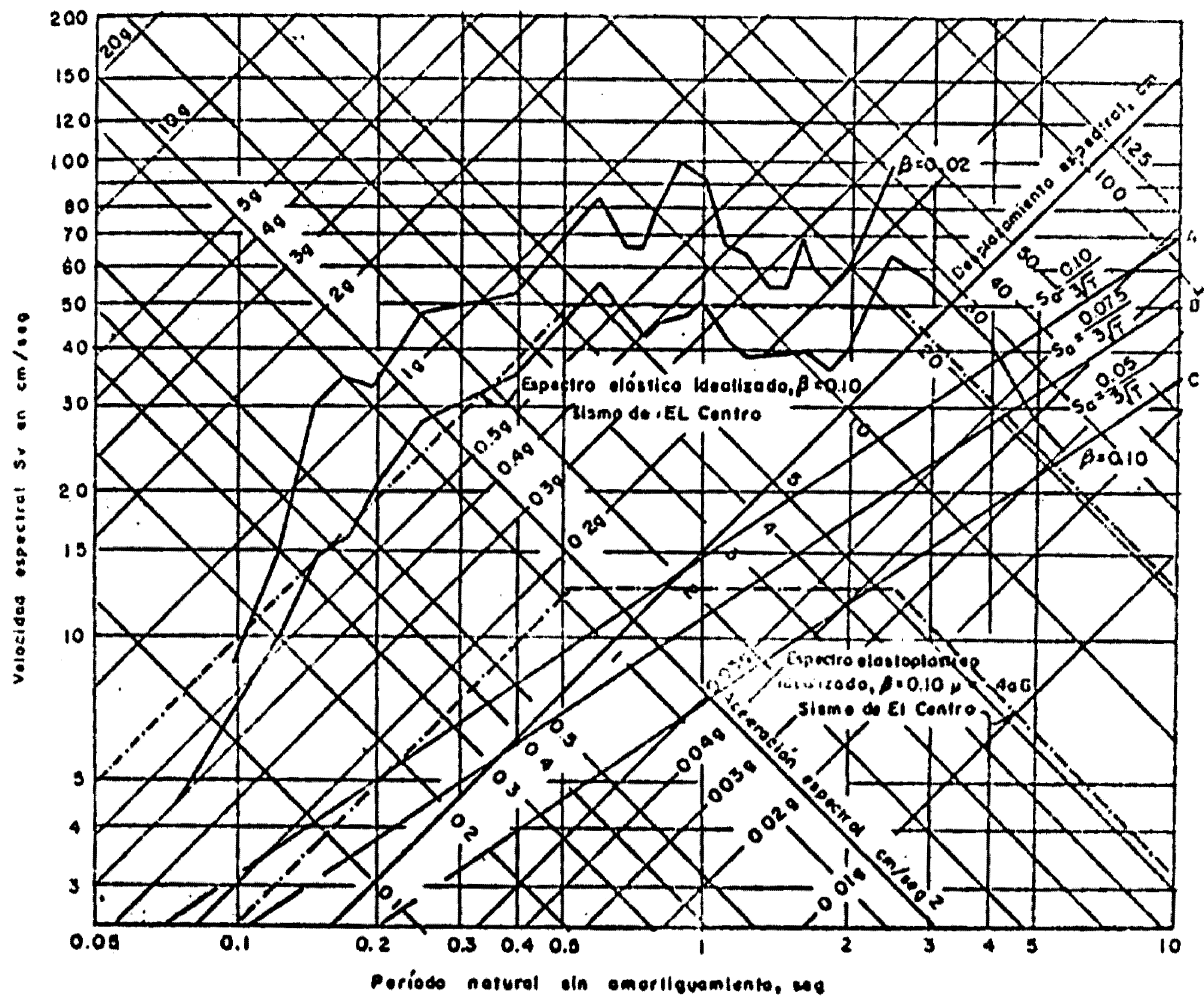


FIG. 1 - COMPARACION DE ESPECTROS, SISMO DE EL CENTRO, 1940 COMPONENTE N-S

el valor máximo de la velocidad espectral es del orden de 1.5 a 2 veces la aceleración máxima del terreno. Otros estudios indican que la deformación espectral máxima o desplazamiento relativo es del orden de 1 a 2 veces el desplazamiento máximo del terreno. Estas observaciones generales permiten algunas conclusiones acerca de los posibles valores de diseño.

6- Puede utilizarse el mismo tipo de diagrama logarítmico para sistemas elastoplásticos, siempre que las cantidades se interpreten de la manera siguiente:

1) La deformación espectral es la deformación de fluencia del resorte.

2) La velocidad espectral ploteada es:

$$V = p U_y$$

3) La aceleración espectral ploteada es:

$$A = p^2 U_y$$

siendo que, p es la frecuencia natural de vibración del sistema, y U_y es la deformación en la fluencia del resorte.

Parece ser que los espectros de respuesta para un sistema elastoplástico pueden ser relacionados a los espectros de un sistema elástico correspondiente con un grado razonable de aproximación. La información discutida incluye dos posibles aproximaciones, aún no confirmadas. Una de las posibilidades es relacionar el espectro para el sistema elastoplástico con

el correspondiente a un sistema elástico considerando los desplazamientos relativos máximos y considerando que estos desplazamientos relativos máximos para los dos sistemas son iguales. La otra aproximación consiste en calcular los desplazamientos para el sistema elastoplástico, igualando la energía correspondiente a la máxima deformación de este sistema con la energía de deformación máxima correspondiente al sistema elástico. Los dos procedimientos dan aproximadamente los mismos resultados para valores pequeños del factor de ductilidad (menores que 5). Sin embargo, para los valores mayores las diferencias son apreciables.

Según la primera aproximación, especialmente considerando las deformaciones máximas como iguales, el valor del coeficiente de fuerzas laterales para el sistema elastoplástico se obtiene a partir del valor correspondiente al sistema elástico, dividiendo este por el valor del factor de ductilidad para el cual se va a hacer el diseño. Los valores de la deformación en el punto de fluencia U_y , y el valor de la velocidad espectral V , se obtiene de manera similar a partir de los valores correspondientes al sistema elástico. Si se utiliza el diagrama logarítmico de la fig. 1, el espectro para el sistema elastoplástico se obtiene dibujando una curva similar en forma que la del sistema elástico, pero desplazada hacia abajo, en la relación $\frac{1}{\mu}$

Para la segunda alternativa es decir, igualando las energías, puede utilizarse la misma técnica, excepto que el es-

pectro se desplaza hacia abajo para la relación $\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$, en vez de la cantidad $\frac{1}{\mu}$. Esta es una aproximación algo más conservadora, ya que el valor obtenido a partir de la cantidad que iguala la energía es $\frac{1}{\mu}$. Por ejemplo cuando $\mu = 2$, la relación para igualar la energía es 0.577, mientras que el $\frac{1}{\mu} = 0.500$. Esto representa una diferencia del 15 %, que resulta apreciable. Pero para un valor de $\mu = 4$, la cantidad que iguala las energías es 0.378, y la cantidad $\frac{1}{\mu}$ es 0.250, lo que significa una diferencia del orden del 50 %.

De los resultados obtenidos en las investigaciones, parece que la aproximación que iguala desplazamientos máximos es lo más razonable para magnitudes relativamente pequeñas de amortiguamiento, probablemente del orden menor del 5 %, y la aproximación que iguala las energías parece ser lo más razonable para magnitudes mayores del factor de amortiguamiento.

Es conveniente considerar la elección del factor de ductilidad para el cual se hace el diseño. Para la mayoría de los materiales estructurales, incluyendo el acero o concreto reforzado, deformaciones del orden de tres veces el límite elástico, o deformaciones totales correspondientes a $\mu = 4$, no involucra serias distorciones o proporciones indebidas de daño. La fluencia en la mayoría de las estructuras es de naturaleza local y no afecta la apariencia general de la estructura. En consecuencia parece razonable utilizar

en el diseño un factor de ductilidad del orden de 4. Pueden ser razonables en ciertas circunstancias valores más altos, pero requieren mayor atención a los detalles de construcción para garantizar el desarrollo de la deformación plástica requerida.

Un diseño para un factor de ductilidad en el rango recomendado permitiría a la estructura comportarse elástica o casi elásticamente, para la mayoría de los sismos previstos, excepto para aquellos que son tan intensos como el sismo considerado en el diseño. En la figura 1 se han dibujado las tres rectas representando a los coeficientes sísmicos recomendados por el SEAOC, las cuales muestran una buena concordancia con los resultados de esta investigación.

Ductilidad en muros de concreto reforzado.- En zonas sísmicas, el criterio adicional de diseño por ductilidad, la cual es una medida de la capacidad de absorción de energía, ha ido incrementándose en los ingenieros diseñadores. Es comunmente asumido en casi todos los códigos de edificación, que los muros de corte, son elementos estructurales frágiles; en particular donde interviene un comportamiento sísmico, es usual no dar crédito a ninguna clase de ductilidad a estructuras de muros de corte.

Diseño de muros de corte de momento dúctil.- Las condiciones de diseño son las siguientes:

- (a) Suficiente acero en tensión para asegurar un buen comportamiento en la relación momento-curvatura.
- (b) Prevención de una falla por corte antes de una por fle-

- xión.
- (c) Desarrollo de la máxima capacidad de momento del muro en el cimiento.
 - (d) Prevención de una falla prematura del anclaje del acero en tensión antes que una falla por flexión.
 - (e) Consideración de los detalles para las juntas de construcción.
 - (f) Tolerancia por disminución de la resistencia del concreto.
 - (g) Prevención de fallas prematuras de otros elementos estructurales.
 - (h) Estabilidad de la estructura como un todo durante la formación de rótulas plásticas en los muros de corte.

5.3 OTROS FACTORES INVOLUCRADOS EN EL COMPORTAMIENTO INELASTICO.

Presentamos a continuación los estudios realizados por Penzien sobre la respuesta dinámica de marcos elastoplásticos de uno y varios grados de libertad. Se analizaron los siguientes parámetros básicos: el período natural de vibración, la resistencia última y el amortiguamiento del sistema.

El registro sísmico utilizado para esta investigación fué del Sismo de El Centro, California. Las conclusiones a que ha llegado en referencia a estructuras con un grado de libertad son, en síntesis, las siguientes:

- 1^o En general, el efecto del amortiguamiento producido por deformación plástica es apreciable en condiciones en las cuales la respuesta máxima resulta primariamente de una condición resonante. Los edificios diseñados bajo las especificaciones de los Reglamentos sísmicos actuales dependen en gran medida del amortiguamiento que limita su respuesta dinámica, durante un sismo. Debido a que mucho de este amortiguamiento es proporcionado por deformaciones plásticas, es esencial que las estructuras se diseñen para resistir grandes desplazamientos sin llegar al colapso.
- 2^o La respuesta elastoplástica dinámica máxima de una estructura decrece con una disminución de resistencia de fluencia lateral, antes que esta resistencia alcance cierto valor óptimo en cuyo punto, una disminución posterior de resistencia resulta en un incremento en respuesta dinámica.
- 3^o La resistencia lateral óptima para limitar la respuesta diná

mica es del orden de 0.1 g o menor para edificios altos y flexibles que tienen períodos de vibración largos y del orden de 0.2 g para edificios bajos y rígidos que tienen períodos de vibración cortos.

4^o El amortiguamiento obtenido de las deformaciones inelásticas, al igual que la resistencia y rigidez, incrementadas por elementos secundarios, tales como muros, cajas de escaleras, etc., son principalmente responsables de la aparente capacidad de muchas estructuras existentes para resistir sismos severos.

Mientras que las conclusiones (1) y (4) son perfectamente generales, las (2) y (3) se basan en el sismo de El Centro y; por lo tanto, no muestran necesariamente este mismo comportamiento para otro sismo de características algo diferentes.

Estos resultados también son aplicables a estructuras con varios pisos, con las siguientes conclusiones adicionales:

5^o Los modos superiores de vibración contribuyen apreciablemente a la respuesta elástica de las estructuras de varios pisos sometidas a sismos y puede contribuir grandemente a la respuesta cuando se permiten deformaciones plásticas limitadas.

6^o Para asegurar una distribución más uniforme de las deformaciones plásticas en estructuras de varios pisos, es deseable proporcionar resistencia estructural que aumente con las deformaciones plásticas sobre cierto rango limitado.

Es conveniente discutir más ampliamente el punto (5).

Cuando una estructura con varios grados de libertad se vuelve inelástica, en general, la fluencia ocurre en el piso que es relativamente el más débil, comparado con la magnitud de los cortantes que

tienen que transmitirse. En muchos casos, esta fluencia ocurrirá cerca de la base de la estructura. Cuando fluye un área en la base o dentro de la estructura, las fuerzas que pueden transmitirse a través de la región plastificada no puede exceder el valor del cortante plástico para ese piso, siempre que el sistema sea esencialmente elastoplástico. En consecuencia, los cortantes y las aceleraciones y deformaciones relativas correspondientes para la región superior de la estructura se reducen en magnitud comparadas con los valores para una estructura elástica sometida al mismo movimiento en la base.

En otras palabras, ya que la región sobre la parte de la estructura que se plastifica se comporta esencialmente de modo elástico, el efecto de la fluencia cerca de la base de la estructura es reducir el cortante para el cual deben diseñarse las partes superiores de la estructura, por la limitación de la magnitud del cortante en la base para el cual debe hacerse el diseño. Como consecuencia de esto, si el cortante total en la base para el cual se diseña la estructura, es una fracción del valor máximo calculado para un sistema elástico, la plastificación ocurrirá en el piso inferior y los cortantes en las partes restantes de la estructura tendrá magnitudes adecuadas al valor modificado del cortante en la base. En consecuencia, si se toman precauciones para la absorción de energía en los pisos inferiores, una estructura será en general adecuadamente resistente, siempre que los cortantes para los cuales se diseñan los pisos superiores se adecúen convenientemente al cortante de diseño en la base, aún cuando la estructura pueda plastificarse cerca de

la base.

Si por el contrario, se sobrediseñan los pisos superiores de la estructura por un errado concepto de sobreseguridad, dejando el primer piso sin sobrediseñar, éste se verá obligado a sufrir deformaciones en el rango inelástico de veinte a treinta veces la deformación en el rango elástico, pues Penzien ha mostrado que cuando algún piso es reforzado para reducir su deformación plástica, se produce en algún lugar mayor deformación plástica para capacitar a la estructura y para absorber la energía transmitida al sistema por el sismo.

En cuanto a los modos superiores, cuando una estructura se deforma inelásticamente en un grado mayor, se limita la acción de los modos superiores y se produce su deformación principal en el modo en el cual la deformación inelástica es más pronunciada, generalmente el modo fundamental. Sin embargo, existen situaciones en las cuales el modo en el que ocurre la deformación plástica principal puede ser un modo superior y no el fundamental. En efecto, cuando la porción inferior de la estructura se plastifica, el período de vibración se incrementa efectivamente. En cualquier caso, cuando ocurren grandes proporciones de comportamiento inelástico, el concepto de análisis modal no es ya aplicable, y la estructura se comporta en muchos aspectos como un sistema con un solo grado de libertad correspondiente a la masa total de la estructura soportada por los elementos que se plastifican. El cortante en la base puede, por lo tanto, calcularse para la estructura modificada para el cual debería hacerse el diseño. Sin embargo, el período fundamental de esta estructura modifica-

da, generalmente no diferirá materialmente del período fundamen-
tal de la estructura aporticada elástica original, o será mayor
para el caso de una estructura con muros de rigidez. Es en par-
te, una consecuencia de este hecho la que hace usualmente ade-
cuada la utilización en las recomendaciones de diseño de la fre-
cuencia del modo fundamental sin tomar en cuenta directamente
las frecuencias de los modos superiores. Sin embargo, es conve-
niente considerar una distribución de cortantes en la estructura
considerando las oscilaciones en los modos superiores de la par-
te sobre la región que se plastifica.

APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES (DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO DE ESTRUCTURAS)

Uno de los puntos más difíciles de precisar por los investigadores, es el de la elección de un modelo matemático adecuado, es decir, aquel que refleje más estricta y verazmente el comportamiento real de la estructura. Algunos modelos pueden ser válidos dadas ciertas condiciones; si éstas cambian, no hay garantías de que todos los modelos puedan asumir esta variación, y en muchos casos tendrán también que variar, o modificarse.

Una vez concebido el modelo matemático la segunda fase, no menos importante, es el diseño de un proceso que conduzca a la obtención de herramientas adecuada para el estudio del comportamiento de las estructuras, en los diferentes estados que se desea analizar, con la inclusión de tantas variables como juzgue necesarias al investigador: amortiguamiento, modos de vibración, conservación de energía, etc.

En este capítulo son mostrados tres procesos dirigidos a tres modelos diferentes. La primera investigación mostrada está dirigida al estudio de la implicancia de los muros de tabiquería en los rangos elástico y elastoplástico ante carga laterales sísmicas. El segundo estudio muestra un modelo simple, el cual también es estudiado en los rangos elástico y elastoplástico ante dichas cargas.

En el tercer proceso se ha utilizado la idealización de Khan y Sbaronis y se presenta un procedimiento para el análisis elástico y elastoplástico de estructuras de concreto armado sometido

a cargas laterales sísmicas. La presentación de este procedimiento es el objetivo central de esta tesis, y ha sido aplicada, a manera de ilustración a tres estructuras de diez pisos con diferentes distribuciones de muros de concreto armado, tal como se muestra en la figura A. Han sido preparados 60 edificios diferentes de diez pisos cada uno para seguir este proceso, siendo calculadas para todos ellos, su matriz de rigidez, sus masas concentradas, y sus formas y modos de vibración, quedando listas para ser sometidas a nuestro proceso; asimismo se tomó la digitización de los terremotos de El Centro (California, 1940) en componentes NS y KENKEN, en Tokio (1968) en componentes NS que han sido aplicados a dichas estructuras.

4.1 INFLUENCIA DE LAS DEFORMACIONES PLASTICAS SOBRE ESTRUCTURAS CON VARIACIONES EN SUS CARACTERISTICAS DINAMICAS Y RESPUESTAS.

El presente modelo fue presentado por Sachansky y Brancov en la Quinta Conferencia de Ingeniería Sísmica, llevada a cabo en Roma, en 1973.

En este modelo se estudia la influencia de los muros de albañilería en estructuras aporticadas, sometidos a cargas sísmicas.

El análisis de las estructuras para el diseño de fuerzas sísmicas requiere la determinación de su comportamiento dinámico en los estados elástico, elastoplásticos y plástico.

Han sido realizadas investigaciones teóricas y experimentales sobre elementos aporticados y edificios para la determinación de la variación de sus características dinámicas, redistribución de esfuerzos y respuestas ante fuertes movimientos sísmicos con deformaciones no elásticas.

Las investigaciones sobre la respuesta de un edificio de seis pisos al terremoto de San Fernando en 1971, con componentes $S_{16}^{\circ} E$ han sido realizadas tomando en consideración deformaciones no elásticas. Las ecuaciones del movimiento han sido resueltas usando el procedimiento de integración conocido como "paso a paso" o "incremento a incremento", y cambios en la matriz de rigidez y en algunas otras características.

4.1.1 Introducción

En los últimos tiempos el problema de las respuestas de las estructuras a fuertes movimientos sísmicos ha atraído la atención de muchos investigadores, cuyos estudios al respecto han sido además facilitados gracias al uso de nuevas técnicas de computación. Las investigaciones en este campo requieren de una idealización de los modelos estructurales, formada por un gran número de asunciones de condiciones iniciales. Con datos acumulados y resultados de estudios realizados con modelos cada vez más sofisticados, se ha logrado una aproximación progresivamente más cercana al comportamiento real de las estructuras.

Las investigaciones de la respuesta de la estructura en un rango no elástico, requieren:

- Datos acerca de las fuerzas y características deformativas de los diferentes elementos estructurales y las cargas producidas.
- Datos sobre el trabajo, e intervención simultánea de los elementos estructurales.
- El conocimiento de la capacidad de absorción de energía de la estructura para su redistribución de esfuerzos y posibilidades de grandes deformaciones sin su destrucción.

Las primeras investigaciones se basan en el análisis de edificios de pórticos con muros internos. Fueron estudiados sus esfuerzos y deformaciones en el rango elástico; luego fueron consideradas estructuras más complejas: estructuras aporticadas, estructuras aporticadas con muros y estas con

cajas de escaleras y ascensores.

Este estudio está dirigido al análisis de la respuesta de una estructura de concreto armado con muros de albañilería, a fuertes movimientos sísmicos. Han sido realizadas investigaciones de la estructura con la aparición de deformaciones no elásticas en sus elementos.

4.1.2 Modelos analizados.

Se ha investigado un edificio aporticado de concreto armado de seis pisos, que consta de tres tipos de diafragmas verticales (fig. 1).

El diafragma vertical A está constituido por un pórtico con muros de albañilería; el diafragma vertical B por porticos solos, y el diafragma vertical C por pórticos y muros no completos de albañilería.

Las estructuras de concreto armado están formadas de columnas y vigas con secciones transversales iguales en todos los pisos.

Características de la estructura estudiada.-

- $F'_c = 200 \text{ kg/cm}$.
- $E = 2.65 \times 10^5 \text{ kg./cm}^2$
- Muros de albañilería de ladrillo de arcilla tipo corriente de $25 \times 12 \times 6.5 \text{ cm.}$, de una resistencia $R_1 = 100 \frac{\text{kg.}}{\text{cm.}^2}$ y un mortero $R_2 = 25 \text{ kg./cm}^2$

Las fuerzas y características de los muros han sido tomadas de las normas, tomando en cuenta algunos de sus caracteres específicos.

La fuerza de compresión está dada por la siguiente expresión:

$$R = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2R_1}} \right) \mu = 18 \text{ kg./cm}^2$$

donde:

$$A = \frac{100 + R_1}{100m + nR_1}$$

y:

$a = 0.2$; $b = 0.3$; $m = 1.25$; $n = 3$; $\mu = 1$; k_1 y R_2 son coeficientes dependientes del esfuerzo de compresión en tre ladrillos y mortero. El esfuerzo cortante está dado por:

$$R_{sh} = K_1 \frac{3ld (\beta - 0.3 \beta^2)}{F} R_o$$

donde:

$$K_1 = 1 - 0.4 \frac{a_1}{l} - 0.6 \frac{b_1}{h}$$

$$F = 1 + \beta^2 - \sqrt{\beta^4 - 0.8\beta^2 + 1}$$

$$\beta = \frac{l}{h}$$

l , h , d son longitud, altura y espesor de los muros de albañilería respectivamente.

a_1 , b_1 son longitud y altura de los huecos en los albañales.

R_o , R_{sh} son tensión y fuerza cortante en los albañales.

$$R_o = \frac{2.5}{1 + \frac{25}{R_2}}$$

$$R_{sh} = 2 R_o = \frac{5}{1 + \frac{25}{R_2}}$$

El módulo de elasticidad está dado por:

$$E_m = \alpha R = 13,500 \text{ kg./cm}^2$$

El módulo de corte:

$$G = 0.4 E_m = 5,400 \text{ kg./cm}^2$$

La rigidez en los albañales es de:

$$K_m = K_1 \frac{0.83}{h} l d G$$

El campo de deformaciones en función de los esfuerzos de deformación relativa y de velocidad de aplicación de la carga está dado en la figura 2.

Las características mencionadas son usadas para la investigación en dos estados:

- a) La influencia de las diferentes asunciones y deformaciones no elásticas en la redistribución de esfuerzos y variaciones de las características dinámicas de la estructura.
- b) Respuesta de la estructura al terremoto de San Fernando en 1971, con deformaciones elásticas en algunos elementos y no elásticas en otros.

4.1.3 INFLUENCIA DE LAS DEFORMACIONES NO ELASTICAS EN LAS ESTRUCTURAS Y ASUNCIÓNES SOBRE LA REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y CAMBIOS EN LAS CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA.

Las dimensiones de las fuerzas sísmicas para el edificio de la fig. 1 está determinado de acuerdo a las normas, y se acepta como una distribución a través de su altura. De acuerdo a esto, la fuerza sísmica en algún lugar de la estructura es:

$$S_i = \psi \beta \eta K_s Q$$

donde:

$\psi = 1$ = coeficiente de amortiguamiento de la estructura.

$$\beta = \frac{0.9}{T} = \text{coeficiente dinámico}$$

T = período natural de la estructura.

