

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**Programa Académico Ingeniería Civil**



**TESIS DE GRADO**

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

**ENRIQUE COX CASSINELLI**

**PROMOCION 1972-1**

**LIMA-PERÚ**

**1972**

## INDICE

Página

1	INTRODUCCION	
	1.1 Objetivos y Alcances	1
2	METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO ANTISISMICO	
	2.1 Generalidades	2
	2.2 Análisis de cargas horizontales	3
	2.2.1 Análisis estático	3
	2.2.2 Análisis dinámico	4
	2.2.2.1 Coeficiente de influencia	5
	2.2.2.2 Matriz de rigidez	6
	2.3 Procedimiento de diseño antisísmico	8
	2.3.1 Método del coeficiente sísmico	8
	2.3.2 Método de análisis dinámico para estructuras elásticas	12
	2.3.2.1 Estructuras elásticas con un grado de libertad	12
	2.3.2.2 Estructuras elásticas con varios grados de libertad	14
	2.3.3 Método de análisis dinámico para estructuras inelásticas	15
3	COMPORTAMIENTO INELASTICO DE LAS ESTRUCTURAS	
	3.1 Introducción	19
	3.2 Concepto de absorción de energía	20
	3.3 Factor de ductilidad	24
4	APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES	
	4.1 Introducción	29
	4.2 Idealización del modelo según Khan y Sbarounis	31

4.2.1	Introducción	31
4.2.2	Concepto y método de análisis	32
4.3	Cálculos previos necesarios para el cálculo de la matriz de rigidez	38
4.4	Respuesta inelástica de estructuras sometidas a cargas laterales sísmicas	39
4.5	Características de los terremotos usados	42
5	PROGRAMAS DE COMPUTACION	
5.1	Descripción	47
5.2	Cálculo de la matriz de rigidez de una estructura de muros cortantes	48
5.2.1	Definición de variables	48
5.2.2	Forma de ingreso de los datos	49
5.3	Cálculo de frecuencias y formas de modo	56
5.3.1	Definición de variables	57
5.3.2	Forma de ingreso de los datos	57
5.4	Respuestas de estructuras de concreto armado sometidas a fuerzas horizontales sísmicas	58
5.4.1	Definición de variables	58
5.4.2	Forma de ingreso de los datos	62
5.5	Programas de graficación	73
5.5.1	Subrutina DIBT	73
5.5.2	Definición de variables	73
6	RESULTADOS Y ANALISIS COMPARATIVO	
6.1	Introducción	74
6.2	Datos de ingreso para el cálculo de la matriz de rigidez	75
6.3	Matrices de rigidez de los 45 edificios	76

6.4 Resultados de la aplicación del método HOLZER para los 45 edificios .....	77
6.5 Resultados de la aplicación del programa principal a una muestra de tres edificios con las aceleraciones de los terremotos "El Centro" y "Kenken" .....	78
6.5.1 N = 01 Valores instantáneos y valores máximos .....	79
6.5.1.1 Gráficos comparativos de los valores instantáneos y valores máximos .....	82
6.5.2 N = 05 Valores instantáneos y valores máximos .....	83
6.5.2.1 Gráficos comparativos de los valores instantáneos y valores máximos .....	86
6.5.3 N = 15 Valores instantáneos y valores máximos .....	87
6.5.3.1 Gráficos comparativos de los valores instantáneos y valores máximos .....	90
7 CONCLUSIONES .....	91
Bibliografía .....	93



# 1 INTRODUCCION

## 1.1 Objetivos y Alcances

Ha sido nuestra intención al presentar el siguiente trabajo el de elaborar un método de análisis de las respuestas de estructuras - de concreto armado sometidas a cargas laterales sísmicas en los - rangos elásticos y elastoplásticos, a través de la utilización de programas y subrutinas de computación adecuadas a nuestro estudio y que serán oportunamente expuestas en el desarrollo de ésta te - sis.

Consideramos necesario indicar que las características del modelo " A ", objeto de nuestra tesis, despertó en nosotros gran interés en su estudio, por tratarse de una serie de estructuras de concre - to armado, conformadas por placas (muros de corte) actuando con - pórticos que variando en su longitud ( en planta) según un porcen - taje de la separación entre columnas, producen incrementos en las rigideces debido al aumento de los momentos de inercia, resul - tando interacciones no uniformes de los esfuerzos entre los ele - mentos (muros y pórticos), al aplicárseles cargas laterales sí - micas. Para el análisis se hizo uso del método de interacción de - muros y pórticos de F.Khan y J. Sbarounis.

Es de importancia hacer notar que en el análisis y aplicación de - la curva esfuerzo - deformación del concreto armado hemos conside - rado una aproximación bilineal, debido a la dificultad de determi - nar prácticamente el punto de fluencia de dicha curva, así como - la definición de la pendiente en la zona elastoplástica, necesa - rios en un análisis real. Sin embargo, consideramos que el progra - ma puede proporcionar resultados suficientemente satisfactorios y que este método de análisis puede ser aplicado a estructuras rea - les.

## 2 METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO ANTISISMICO

### 2.1 Generalidades

Para el análisis de una edificación cualquiera, se pueden utilizar ya sea medios manuales o mecánicos, dependiendo de la complejidad de la estructura a analizar. Refiriéndonos fundamentalmente a métodos mecánicos, cabe mencionar que acá en nuestro medio se disponen de diversos programas para computadoras los cuales dan valores de momentos, cortes, fuerza axial, etc., y entre los que se pueden mencionar los programas POPLAN y DINA, por decir algunos.

En general el análisis se divide en 2 partes:

- 1) Análisis de cargas verticales y
- 2) Análisis de cargas horizontales

El primero se puede dividir a su vez en las siguientes etapas:

- a) Considerar solo carga muerta
- b) Carga muerta y carga viva en todo los tramos
- c) Variación de sobrecargas; teniendo así todas las alternancias de carga posibles, y por consiguiente, los esfuerzos mas desfavorables en todos los casos.

En el segundo, o sea el de cargas horizontales se divide a la vez en 2 partes:

- a) Análisis estático y
- b) Análisis dinámico

En los programas de análisis estructural mencionados antes se requiere proporcionar una serie de datos en los cuales se definen las características geométricas de la estructura, las características propias del material y las características de los sistemas de carga aplicados.



Un edificio en el espacio se podrá estudiar en sus dos direcciones principales mediante un modelo plano en el que se representan los diferentes pórticos, uno a continuación de otro.

## 2.2 Análisis de cargas horizontales

Como se sabe, el sismo origina un movimiento vibratorio en la base del edificio, el cual a su vez transmite a todo el edificio. Esta vibración, hace que aparezcan fuerzas de inercia en cada piso (masa  $\times$  aceleración), fuerzas restitutivas (rigidez  $\times$  desplazamiento) y fuerzas de amortiguamiento, que variarán de valor según las características de la perturbación del terreno, de las propiedades de la estructura, entre éstas, la rigidez, el amortiguamiento y la ductilidad y de las cargas propias de la estructura, o sea de las masas en cada nivel.

Para analizar los esfuerzos que se producen por la presencia de un sismo, el Reglamento Peruano de Diseño Antisísmico, analiza estos efectos, mediante la aplicación de cargas horizontales en los diferentes niveles, que reciben el nombre de "cargas estáticas equivalentes".

### 2.2.1 Análisis Estático

Las cargas estáticas equivalentes se calculan a partir de un cortante basal estipulado por el reglamento de acuerdo a:

- a) Un estimado del período de vibración propio de la estructura (características geométricas).
- b) De un coeficiente que está en relación con la zona donde se ubicará el edificio, interviniendo en su valor el riesgo sísmico de la misma.
- c) Del valor total del peso de la estructura.
- d) De un coeficiente que señale el grado de rigidez o flexibilidad de la estructura.

Este corte basal, se distribuye en fuerzas horizontales aplicadas en cada piso, suponiendo que el edificio se desplazará hacia un lado y los desplazamientos serán proporcionales al producto de la ma

sa de cada piso por la altura del mismo.

Estas aproximaciones, dan como resultado esfuerzos con valores por encima de los que verdaderamente ocurrirían con un sismo de intensidad prevista y que en determinados casos pueden conducir a error, sobre todo cuando se tienen edificios altos, donde interviene en gran porcentaje efectos de los diferentes modos de vibración que el reglamento no contempla, ya que la distribución de fuerzas en cada nivel ya explicada, corresponde a la distribución que se tendría con el primer modo de vibración.

Al respecto, se puede decir, que los diferentes modos de vibración son las formas en que un elemento se deforma, debido a sollicitaciones vibratorias de diferente frecuencia.

### 2.2.2 Análisis Dinámico

Paralelamente al análisis estático equivalente, o sea al indicado por el reglamento, se puede efectuar un análisis dinámico con teorías precisas y por consiguiente con resultados más fidedignos.

El análisis dinámico consiste en calcular el corte basal producido por el sismo, en base al espectro de aceleraciones previsto por el estudio de la verdadera rigidez lateral del edificio y del verdadero período propio de vibración con la influencia de los distintos modos.

En general es suficiente el estudio de solamente los 3 primeros modos de vibración.

el efecto de cada modo produce esfuerzos en cada elemento, que deben combinarse para obtener el esfuerzo final.

El reglamento estipula que la combinación estará de acuerdo al criterio de la raíz cuadrática de la suma de los cuadrados de los efectos de cada modo:

Un problema independiente del tipo de análisis que se haga, es la-



forma de evaluar la distribución de las fuerzas obtenidos en cada nivel, a cada uno de los pórticos y luego a cada columna o elemento resistente, para ésto, uno de los métodos mas precisos consiste en encontrar la matriz de rigidez de cada pórtico o su inversa - que se denomina matriz de flexibilidad. Luego, el problema de distribuir las fuerzas a cada pórtico se hará simplemente en forma - proporcional a la rigidez de cada uno. La matriz de flexibilidad - consiste en calcular cuáles serán los desplazamientos obtenidos - en cada nivel cuando se aplica una carga unitaria en un nivel dado.

Asi en una edificación de n pisos, se tendran n hipótesis:

- a) Hipótesis 1-Para la carga aplicada en el primer nivel obtendremos n valores, uno en cada piso.
- b) Hipótesis 2-Para la carga aplicada en el segundo nivel se obtienen n valores, uno en cada piso.
- .....
- n) Hipótesis n-Para la carga aplicada en el enésimo nivel se obtienen n valores, uno en cada piso.

Para el análisis estático y el dinámico, se obtienen previamente la matriz de flexibilidad del edificio en cuestión.

Luego que se obtiene la matriz de flexibilidad del sistema de pórticos se procede a efectuar el análisis dinámico, obteniéndose la fuerzas de inercia debidas a la participación de los distintos modos.

#### 2.2.2.1 Coeficiente de influencia

Es de gran importancia en el estudio de estructuras de muchos grados de libertad. Las ideas involucradas en el estudio de los coeficientes de influencia son exactamente los mismos que se consideran en el estudio de las líneas de influencia para vigas y áreas de influencia para losas. El análisis de los problemas dinámicos - pueden estar basados en 2 tipos de coeficientes:

- a) Coeficientes de influencias de fuerzas, que se representan - con el símbolo  $K_{ij}$  y se define como la fuerza en la masa  $M_i$

cuando se aplica una carga en la masa  $M_j$  de manera que todas las masas son restringidas a excepción de la masa  $M_j$  que sufrirá una deformación unitaria.

- b) Coeficientes de influencia de flexibilidad, se representan por el término  $A_{ij}$  y son definidos como el desplazamiento de una masa  $M_i$  debido a una fuerza unitaria actuando en la masa  $M_j$  cuando no actúan otras fuerzas sobre la estructura.

### 2.2.2.2 Matriz de Rigidez

Una de las formas de obtener la matriz de rigidez de un pórtico es en base a las matrices de rigidez de los elementos que lo forman. Como ilustración se presenta a continuación la matriz de rigidez de un elemento de sección constante.

Se tiene el elemento de la Fig.2.1 en el que se han considerado seis grados de libertad:

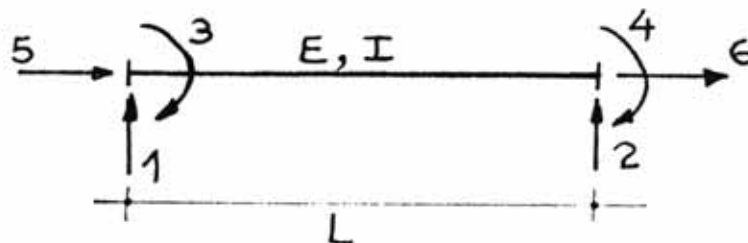
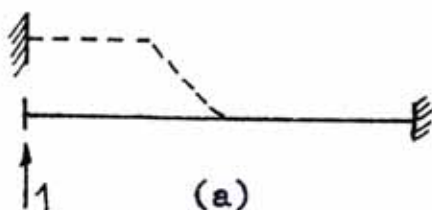


Fig. 2.1

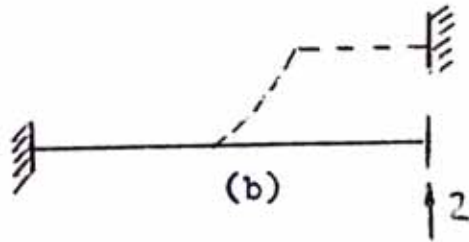


$$k_{11} = 12EI/L^3$$

$$k_{21} = -12EI/L^3$$

$$k_{31} = -6EI/L^2$$

$$k_{41} = -6EI/L^2$$

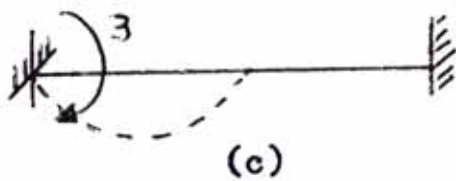


$$k_{12} = -12EI/L^3$$

$$k_{22} = 12EI/L^3$$

$$k_{32} = 6EI/L^2$$

$$k_{42} = 6EI/L^2$$

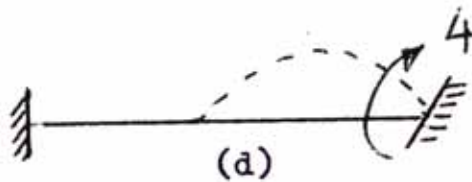


$$k_{13} = -6EI/L^2$$

$$k_{23} = 6EI/L^2$$

$$k_{33} = 4EI/L$$

$$k_{43} = 2EI/L$$

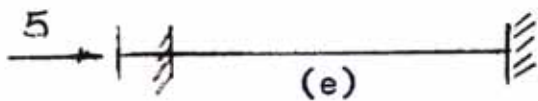


$$k_{14} = -6EI/L^2$$

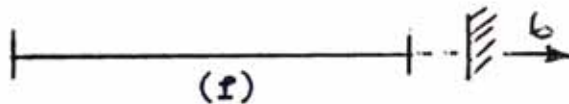
$$k_{24} = 6EI/L^2$$

$$k_{34} = 2EI/L$$

$$k_{44} = 4EI/L$$



$$k_{55} = AE/L$$



$$k_{66} = AE/L$$

La matriz del elemento será:

$$\begin{bmatrix} 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 0 & 0 \\ -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 2EI/L & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 4EI/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L \end{bmatrix}$$

A continuación se presenta una tabla donde se muestran diversos métodos de análisis:



## 2.3 Procedimientos de Diseño Antisísmico

A continuación se exponen diversos métodos de diseño antisísmico tales como el método del coeficiente sísmico, método del análisis dinámico para estructuras inelásticas.

### 2.3.1 Método del Coeficiente Sísmico

Cierto número de aproximaciones pueden ser consideradas en la evaluación de las fuerzas sísmicas a ser complicadas a una estructura para analizar sus esfuerzos y deformaciones cuando ocurre un sismo. Una simple aproximación puede ser aquella basada en las siguientes suposiciones:

- 1) La fuerza sísmica actúa como una fuerza estática-externa en la masa de cada elemento de la estructura.
- 2) La fuerza sísmica actúa en dirección horizontal. Su magnitud es proporcional a la masa; la constante de proporcionalidad dividida por la aceleración de la gravedad define el coeficiente sísmico. Esto es:

$$f = k g m$$

donde  $f$  es la fuerza sísmica  $m$  es la masa,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $k$  es el coeficiente sísmico. Desde que  $mg$  es el peso de la masa, la fuerza sísmica es obtenida como el producto del peso por el coeficiente sísmico.

- 3) El valor del coeficiente sísmico es el mismo para cada masa.
- 4) La fuerza sísmica en la dirección vertical podría también ser considerada si se espera que la estructura experimente un severo movimiento vertical cuando vemos que ocurre el sismo.

El método de análisis y diseño de estructuras antisísmicas basado en las suposiciones de arriba se llama método del coeficiente sísmico. El valor del coeficiente sísmico depende de la zona donde se va a edificar una cierta estructura y está en razón directa a la sismicidad.

Desde que el coeficiente sísmico no ha sido determinado teóricamente sino a través de experiencias, su valor puede ser cambiado según experiencias acumuladas y puede ser modificada en base al tipo de estructura. Además, el uso del mismo coeficiente sísmico para el diseño de estructuras de diferente tipo no implica que ellos tendrán el mismo grado de resistencia antisísmica, si cada una es analizada y diseñada de acuerdo a diferentes ideas con esfuerzos permisibles definidos de acuerdo a criterios diferentes.

La fuerza sísmica actuando sobre la masa durante el sismo puede ser descompuesta en 2 componentes;  $K_H mg$  en la dirección horizontal y vertical respectivamente.

Durante un sismo, en adición a la fuerza gravitacional, la fuerza sísmica actúa sobre la masa como se muestra en las fig. 2.2. En el caso mostrado en a) solamente existe la fuerza sísmica horizontal. Casos donde actúa la fuerza sísmica vertical se muestran en b) y c) actuando hacia abajo y arriba respectivamente.

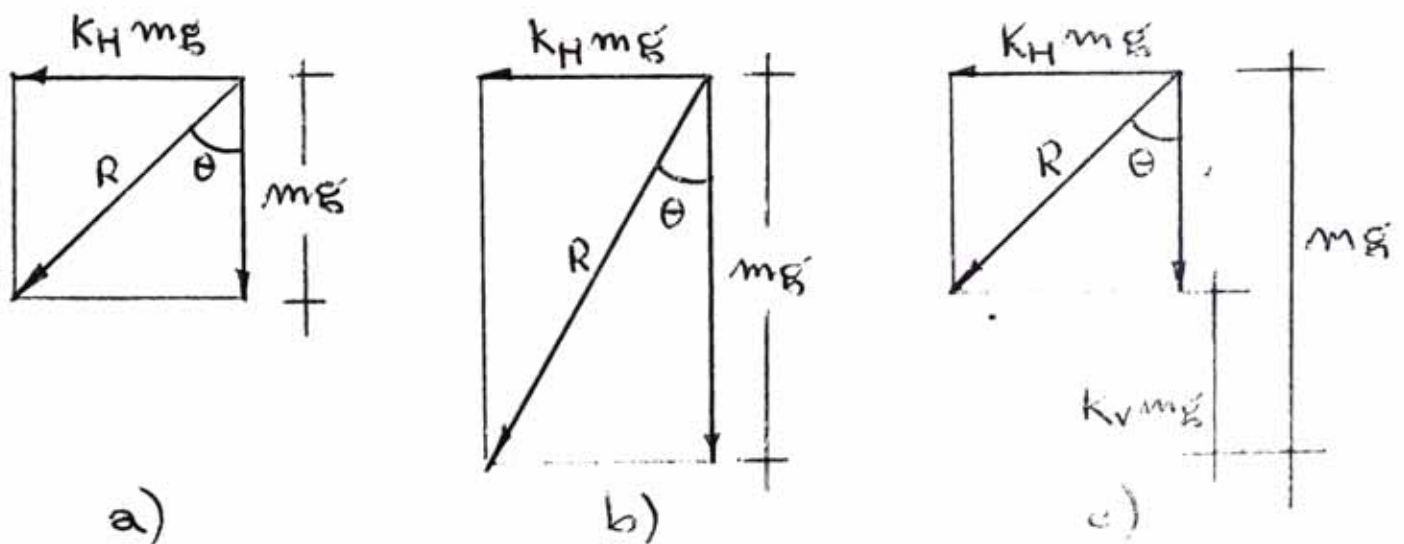


fig. 2.2



Esto es la magnitud de  $R$  y la dirección  $\theta$  están dados por la resultante de las fuerzas gravitacional y sísmica:

$$R = m g \sqrt{K_H^2 + (1 \pm K_V)^2} \quad \text{Tg } \theta = \frac{K_H}{1 \pm K_V} = K$$

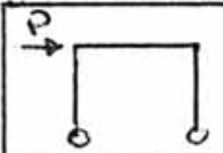
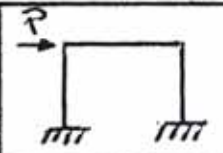
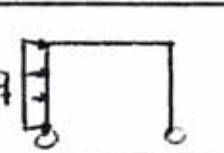
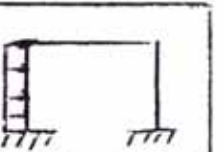
donde  $K$  representa el coeficiente sísmico resultante.