η = coeficiente de la forma de vibración.

La fuerza horizontal total está distribuida entre los diafragmas verticales y los pórticos en forma proporcional a la rigidez, igualando los desplazamientos horizontales en cada piso.

$$\delta_{ia} = \delta_{ib} = \delta_{ic}$$

Esta hipótesis es posible de ser aceptada: se asume que no hay deformaciones en las losas del edificio.

Los albañales con o sin aberturas en los diafragmas verticales A y C, son reemplazadas por diagonales equivalentes,

abisagradas con los porticos y tomando solo esfuerzos de compresión.

Las características de esfuerzo y deformación de las diagonales tomadas están determinadas dependiendo de las características de llenado de los muros de albañilería.

$$F_0 = \frac{K m l}{E \cos^3 \alpha}$$

La investigación de la redistribución de esfuerzos en los diafragmas verticales es llevada a cabo bajo los siguientes supuestos:

- (1) Columnas, vigas y diagonales son deformables.
- (2) Columnas y diagonales son deformables; vigas son flexibles pero no admiten deformaciones axiales.
- (3) Las diagonales son deformables; las columnas son flexibles, pero no admiten deformación axial, y las vigas son rígidas (indeformables).
- (4) Columnas y diagonales son deformables; las vigas son flexibles pero no admiten deformaciones axiales en el estado plástico.

La influencia de las deformaciones no elásticas en la redistribución de esfuerzos es llevada a cabo por medio de aproximaciones sucesivas como sigue:

- A) Los esfuerzos en los elementos de los diafragmas en el estado elástico, son determinados.
- B) Usando los esfuerzos obtenidos en los diagramas esfuerzo-deformación (fig. 3), son obtenidas nuevas caracte-

rísticas para el comportamiento elastoplástico de los albañales, por:

$$K_i = \alpha_{ik} k_m = k_m \left(1 - \frac{G}{1.5 R_0} \right) \quad (I)$$

Esta fórmula, y el diagrama de la figura 3 han sido determinadas en base a experiencias en elementos sujetos a cargas reversibles (fig. 4).

Los esfuerzos en la albañilería por piso son diferentes. Es por esto que las rigideces son determinadas de acuerdo a la fórmula anterior (I) y son diferentes para cada piso.

- C) Usando las nuevas rigideces, los períodos, naturales y modos de vibración, la magnitud de las fuerzas sísmicas y su redistribución de esfuerzos en sus diafragmas son determinados.
- D) Los esfuerzos en los diagramas para las nuevas rigideces son determinados de acuerdo a la ecuación (I), y así en adelante.

Estas investigaciones han sido llevadas a cabo mediante un programa FORTRAN en un computador.

En base a las investigaciones realizadas, son mostradas las siguientes conclusiones:

- a) Las deformaciones bajo las diferentes asunciones (fig. 5) difieren unas de otras. Las deformaciones horizontales en los diafragmas que han sido determinadas bajo las asunciones (3) son alrededor de 20 a 35 % menores que las deformaciones determinadas bajo las asunciones (2)

y alrededor de 25 % menores que las determinadas en (1).

- b) Los períodos naturales del edificio determinados bajo los diferentes supuestos (1 a 3) en el estado elástico, difieren unos de otros en valores del orden del 25 %.
- c) Los períodos naturales del edificio determinados en el estado plástico (supuesto 4) difieren hasta en 80 % comparadas con el estado elástico. En este caso la magnitud de la fuerza sísmica decrece dos veces la esperada en las normas.
- d) La distribución de los esfuerzos entre los pórticos y muros de albañilería depende también de las asunciones. La distribución de los esfuerzos para el supuesto (1) y concentración de fuerzas horizontales a nivel de cada losa determinan diferentes esfuerzos en los albañales de cada piso (fig. 6).

La aceptación de no alargamiento de las vigas, (2), conduce a un decremento en los esfuerzos del albañal en un piso dado. Pero cambia la distribución de los esfuerzos; en este caso el máximo esfuerzo está en el segundo piso, en lugar del primero, (fig. 6)

La aceptación de vigas rígidas y columnas no alargables conducen a una igualación de esfuerzos en la albañilería de un piso dado. La suma de las fuerzas horizontales en un piso en (3) es igual a

la suma de las fuerzas en las asunciones anteriores (1) y (2).

- e) La redistribución de esfuerzos en el estado plástico conduce al decremento de las fuerzas en los pisos más bajos (fig. 6), asunción (4).

4.1.4 RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA A UN FUERTE MOVIMIENTO SISMICO.

Después de investigar la redistribución de esfuerzos en los diafragmas como consecuencia de la aparición de deformaciones elastoplásticas, fueron obtenidos mayores datos exactos concernientes a la variación de las rigideces de la estructura como un todo, en los diferentes pisos y diafragmas en ciertos estados de carga.

Estos datos sirvieron como base para construir un modelo más preciso para investigar la respuesta de la estructura bajo la excitación de un fuerte movimiento sísmico.

Los modelos originalmente aceptados crearon una serie de dificultades a la hora de resolver los sistemas de ecuaciones diferenciales, lo que obligó a investigar primero un modelo mucho más simple.

La respuesta de una estructura de 6 pisos (pag. 1) para el terremoto de San Fernando en Enero de 1971, fue investigada mediante este modelo, bajo los siguientes supuestos:

- (1) Las losas en todos los pisos son infinitamente rígidas.
- (2) Las losas rígidas se mantienen paralelas durante las deformaciones.
- (3) Las masas están concentradas a nivel de cada piso.
- (4) Los modos de vibración son independientes y no existe acoplamiento entre los modos.
- (5) El modo fundamental de vibración es triangular.
- (6) La fuerza y la rigidez de la estructura en el rango e-lástico es igual para todos los pisos.
- (7) En el estado elastoplástico, las rigideces de la estructura

tura varían en función de los esfuerzos (3).

(8) El amortiguamiento es viscoso.

El sistema de ecuaciones diferenciales de la estructura es:

$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{x}_1 + \alpha_1 K_1 x_1 - \alpha_2 K_2 (x_2 - x_1) + C_1 \dot{x}_1 - C_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) &= -m_1 \ddot{x}_g \\
 m_2 \ddot{x}_2 + \alpha_2 K_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - \alpha_3 K_3 (x_3 - x_2) + C_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - C_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) &= \\
 -m_2 \ddot{x}_g \\
 m_3 \ddot{x}_3 + \alpha_3 K_3 (x_3 - x_2) - \alpha_4 K_4 (x_4 - x_3) + C_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) - C_4 (\dot{x}_4 - \dot{x}_3) &= \\
 -m_3 \ddot{x}_g & \quad (11) \\
 m_4 \ddot{x}_4 + \alpha_4 K_4 (x_4 - x_3) - \alpha_5 K_5 (x_5 - x_4) + C_4 (\dot{x}_4 - \dot{x}_3) - C_5 (\dot{x}_5 - \dot{x}_4) &= \\
 -m_4 \ddot{x}_g \\
 m_5 \ddot{x}_5 + \alpha_5 K_5 (x_5 - x_4) - \alpha_6 K_6 (x_6 - x_5) + C_5 (\dot{x}_5 - \dot{x}_4) - C_6 (\dot{x}_6 - \dot{x}_5) &= \\
 -m_5 \ddot{x}_g \\
 m_6 \ddot{x}_6 + \alpha_6 K_6 (x_6 - x_5) + C_6 (\dot{x}_6 - \dot{x}_5) &= m_6 \ddot{x}_g
 \end{aligned}$$

donde:

X_i = desplazamiento relativo de la masa m_i , respecto a un eje de referencia.

X_g = desplazamiento del piso.

K_i = constante de resorte por piso.

α_i = función que determina las deformaciones no elásticas.

$$\alpha_i = 1 - \frac{G_i}{1.5 R_0} \quad (III)$$

C_i = amortiguamiento viscoso del piso i .

Estas seis ecuaciones simultáneas de movimiento han sido resueltas usando una integración paso a paso, y dentro del estado elástico hasta el momento en que los esfuerzos en alguno, de los elementos sobrepasan el límite elástico, y sean obtenidas deformaciones plásticas en estos elementos.

En este instante, la matriz de rigidez de rigidez es obtenida por la ecuación (III) y la solución continúa hasta la siguiente etapa de deformación plástica, cuando es hecha una corrección en la matriz de rigidez.

La respuesta de la estructura al terremoto de San Fernando en 1971, componente S 16° E para $t= 2.1890$ seg., $t= 2.853$ seg. y $t= 7.755$ seg. están mostrados en la tabla 1.

Es evidente que las fuerzas horizontales para $t= 7.755$ seg. son extrañamente grandes para ser usadas para fines prácticos. Las fuerzas horizontales determinadas en el estado elastoplástico son menores que las determinadas por las normas.

4.1.5 Conclusiones.

Las conclusiones hechas en las bases de las deformaciones no elásticas, influencias y asunciones acerca de los cambios de las características dinámicas, de la estructura y su respuesta, demuestran que la respuesta de la estructura depende de las peculiaridades estructurales, fuerzas y características deformativas de los diferentes elementos estructurales, y su interacción durante la excitación.

Las deformaciones plásticas en los muros de albañilería, redistribuyen los esfuerzos y hacen decrecer la magnitud de las fuerzas sísmicas, El decremento de las fuerzas depende de la deformación permisible en cada piso, lo cual es una función del sistema estructural (su habilidad para absorber energía, para redistribuir los esfuerzos), de las características deformativas de los materiales, etc. . Para estructuras aporticados de concreto reforzado con muros de albañilería, un desplazamiento relativo horizontal por piso de 2.6 cms. puede ser aceptado para análisis de respuesta.

El análisis de respuesta de las estructuras a un fuerte movimiento sísmico debe ser provisto tomando en cuenta la redistribución de los esfuerzos en una estructura de espacio completo y participación de los elementos no estructurales.

RESPUESTAS DE LAS ESTRUCTURAS AL TERREMOTO DE SAN FERNANDO
 EN 1971 EN COMPONENTES S16° E

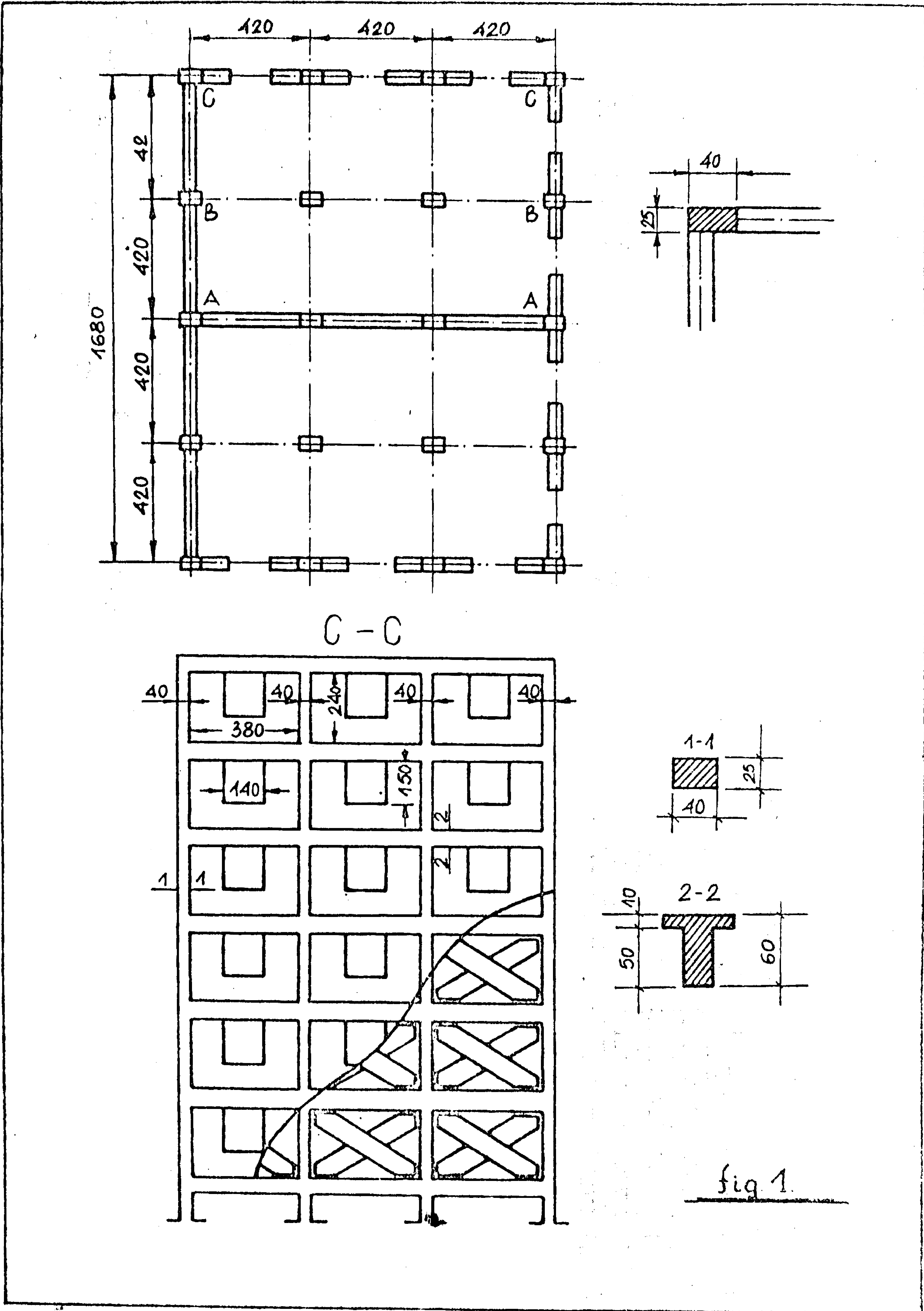
Tabla No 1

a. Respuesta de toda la estructura

| Piso | FUERZAS HORIZONTALES EN TON. POR SEGUNDO | | | |
|------|--|--------|--------|--------------------|
| | 2.1890 | 2.8530 | 7.7550 | 7.7550 plástico |
| 6 | 56 | 153 | 153 | 204 |
| 5 | 33 | 118 | 437 | 192 |
| 4 | 25 | 74 | 400 | 168 |
| 3 | 28 | 25 | 334 | 130 |
| 2 | 26 | -26 | 249 | 84.5 |
| 1 | 23 | -37 | 145 | 43.5 |

b. Respuesta de los diafragmas

| Piso | FUERZAS EN LOS DIAFRAGMAS POR SEGUNDO | | | | | | | | |
|------|---------------------------------------|------------|-------|---------|-----------|-------|--------|-----------|-----|
| | 2.1890 | | | 2.8530 | | | 7.7550 | | |
| | Pórtico | Diafragmas | | Pórtico | Diafragma | | Pórt. | Diafragma | |
| | B - B | C - C | A - A | B - B | C-C | A - A | B-B | C-C | A-A |
| 6 | 3.55 | 15.41 | 18 | 9.4 | 42 | 50 | 31 | 128 | 135 |
| 5 | 0.72 | 8.50 | 14 | 3.3 | 30 | 51 | 12 | 112 | 188 |
| 4 | 0.64 | 6.30 | 12 | 2.1 | 18 | 33 | 12 | 100 | 176 |
| 3 | 0.72 | 6.70 | 13 | 0.25 | 6 | 13 | 9 | 82 | 153 |
| 2 | 0.37 | 6.11 | 13 | -2.2 | -7 | -5.6 | 3 | 58 | 127 |
| 1 | 2.11 | 3.95 | 11 | -0.2 | -12 | -11 | 17 | 17 | 76 |



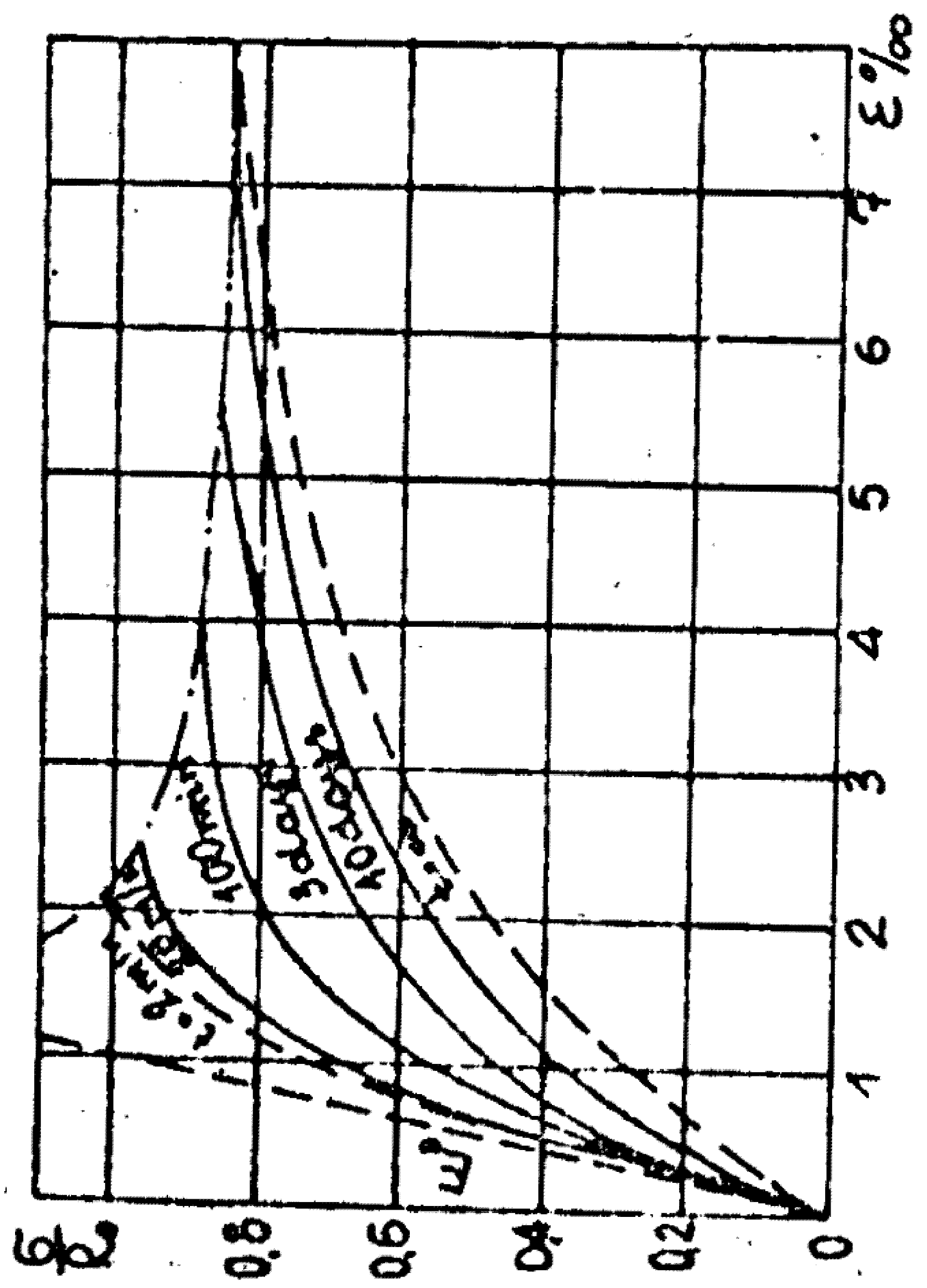


fig 2

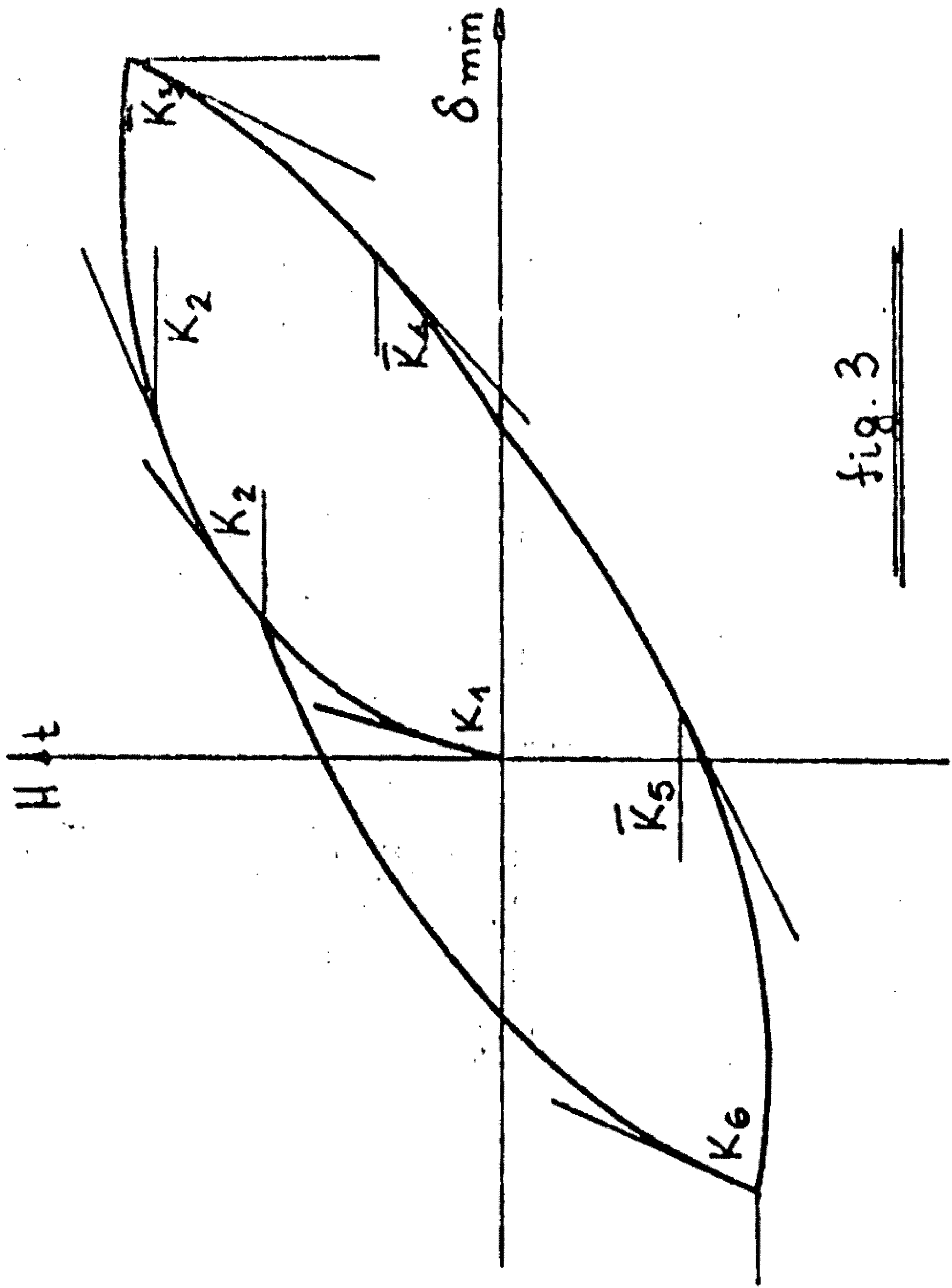


fig. 3

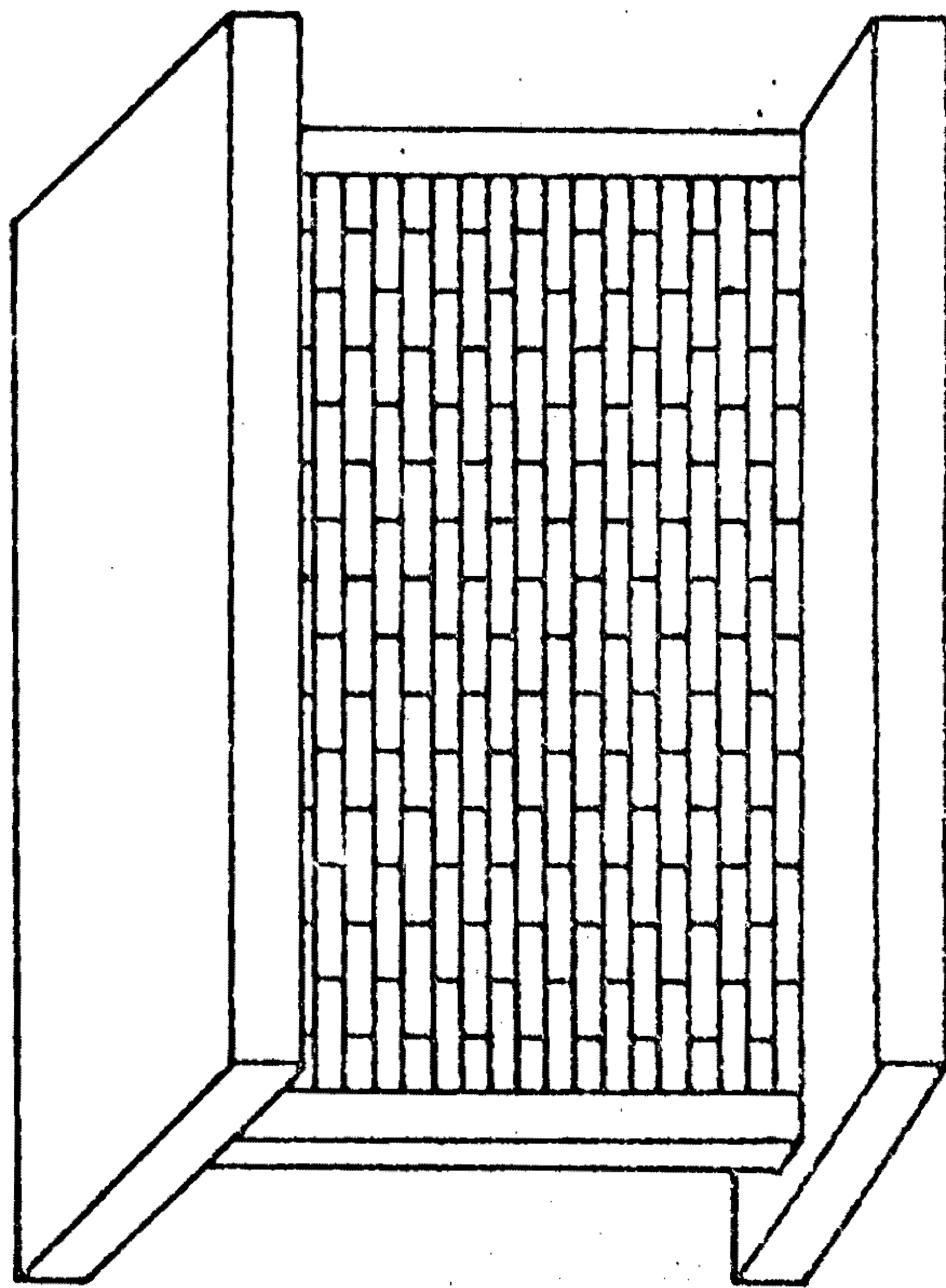


fig 4

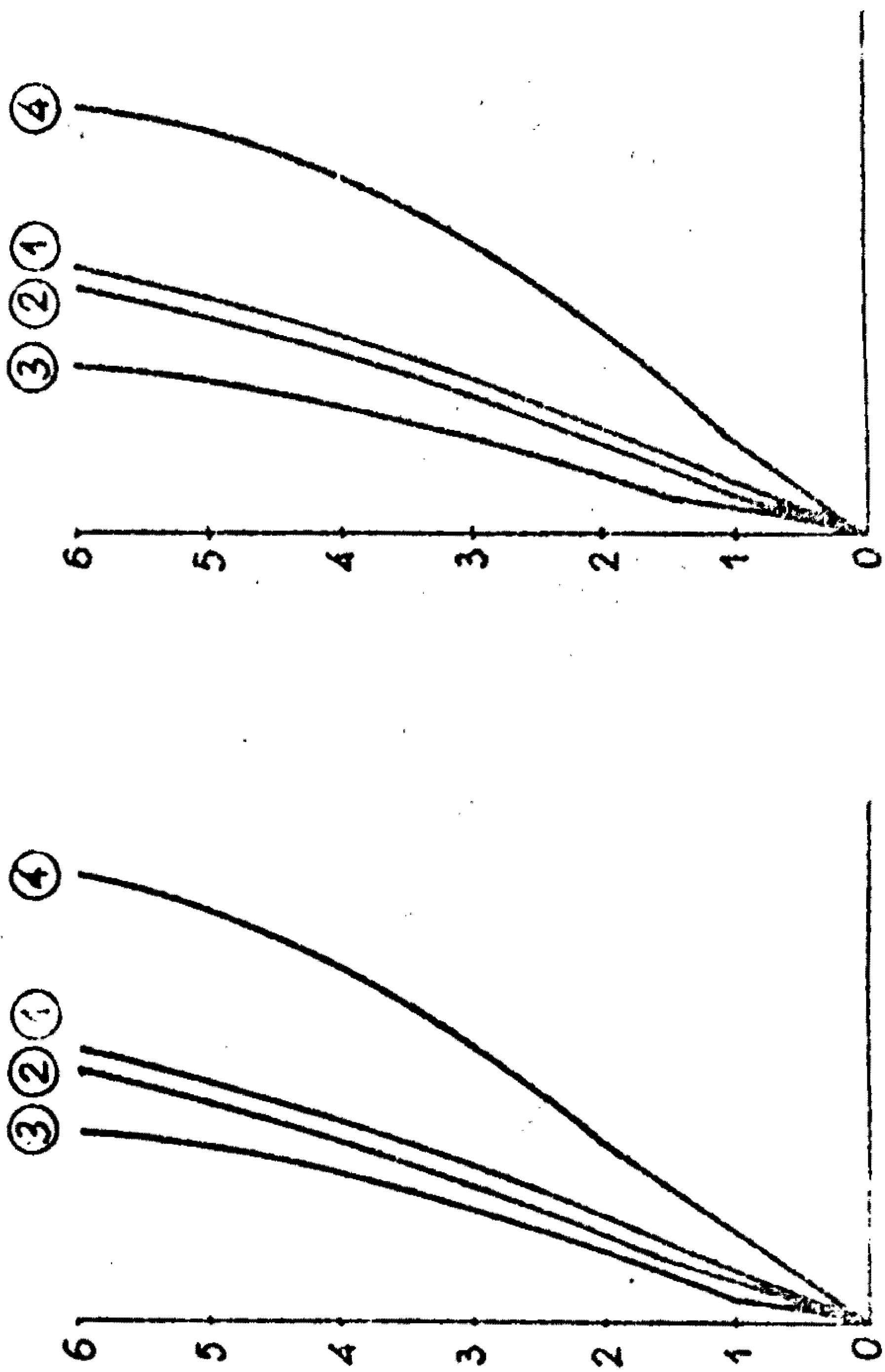


fig 5

| | | | | | |
|--------------------------------------|--|--|--|--|--|
| ① 2,77 ② 2,63 ③ 6,18 ④ 2,72 | ① 10,32 ② 10,70 ③ 13,84 ④ 11,05 | ① 17,59 ② 18,06 ③ 20,44 ④ 17,98 | ① 23,97 ② 24,61 ③ 25,69 ④ 23,28 | ① 30,16 ② 30,77 ③ 29,76 ④ 26,95 | ① 37,99 ② 34,92 ③ 30,71 ④ 27,37 |
| ① 8,73 ② 8,64 ③ 6,18 ④ 9,23 | ① 16,91 ② 16,70 ③ 13,84 ④ 16,36 | ① 23,74 ② 23,70 ③ 20,44 ④ 22,05 | ① 28,96 ② 28,98 ③ 25,69 ④ 25,90 | ① 32,54 ② 32,37 ③ 29,76 ④ 27,91 | ① 31,28 ② 31,45 ③ 30,71 ④ 26,41 |
| ① 6,94 ② 7,26 ③ 6,18 ④ 6,56 | ① 13,98 ② 14,03 ③ 13,84 ④ 13,11 | ① 19,47 ② 19,45 ③ 20,44 ④ 18,41 | ① 23,41 ② 23,32 ③ 25,69 ④ 22,32 | ① 25,70 ② 25,93 ③ 29,76 ④ 24,92 | ① 22,25 ② 25,56 ③ 30,71 ④ 24,12 |

① 15,11 ① 24,60 ① 35,79
② 15,30 ② 24,86 ② 36,02

| | | | | | |
|--------------------------------------|---|--|--|--|--|
| ① 3,42 ② 3,55 ③ 5,24 ④ 3,64 | ① 7,93 ② 8,10 ③ 9,50 ④ 7,92 | ① 11,77 ② 11,95 ③ 13,00 ④ 11,05 | ① 14,88 ② 15,10 ③ 15,60 ④ 12,98 | ① 17,35 ② 17,50 ③ 17,22 ④ 13,79 | ① 18,71 ② 17,70 ③ 16,30 ④ 13,50 |
| ① 7,00 ② 6,85 ③ 5,24 ④ 6,94 | ① 11,27 ② 11,20 ③ 9,50 ④ 10,45 | ① 14,73 ② 14,73 ③ 13,00 ④ 12,86 | ① 17,13 ② 17,18 ③ 15,60 ④ 14,19 | ① 18,32 ② 18,40 ③ 17,22 ④ 14,27 | ① 16,62 ② 16,72 ③ 16,30 ④ 13,09 |
| ① 5,30 ② 5,36 ③ 5,24 ④ 4,92 | ① 9,23 ② 9,28 ③ 9,50 ④ 8,53 | ① 12,30 ② 12,35 ③ 13,00 ④ 11,10 | ① 14,44 ② 14,47 ③ 15,60 ④ 12,61 | ① 15,57 ② 15,68 ③ 17,22 ④ 13,11 | ① 13,42 ② 14,53 ③ 16,30 ④ 12,17 |

① 25,96 ① 35,98 ① 44,91
② 25,85 ② 35,86 ② 45,42

4.2 ESPECTRO DE RESPUESTA A SISMOS DE SISTEMAS PROVISTOS DE AMORTIGUADORES DE MASAS AUXILIARES NO LINEALES.

Los resultados de investigaciones analíticas y experimentales, empleando computadores analógicos y digitales, sobre la efectividad de variados tipos de masas auxiliares de amortiguamientos pasivos no lineales, en el control de la respuesta de estructuras a sismos comunes, han resultado efectivos en el control de la respuesta de sistemas primarios aun con poca razón de masa.

4.2.1 Definición de variables.

m_i = Masas concentradas en el piso considerado ($i = 1,2$)

k_i = Constante de resorte en el piso considerado ($i = 1,3$)

c_i = Coeficiente de amortiguamiento viscoso ($i = 1,3$)

$S_i = c_i / (2 \sqrt{k_i m_i})$ = Fracción de amortiguamiento crítico para la masa m_i ($i = 1,2$)

$$S_3 = c_3 / (2 \sqrt{k_3 m_2});$$

$\omega_i = \sqrt{k_i / m_i}$ = Frecuencia natural de m_i ($i = 1,2$),

$$\omega_3 = \sqrt{k_3 / m_2}$$

x_i = Desplamiento absoluto de m_i ($i = 1,2$)

$z_i = x_i - y$ = Desplazamiento relativo de la masa m_i con respecto a la base ($i = 1,2$)

$y(t)$ = Aceleración absoluta de la base.

$T_i = 2\pi / \omega_i$ = período natural ($i = 1,3$)

$\mu = m_2 / m_1$ = razón de amortiguamiento de masa.

\bar{d} = Luces de espacios muertos relativos a k_2 y c_2

S_v = Máxima velocidad relativa del espectro para la primera masa.

S_d = Máximo desplazamiento relativo del espectro para la primera masa.

4.2.2 Introducción.

El modelo en discusión es el mostrado en la fig. 1, de un solo grado de libertad, con amortiguamiento viscoso, excitado en la base (SDOF); la masa primaria m_1 es acoplada a una masa auxiliar m_2 por medio de un resorte k_3 y un émbolo C_3 . En la adición a un elemento no lineal cuyas fuerzas restitutivas y características de amortiguamiento están dadas por las funciones g , y h , respectivamente.

La ecuación del movimiento para la fig. 1 esta dada por:

$$\ddot{z}_1 = -\ddot{y} - \omega_1^2 z_1 - 2\zeta_1 \omega_1 \dot{z}_1 + \mu Q$$

$$\ddot{z}_2 = -\ddot{y} - Q$$

donde: $Q = \omega_3^2 u + 2\zeta_3 \omega_3 \dot{u} + \omega_2^2 g(u) + 2\zeta_2 \omega_2 h(u, \dot{u})$

y: $u = z_1 - z_2$

Por una combinación apropiada de sus parámetros, este sistema puede representar la forma convencional de un neutralizador de vibraciones dinámicas (DVN); o la de un amortiguador Lanchester, de un amortiguador de impacto (ID) o bien la combinación de estas, además de diferentes tipos de amortiguadores, con factores no lineales arbitrarios.

El sistema de varios grados de libertad que aquí se discute, fué sometido a tres movimientos sísmicos reales (El Cen-

tro 1940; TAFI-1952; y San Fernando-1952), así como a terremotos artificiales simulados en computadoras. Para obtener la solución de las ecuaciones diferenciales de movimiento (1), a sido necesario el uso de computadoras. Para obtener la exacta velocidad relativa y el espectro del desplazamiento relativo de ambas masas que constituyen el sistema, se ha usado el método de raíz-medio cuadrática, del valor de la respuesta, y ha sido determinada la distribución más probable de los picos de velocidad y desplazamientos relativos de ambas masas.

4.2.3 DISCUSION DE LOS RESULTADOS.

Los efectos de todos los sistemas de parámetros fueron determinados para un amplio campo de valores prácticos. Los resultados más relevantes de esta investigación están representadas gráficamente en forma de velocidad relativa standard y espectro-respuesta del desplazamiento relativo, así como también en forma de histogramas de frecuencia de desplazamientos relativos (ver fig. 2 y 7).

Las investigaciones indican que en general los amortiguadores auxiliares de masa son menos efectivos para reducir la respuesta del pico en excitaciones sísmicas, de lo que son para el caso de excitaciones estables determinísticos, ó excitaciones estacionarias Randon. Entre la clase de amortiguadores auxiliares de masa tenemos a los Lanchester (que son dedicados exclusivamente a la disipación de energía mecánica), que son los menos efectivos para atenuar la respuesta de sistemas primarios excitados por un movimiento. El neutralizador de vibraciones dinámicas es moderadamente efectivo y el amortiguador de impacto, que emplea el principio de transferencia de momentos, es el más efectivo.

Sin embargo, en consideración a la reducción de picos de la respuesta a movimientos sísmicos, es necesario combinar las características de los anteriores en un amortiguador no lineal, para obtener los mejores resultados en la reducción de la respuesta de la velocidad, así como el nivel del espectro de la respuesta del desplazamiento sobre un gran campo de sistemas de parámetros.

Se comprobó que aunque los amortiguadores auxiliares de masa tienen moderado o ligero efecto en la máxima amplitud de la respuesta, ellas reducirán sobre todo el nivel de la respuesta de la raíz-medio cuadrática, sustancialmente, contayéndose, cambiando la amplitud de la probable curva de densidad de los niveles significativamente más bajos.

Los amortiguadores no lineales pasivos en discusión, son relativamente efectivos, aún cuando su razón de masa está en el orden de porcentajes de la masa primaria; además facilitará el diseño y el mantenimiento. El comportamiento de estos amortiguadores es relativamente sensible a pequeñas variaciones en sus parámetros.

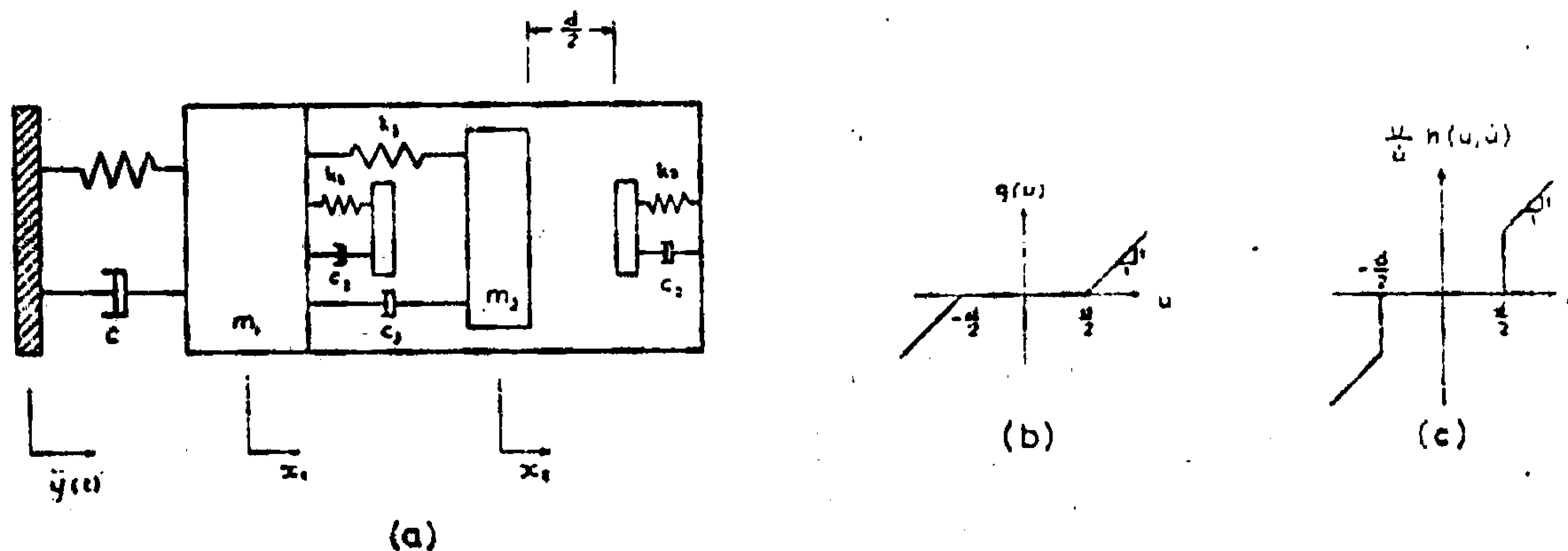
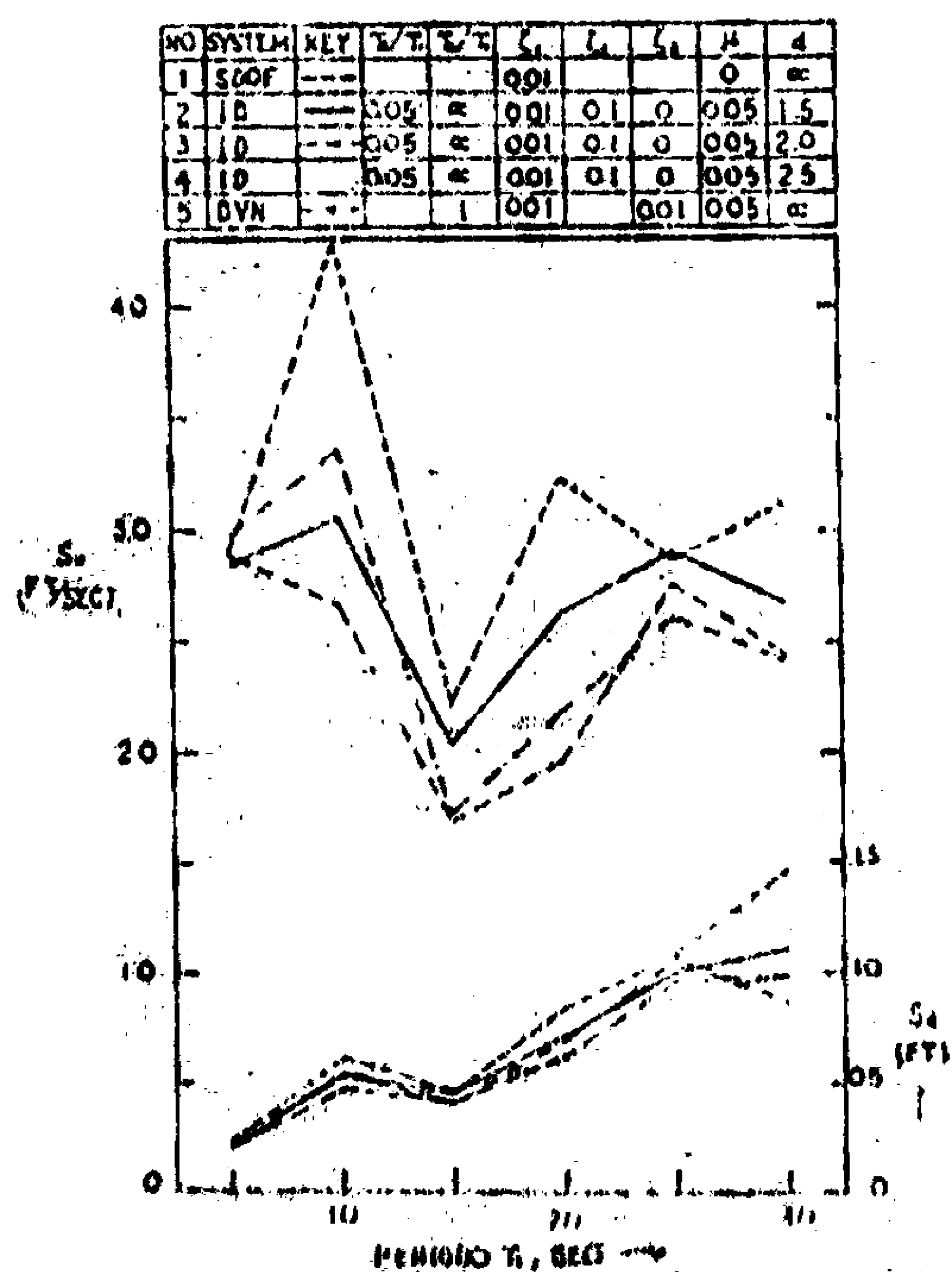