Desde que  $R$  es una fuerza estática, se puede establecer que un sismo es un fenómeno en el cual la magnitud de la fuerza gravitacional cambia desde  $mg$  a  $R$  y el plano horizontal está inclinado por el ángulo  $\theta$ . Un significado físico puede ser dado al coeficiente sísmico pensando que su valor es determinado a través de experiencias. Se asume que la estructura se mueve junto con el suelo durante el sismo. En este caso desde que las aceleraciones del suelo y la estructura son las mismas, la fuerza sísmica definida por el método del coeficiente sísmico no es nada en comparación con la fuerza de inercia producida en la estructura por el movimiento sísmico del suelo. La fuerza de inercia actuante sobre la estructura varía con el tiempo, pero así como su máximo valor es de gran importancia técnica, se puede establecer que el coeficiente sísmico es la razón de la máxima aceleración de la estructura en un sismo, a la aceleración de la gravedad.

En realidad se ha observado que las estructuras aún las suficientemente rígidas no se mueven del mismo modo que el suelo. Por esto el coeficiente sísmico usado conscientemente puede ser aquel evaluado empíricamente.



En la tabla siguiente se muestran los diversos esfuerzos que se producen en un pórtico bajo la acción de fuerzas horizontales. El pórtico se detalla en la fig. 2.3.

				
$V_A = V_D$	$Ph/l$	$\frac{3K}{6K+1} \cdot \frac{Ph}{l}$	$\frac{1}{2} \cdot \frac{qh^2}{l}$	$\frac{K}{6K+1} \cdot \frac{qh^2}{l}$
$H_A$	$P/2$	$P/2$	$\frac{11K+18}{2K+3} \cdot \frac{qh}{8}$	$\frac{6K+13}{K+2} \cdot \frac{qh}{8}$
$M_A$	0	$\frac{3K+1}{6K+1} \cdot \frac{Ph}{2}$	0	$\frac{15+73K+5K^2}{(K+2)(6K+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$
$M_B$	$-Ph/2$	$-\frac{3K}{6K+1} \cdot \frac{Ph}{2}$	$-\frac{3(K+2)}{2K+3} \cdot \frac{qh^2}{8}$	$-\frac{K(6K+23)}{(K+2)(6K+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$
$M_C$	$Ph/2$	$\frac{3K}{6K+1} \cdot \frac{Ph}{2}$	$\frac{5K+6}{2K+3} \cdot \frac{qh^2}{8}$	$\frac{18+45K+54K^2}{(K+2)(6K+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$
$M_D$	0	$-\frac{3K+1}{6K+1} \cdot \frac{Ph}{2}$	0	$-\frac{9+35K+18K^2}{(K+2)(6K+1)} \cdot \frac{qh^2}{24}$

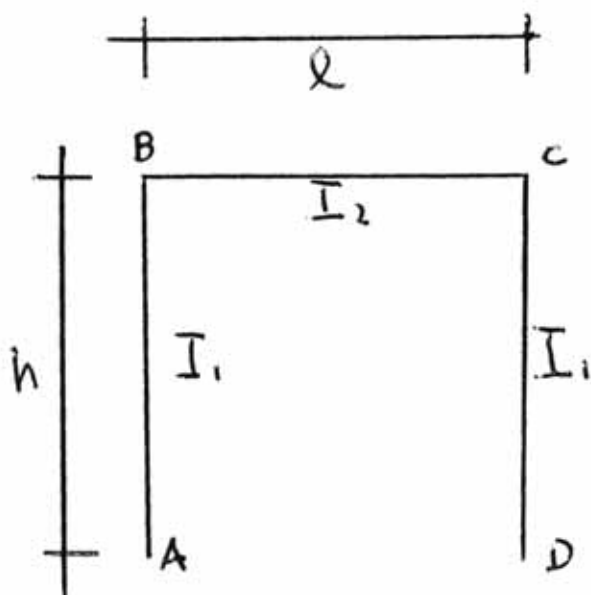
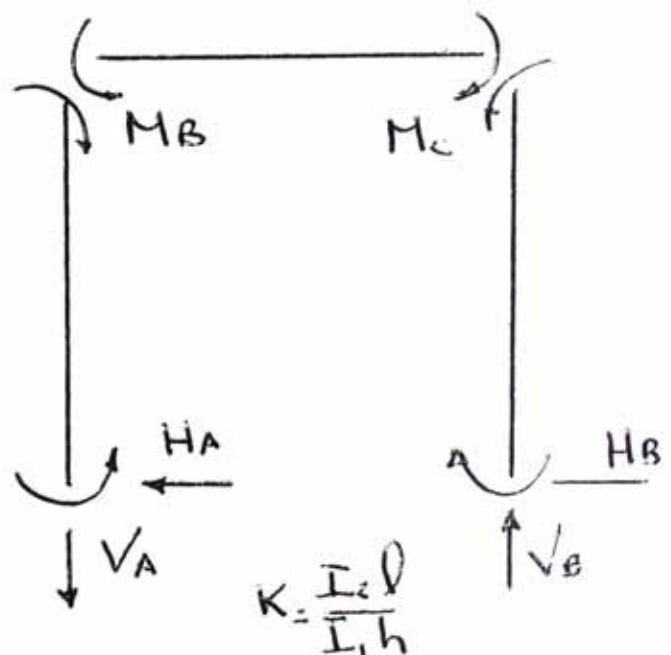


fig. 2.3



### 2.3.2 Método de Análisis Dinámico para estructuras elásticas

En el método del coeficiente sísmico la fuerza de inercia actuante sobre cada elemento de una estructura se obtiene como el producto de la masa de cada elemento por un coeficiente empírico que es el mismo para dichos elementos. De cualquier manera, desde que los diversos elementos de una estructura, se mueven de distinta forma unos de otros durante un sismo, un resultado relativamente real puede ser obtenido del análisis estructural, con la aproximación que se desee dependiendo esto de las simplificaciones que se hagan.

Una aproximación de análisis mas real ha sido desarrollada en los últimos 20 años de tal manera que las fuerzas sísmicas son determinadas de acuerdo al comportamiento estructural durante un sismo.

#### 2.3.2.1 Estructuras Elásticas con 1 grado de libertad

Las estructuras se comportan elásticamente tanto como las deformaciones remanentes con un cierto límite. Este límite se llama límite elástico de la estructura, El valor del límite elástico depende del tipo de estructura.

En la fig.2.4 se muestra un pórtico que consta de una viga rígida y 2 columnas flexibles

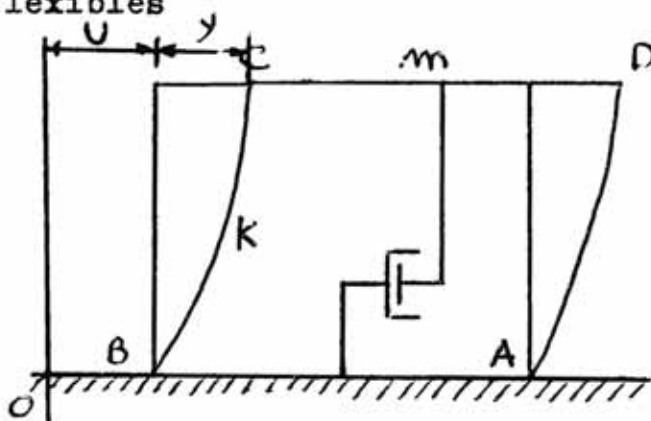


fig. 2.4

Todas las masas del pórtico se suponen concentradas en el techo. Este es el modelo más simple de una estructura elástica con un grado de libertad.

Cuando el pórtico entra en vibración por causa de un sismo, la viga se mueve en dirección horizontal y las columnas se flectan. De acuerdo a esta deformación, la fuerza de inercia y la reacción debida a la flexión de las columnas actúan sobre la masa. Además, varias fuentes contribuyen al amortiguamiento de la vibración existentes.- Algunas de estas fuentes son:

- 1) La transmisión de ondas a través de la cimentación.
- 2) La transmisión de ondas a través del aire y del agua existentes alrededor de la estructura.
- 3) La fricción en el soporte y en el material.

De las 3 fuentes estructuras civiles, la más importante es la primera de las mencionada.

El proceso de disipación de energía no se encuentra muy claro aún, pero para un tratamiento matemático se ve en la figura. En este caso se supone que dicho amortiguador produce una fuerza resistente que es proporcional a la velocidad relativa con que se mueven sus cantos.

Cuando el pórtico entra en vibración debido a un sismo, la ecuación del movimiento de la masa es la siguiente:

$$m \frac{d^2(u+y)}{dt^2} = -Ky - c \frac{dy}{dt}$$



donde  $m$  es la masa,  $k$  es la constante de resorte de la columna,  $c$  es el coeficiente de fricción del amortiguador,  $U$  es el desplazamiento del suelo referido a un sistema de coordenadas fijo en el espacio, y  $y$  es el desplazamiento relativo de la masa al suelo. La ecuación también puede escribirse así:

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + c \frac{dy}{dt} + ky = -m\ddot{U}$$

también de la siguiente manera:

$$\frac{d^2 y}{dt^2} + 2ph \frac{dy}{dt} + p^2 y = -\ddot{U} \quad \left| \begin{array}{l} p = \sqrt{\frac{k}{m}} \\ h = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \end{array} \right.$$

$p$  es la frecuencia natural del pórtico cuando no existen fuerzas resistentes y esta referida como la constante de amortiguamiento.

### 2.3.2.2. Estructuras Elásticas con Varios Grados de Libertad.

En este caso, las  $n$  variables necesarias y suficientes para definir la desviación de la estructura de su configuración de equilibrio están dadas por:

$$\{q\} = q_1, q_2, \dots, q_n$$

$\{q\}$  son las llamadas coordenadas generalizadas y son funciones del tiempo cuando la estructura vibra.

La energía potencial de la estructura en un tiempo arbitrario está dada en la siguiente forma:

$$U = \frac{1}{2} \left\{ b_{11} q_1 q_1 + b_{12} q_1 q_2 + b_{13} q_1 q_3 + \dots + b_{21} q_2 q_1 + b_{22} q_2 q_2 + b_{23} q_2 q_3 + \dots \right\}$$

y la energía cinética está dada en la forma:

$$L = \frac{1}{2} \left\{ a_{11} \dot{q}_1 \dot{q}_1 + a_{12} \dot{q}_1 \dot{q}_2 + \dots + a_{21} \dot{q}_2 \dot{q}_1 + a_{22} \dot{q}_2 \dot{q}_2 + \dots \right\}$$

En representación matricial tenemos la siguiente forma:

$$U = \frac{1}{2} \{q\}^T [b] \{q\}$$

$$L = \frac{1}{2} \{\dot{q}\}^T [a] \{\dot{q}\}$$

La ecuación de Lagrange del movimiento se escribe de la sgte. forma:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_i} + \frac{\partial U}{\partial q_i} = f_i$$

donde  $f_i$  es la componente de la fuerza externa referida a las coordenadas generales  $q_i$

### 2.3.3 Método de Análisis Dinámico para Estructuras Inelásticas

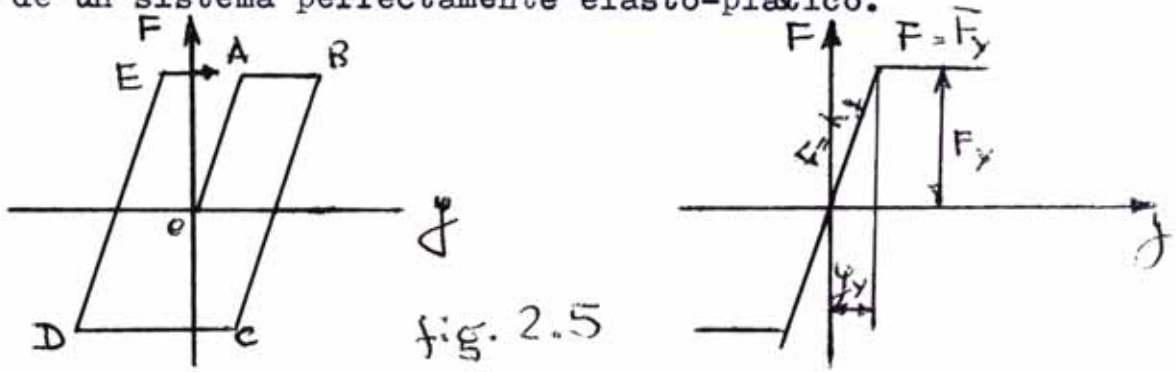
Si se supone un pórtico con muros de corte sujeto a movimientos sísmicos, en el estado inicial de vibración, ambos, el pórtico y los muros de corte trabajan en forma efectiva y la estructura mantiene su rigidez y vibra elásticamente. Como quiera que las vibraciones se vuelvan severas, en los muros empiezan a formarse rajaduras y consecuentemente la rigidez de la estructura decrece. Como resultado, el período de vibración aumenta y el coeficiente de amortiguamiento se incrementa, debido a la pérdida de energía absorbida en el área de las rajaduras. Si se producen un gran número de rajaduras en los muros, dando por resultado la destrucción de dichos muros, la estructura trabaja únicamente como pórtico y vibra en forma más flexible.

Lo mismo sucede con la cimentación de la estructura. Al mismo tiempo

el período de vibración de la estructura se incrementa, el coeficiente de amortiguamiento aumenta y la estructura debe inclinarse debido a las deformaciones residuales del terreno de fundación, En este proceso, una gran cantidad de energía es absorbida por la estructura y el período natural de vibración aumenta. La energía absorbida en este estado es consumida en la estimulación de la destrucción de la estructura y la estabilidad estructural nunca será mejorada mientras la vibración continúe.

Aun no se ha determinado exactamente si el factor decisivo que contribuye a la destrucción de la estructura es el máximo desplazamiento, la cantidad total de energía absorbida o alguna otra cosa.

En la fig.2.5 se tiene un gráfico donde se muestra un modelo estructural de un sistema perfectamente elasto-plástico.



En este sistema la estructura se comporta elásticamente tanto como el desplazamiento inicial permanece pequeño. Dentro de este rango, la fuerza restauradora F es proporcional al desplazamiento "y" y está dada por:

$$F = k y$$

de aquí:

$$dW = k dy$$



De cualquier manera, como el desplazamiento se incrementa y llega a un valor límite, la fuerza restauradora no se incrementa. En cambio, permanece igual para un desplazamiento que excede al límite. Este fenómeno se llama la fluencia. El desplazamiento correspondiente al valor límite está referido como al desplazamiento al inicio de la fluencia y se designa por  $Y_r$ . La fuerza correspondiente es llamada la fuerza de fluencia y se designa por  $F_y$ .

Después que ocurre la fluencia,  $F$  no se incrementa y permanece constante cuando "y" se incrementa. De cualquier modo, si el valor de "y" disminuye,  $F$  también disminuye de acuerdo a la siguiente relación:

$$dF = k dy$$

También el valor de  $F$  nunca será reducido a menos que  $F_y$ ,  $F$  permanece con el mismo valor  $F_y$ , para cualquier decremento de  $y$ . Si "y" se incrementa nuevamente desde este estado.  $F$  aumenta nuevamente y la relación entre el incremento  $dy$  y  $dF$  está dada en la relación anterior.

La ecuación del movimiento del sistema vibratorio es la siguiente:

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + c \frac{dy}{dt} + F(y) = -m \ddot{U}$$

donde:

$y$ : -desplazamiento del sistema vibratorio, referido al suelo.

$m$ : -coeficiente de amortiguamiento viscoso.

$F(y)$ : -fuerza restauradora

$\ddot{U}$ : -aceleración sísmica del suelo

y  $F(y)$  es definida de acuerdo a lo sgte:

$$dF = k dy \quad \text{para } |F| < F_y$$

$$dF = 0 \quad \text{para } |F| = F_y \text{ y } F dy > 0$$

$$dF = b dy \quad \text{para } |F| = F_y \text{ y } F dy < 0$$

si se hace

$$p^2 = \frac{K}{\sqrt{m}} \quad , \quad h = \frac{C}{2\sqrt{mK}} \quad , \quad F(y) = K f(y)$$

se tendrá:

$$\frac{d^2 y}{dt^2} + 2ph \frac{dy}{dt} + p^2 f(y) = -\ddot{U}(t)$$

Esta ecuación es resuelta usualmente en forma numérica para una fuerza externa dada.

## 3 COMPORTAMIENTO INELASTICO DE LAS ESTRUCTURAS

## 3.1 Introducción

En principios podemos referirnos al comportamiento de las estructuras durante los sismos, reconocidos como fenómenos de vibración dinámico de naturaleza transitoria; durante los cuales la estructura es obligada, (a través de su base) a moverse tanto horizontal como verticalmente, pero dado que las estructuras tienen un considerable exceso de resistencia en la dirección vertical, se consideran solamente los efectos de los movimientos horizontales en el diseño antisísmico.

Las fuerzas desarrolladas durante el sismo no son aplicadas directamente a la estructura, sino más bien son fuerzas resultantes de los movimientos de ella.

Existen razones por las cuales los edificios no son mayormente a-fectadas por los movimientos sísmicos, y por esto puede atribuirse en parte a que poseen exceso de resistencia sobre los valores de diseño debido principalmente a dos factores:

- a) El uso de esfuerzos de trabajo muy conservadores.
- b) La participación de elementos no estructurales en la resistencia en las deformaciones laterales. Sin embargo estos facto - res no explican del todo el daño relativamente pequeño que - han sufrido muchos edificios comunes bajo sismos severos. En - muchos casos, parece aun más importante el que a medida que - se manifiesta la respuesta del edificio, aparezcan grietas - y zonas de fluencia, ya que estas deformación inelásticas ab - sorben una gran parte de la energía vibratoria de la estructu



ra como resultado, se limita el continuo incremento de energía requerida para desarrollar las máximas velocidades espectrales.

Podemos deducir de esto que las deformaciones inelásticas de una estructura según factor predominante en la limitación. Existen diversos criterios que han sido sugeridos por algunos investigadores para efectuar el diseño sísmico incorporando en el análisis la acción inelástica.

### 3.2 Concepto de Absorción de energía.

Las estructuras deben ser capaces de absorber la energía proporcionada por un movimiento sísmico para no fallar. Esta energía se disipa en parte por el amortiguamiento de la estructura y también se almacena en forma de energía cinética por el movimiento de la masa, además en la deformación de los <sup>elementos</sup> estructurales. Pero si la energía es suficientemente grande la estructura no podrá absorberla elásticamente si no con deformaciones permanentes y alguna porción relativamente débil de la estructura fallará. Si se diseña la estructura manera que ocurran deformaciones permanentes sin falla de algún elemento, se ha de cumplir que la suma de la energía cinética, más la energía disipada por amortiguamiento, más la energía disipada por deformación plástica, será igual que la energía total recibida estudiando la curva de esfuerzo de deformación del ensayo de una estructura a destrucción, podemos observar que gran porción de la energía perdida reside en la energía disipada por deformación plástica.

Por ello es que si una estructura tiene ductilidad es decir, capacidad de absorción de energía a través de la llamada deformación -

plástica, será capaz de recibir movimientos muy intensos sin fallar.

La capacidad de absorción de energía de un elemento de una estructura bajo cargas esta relacionada con su ductilidad y es igual al trabajo hecho en la deformación de la estructura hasta el límite de la deflexión usual y por lo tanto es numéricamente igual al área bajo la curva carga-deformación. En el caso de miembros en flexión este es igual al área bajo la curva - momento rotación arriba del límite usual de rotación.

Las propiedades de alta ductilidad y capacidad de absorción de energía son de gran importancia en las zonas sísmicas por dos razones básicas:

- 1) Es antieconómico diseñar estructuras para resistir las máximas fuerzas sísmicas dentro del rango elástico de esfuerzos.
- 2) Es difícil predecir las características de un movimiento sísmico el cual va a ocurrir en un sitio dado.

En el pasado existía cierta resistencia a construir edificios altos de concreto en zonas sísmicas debido a la supuesta carencia de ductilidad que dando la apropiada atención para el detallado, pueden ser diseñadas estructuras de concreto armado con propiedades de ductilidad suficiente.

Hausner presentó en el Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica en 1956, un método aproximado que puede expresarse como:

$$D + V = E$$

donde E es la energía transmitida a la estructura hasta que ocurre la -



falla y  $D + V$  es la cantidad de energía que dicha estructura es capaz de absorber antes de fallar. El valor de  $E$  se desconoce, por tratarse de la energía que podría tener un sismo futuro, por lo tanto los cálculos se basan en un espectro promedio y se propone usar para  $E$  la expresión:

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

siendo  $S_v$  la velocidad máxima relativa a la base en mts/seg.

En este procedimiento se toma la máxima energía promedio transmitida a la estructura elástica, como valor apropiado para  $E$ , en 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.

Es posible construir un espectro promedio sobre la base de las formas precisas que las curvas de los espectros sísmicos tienen; ya que sus aspectos tienen un parecido general.