FIG. 1. MODELO DEL SISTEMA



2. RESPONSE SPECTRA OF A SDOF SYSTEM WITH AN IMPACT DAMPER; (EL CENTRO, 1940)

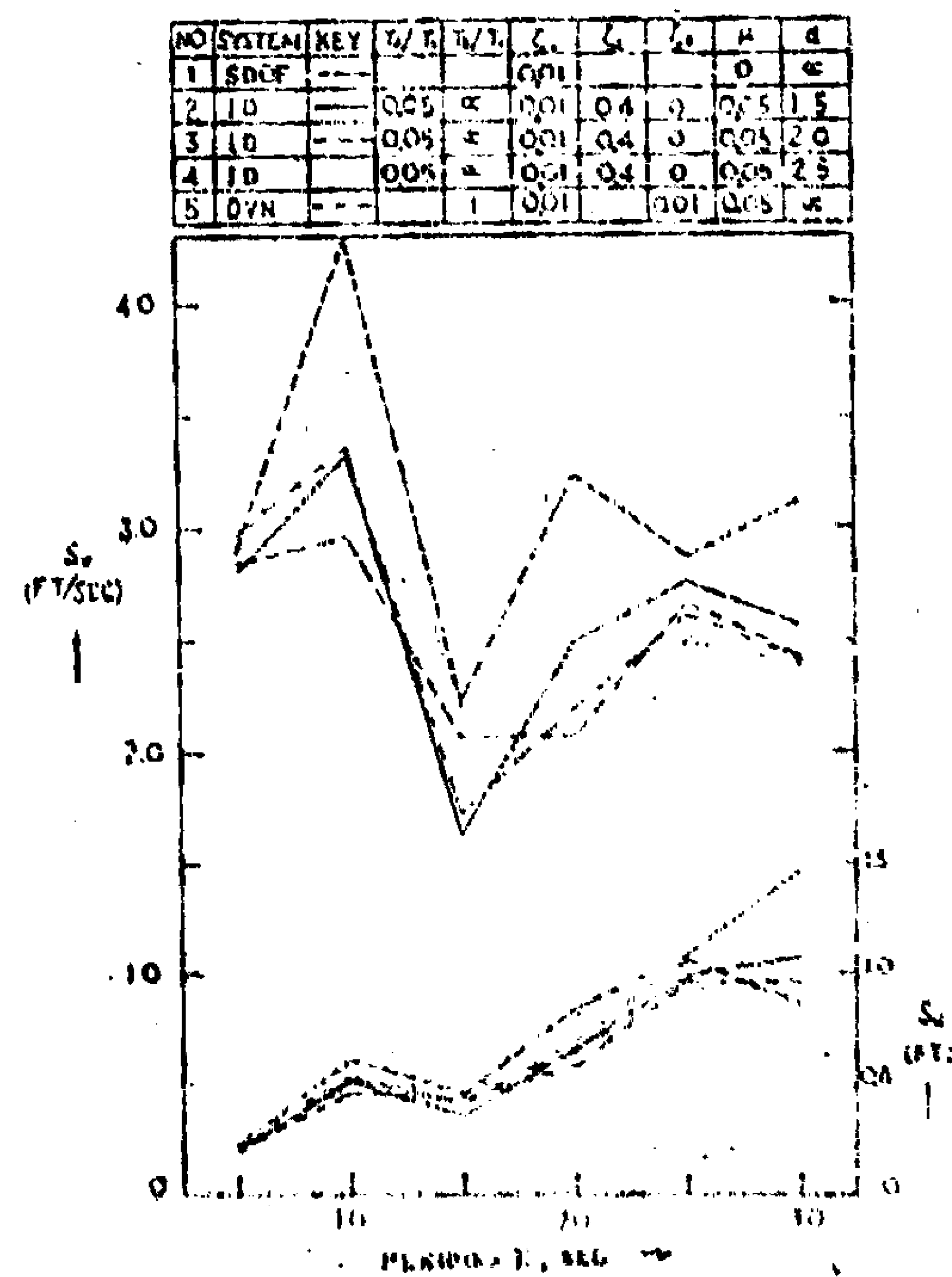


FIG. 3. RESPONSE SPECTRA OF A SDOF SYSTEM WITH AN IMPACT DAMPER; (EL CENTRO, 1940)

| | | | | | | | |
|---|------|-----|-----|-----|-----|-----|---|
| 1 | SDOF | --- | --- | 002 | --- | 0 | ∞ |
| 2 | DVN | --- | 1 | 002 | 001 | 005 | ∞ |
| 3 | DVN | --- | 1 | 002 | 010 | 005 | ∞ |
| 4 | DVN | --- | 1 | 002 | 025 | 005 | ∞ |
| 5 | DVN | --- | 1 | 002 | 050 | 005 | ∞ |

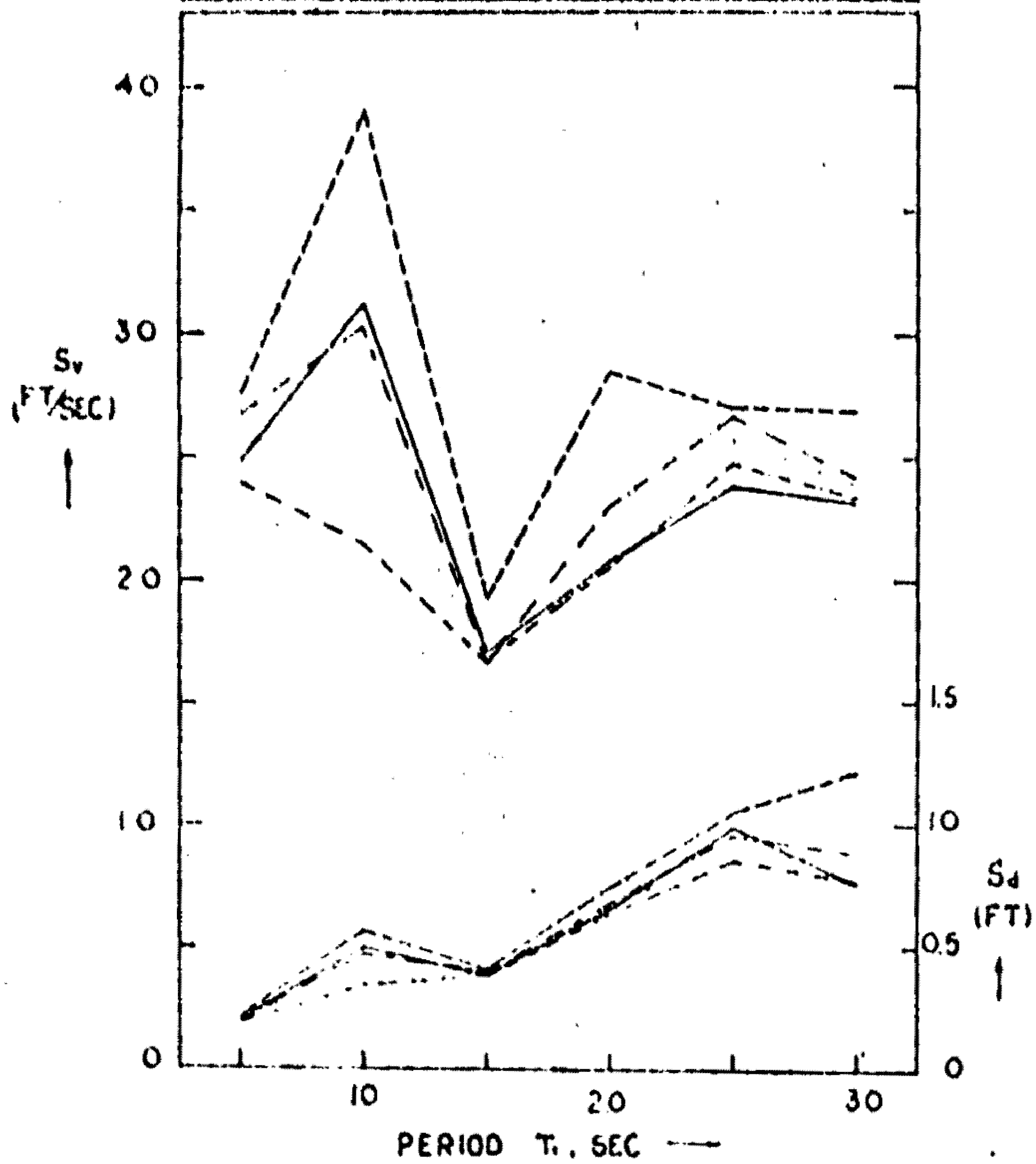


FIG. 4. RESPONSE SPECTRA OF A SDOF SYSTEM WITH A DYNAMIC VIBRATION NEUTRALIZER; (EL CENTRO, 1940)

| | | | | | | | | | |
|---|------|-----|-----|-----|-----|----|---|----------------|-----|
| 1 | SDOF | --- | --- | 002 | --- | 0 | ∞ | α ₁ | |
| 2 | ID | --- | 0.5 | ∞ | 002 | 01 | 0 | 0025 | 1.5 |
| 3 | ID | --- | 0.5 | ∞ | 002 | 01 | 0 | 005 | 1.5 |

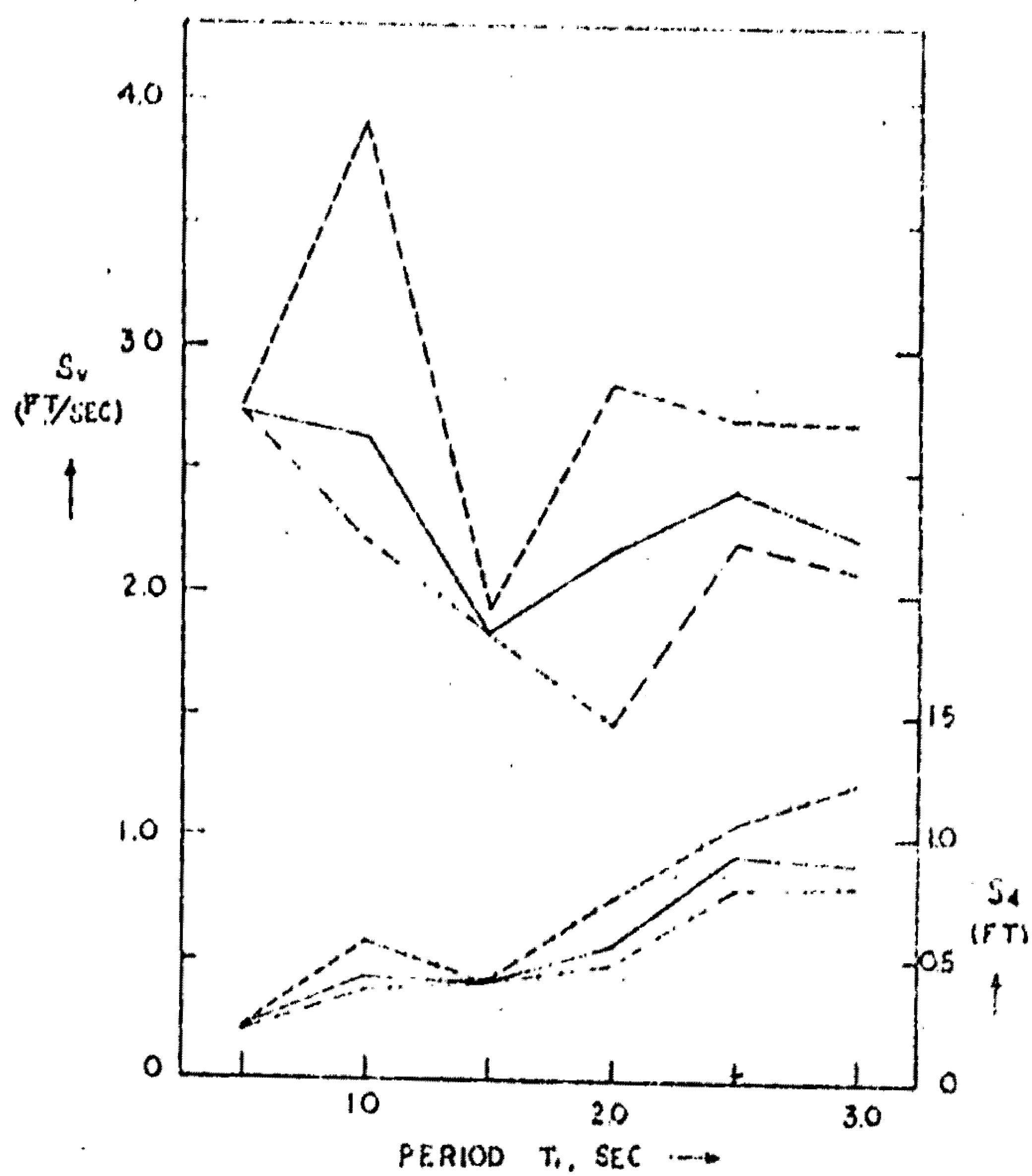
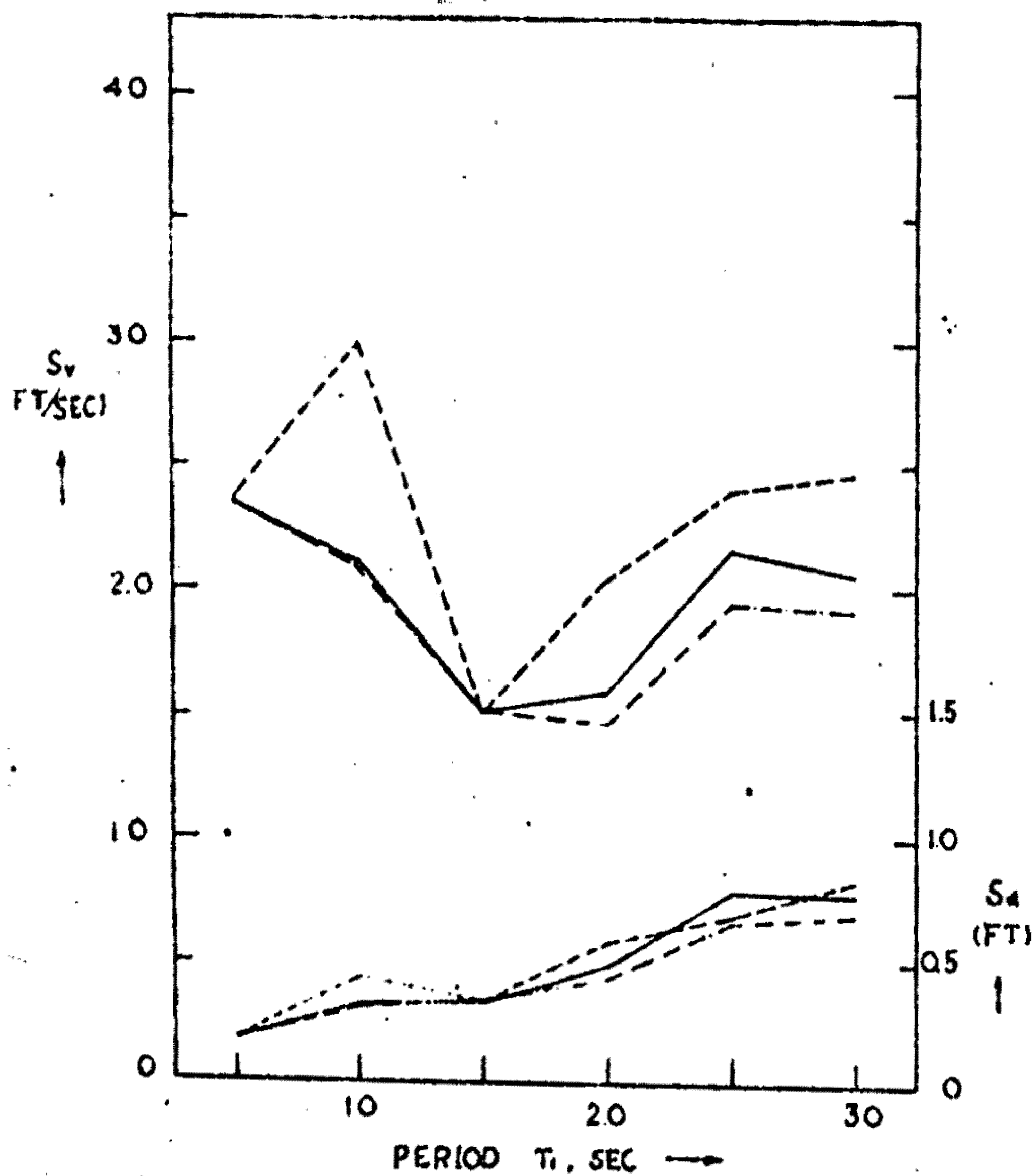


FIG. 5. RESPONSE SPECTRA OF A SDOF SYSTEM WITH A NONLINEAR DAMPER; (EL CENTRO, 1940)

| NO | SYSTEM | KEY | W/E | T ₁ /T | ζ ₁ | ζ ₂ | ζ ₃ | μ | d |
|----|--------|-----|-----|-------------------|----------------|----------------|----------------|------|-----|
| 1 | SDOF | --- | --- | --- | 005 | --- | --- | --- | ∞ |
| 2 | ID | --- | 0.5 | ∞ | 005 | 01 | 0 | 0025 | 1.5 |
| 3 | ID | --- | 0.5 | ∞ | 005 | 01 | 0 | 005 | 1.5 |



G. 6. RESPONSE SPECTRA OF A SDOF SYSTEM WITH A NONLINEAR DAMPER; (EL CENTRO, 1940)

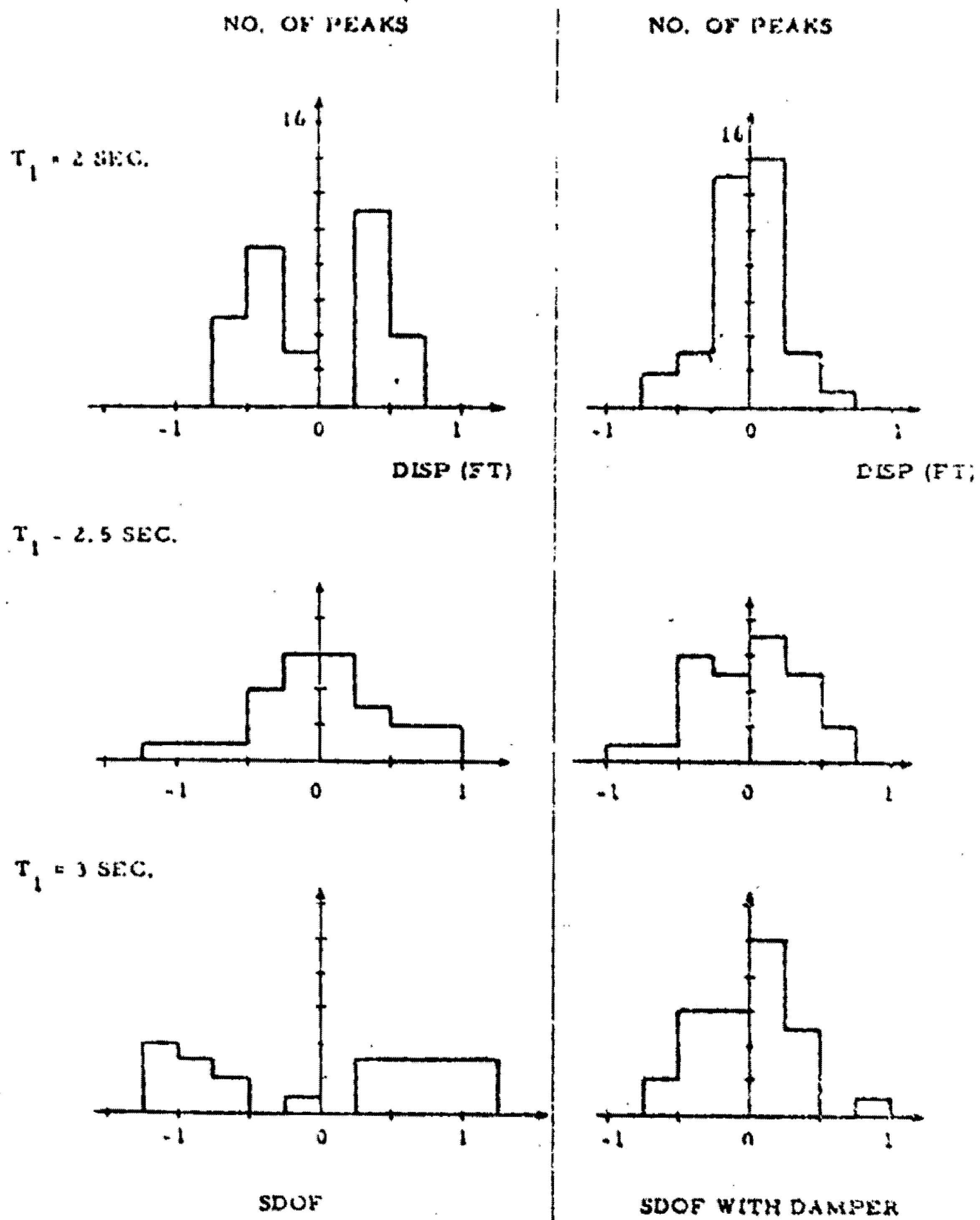


FIG. 7. HISTOGRAM OF PEAK DISTRIBUTION; (EL CENTRO, 1940)

4.3 RESPUESTA INELASTICA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDAS A CARGAS LATERALES SISMICAS.

Este modelo desarrolla el caso particular de la influencia de los muros de concreto armado en la respuesta a cargas sísmicas.

El análisis para el comportamiento de estructuras requiere la determinación de su comportamiento en los rangos plástico y elastoplásticos.

4.3.1a Introducción

La interacción de muros y pórticos es un caso especial de indeterminación, en el cual se unen dos componentes básicamente diferentes para formar una estructura.

Un pórtico al resistir cargas horizontales se deforma de un modo cortante, esto es, las losas de los pisos permanecen prácticamente a nivel, a pesar de que los muros rotan. Por otro lado, un muro, ante cargas horizontales, se comporta como un voladizo.

En el primer caso, se presentarán momentos en las columnas y en las vigas, para resistir el corte total en cada piso, mientras que los efectos de volteo se consideraran normalmente secundarios, y, en la mayor parte de los casos, despreciable. En el segundo caso se desarrollarán momentos en cada piso iguales a los momentos de volteo en el nivel considerado. Si en un edificio unimos muros y pórticos, como resultado obtendremos que unos evitarán que los otros tomen su deformación natural, y esto obligará a una redistribución de esfuerzos a todo lo largo de la estructura. El pórtico jalará al muro en los pisos superiores, mientras que en los inferiores ocurre lo contrario.

Las características físicas conflictivas de ambos sistemas pueden ser tomadas en cuenta si la estructura se divide primero en dos partes, de modo que todas las leyes de la mecánica se cumplan completamente.

4.3.1b Concepto y método de análisis.

El análisis se ejecuta en dos etapas: Si queremos analizar una estructura como la mostrada en la figura 2a se necesitará determinar la deformada y la magnitud de las cargas laterales distribuidas a los muros y a los pórticos respectivamente. Con esta finalidad la estructura se separará en dos sistemas diferentes, (fig. 2b,) como sigue:

- a) Sistema "W".- Consiste en un muro o combinación de muros, que pueden tener cualquier configuración. Algunos muros, o todos ellos pueden extenderse en toda la altura de la estructura. El momento de inercia de este sistema en un piso, es igual a la suma de todos los momentos de inercia de todos los muros de un piso, sin importar ni su tamaño ni su forma. La forma y el tamaño deben ser considerados al hacer el cálculo promedio de la distancia del eje neutro a la fibra extrema del sistema "W", I_s . Los muros apareados de edificios de muchos pisos pueden ser reemplazados por un muro único de una rigidez equivalente.
- b) Sistema F.- Consiste de toda la estructura exceptuando lo formado por el sistema "W". Esto incluye a todas las columnas, vigas y losas que contribuyen a la rigidez lateral. Los miembros que unen los pórticos a los muros son incluidos también en el sistema F. Las rigideces de las columnas, vigas y vigas de unión (que unen el sistema W con el sistema F), son simplemente la suma de las rigideces de todos los miembros en el piso conside-

rado. La luz de la viga de unión (L_b) es el promedio de las luces de la viga de unión del piso cuando están son del mismo orden de magnitud.

En la mayor parte de los casos puede hacerse una simplificación adicional añadiendo la rigidez de las vigas de unión, a la de las otras vigas:.

$$S_b' = S_b' + S_b''$$

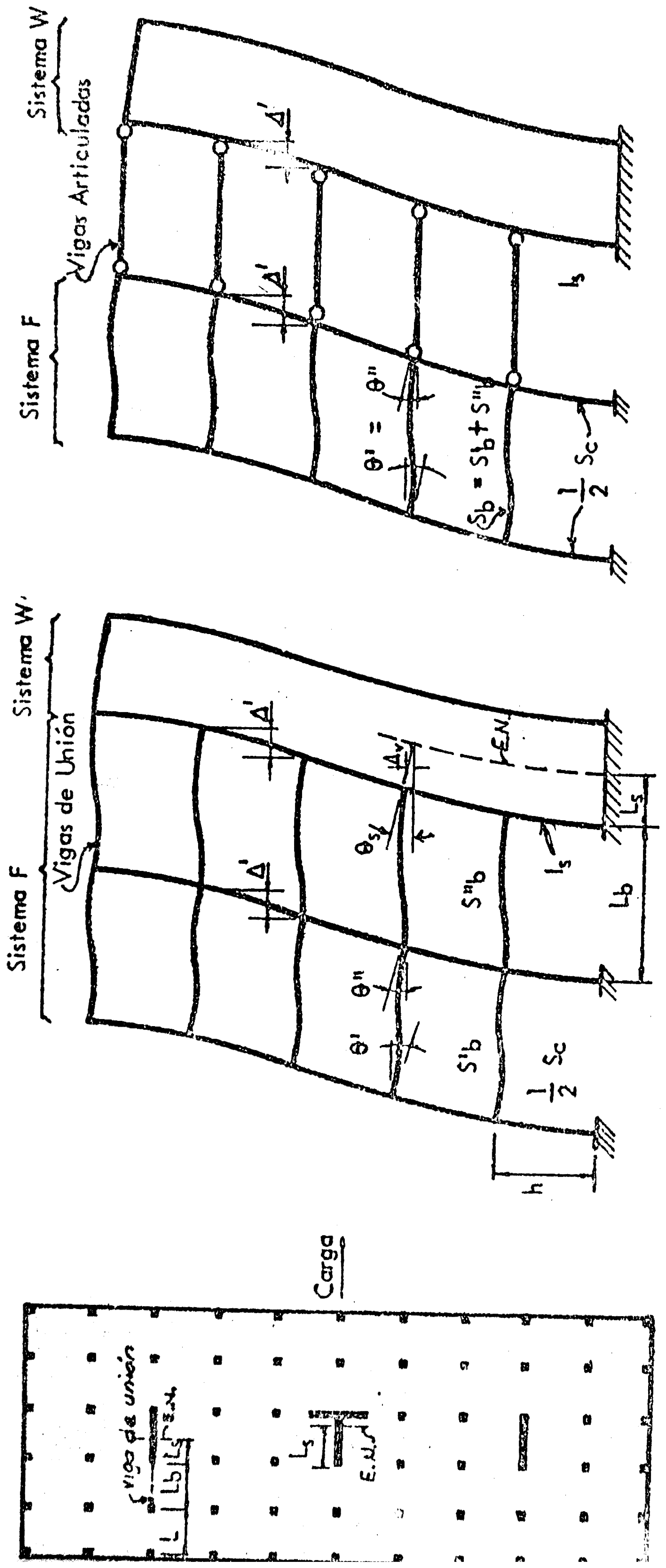
donde: S_b' = rigidez de las vigas del piso considerado.

S_b'' = rigidez de las vigas de unión del piso considerado.

En este caso los dos sistemas se unen mediante elementos que transmiten solo fuerzas laterales y las cantidades L_b y L_s , no necesarias. Los cálculos realizados con ambos métodos son bastantes similares, por lo que el segundo método, por ser el más sencillito, es el más generalizado y el que hemos utilizado en nuestro trabajo.

El análisis se ejecuta por un proceso iterativo, al término del cual son conocidas las deflexiones en cada punto del conjunto, y es posible analizar entonces cada eje como un sistema resistente aislado. Los elementos resistentes en un eje cualquiera, pueden estar constituidas por un pórtico, o por una combinación de pórtico y muro. La segunda etapa del análisis puede ejecutarse sometiendo a estas estructuras aisladas, a la configuración de la deformada que se encontró en el proceso iterativo. Los momentos de empotramiento iniciales que se originan en las columnas y vigas de unión por estos desplazamientos, pueden equilibrarse rápida-

mente mediante un proceso de distribución de momentos. De esta manera pueden tomarse en cuenta los efectos locales en los valores de momentos y cortes debidos a variaciones localizadas de la rigidez.



(a) - Planta

(b) - Estructura Idealizada

(c) - Estructura Idealizada Simplificada

FIG. 2

4.3.1c CALCULOS PREVIOS NECESARIOS PARA EL CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ.

Se han consultado para el dimensionamiento previo, "Dimensiones Preliminares de Vigas" y "Dimensiones Preliminares de Columnas de Concreto Armado" de R. Yamashiro, y el Reglamento del A.C.I., para el dimensionamiento de los muros.

El proceso que se ha usado puede ser consultado en "Journal" de la división estructural del ASCE; Junio de 1964, ó el Boletín N° 19 del Instituto de Estructuras y de la Construcción; Enero-Junio de 1968 de la U. N. I.

4.3.2 RESPUESTA INELASTICA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDO A CARGAS LATERALES SISMICAS.

Para el caso, se ha realizado un análisis tipo tiempo-historia, al cual nos hemos referido en el capítulo 2 (2.1.4). En este análisis se han tomado en cuenta deformaciones plásticas que son acumuladas a medida que aparece. Se basa en la conservación de energía sísmica: (ver cap. 3).

$$E_t = E_p + E_e + E_a$$

donde:

E_t = energía total transmitida a la estructura por el sismo.

E_e = energía de deformación elástica.

E_p = energía de deformación plástica.

E_a = energía que absorbe el amortiguamiento viscoso.

Por otro lado, la ecuación del movimiento.

$$[M] \cdot [\ddot{\delta}] + [C] \cdot [\dot{\delta}] + [K] \cdot [\delta] = [F(t)]$$

en la que:

M = matriz de masas de la estructura.

C = matriz de amortiguamiento de la estructura.

K = matriz de rigidez de la estructura.

δ = Desplazamiento relativo del piso considerado.

$\dot{\delta}$ = Velocidad relativa del piso considerado.

$\ddot{\delta}$ = Aceleración relativa del piso considerado.

$F(t)$ = Fuerzas restitutivas.

Para la solución de esta ecuación ha sido necesaria el uso de computadora, siguiendo un proceso de integración numérica (step to step), que consiste en la integración del espectro digitizado de las aceleraciones del piso, de incremento en

incremento (los incrementos usuales varían entre 0.01 y 0.04 seg)

El modelo matemático presentado es sometido a este espectro, y mediante la integración se va obteniendo las respuestas para cada instante del sismo. (ver cap. 2; 2.1.4).

Mediante este proceso es posible seguir el comportamiento de una estructura durante todo el sismo. En los modelos que hemos desarrollado, se han obtenido datos parciales de la integración para cada segundo con lo que se ha realizado un análisis comparativo de una misma estructura para dos sismos diferentes. Asimismo se ha realizado este análisis para los valores máximos de todo el proceso; se ha permitido las deformaciones instantáneas contra máxima deformación elástica.

En este método se ha considerado la curva de concreto armado como bilineal (ver fig. B).

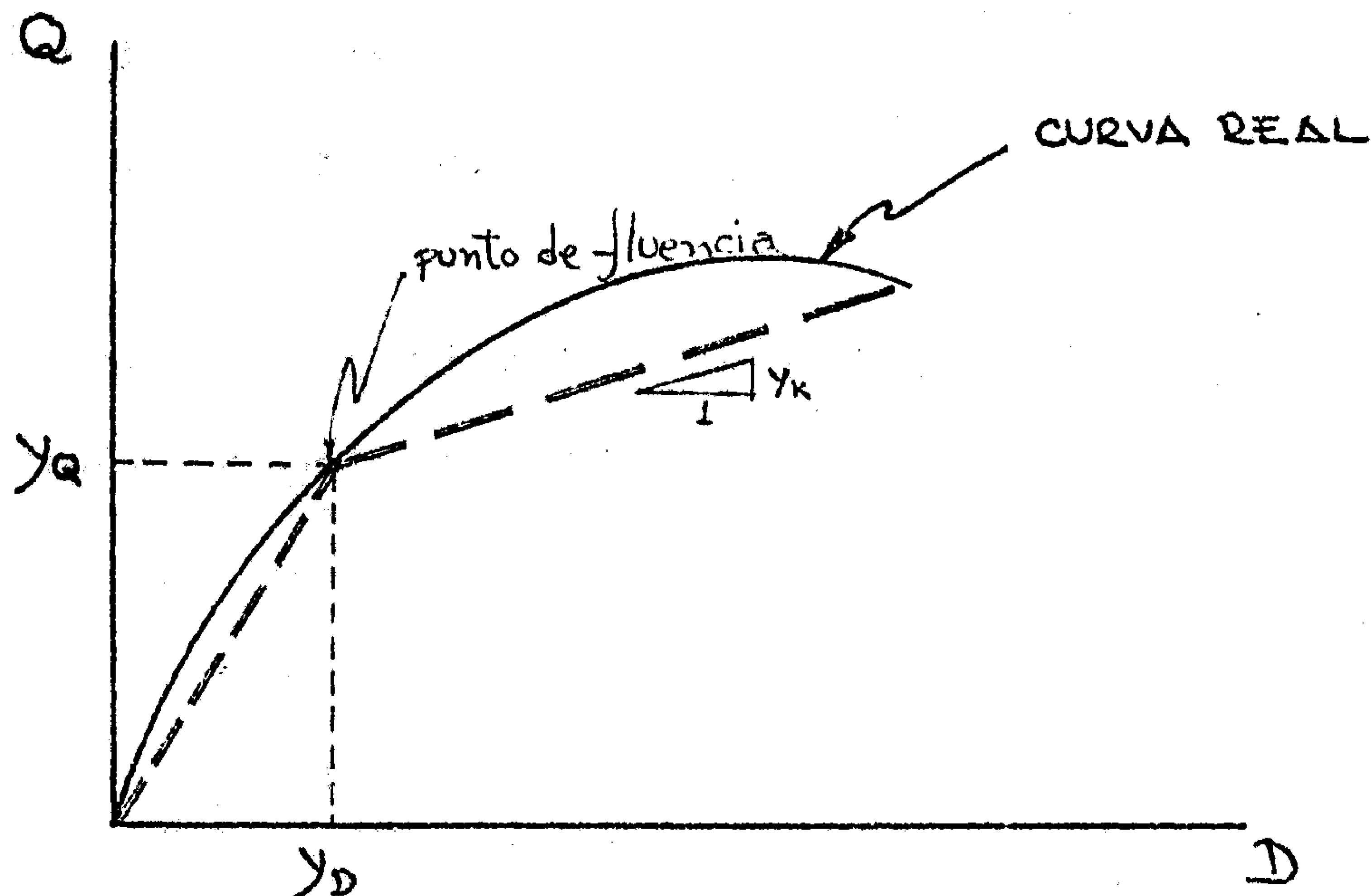


fig. B

La primera parte de esta curva representa el comportamiento elástico, y la segunda el comportamiento elastoplástico para su determinación es necesario que sean encontrados los valores del punto de fluencia de cada estructura, así como la "pendiente" de la curva en el rango elastoplástico.

Los alcances de esta tesis no contemplan el estudio de estas variables sino que muestran una metodología a seguir para el estudio del comportamiento elastoplástico de las estructuras de concreto armado, y los modelos desarrollados no deben ser tomados como reales, sino como modelos de ilustración de aplicación del método, ya que estos valores han sido tomados arbitrariamente (valores recomendados por los Reglamentos).

Estos valores (Y_Q , Y_K) dependen de la matriz de rigidez, de la distribución de la armadura en las estructuras, del tipo de concreto emplea o, del tipo de acero etc. y del amortiguamiento.

Debemos anotar también aquí que las 60 matrices de rigidez que se han presentado, así como sus frecuencias y formas de modo, sí pertenecen a estructura reales.

Este proceso considera la redistribución instantánea de esfuerzos en toda la estructura.

PROGRAMAS DE COMPUTACION

Los programas que aquí se van a presentar, están dirigidos al análisis de estructuras de concreto armado, en las que se incluye el uso de muros cortantes, aunque bien pueden ser usados en caso de estructuras que carecen de dichos muros.

Se ha tomado tantos grados de libertad como pisos tiene la estructura. (uno por piso) como es frecuente en este tipo de análisis.

El conjunto de programas diseñados incluyen tres programas de cálculo y tres de dibujo.

El primer programa calcula la matriz de rigidez de la estructura. La matriz así obtenida, es una matriz completa; si se examina puede observarse que los efectos de corte son los más saltantes, por lo que, en los siguientes programas, solo se hará uso de la banda tridiagonal.

Los $K(I)$ que necesitamos para estos programas pueden ser encontrados por restas simples de arriba hacia abajo de los elementos de la diagonal

El segundo programa calcula frecuencias naturales y modo de vibración de la estructura.

El tercero realiza el análisis dinámico del comportamiento de la estructura a través de un sismo, y perfora tarjetas de los resultados para posibilitar la graficación de su desarrollo en computadores. Las gráficas así obtenidas no son exactas, aunque nos dan una idea muy aproximada de su desarrollo; para superar este inconveniente se ha colocado en las gráficas los valores exactos de cada variable. Para estos casos el uso de un plotter habría arrojado resultados mucho más precisos.

5.1 CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE UNA ESTRUCTURA DE MUROS CORTANTES.

Este programa está basado en el trabajo presentado por Faslur R. Khan y John A. Sbarounis, en Journal de la División de Estructuras del ASCE, en Junio de 1964; las fórmulas que aquí se han utilizado, están contenidas en dicho trabajo.

El programa está constituido por un programa principal y tres subrutinas: DSM, CSP y MRIN.

La primera subrutina calcula los desplazamientos del voladizo, y la segunda, usando una curva de convergencia forzada, trata de igualar los desplazamientos del voladizo calculado por la primera, y los del pórtico. Estas iteraciones son realizadas hasta que se obtenga un error declarado en el programa. La tercera subrutina invierte la matriz de flexibilidad calculada por las anteriores y obtiene la matriz de rigidez.

5.1.1 Definición de variables.

E = Módulo de Elasticidad del concreto.

G = Módulo de Poisson.

H = Altura de entrepisos

SRV = Suma de rigideces de vigas por piso.

SRC = Suma de rigideces de columnas por piso.

WI = Suma de momentos de inercia de muros por piso.

WA = Suma de áreas de muros por piso.

FH = Fuerza horizontal aplicada en el nivel superior de cada piso.

FWD = Desplazamiento en Muro libre por piso.

WD = Desplazamientos corregidos de muros.

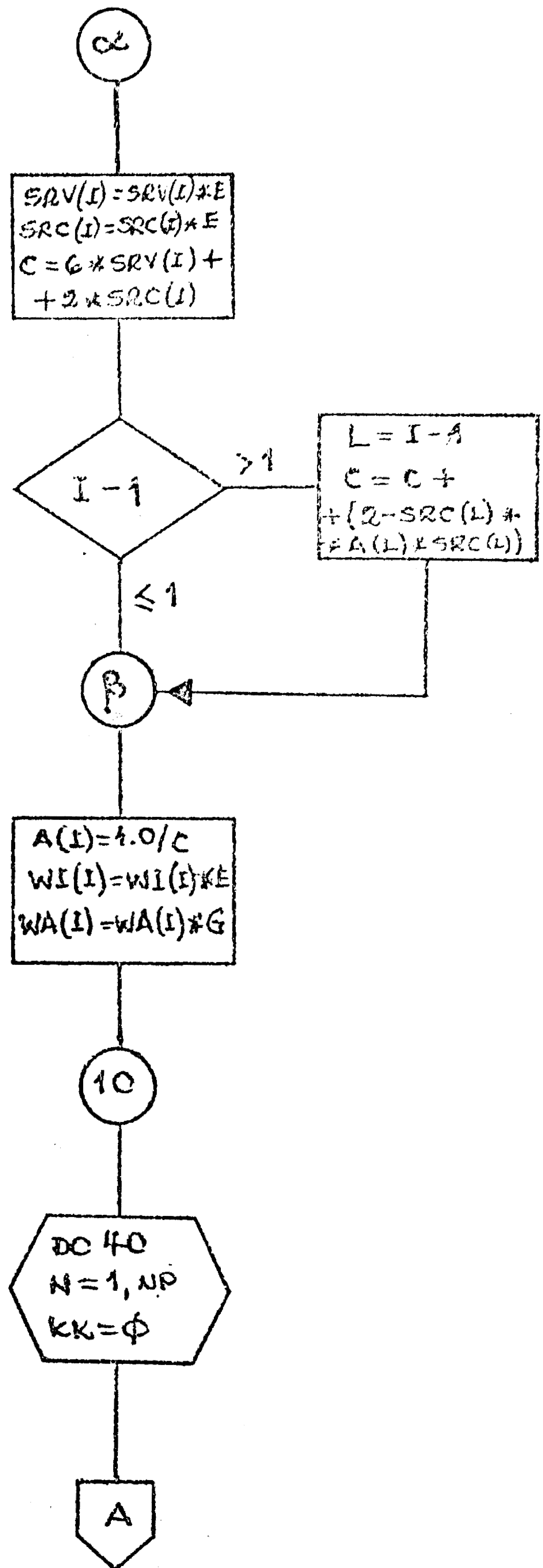
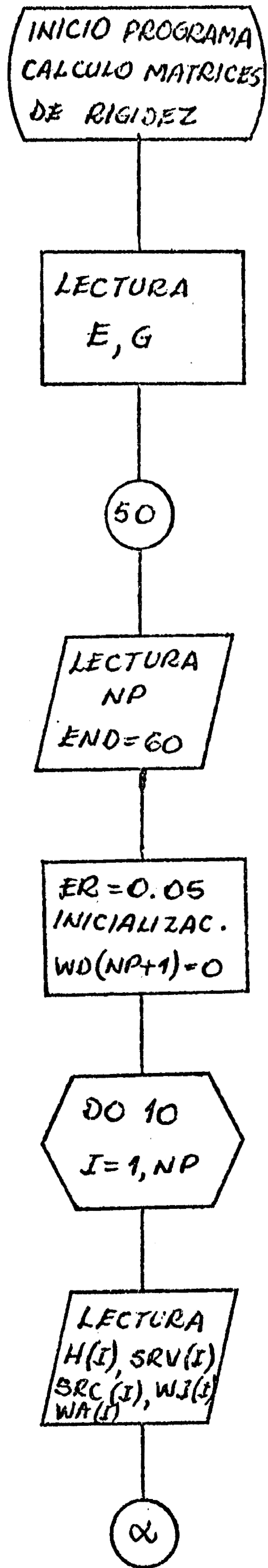
A = Desplazamientos del Pórtico.

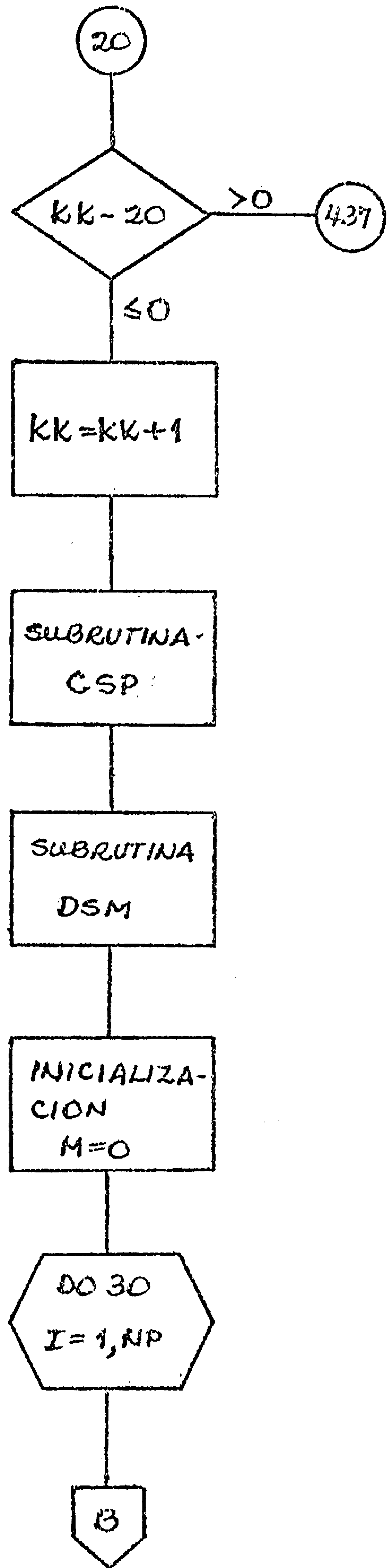
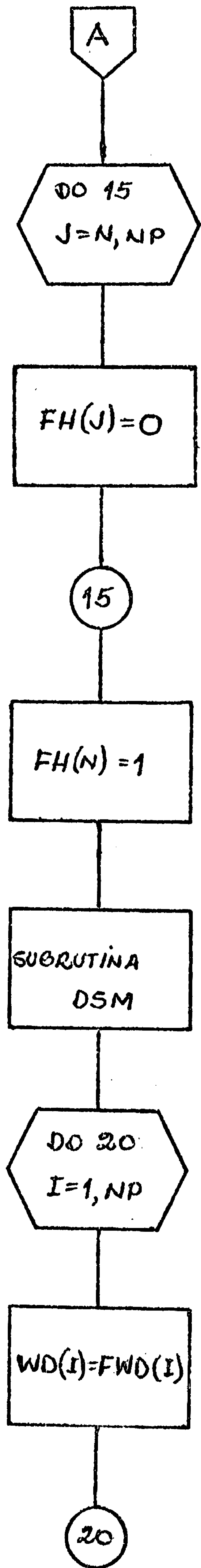
B = Inicialmente es matriz de flexibilidad, y luego de in
vertida es la matriz de rigidez.

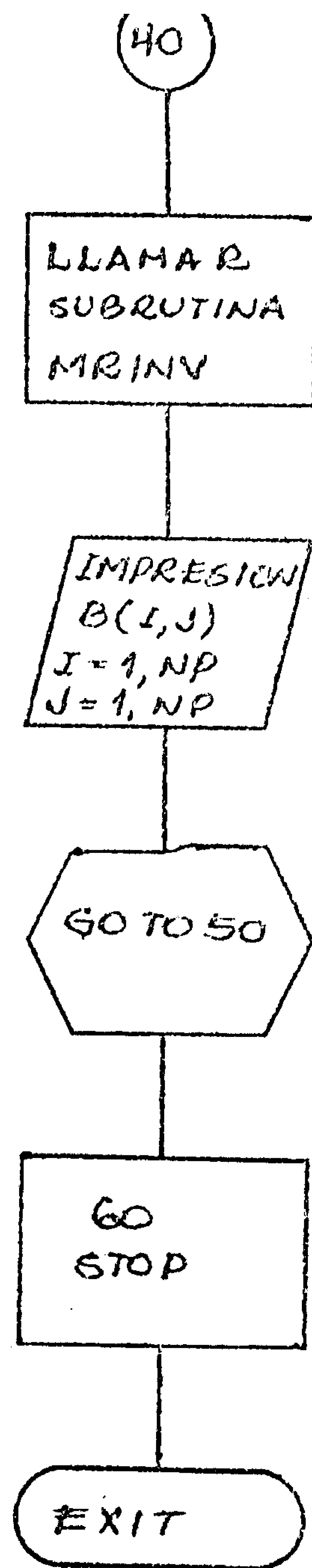
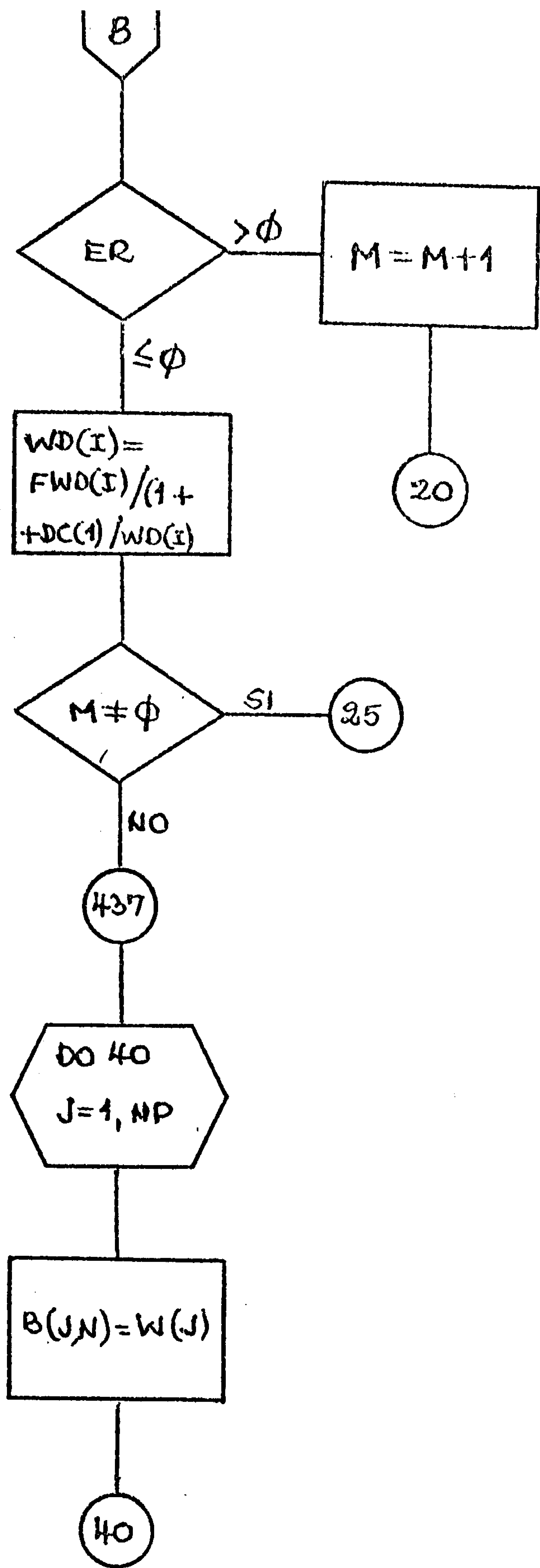
NB = Número de pisos.