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

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

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 diseño 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 energía se encuentra en la forma de energía de deformación; esto se cumple en estructuras de 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 algunas partes de la estructura están reforzadas 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 al método consistiría en diseñar una estrutura que absorba plásticamente una energía.

$$E_p = C \left( \frac{1}{2} M S \frac{2}{V}, n - E e \right)$$

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. Se puede evaluar como forma- correcta la aproximación, sin embargo, los métodos de diseño apli cables a estructuras complejas y con varios grados de libertad re sultaría sumamente complicados.

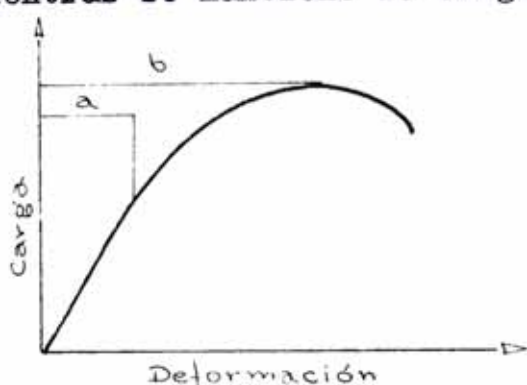
### 3.3 Factor de Ductilidad

La energía que un sismo tramite a una estructura, obliga a ésta - a disiparla de alguna manera através de los diferentes elementos- y características que la constituyen ya sean: articulaciones plás- ticas, 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

la ductilidad.

La ductilidad de una estructura es la capacidad de soportar un incremento de deformación más allá de la deformación de fluencia inicial mientras se mantiene la carga.



a:deformación de  
fluencia

b:deformación usual

fig. 3.1

La ductilidad de una estructura es lo que le permitirá absorber y/o disipar una porción significativa de la energía del sismo sin ocasionar daños serios.

Para evitar problemas de inestabilidad, debido a grandes deflexiones inelásticas en las columnas, el código está escrito de tal manera que si existe fluencia esta ocurra en las vigas más que en las columnas.

A consecuencia de la naturaleza errática de los sismos, dentro de un amplio rango las deformaciones de una estructura inelástica, leá se 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 poderse 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 resistirlas 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 las 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.

Exponemos a continuación, la forma en que se puede tomar en cuenta la ductilidad en las especificaciones de diseño.

#### Factor de Ductilidad.

Está definido como la razón de la deflexión máxima permisible o inelástica usual, a la deflexión inicial de fluencia (En la figura el factor de ductilidad podrá ser la razón  $b/a$ ). Es obvio que la determinación del factor de ductilidad para una estructura de concreto armado (resistente a momentos) es un problema complejo ya que intervienen deformaciones por flexión y por corte de elementos he-

terogéneos tales como el concreto y el acero dúctil de refuerzo. (Un factor de ductilidad mínima recorren dado para edificios de concreto armado en áreas sísmicas varía entre 4 y 6).

La base de la discusión siguiente la presentó Newmark en el 2do Congreso Mundial sobre Ingeniería Sísmica celebrado en Tokio, Japón en 1960. Se discutieron los métodos de trazado de los espectros de respuesta para sistema elastoplástico, y las implicancias de los resultados se describen en función de su posible 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 Verman (1933).

Las principales conclusiones pueden resumirse en los siguientes - pueden resumirse en los siguientes puntos:

- 1) El efecto del comportamiento plástico es limitar la aceleración a un valor compatible con el cortante máximo.
- 2) La relación entre los desplazamientos máximos de un sistema de un sistema elastoplástico con los de uno elástico, fue menor -

1.0 para el sismo de El Centro y de 1.0 en promedio para el sismo de Vernan, aunque en este caso varía de 1.4 a 0.7. Haremos notar que el sismo de Vernan 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 importancia práctica (5 ó 8) son generalmente menores que 2.



## 4 APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES

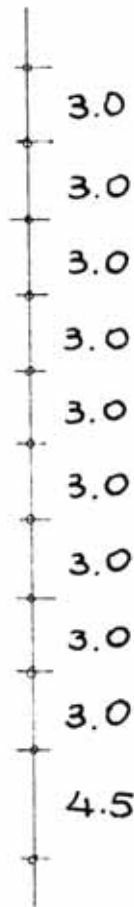
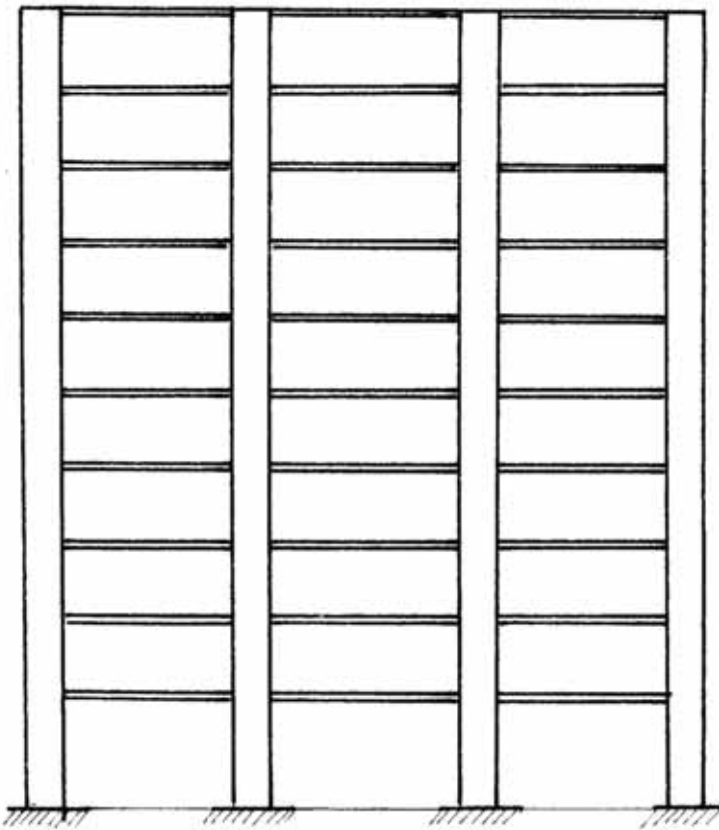
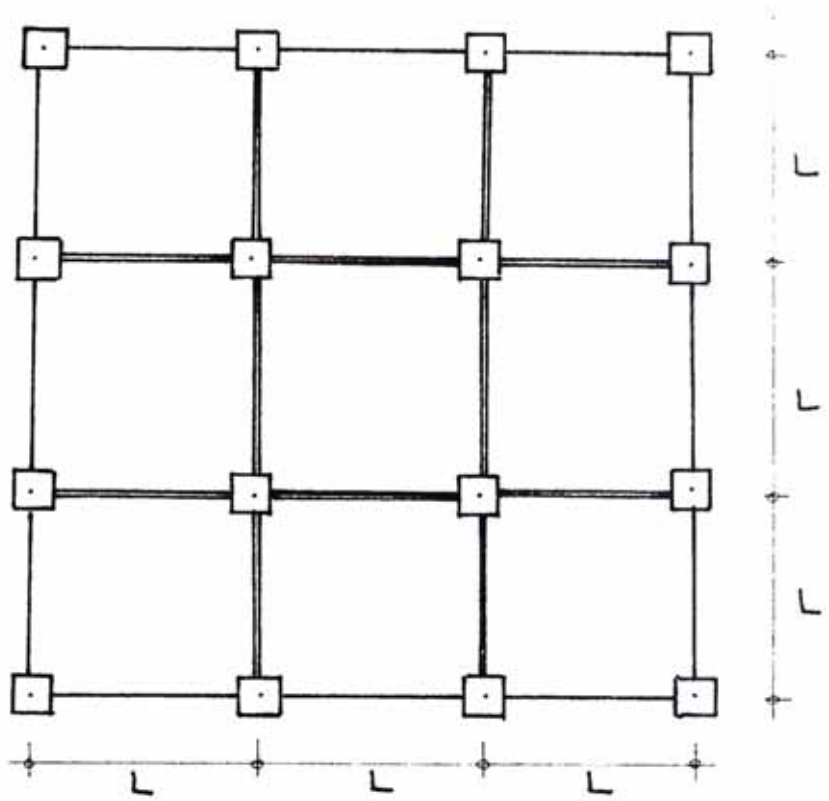
### 4.1 Introducción

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 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 mostramos el proceso de aplicación al modelo "A" motivo de nuestra tesis en el cual se ha utilizado la idealización de Khan y Sbarounis con un procedimiento para el análisis elástico y elastoplástico de estructuras de concreto armado sometida a cargas laterales sísmicas. El modelo A consiste en una serie de estructuras de diez pisos con distribuciones de muros de concreto armado (placas) tal como se muestra en la fig. 4-1, en las cuales se han tomado tres variaciones en las luces entre los ejes; de 4mts, 6mts, y 8mts, con un crecimiento de las placas de un 10% de la luz, cada vez; obteniéndose así un total de 45 edificios.

PLANTA



ELEVACION

fig. 4.1

Se han calculado para todos ellos, sus matrices de rigidez, sus - masa concentradas, sus formas y modos de vibración, quedando listas para ser sometidas a nuestro proceso, habiéndose tomado de es tos solamente tres casos características del modelo  $L = 6\text{mts.}$ , - que comprenden las fases inicial, intermedia y final, conocidas por nosotros como  $N = 01$ ,  $N = 05$  y  $N = 15$  que se refieren al creci - miento de los muros de corte.

A estos tres modelos se les ha aplicado las aceleraciones de los - terremotos de El Centro (California, 1940) y el de Kenken Training Center (Tokyo, 1968) en sus componentes NS, los resultados de esta aplicación son expuestas en el capítulo 6.

#### 4.2 Idealización del modelo según Khan y Sbarounis.

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

El análisis para el comportamiento de estructuras requieren la de terminación de sus comportamiento en los rangos plástico y elasto plástico.

##### 4.2.1 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 deforman de un modo cortante, esto es, las losas de los pisos permanecen prácticamen-



te a nivel, a pesar de que los muros rotan. Por otro lado un muro ante cargas horizontales, se comportan 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 considerarán 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 los mismos 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.

La característica física 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.

#### 4.2.2 Concepto y método de análisis.

el análisis se ejecuta en dos etapas: Si queremos analizar una estructura como la mostrada en la fig.4.2 (a) 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 separa en dos sistemas diferen

tes, fig. 4.2(b), 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 esta 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 considerado al hacer el cálculo por medio 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 los formados 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 considerado la viga de unión. La Luz de la viga de unión ( $L_b$ ) es el promedio de las luces de la viga de unión del piso cuando son del mismo orden de magnitud. En la mayor parte de los casos pueden 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.