5.1.2 Forma de ingreso de los datos.

- a) Primera tarjeta: Son leídas las variables E y G, en el formato (10F8.0). Si el valor de G no es declarado el programa lo toma como 0.4 del valor de E.
- b) Segunda tarjeta: Variable NP en el formato (I2).
- c) Tercera tarjeta: Variables H, SRB, SRC, WI, WA en el formato (8F10.0). Se da una tarjeta por cada piso. Para todo el programa, los pisos y sus características están numerados de arriba hacia abajo.







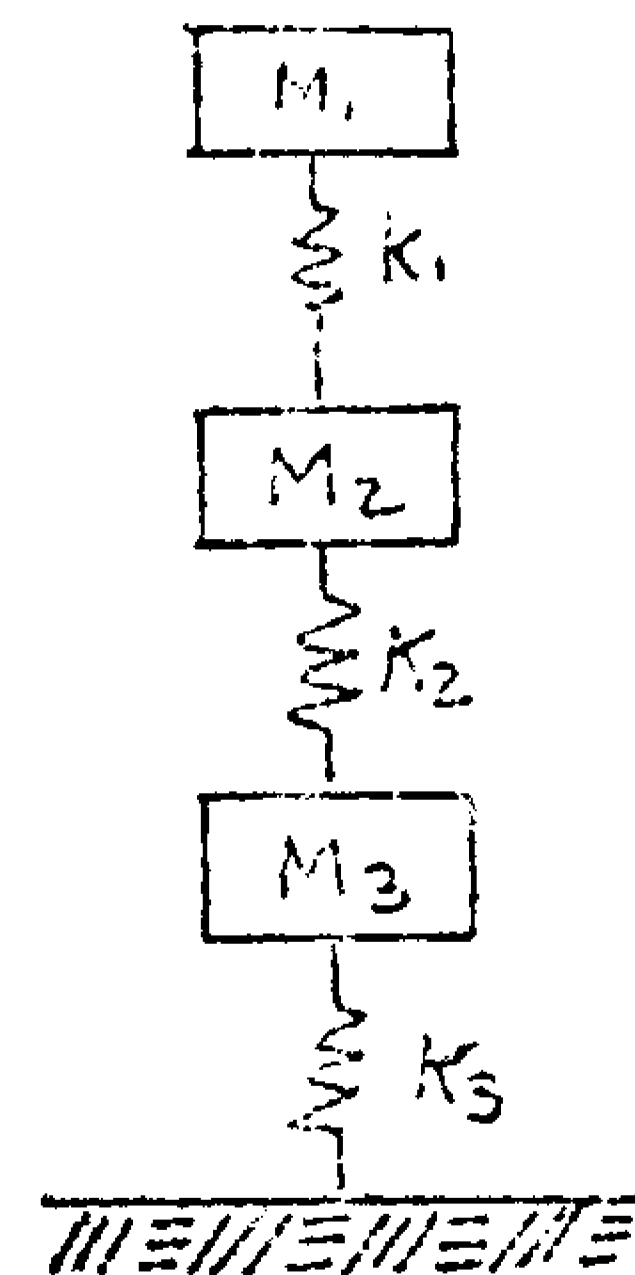
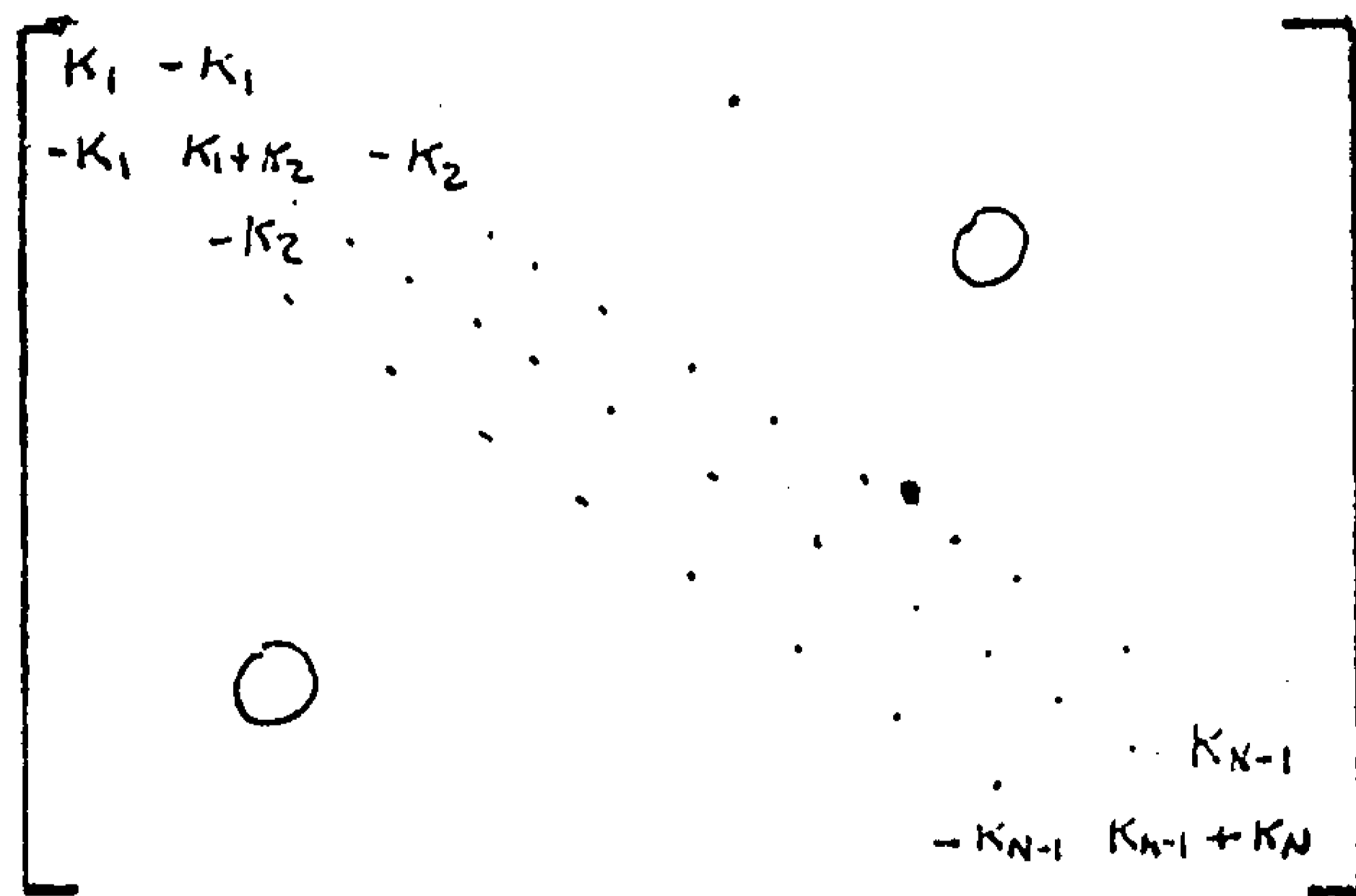
5.2 CALCULO DE FRECUENCIAS Y FORMAS DE MODO.

El siguiente programa utiliza el método HOLZER para el calculo de frecuencias y formas de modo de una estructura. Es un método gráfico de resolución de la ecuación de frecuencias:

$$[K] [X] = W^2 [M] [X]$$

Que es de grado N (grados de libertad) en W^2 (frecuencias).

Se asume un W y se encuentran los residuos entre la Fuerza de inercia en la última masa superior y el cortante del último entrepiso.



Asume un valor inicial $W_1 = \frac{2}{0.3N}$ y calcula su R ; luego W es incrementado en 5 unidades y se calcula nuevamente R hasta que este cambie de signo, en cuyo caso significará que ha pasado por una raíz y se retrocederá W^2 hasta una aproximación dada en el programa. A continuación se iniciará un nuevo ciclo para el cálculo de otra frecuencia, con un valor igual a 1.1 el valor obtenido.

Una vez concluido tantos ciclos como NMODE indique, se imprimirán sus valores correspondientes. Luego se calcularán los períodos correspondientes. Asimismo, serán calculados los

desplazamientos relativos al piso más alto.

El programa mostrado está preparado para edificios hasta de 10 pisos y 4 modos, pero esto puede ser variado a voluntad cambiando los DIMENSION.

5.2.1 Definición de variables.

SM = Masa concentrada por piso.

SK = Constante del resorte por piso.

Y = Desplazamientos relativos.

N = Número de pisos.

PERIOD = Período correspondiente a un modo.

OMEGA = Frecuencia correspondiente a un modo.

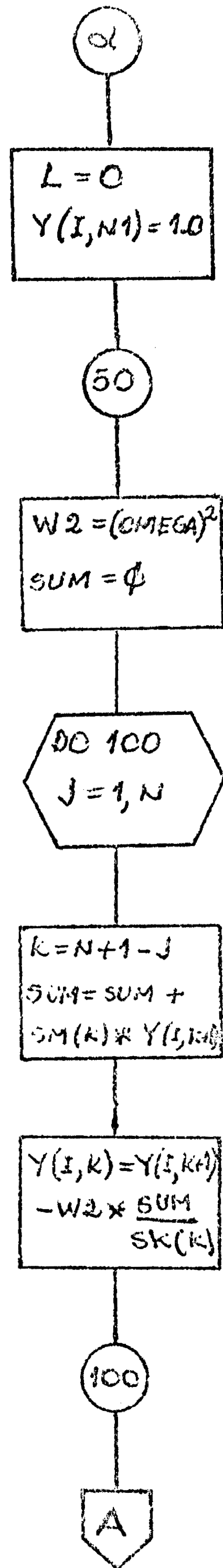
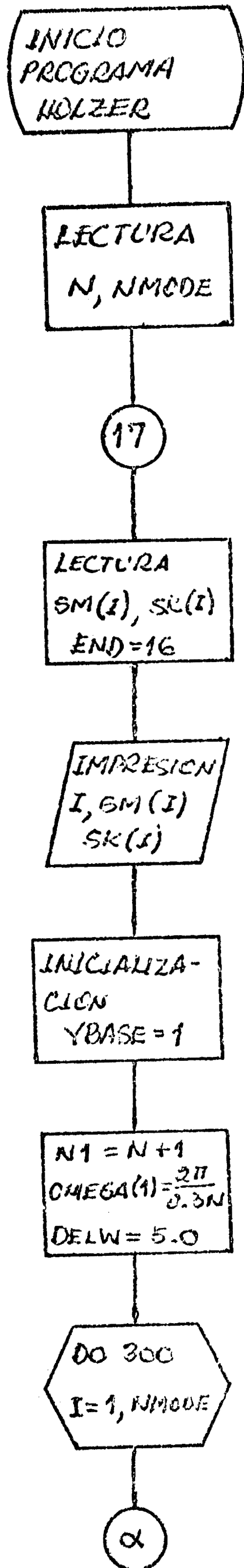
NMODE = Número de modos a considerar.

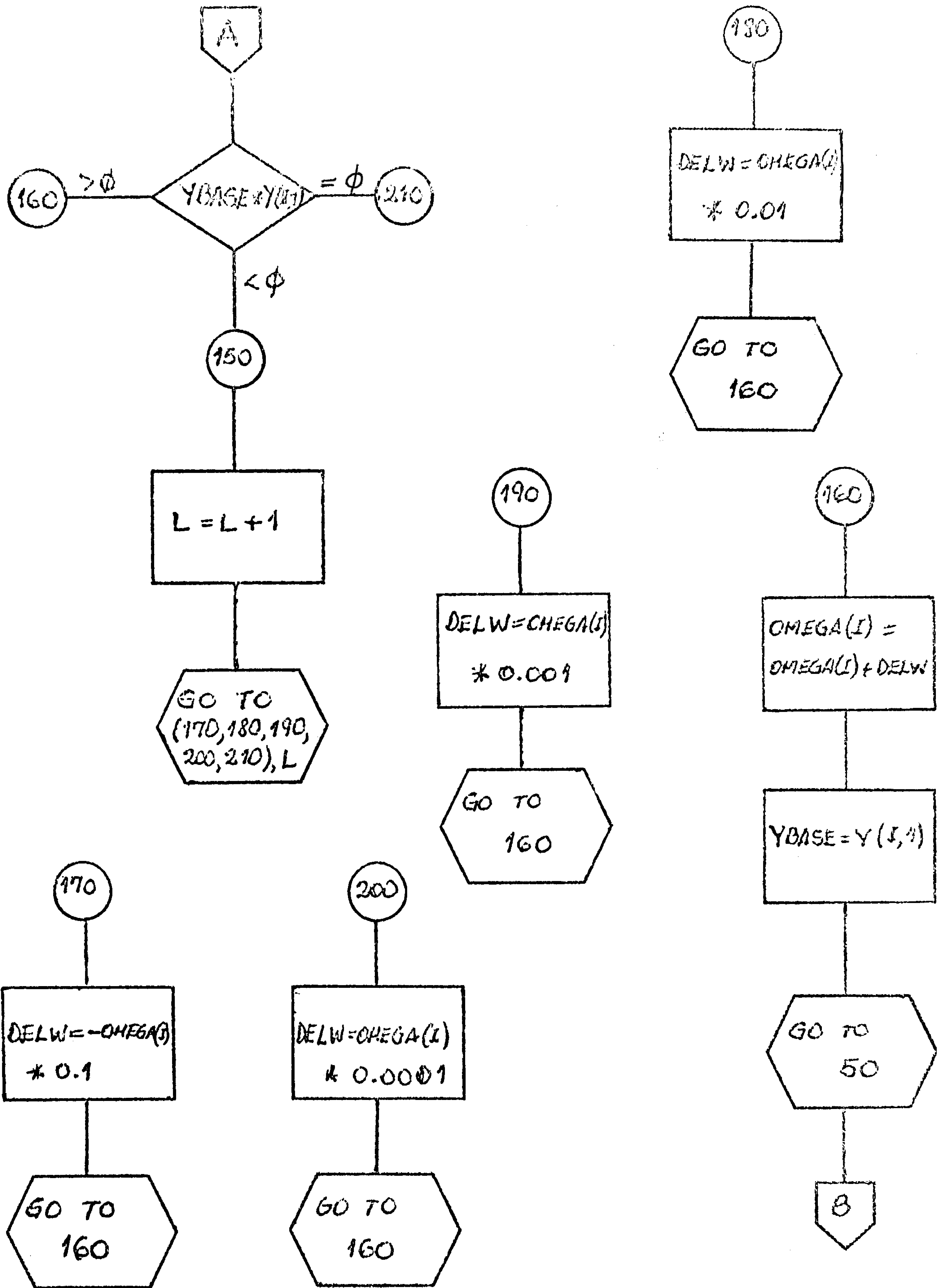
5.2.2 Formas de ingreso de datos.

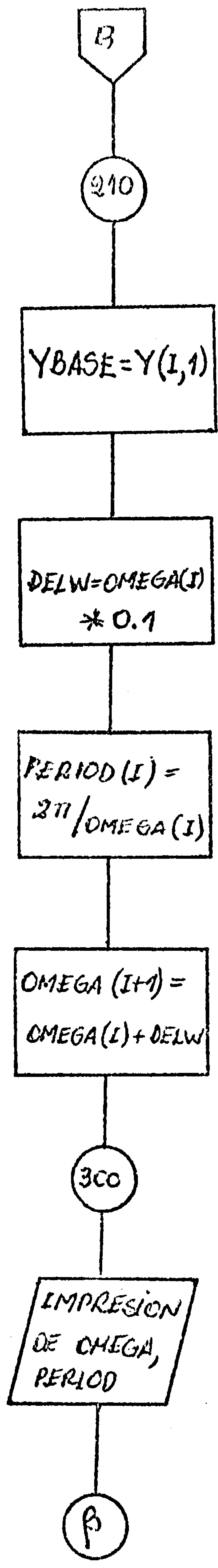
a) Primera tarjeta: N, NMODE. Formato (2I2)

b) Segunda tarjeta: SK. Formato (10F7.0)

c) Tercera tarjeta: SM. Formato (10F7.0)







5.3 RESPUESTAS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDAS A FUERZAS HORIZONTALES SISMICAS.

Este programa posibilita la realización de un análisis dinámico completo de una estructura, incluyendo la capacidad de seguir una curva de concreto armado en la zona elastoplástica ó inelástica. Aquí solo se especificará el aspecto formal, pues el soporte teórico y alcances reales del programa se encuentran descritos en capítulos anteriores.

El programa está compuesto de un programa principal y de tres subrutinas.

La primera parte lee datos y los prepara para efectuar una integración numérica (). Esta integración está diseñada para que realice grupos de 100 datos. Una vez concluida, se llama a la subrutina TRIDIG, que resuelve la matriz tridiagonal, (típica de formación por corte), luego de lo cual regresa al programa de origen.

En el programa son calculadas variables "R(I,J)". En caso de un análisis elástico, hallará los máximos valores durante el proceso. Si de un análisis plástico se tratara, teniendo en cuenta la curva (esfuerzo-deformación), se llamará a la subrutina NONLIN. La que definirá si las solicitaciones existentes deben ser o no consideradas dentro del rango plástico. Luego se reintegra al programa para encontrar los valores máximos.

5.3.1 Definición de variables.

OMEGA = Frecuencias naturales.

PERIOD = Períodos correspondientes a las frecuencias naturales.

NMODE = Número de modos a usarse.

N = Número de pisos.

SM = Masa por piso.

SK = Constante de resorte por piso.

Q = Porcentaje del amortiguamiento crítico.

C = Coeficiente de amortiguamiento.

H = Altura de entrepisos.

YQ = Cortante que produce la fluencia de un piso.

YK = Pendiente de la curva de concreto en la zona plástica.

YD = Deformación máxima en la zona elástica.

FGAT = Datos del Acelerograma tomados de 100 en 100 para su integración.

TAU = Incremento de tiempo entre dos puntos del Acelerograma.

SL = Escala a usarse; significa la posibilidad de multiplicar por algún factor los datos de un terremoto, hasta llegar a datos que se deseen emplear en el análisis.

R (I,1) = Aceleración relativa instantánea.

R (I,2) = Velocidad relativa.

R (I,3) = Desplazamiento relativo instantáneo.

R (I,4) = Aceleración absoluta instantánea.

R (I,5) = Esfuerzo cortante instantáneo por piso.

R (I,6) = Momento de volteo instantáneo.

R (I,7) = Desplazamiento relativo a la base.

RMAX (M,1) = Máximos valores de la aceleración relativa registrados durante el sismo.

MAXT (M,1) = Instante en que se produce la máxima aceleración relativa.

RMAX (M,2) = Máxima velocidad relativa durante el sismo.

MAXT (M,2) = Momento en que se produce la máxima velocidad relativa.

RMAX (M,3) = Máximos desplazamientos relativos durante el sismo.

MAXT (M,3) = Momento en que se produce el máximo desplazamiento relativo.

RMAX (M,4) = Máxima aceleración absoluta durante el sismo.

MAXT (M,4) = Instantes en que se producen las máximas aceleraciones.

RMAX (M,5) = Máximos esfuerzos cortantes.

MAXT (M,5) = Instantes en que se producen los máximos esfuerzos cortantes.

RMAX (M,6) = Momentos máximos de volteo.

MAXT (M,6) = Instantes en que se producen los momentos máximos de volteo.

RMAX (M,7) = Máximos desplazamientos relativos a la base.

MAXT (M,7) = Instantes en que se producen los máximos desplazamientos relativos a la base.

WK = Coeficiente de corte por piso.

DF = Factor de utilidad por piso.

Durante el desarrollo del programa se consideran otras variables que son usadas internamente.

El programa ofrece además una serie de posibilidades que pueden ser gobernadas mediante tarjetas de control desde fuera:

IR = Unidad de lectura de tarjetas.

IW = Unidad de impresión.

IC = Unidad de cinta.

IP = Unidad de perforación.

NDATOS = Número de veces que los datos del acelerograma van a ser tomados en bloques de 100, para efectos de su integración.

NDATA = Número de datos obtenidos del acelerograma, que sean factor de 100.

IFOMEG = Indicador de frecuencia. Si es 0 lee las frecuencias; si es diferente a 0, las calcula mediante la subrutina HOLZER incluida en el programa.

IFDAMP = Indicador de amortiguamientos. Si es 0, los lee; si es diferente a 0 los calcula mediante Q, SK y OMEGA.

NMODE = Número de modos con los cuales se desea trabajar.

NBRINT = Indica la periodicidad con que se desea observar el proceso de integración numérica incluido en el programa.

SKO = Rigidez standard.

IPER = Es un indicador de perforación de R (I,J), RMAX (M,J), MAXT (M,J), WK y DF.

Si es 1 perfora los resultados en tarjetas. Este indicador fue considerado para dar lugar a la posibilidad de poder seguir, a través de gráficos, el desarrollo del terremoto y permitir asimismo, la elaboración de análisis comparativos.

NL = Indicador del tipo de análisis que se desea; si es 1 señala la posibilidad de efectuar un análisis plástico; si es diferente a 1 realiza un análisis elástico solamente.

5.3.2 Formas de ingreso de datos.

Cabe anotar aquí que el programa presentado da la posibilidad de obtener resultados de varios edificios con un terremoto, utilizando una cinta en la que se grabarán las aceleraciones

del terremoto.

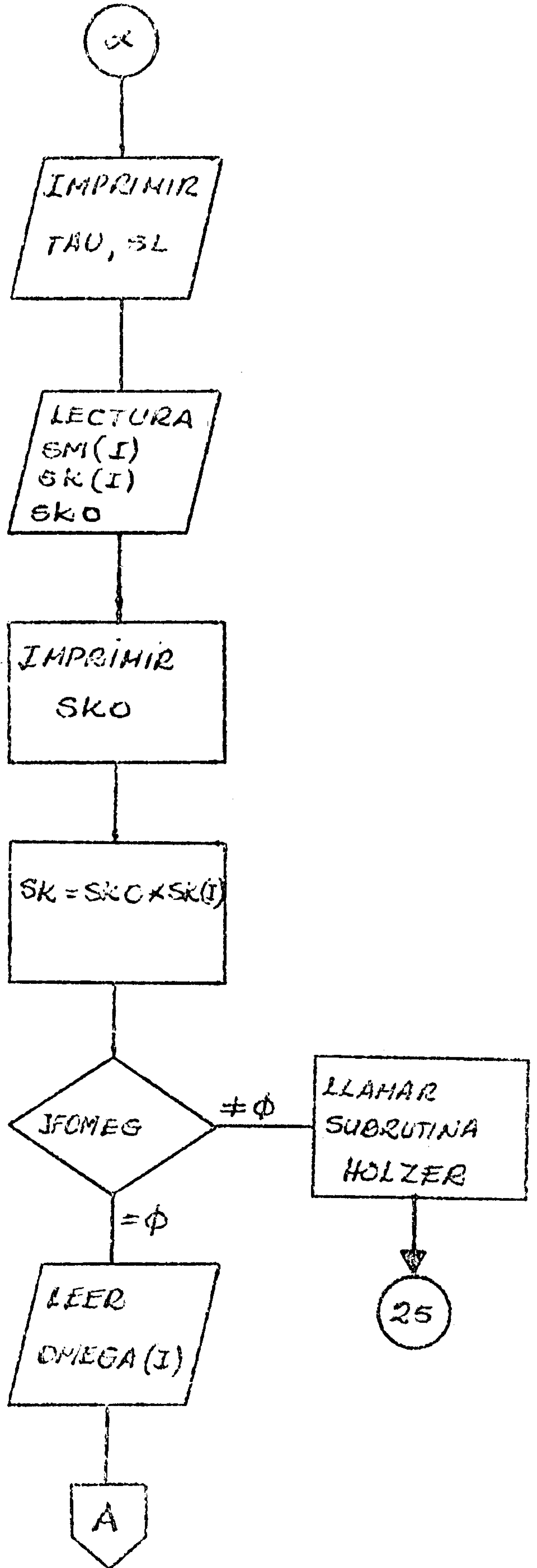
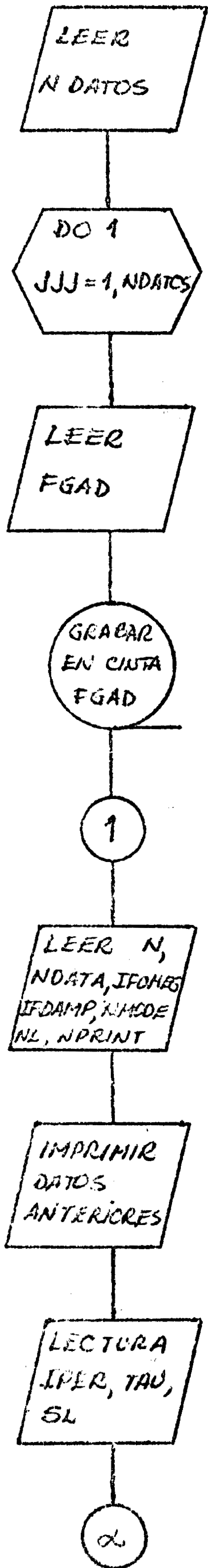
Esta parte del programa podría ser obviada si se tratara del análisis de un solo edificio con un terremoto.

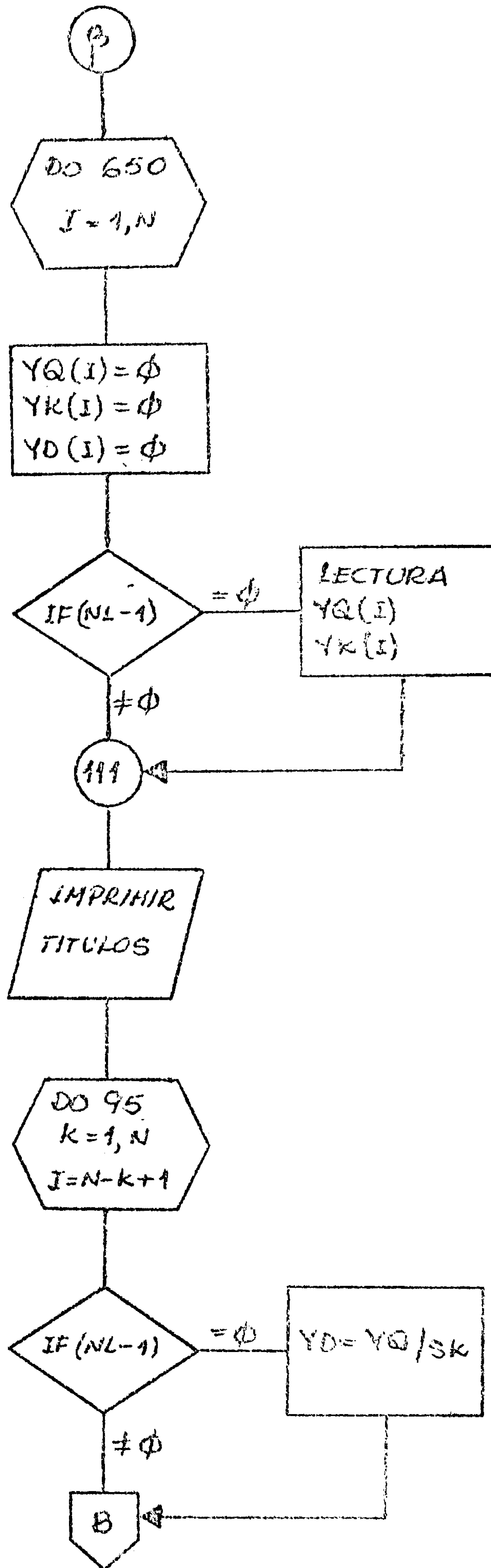
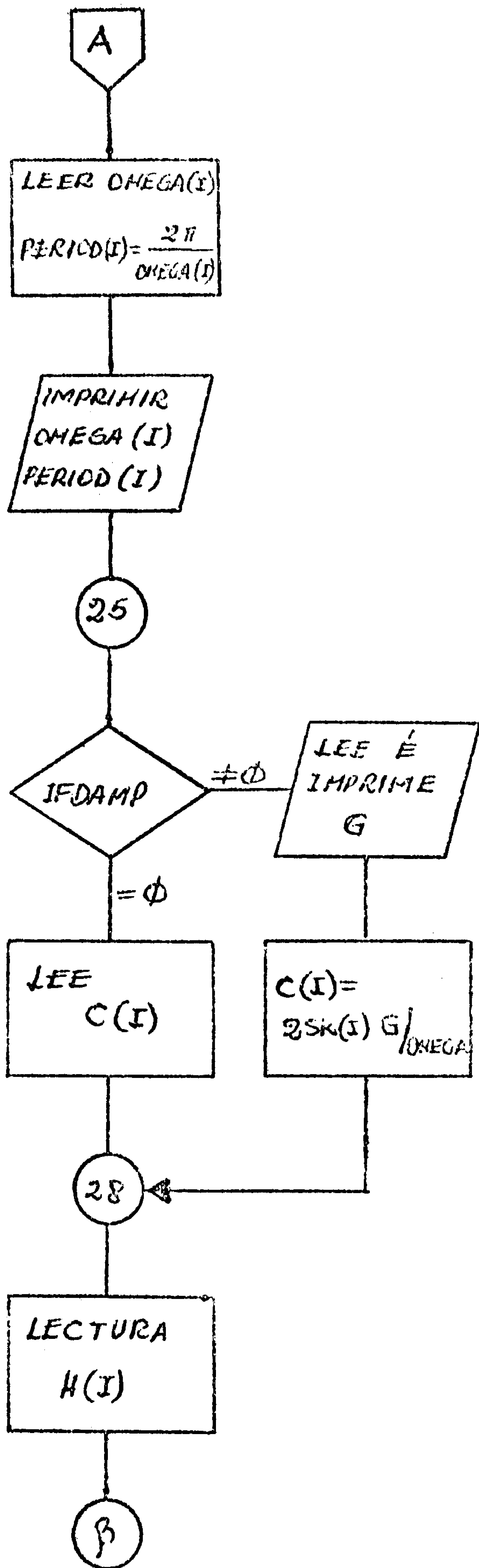
- a) Primera tarjeta: NDATOS en formato (I.3)
- b) Segunda tarjeta: Lee matrices FGAT tantas como NDATOS.
Indica, formato (10F7.2)
- c) Tercera tarjeta: N, NDATA, IFOMEG, IFDAMP, NMODE, NL, NPRINT.
Formato (7I10)
- d) Cuarta tarjeta: IPER. Formato (I3). EAU, SL. Formato (10F7.0)
- e) Quinta tarjeta: SM (I). Formato (10F7.0)
- f) Sexta tarjeta: SK (I). Formato (10F7.0)
SKO. Formato (10F7.0)
- g) Tarjeta opcional: Si hubiera necesidad de leer frecuencias:
OMEGA (I). Formato (10F7.2)
- h) Tarjeta opcional: C (I) si es necesario, en formato (10F7.0)
En otro caso:
- i) Tarjeta opcional: Q. Formato (10F7.0)
- j) Décima tarjeta: H (I). Formato (10F7.0)

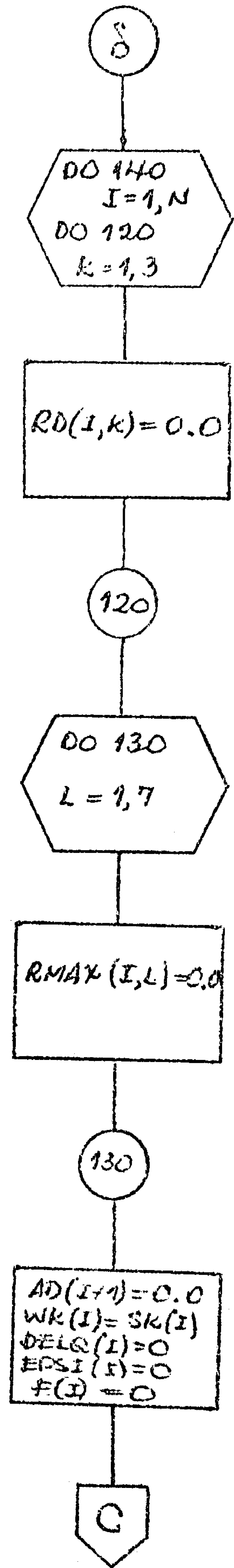
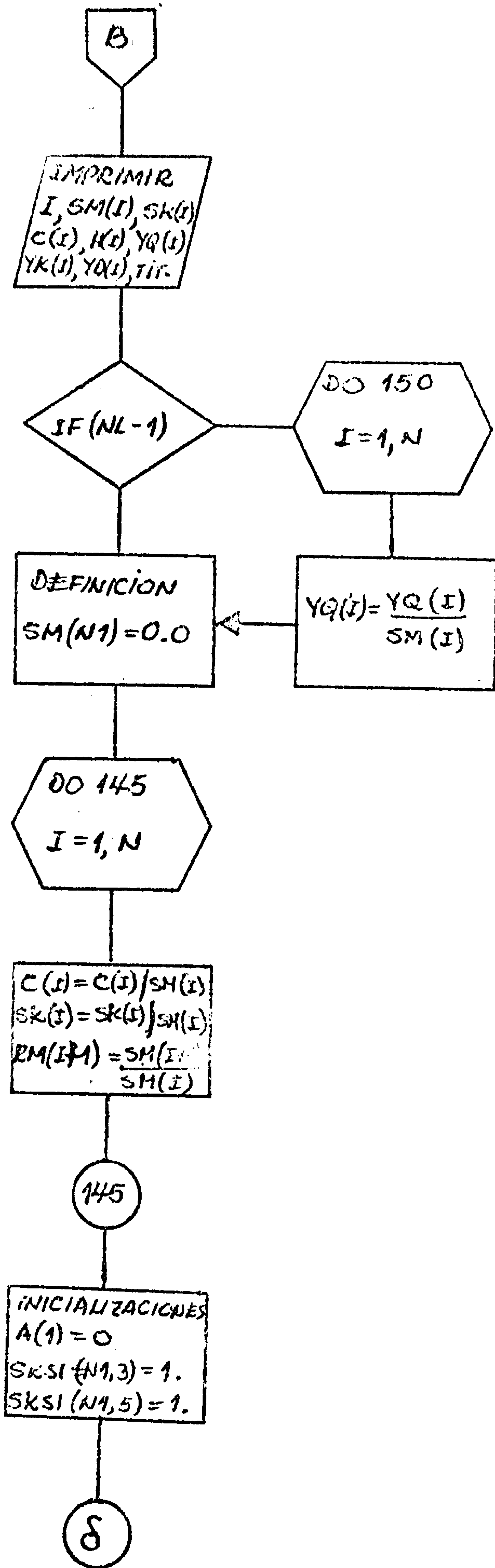
Si el análisis es elástico, el programa concluye en este punto. Si se trata de un análisis plástico:

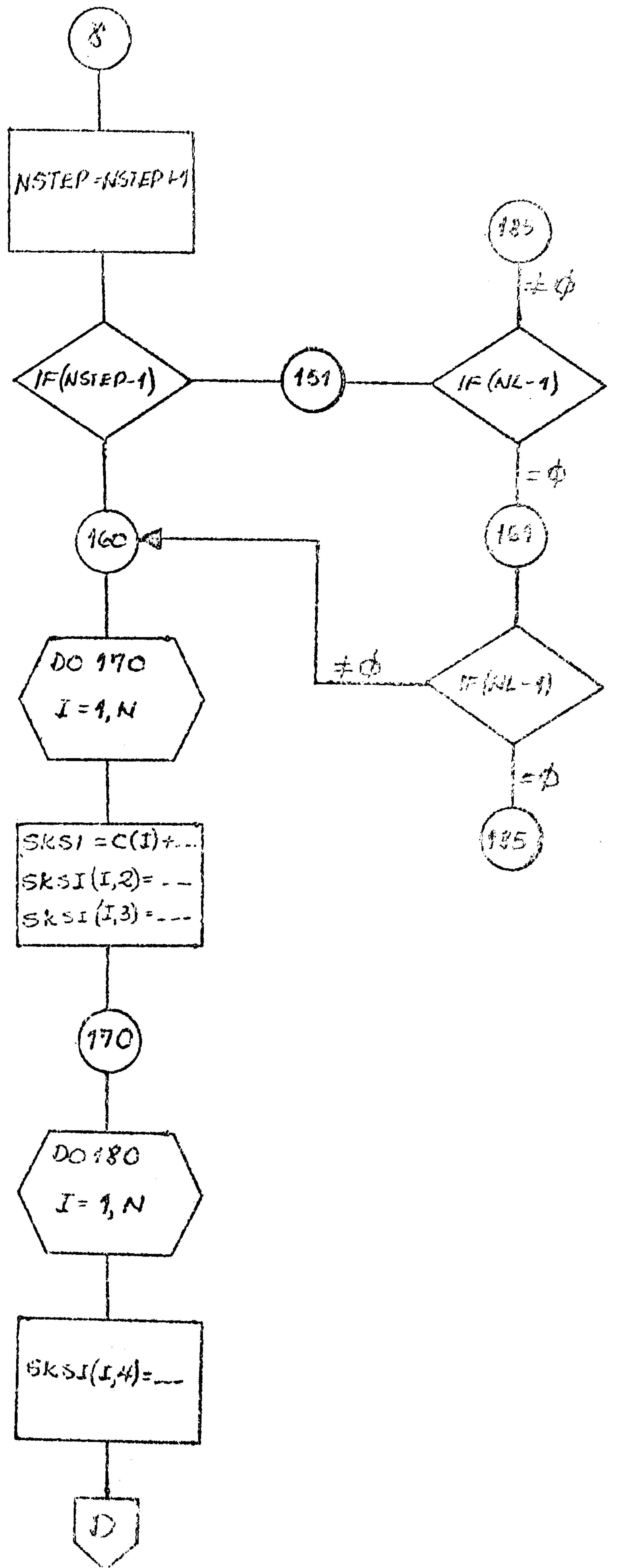
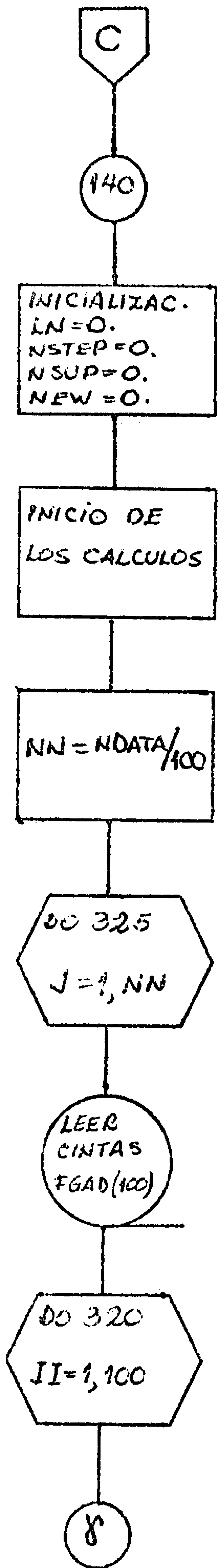
- k) Undécima tarjeta: YQ (I). Formato (10F7.0)
- l) Duodécima tarjeta: YK (I). Formato (10F7.0)

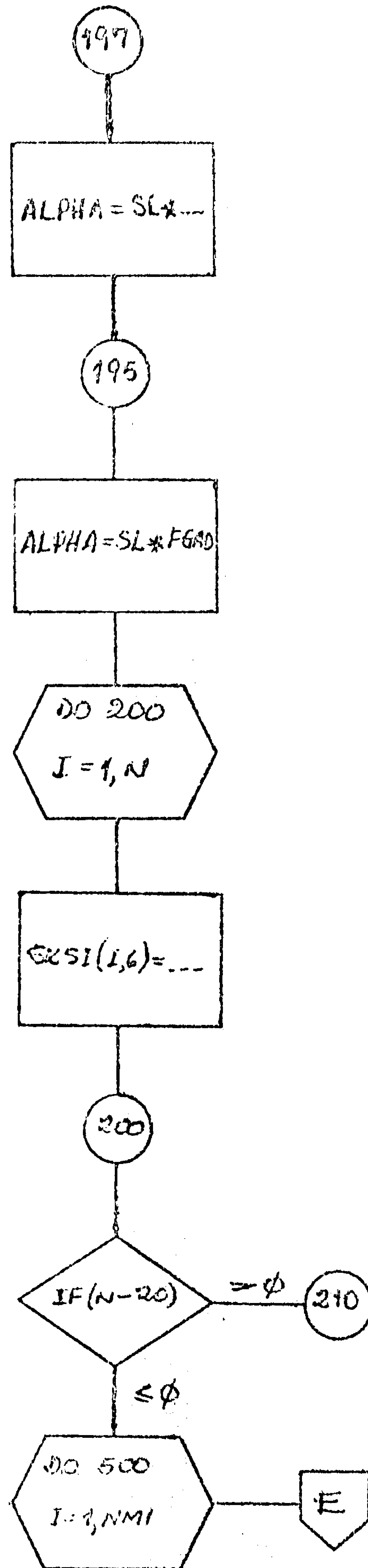
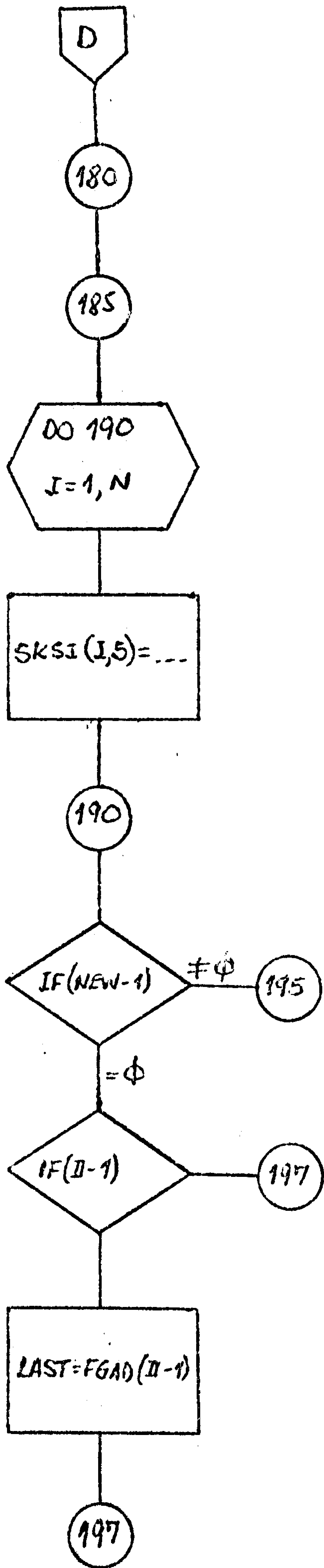
Si se pretendiera obtener resultados para otros edificios con el mismo terremoto, se repetirá la secuencia a partir de la tercera tarjeta.

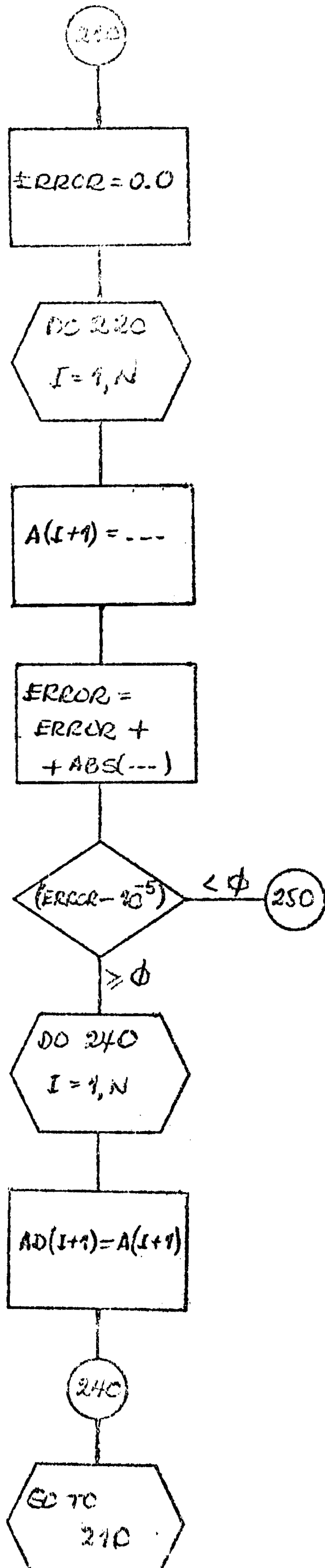
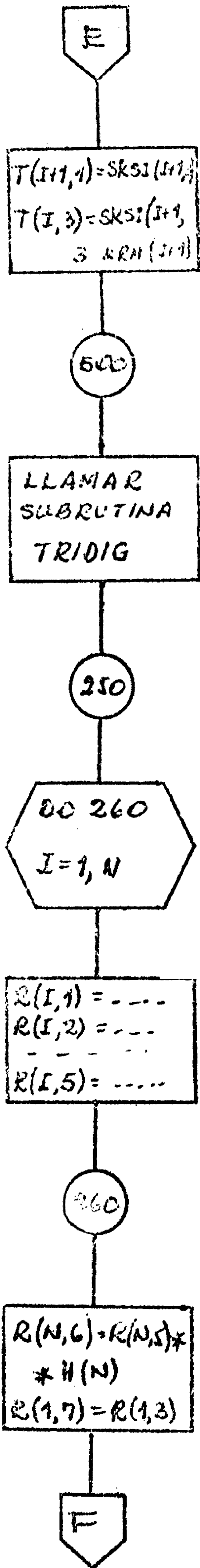


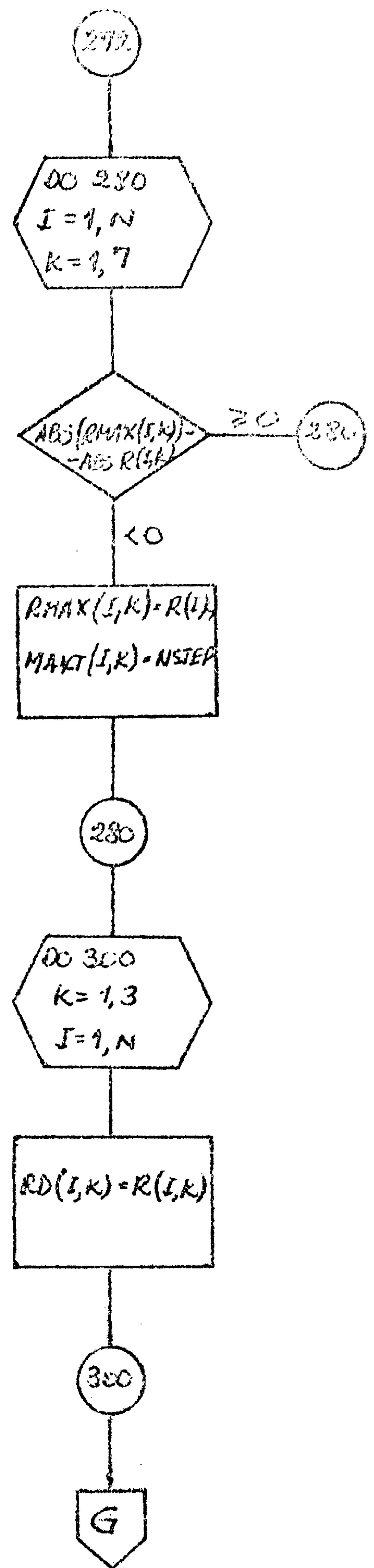
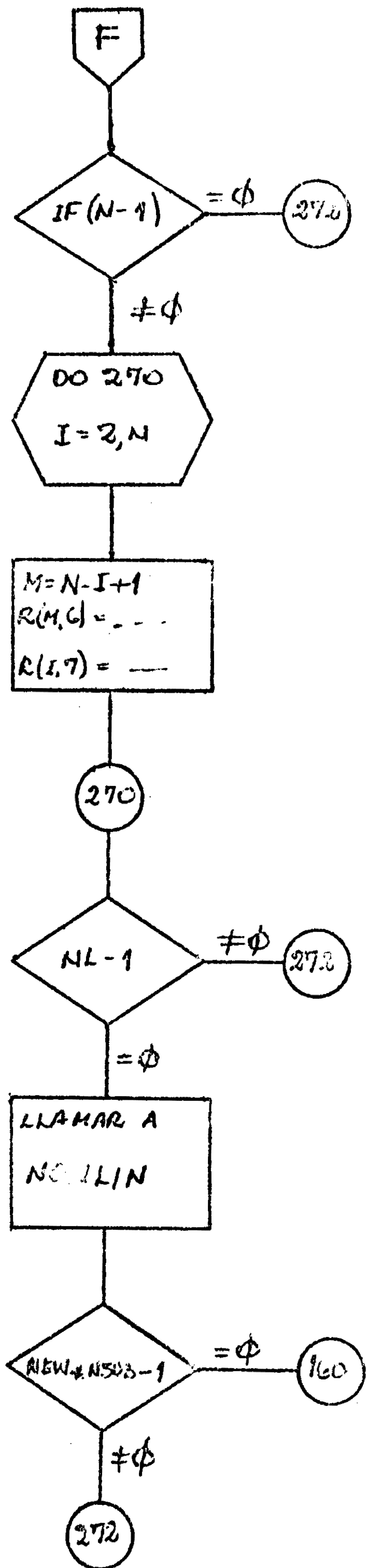