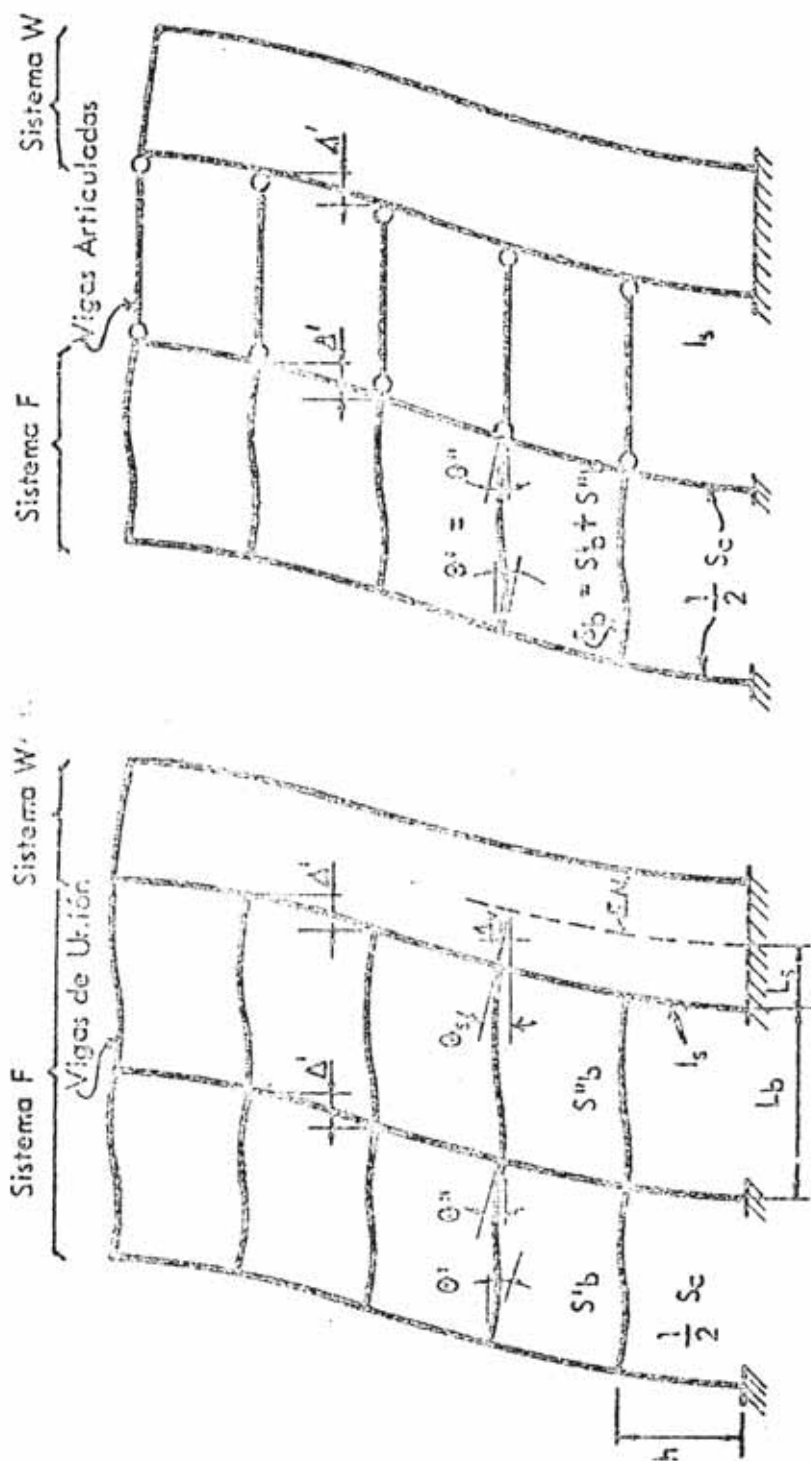
$S_b''$  = rigidez de las vigas de unión del piso considerado



do.

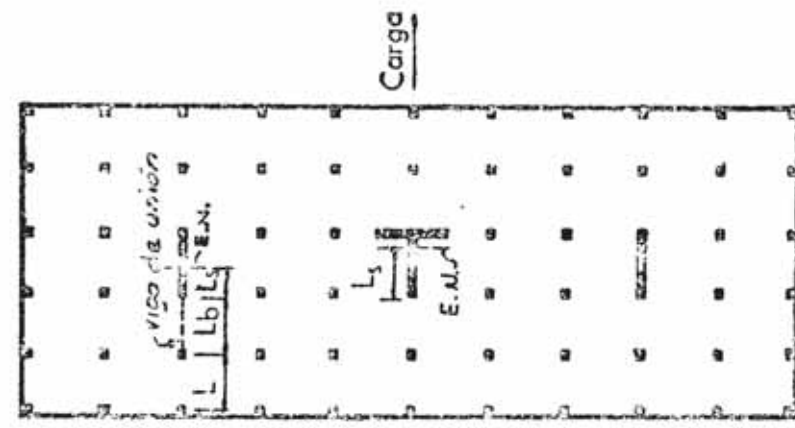
En este caso los dos sistemas se unen mediante elementos que transmiten solo fuerzas laterales y las cantidades  $L_d$  y  $L_s$ , no necesarias. Los cálculos realizados con ambos métodos son bastante similares por lo que el segundo método, por ser el más sencillo, es el más generalizado y el que hemos 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 en 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 por 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 rápidamente mediante un proceso de distribución de momentos. De esta manera pueden tomarse en cuenta los efectos locales en los valores de momentos y cortes debido a variaciones localizadas de la rigidez.





(b) - Estructura Idealizada

(c) - Estructura Idealizada Simplificada



(c) - Planta

FIG. 4.2

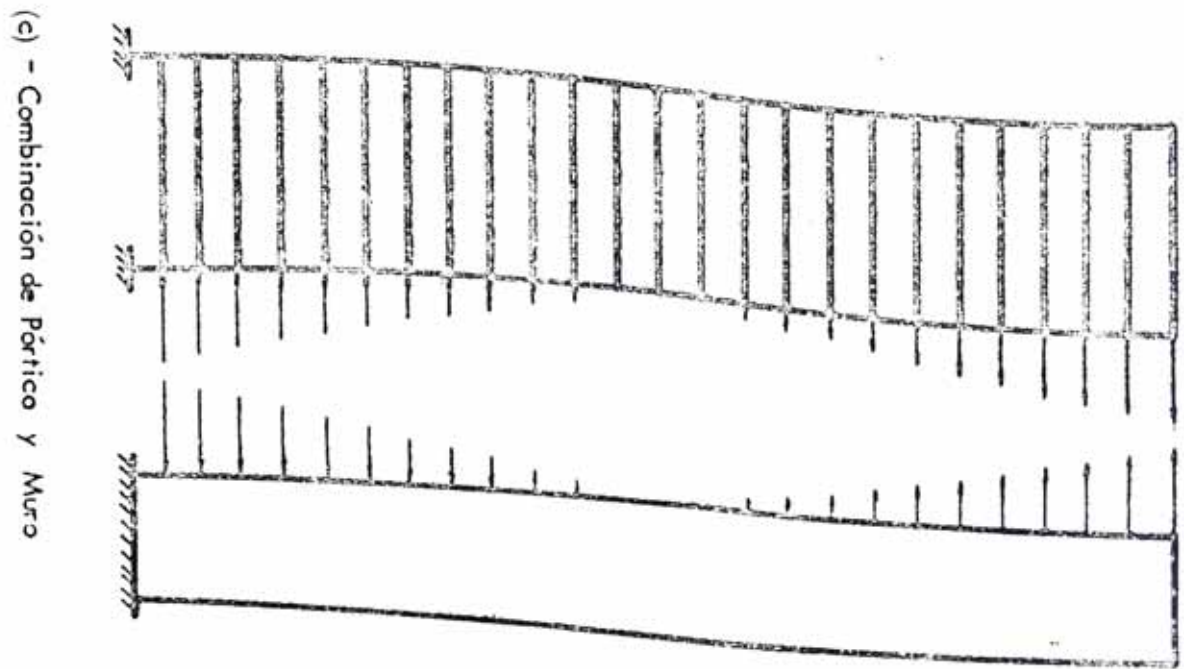
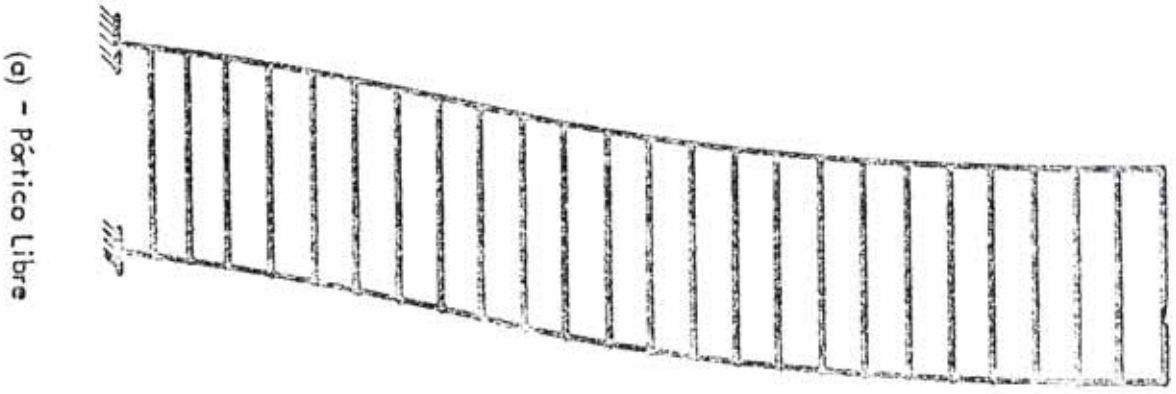


FIG.

TABLAS METODOS MANUALES DE ANALISIS PARA INTERACCION DE MUROS DE CORTE Y PORTICOS

Referencia	Características incluidas						Cálculos requeridos
Khan y Sbarounis	X		X	X	X	X	Distribución de momentos sin cimbreo (ladeo) o análisis de deformaciones angulares del pórtico, cálculo de la deflexión para el pórtico y el muro de corte; proceso iterativo.
Parme			X	X	X	X	Conjunto de ecuaciones diferenciales simultáneas de orden igual al número de pisos; la forma de la ecuaciones simplifica la solución.
Gould				X	X	X	Como Parme: método de solución de ecuaciones.
Rosenblueth y Holtz		X	X	X	X		Aproximaciones sucesivas para las fuerzas interactuantes.
Cardan		X	X	X			Sustitución en ecuaciones; ecuaciones no simultáneas o iteración.
Rosman			X				Como Cardan.
McLeod	X		X			X	

Los diagramas dan un cálculo simplificado.

Los puntos de inflexión no están a la mitad de la altura de las columnas.

Variación de las propiedades con la altura.

Flexión de vigas adyacentes al muro de corte.

Movimiento de la cimentación.

Deformación por corte.

Deformación axial de las columnas.



#### 4.3 Cálculos previos necesarios para el cálculo de la matriz de rigidez.

Se han consultado para el dimensionamiento previo " Dimensiones preliminares de vigas" y " Dimenciones preliminares de columnas de concreto armado" de R. Yamashiro, y el reglamento del A.C.I., para el dimensionamiento de los muros.el

El proceso que se ha usado puede ser consultado en "Journal" de la división estructural del ASCE; Junio de 1964, ó el Boletín - No.19 del Instituto de Estructuras y de la Construcción; Enero-Junio de 1968 de la U.N.I.

#### 4.4 Respuesta Inelástica de Estructuras de Concreto armado sometidas a cargas Laterales Sísmicas.

Para el caso se ha realizado un análisis tipo tiempo historia, este análisis se ha tomado en cuenta deformaciones plásticas que son acumuladas a medida que aparecen. 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.

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

En la que:

$M$  = matriz de masas de la estructura.

$C$  = matriz de amortiguamiento de la estructura.

$K$  = matriz de rigidez de la estructura.

$\delta$  = 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 com

putadora, 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 la respuesta para cada instante del sismo.

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.4.4)

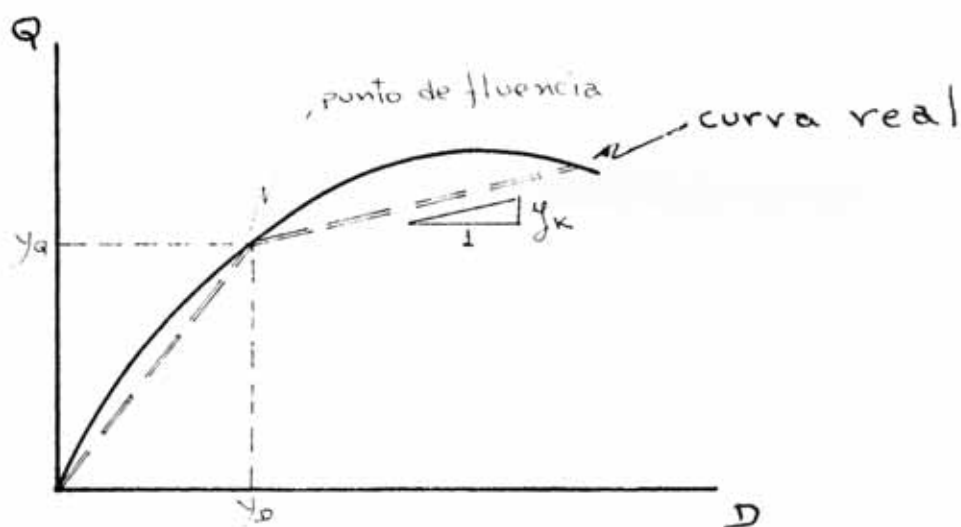


fig. 4.4



La primera parte de esta curva representa el comportamiento elástico y la segunda el comportamiento elástoplástico 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 elástoplástico.

Los alcances de esta tesis no contemplan el estudio de estas variables sino que muestran una metodología a seguir para el estudio del comportamiento elástoplástico de las estructuras de concreto armado, y los modelos desarrollados no deben ser tomados como reales, sino como modelos de ilustración y 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, de tipo de concreto empleado, del tipo de acero etc. y del amortiguamiento.

Debemos anotar también aquí que las 45 matrices de rigidez que se han representado así como su frecuencia y forma de modo, si pertenecen a estructura reales.

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

#### 4.5 Características de los terremotos 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

Tokyo - Japón 1-7-1968

Dirección Norte Sur

Aceleración máxima: 79.4 GAL

Intervalo de tiempo: 0.010 seg.

Número de datos: 1.000

Para establecer el análisis comparativo, se han tomado 800 datos del terremoto 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:  $300 \text{ GAL} / 79.4 \text{ GAL} = 3.78$ , con el fin de lograr una intensidad espectral equivalente.



EL CENTRO CALIF. U.S.A. 1940.5.18 NS  
 300.0 MAX. ACCELERATION IN GAL.  
 0.010 TIME INTERVAL IN SEC.  
 800 NUMBER OF DATA POINTS

0.6	2.8	5.0	7.1	5.3	2.8	0.3	-2.2	-4.7	-5.7	EL C	1
-3.4	-1.1	1.3	3.6	6.0	8.3	5.7	2.7	-0.2	-3.2	EL C	2
-6.1	-9.1	-5.9	-1.7	2.6	6.8	6.7	4.7	2.7	4.1	EL C	3
5.7	7.3	8.9	5.5	0.7	-4.1	-8.9	-6.1	1.3	8.7	EL C	4
16.1	23.5	29.6	22.5	15.4	8.3	1.3	-2.0	-4.9	-7.9	EL C	5
-10.8	-13.8	-16.8	-19.7	-22.7	-25.6	-26.6	-31.5	-25.6	-18.1	EL C	6
-10.7	-3.2	-1.8	-2.8	-3.8	-4.8	-3.2	0.6	4.5	8.3	EL C	7
12.1	31.7	33.4	35.2	36.9	38.7	40.4	42.2	60.4	56.6	EL C	8
52.8	49.0	45.2	41.4	37.6	33.8	30.0	40.1	40.9	41.7	EL C	9
42.5	43.3	44.1	44.8	66.4	69.6	72.7	75.8	79.0	80.5	EL C	10
78.8	77.2	75.5	73.6	72.2	70.5	43.5	45.2	46.8	36.7	EL C	11
20.1	3.5	-13.2	-29.8	-46.4	-63.0	-74.0	-57.5	-41.0	-24.5	EL C	12
-8.0	8.5	25.0	41.5	58.0	74.5	91.0	107.5	124.0	140.5	EL C	13
157.0	159.7	148.0	136.3	124.5	112.8	101.1	89.3	84.3	84.3	EL C	14
84.3	87.4	91.4	95.1	93.8	92.4	91.0	89.6	95.3	101.8	EL C	15
108.4	115.1	121.9	117.9	93.0	68.2	43.3	18.5	-6.3	-31.2	EL C	16
-56.0	-80.9	-103.7	-110.8	-134.0	-149.1	-164.3	-179.4	-194.6	-209.7	EL C	17
-207.3	-196.3	-189.4	-180.5	-171.5	-162.6	-153.6	-144.7	-135.8	-127.4	EL C	18
-133.3	-139.2	-145.1	-151.0	-156.9	-130.3	-71.0	-11.7	47.5	106.8	EL C	19
166.1	225.3	254.0	260.6	267.2	273.7	280.3	286.9	293.4	300.0	EL C	20
297.0	269.3	241.6	213.9	186.3	158.6	130.9	103.2	75.5	47.9	EL C	21
20.2	-7.5	-35.2	-62.9	-90.5	-118.2	-145.9	-173.6	-201.3	-228.9	EL C	22
-256.6	-267.4	-262.1	-250.7	-251.4	-246.0	-240.7	-138.2	-32.8	72.7	EL C	23
178.2	283.6	247.1	209.0	171.0	133.0	94.9	56.9	19.9	-24.1	EL C	24
-71.5	-119.0	-166.5	-213.9	-261.4	-218.2	-173.1	-128.1	-83.0	-38.0	EL C	25
7.0	47.4	13.9	-19.7	-53.2	-86.7	-120.2	-139.9	-146.6	-153.4	EL C	26
-160.2	-166.9	-173.7	-180.5	-187.2	-176.0	-159.3	-142.6	-125.9	-109.2	EL C	27
-91.4	-69.7	-48.0	-26.3	-4.6	17.0	34.3	24.1	13.8	3.6	EL C	28
-6.6	-16.8	-27.0	-37.2	-47.4	-57.6	-67.8	-78.1	-88.3	-77.5	EL C	29
-56.8	-36.1	-15.4	5.3	25.9	46.6	67.3	75.0	61.4	47.9	EL C	30
34.3	20.8	7.2	-6.3	-19.8	-33.4	-36.1	-4.4	27.4	59.1	EL C	31
90.8	122.6	146.8	128.7	110.5	92.4	74.2	56.1	37.9	19.8	EL C	32
1.6	38.9	86.8	134.7	182.5	178.0	150.0	121.9	93.9	65.8	EL C	33
37.7	9.7	-18.4	-46.5	-74.5	-102.6	-130.6	-158.7	-143.3	-62.7	EL C	34
18.0	90.4	68.1	45.8	23.4	1.1	-21.2	-43.5	-65.9	-88.2	EL C	35
-110.5	-132.9	-155.2	-127.3	-99.4	-71.4	-43.5	-15.6	12.3	37.2	EL C	36
27.4	17.6	7.8	-2.0	-11.8	-21.6	-27.4	-12.6	2.3	17.2	EL C	37
32.1	47.0	61.8	70.7	60.6	50.5	40.3	30.2	20.1	10.0	EL C	38
-0.2	-10.3	-20.4	-9.1	19.9	48.9	77.9	106.8	135.3	164.8	EL C	39
164.6	147.2	129.8	112.4	95.0	77.6	60.2	42.8	25.4	8.0	EL C	40
-9.4	-9.1	5.9	20.8	35.7	39.8	27.5	15.3	3.1	-9.2	EL C	41
-8.9	8.7	26.3	43.8	61.4	79.0	96.6	114.2	131.8	149.3	EL C	42
166.9	184.5	186.5	184.3	182.2	180.0	177.9	175.7	173.5	171.4	EL C	43
169.2	149.3	119.9	90.5	61.1	31.6	2.2	-27.2	-56.6	-86.1	EL C	44
-115.5	-122.5	-97.0	-71.6	-46.2	-20.7	4.7	-6.5	-23.2	-39.9	EL C	45
-56.6	-73.3	-90.0	-106.8	-123.5	-140.2	-156.9	-173.6	-190.3	-207.0	EL C	46
-223.7	-218.8	-127.2	-35.5	56.2	147.8	181.3	154.2	127.0	99.9	EL C	47
72.7	45.6	18.4	-8.7	-35.9	-38.9	2.9	44.7	86.5	128.3	EL C	48
170.1	211.9	253.8	232.0	201.5	171.0	140.5	110.0	79.5	49.0	EL C	49
18.5	-12.0	-42.4	-72.9	-103.4	-133.9	-162.4	-142.5	-122.6	-102.6	EL C	50
-82.7	-82.8	-42.8	-27.9	-53.3	-78.8	-104.2	-129.6	-155.1	-180.5	EL C	51
-197.4	-177.8	-158.2	-138.6	-119.0	-99.4	-79.8	-60.1	-40.5	-23.7	EL C	52
-51.4	-79.0	-106.7	-114.6	-115.1	-115.6	-116.1	-116.7	-117.2	-117.7	EL C	53
-112.3	-105.5	-95.5	-85.5	-74.2	-62.4	-48.9	-35.5	-22.1	-8.7	EL C	54
-85.3	-101.9	-118.4	-135.0	-151.6	-131.1	-84.8	-38.5	7.8	54.2	EL C	55
97.6	86.4	75.2	64.0	52.7	41.5	30.3	19.0	7.8	-3.4	EL C	56
-2.2	21.4	44.9	68.4	91.9	115.4	138.9	162.4	183.9	164.6	EL C	57
-145.4	-126.1	106.9	87.7	69.4	49.2	29.9	20.3	13.8	7.3	EL C	58



28.8	33.4	38.0	42.5	47.1	51.7	55.0	38.5	24.8	12.5	EL C	59
0.2	-12.0	-17.0	-15.2	-13.3	-11.5	-9.7	-7.9	-11.4	-14.9	EL C	60
-18.5	-12.0	-0.3	11.4	23.1	34.7	46.4	58.1	59.2	44.7	EL C	61
31.2	17.6	4.1	=7.3	=18.1	=28.9	=39.7	=30.0	21.7	25.8	EL C	62
29.9	34.0	37.1	26.1	15.0	3.9	-7.1	=16.9	=11.7	=6.4	EL C	63
-1.1	4.2	12.0	24.3	36.5	48.8	51.8	22.0	6.9	=5.3	EL C	64
-16.3	=9.2	-2.2	4.9	12.0	17.8	10.9	4.8	3.0	1.3	EL C	65
-0.5	-2.2	3.4	6.9	8.8	10.8	6.5	5.8	11.0	16.2	EL C	66
9.3	-2.9	-15.2	=27.5	=34.1	=36.0	-37.9	=30.8	-40.1	=37.7	EL C	67
-35.3	-18.8	2.3	9.0	15.8	22.5	0.0	-2.2	-4.4	=6.5	EL C	68
=8.7	-7.0	-5.0	=2.9	=0.9	-1.4	-2.6	-3.8	-5.0	=6.2	EL C	69
=4.3	8.0	20.2	32.5	44.8	57.0	69.3	81.5	93.8	80.5	EL C	70
65.2	50.0	34.7	19.4	4.2	-11.1	=26.4	=28.7	=23.1	-17.5	EL C	71
-12.0	=6.4	7.9	22.9	=2.6	-13.0	-23.3	=28.9	=34.0	=39.2	EL C	72
-44.3	-49.5	-46.8	=32.4	=18.0	=3.5	10.9	25.3	39.7	42.7	EL C	73
32.8	23.0	13.1	3.2	=6.7	-16.6	=26.5	=21.7	=16.8	=11.9	EL C	74
-10.5	-14.2	-11.0	0.5	11.9	23.3	26.1	27.5	28.9	30.2	EL C	75
31.6	33.0	29.9	22.3	14.6	7.0	-0.7	15.4	37.8	59.7	EL C	76
51.9	44.0	36.2	28.4	24.9	22.0	18.4	7.2	=4.0	=3.7	EL C	77
=1.8	0.1	2.0	3.9	5.7	15.9	28.2	40.6	52.9	53.8	EL C	78
48.3	42.8	37.2	38.3	46.4	-54.4	62.5	65.8	59.3	52.8	EL C	79
46.3	39.8	33.3	26.8	20.3	13.9	11.1	8.2	1.3	=17.5	EL C	80

## KENKEN TRAINING CENTER (TOKYO 116-2) 1968,7.1 NS

79.4 MAX. ACCELERATION IN GAL.  
 0.010 TIME INTERVAL IN SEC.  
 999 NUMBER OF DATA POINTS

8.15	9.71	10.67	12.23	12.82	12.82	11.09	9.74	6.84	2.58	KENK	1
-2.45	-8.44	-12.89	-14.63	-15.59	-15.20	-14.23	-12.48	-10.54	-8.99	KENK	2
-6.85	-5.69	-6.07	-6.84	-9.35	-11.48	-13.99	-14.56	-15.53	-15.33	KENK	3
-13.97	-14.16	-13.77	-12.79	-12.01	-12.20	-12.59	-12.97	-13.16	-14.70	KENK	4
-15.08	-16.63	-18.17	-19.33	-19.52	-19.32	-18.73	-17.76	-16.98	-14.07	KENK	5
-11.36	-8.84	-4.96	-1.26	2.41	9.96	15.97	19.07	21.79	25.28	KENK	6
27.41	26.84	24.32	19.10	14.85	9.24	6.34	2.47	-1.78	-5.23	KENK	7
-10.58	-10.61	-23.45	-26.74	-28.67	-27.69	-26.33	-24.97	-22.26	-18.58	KENK	8
-15.09	-10.05	-3.85	4.29	11.65	19.98	24.82	31.22	35.87	40.71	KENK	9
43.82	45.76	45.57	-41.74	-31.48	-16.95	0.28	10.74	20.04	30.31	KENK	10
35.54	41.16	51.62	59.95	62.08	49.50	6.53	-4.12	-15.15	-26.56	KENK	11
-38.76	-46.50	-48.23	-49.00	-47.26	-41.44	-33.89	-28.08	-24.20	-19.74	KENK	12
-15.09	-10.44	-2.69	5.45	13.58	42.43	32.57	18.82	12.25	-2.08	KENK	13
-17.75	-29.95	-36.14	-43.88	-50.84	-54.90	-56.64	-57.22	-56.44	-54.69	KENK	14
-47.71	18.70	23.35	28.39	28.39	24.52	18.91	11.37	-0.05	-9.14	KENK	15
-16.88	-22.11	-26.36	-30.42	-32.16	-32.74	-33.31	-33.11	-31.95	-29.42	KENK	16
-25.35	-21.28	-13.73	-2.98	10.09	21.72	27.92	35.66	45.16	54.26	KENK	17
62.59	70.92	76.73	79.25	76.55	63.20	44.61	28.74	-1.46	-27.20	KENK	18
-48.10	-66.11	-74.04	-77.91	-79.45	-79.45	-76.92	-72.85	-63.56	-51.93	KENK	19
-42.06	-32.56	-19.97	-8.16	0.75	16.24	26.12	36.39	52.66	63.70	KENK	20
49.76	34.28	15.89	-5.79	-15.27	-16.62	-15.84	-15.26	-10.80	-5.95	KENK	21
-1.50	3.35	7.42	9.55	9.56	5.88	2.98	-0.30	-3.20	-5.91	KENK	22
-8.03	-8.22	-6.28	-0.47	9.02	18.90	25.10	29.56	35.57	42.93	KENK	23
51.65	58.04	65.21	71.80	74.70	72.39	56.32	45.68	37.55	26.71	KENK	24
0.71	-2.12	-14.51	-27.86	-46.83	-55.54	-62.12	-66.57	-70.85	-72.17	KENK	25
-73.13	-72.55	-65.19	-39.63	-28.39	-13.48	-1.47	7.63	15.58	27.97	KENK	26
44.43	55.86	65.54	71.75	76.01	77.18	77.18	74.28	63.25	48.35	KENK	27
38.09	29.55	20.48	7.13	-7.19	-19.39	-29.26	-33.90	-37.38	-39.50	KENK	28
-37.37	-31.94	-27.48	-22.45	-17.21	-12.76	-8.30	-4.23	-2.09	-4.22	KENK	29
-4.99	-4.96	-3.82	-1.10	7.23	13.43	18.27	24.86	32.03	35.91	KENK	30
32.81	17.14	2.04	-11.32	-18.47	-20.99	-22.14	-22.32	-22.13	-18.26	KENK	31
-11.86	-5.86	-0.04	5.77	10.03	13.14	15.85	17.60	19.54	21.48	KENK	32
21.29	18.78	15.11	12.21	8.53	5.25	1.57	-2.10	-5.78	-10.22	KENK	33
-15.06	-19.89	-23.57	-27.82	-31.88	-34.78	-36.91	-39.23	-39.03	-38.06	KENK	34
-35.73	-32.43	-26.81	-19.06	-14.80	-10.34	-6.27	-0.65	3.81	11.56	KENK	35
-19.69	-26.67	31.32	35.58	30.94	36.37	35.98	35.21	35.02	35.80	KENK	36
37.16	38.52	39.68	40.47	40.09	37.19	33.90	28.87	25.39	21.14	KENK	37
16.88	14.18	12.44	10.12	8.38	6.84	6.07	5.11	4.34	3.76	KENK	38
3.38	3.19	3.19	4.17	5.33	7.47	9.60	11.74	14.26	17.55	KENK	39
-19.49	9.63	0.34	-5.47	-8.75	-11.65	-14.16	-15.51	-16.09	-16.86	KENK	40
-16.08	-14.53	-10.84	-4.45	2.14	10.08	17.44	24.03	29.84	37.98	KENK	41
49.21	56.96	62.58	63.36	60.65	56.40	50.98	42.66	22.53	10.15	KENK	42
1.24	-11.55	-24.69	-45.59	-56.82	-65.53	-69.39	-71.32	-72.87	-73.25	KENK	43
-73.05	-71.50	-68.59	-65.16	-56.96	-48.25	-39.92	-29.84	-20.93	-11.83	KENK	44
-3.31	7.73	18.00	26.52	33.69	38.34	40.48	37.77	32.16	20.55	KENK	45
7.39	-2.29	-7.51	-10.99	-13.69	-15.82	-16.40	-17.17	-16.58	-8.64	KENK	46
-0.11	8.41	15.77	23.71	31.46	37.66	42.51	46.00	51.23	55.49	KENK	47
56.85	54.34	49.12	40.80	31.90	22.03	13.51	6.55	-0.42	-8.15	KENK	48
-16.28	-22.28	-26.53	-28.27	-28.46	-28.07	-27.48	-25.54	-21.47	-13.53	KENK	49
-2.49	7.39	16.30	24.05	29.70	33.16	37.81	42.46	50.99	58.54	KENK	50
63.00	64.16	60.88	53.53	36.88	31.85	27.02	22.37	15.02	5.54	KENK	51
-5.88	-15.13	-24.26	-27.74	-28.51	-29.28	-29.28	-29.08	-28.49	-27.91	KENK	52
-26.55	-24.02	-20.92	-17.63	-13.94	-12.58	-10.64	-9.26	-5.60	-2.50	KENK	53
0.22	3.32	6.23	9.33	10.39	13.02	14.96	16.52	19.52	21.75	KENK	54
23.89	25.63	27.77	26.74	28.94	29.33	30.11	30.70	30.89	