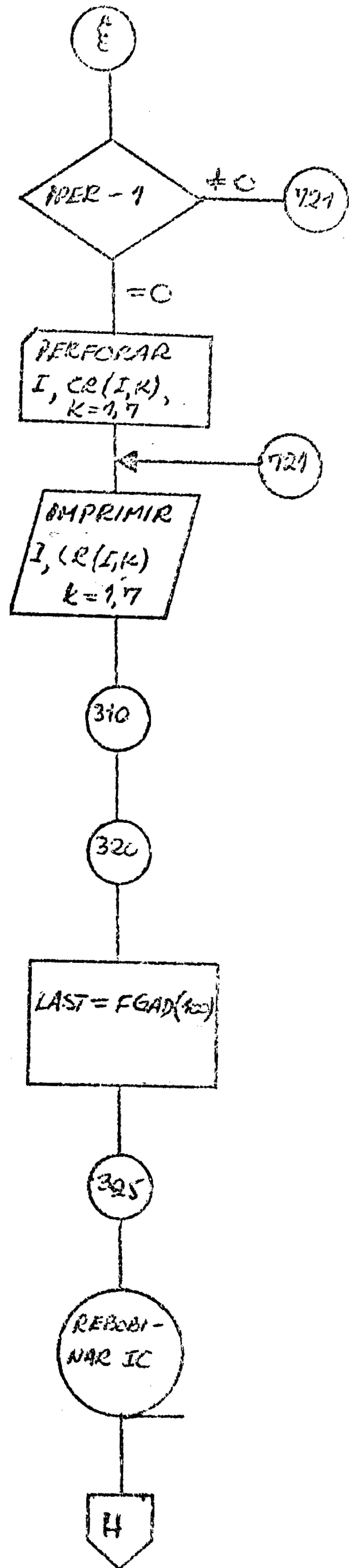
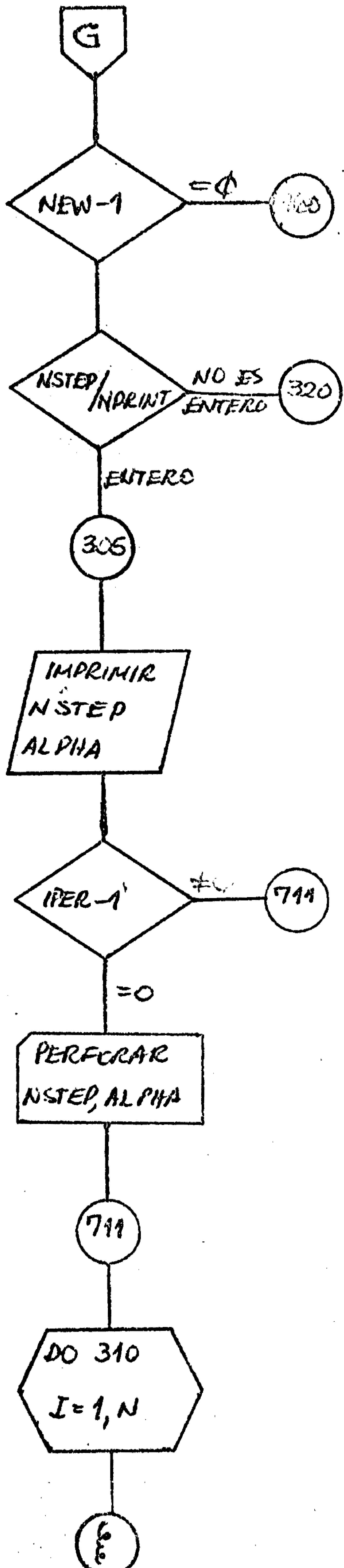


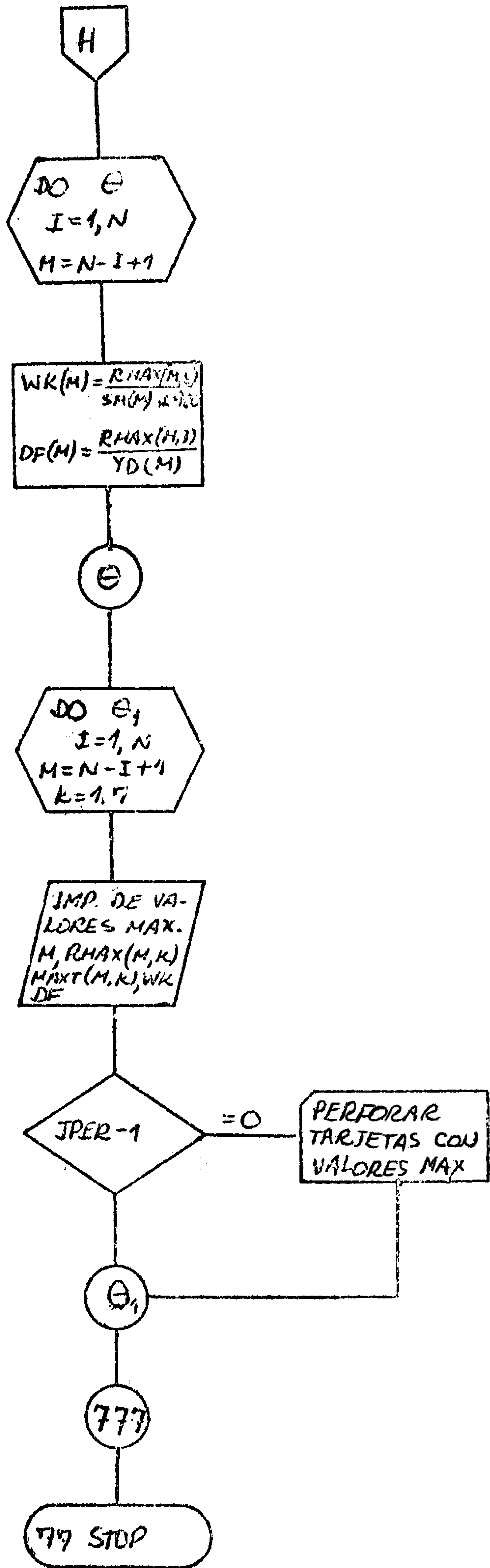












5.4 PROGRAMAS DE GRAFICACION.

Este grupo de programas usan una subrutina común DIET que es la que realiza los gráficos. Cada programa que precede a la subrutina se limita a ordenar los datos para que seguidamente sean denegados.

5.4.1 SUBRUTINA DIET.

Consiste en elaborar una matriz en la que cada uno de sus elementos es $\%$. Luego se calcula una escala tomando en cuenta los resultados de los sismos estudiados y se eligirá la menor escala. Posteriormente con elementos alfanuméricos que son escogidos arbitrariamente serán llenados algunos blancos de la matriz. En cada fila de la matriz ofrecerán tantos de estos elementos como sismos se estén estudiando; y además a un lado (derecho) de la matriz, serán impresas las cantidades exáctas, que son graficadas.

5.4.2 Definición de variables.

TIT = Conjunto de títulos que aparecerán como encabezamiento.

TIPO = Tipo de caracteres alfanuméricos que se usaran para la graficación.

XX = Datos correspondientes al primer sismo.

YY = Datos correspondientes al segundo sismo.

INCRE = Incremento.

GAL1 = Aceleración instantánea para el terremoto 1.

GAL2 = Aceleración instantánea para el terremoto 2.

T = Valores de tiempos correspondientes al primer sismo.

T1 = Valores de tiempos correspondientes al segundo sismo.

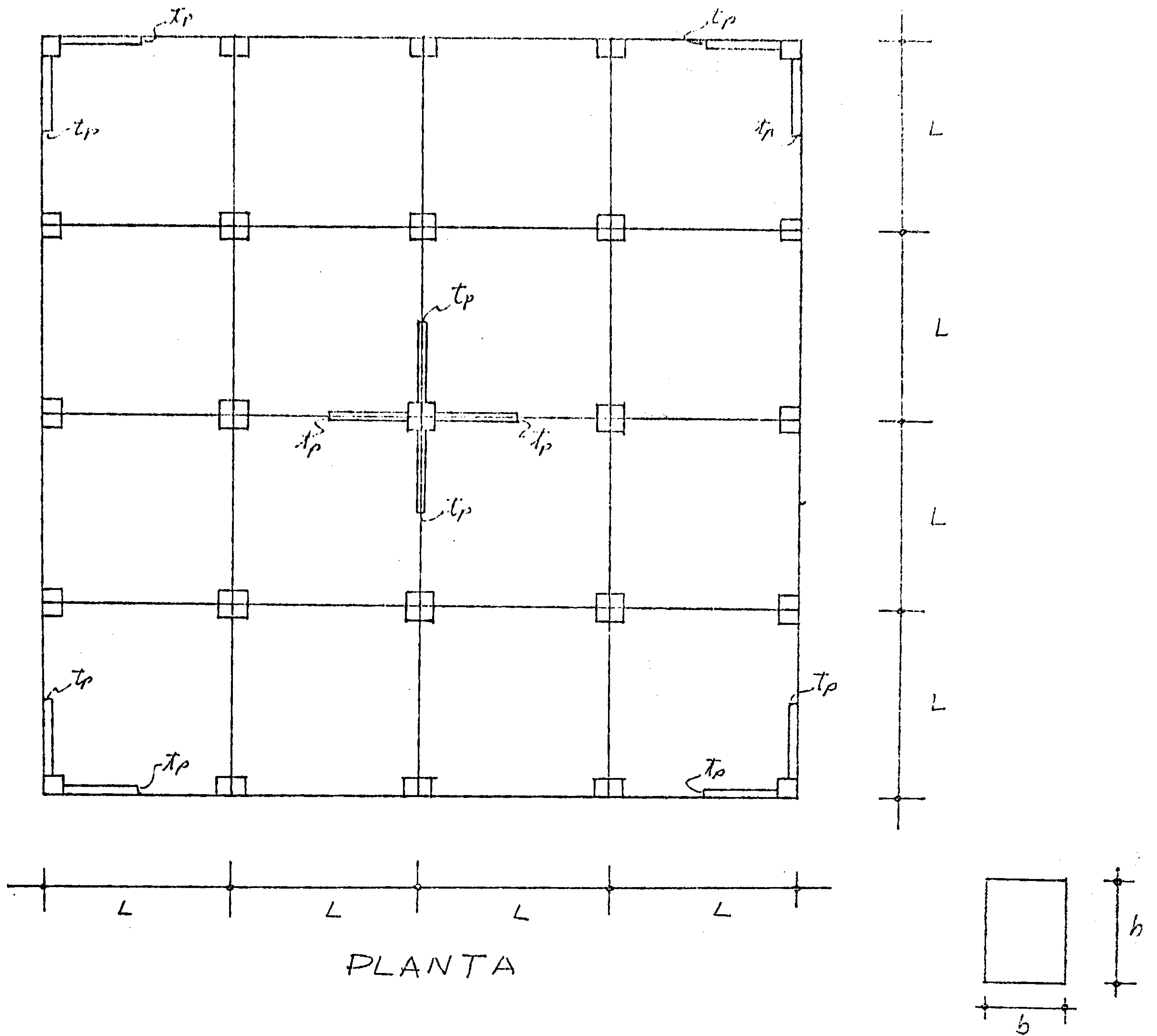
RESULTADOS Y ANALISIS COMPARATIVO

Se han calculado 60 matrices de rigidez para los 60 modelos mostrados en la fig. 1, y también han sido calculadas frecuencias y formas de modo para estas estructuras. Además aquí se muestran las constantes de resorte y las masas para cada modelo.

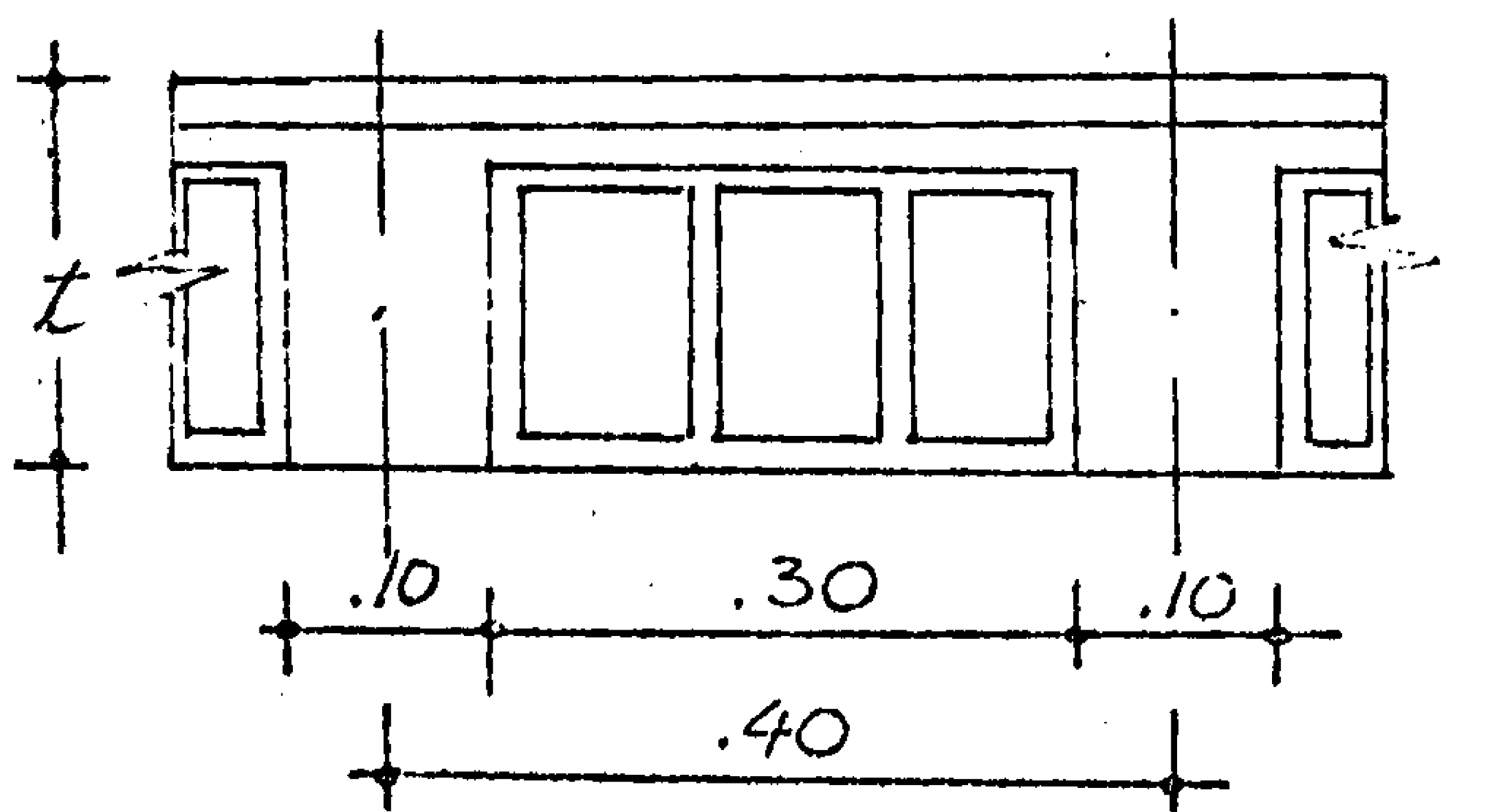
A continuación se presentan los resultados del procedimiento propuesto para el cálculo del comportamiento inelástico de estructuras de concreto armado sometidas a cargas sísmicas, para tres estructuras y dos sismos.

Se ha realizado un análisis comparativo para cada una de estas estructuras con los resultados obtenidos en cada uno de los sismos. Este análisis está desarrollado en forma gráfica, con ayuda de un computador, y comprende dos etapas:

- 1- Confrontar el comportamiento de las estructuras a todo lo largo del sismo de El Centro, y el de Kenk, con intervalo entre resultado y resultado de un segundo.
- 2- Análisis comparativos de los máximos valores de respuesta para los dos sismos



PLANTA



SECCION TIPICA DE ALIGERADO

DIMENSIONES DE VIGAS Y LOSA

| L (m) | b (m) | h (m) | t (m) |
|----------|----------|----------|----------|
| 4 | .25 | .30 | .20 |
| 6 | .30 | .50 | .25 |
| 8 | .40 | .70 | .35 |

-fig 1-

6.1 DATOS DE INGRESO PARA EL CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ

- Cuadro de columnas
- Luces entre columnas
- Número de pisos y alturas
- Suma de rigideces de vigas
- Suma de rigideces de columnas
- Inercia de muros
- Area de muros

6.2 MATRICES DE RIGIDECES PARA LOS 60 EDIFICIOS

6.3 RESULTADOS DE LA APLICACION DEL METODO HOLZER PARA LOS 60 EDIFICIOS

- Masa
- Constantes de resorte
- Frecuencias
- Formas de modo

6.4 RESULTADOS DE LA APLICACION DEL PROGRAMA PRINCIPAL A UNA MUESTRA DE TRES EDIFICIOS CON LAS ACELERACIONES DE LOS TERREMOTOS: "EL CENTRO" Y "KENKEN"

- Valores instantáneos: ' aceleración relativa '
- ' velocidad relativa '
- ' desplazamiento relativo '
- ' aceleración absoluta '
- ' esfuerzo cortante por piso '
- ' momento de volteo '
- ' desplazamiento relativo a la base '

- Valores máximos : ' aceleración relativa '
- ' velocidad relativa '
- ' desplazamiento relativo '
- ' aceleración absoluta '
- ' esfuerzo cortante por piso '
- ' momento de volteo '
- ' desplazamiento relativo a la base '
- ' coeficiente de corte de piso '
- ' factor de ductilidad '

GRAFICOS COMPARATIVOS DE LOS VALORES INSTANTANEOS

GRAFICOS COMPARATIVOS DE LOS VALORES MAXIMOS

REFERENCIAS DE LOS DATOS USADOS

Terremoto EL CENTRO

California - U.S.A. 18, 5, 1940

Dirección: Norte Sur

Aceleración máxima: 300 GAL

Intervalo de tiempo: 0.010 seg.

Número de datos: 800

Terremoto KENKEN TRAINING CENTER

Tokio - Japón 1, 7, 1968

Dirección: Norte Sur

Aceleración máxima: 79.4 GAL

Intervalo de tiempo: 0.010 seg.

Número de datos: 1000

Para establecer el análisis comparativo, se han tomado 800 datos del terremoto de KENKEN (desde el 101 hasta el 900 inclusive). A continuación estos datos han sido amplificados por el factor 3.78 , resultante de la relación entre las aceleraciones máximas de los dos terremotos: $300 \text{ GAL} / 79.4 \text{ GAL} = 3.78$

6.4.1 CASO I :

L = 6

TERREMOTO " EL CENTRO "

- Valores instantáneos

- Valores máximos

CASO I :

L = 6

TERREMOTO " KENKEN "

- Valores instantáneos

- Valores máximos

CASO I :

GRAFICOS COMPARATIVOS DE LOS VALORES INSTANTANEOS Y
LOS VALORES MAXIMOS PARA LOS DOS TERREMOTOS

6.4.2 CASO II :

L = 6

TERREMOTO " EL CENTRO "

- Valores instantáneos
- Valores máximos

CASO II :

L = 6

TERREMOTO " KENKEN "

- Valores instantáneos

- Valores máximos

CASO II :

GRAFICOS COMPARATIVOS DE LOS VALORES INSTANTANEOS
Y LOS VALORES MAXIMOS PARA LOS DOS TERREMOTOS

6.4.3 CASO III :

L = 6

TERREMOTO " EL CENTRO "

- Valores instantáneos

- Valores máximos

CASO III :

L = 6

TERREMOTO " KENKEN "

- Valores instantáneos

- Valores máximos

CASO III :

GRAFICOS COMPARATIVOS DE LOS VALORES INSTANTANEOS
Y LOS VALORES MAXIMOS PARA LOS DOS TERREMOTOS

CONCLUSIONES

- Todos los modelos de diseño antisísmico requieren de asunciones en mayor ó menor grado, por lo cual siempre hay un grado relativo de incertidumbre sobre los resultados.
- Los diseños estáticos presuponen cargas horizontales correspondientes a fórmulas empíricas.
- En el diseño espectral, los espectros son asumidos, no existe manera de controlar los efectos durante el sismo. Existe incertidumbre al considerar la suma de los efectos de varios modos. Pequeñas inexactitudes en la estimación del amortiguamiento, y en el cálculo de la rigidez de la estructura tienen considerable efecto sobre las fuerzas, y no existe ninguna forma de enlazarlos para estimar los cambios de no linealidad.
- El análisis tiempo historia requiere menos asunciones que los otros métodos, pero aún no contempla los cambios de la matriz de rigidez, de la deplasticidad ni la del amortiguamiento de las estructuras.

Existe incertidumbre sobre el hecho de no haber tomado algunos picos ó vallas significativos de los datos de aceleración digitizados.

- Es posible considerar deformaciones elastoplásticas y plásticas en la respuesta de estructuras de concreto armado sometidas a cargas sísmicas

- Se debe diseñar las estructuras de concreto armado de tal forma que en sismos moderados se comportan elásticamente, y en sismos mayores, algunos de sus elementos entren al rango plástico. Si no fuera concebido de esta forma el diseño, las estructuras se agrietarán en sismos menores.
- Durante el diseño se debe de procurar que el diagrama esfuerzo-deformación tenga un quiebre suavizado antes de entrar francamente al rango plástico.
- Se recomienda el uso del factor de ductilidad entre 5 y 8.
- El efecto del comportamiento plástico es limitar la aceleración de un valor compatible con el corte máximo.
Es posible considerar, en el diseño plástico, la contribución de los muros de albañilería.
- Es posible jugar con distribuciones y tamaños de muros de concreto armado para encontrar una ductilidad apropiada.

Bibliografía

- Zegarra E. y Yamashiro R..- "Dimensiones Preliminares de columnas de concreto armado"
- George W. Nousner y Donald E. Hudson.- "Mecánica Aplicada Dinámica"
- IBM System /360.- Fortran IV Language
- Ray W. Clough.- "Efectos Dinámicos de los Sismos"
- Eduardo Ramón Temoche Mercado.- "Design Estatic and Dynamic of Reinforced Concrete Building (4-Floor)"
- Instituto de Estructuras de la U.N.I..- "Boletín N° 7"
- Julio Kuroiwa.- Facultad de Ingeniería Civil de la U.N.I..- "Normas Peruanas de Diseño Antisísmico"
- Phil M. Ferguson.- "Teoría Elemental del Concreto Reforzado"
- Hugo Scaletti P..- Tesis de Grado "Sobre el Método de Elementos Finitos en sus Aplicaciones a Problemas de Mecánica Estructural"
- Instituto de Estructuras y la Construcción, U.N.I..- Boletín N° 19"
- S. P. Masri y L.L. Yang.- "Earthquake Response of Systems Provided Nonlinear Auxiliary Mass Dampers" Fifth World Conference on Earthquake Engineering , Roma, 1973
- S. Sachansky y G. Brankov.- "Influence of the Nonelastic Deformations on the Estructures on the Changing of Dynamics Characteristics and Response"
- Roberto Morales.- "Influence of Shear Walls in Reinforced Concrete Structures"
- ACI Publication SP-36.- "Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces"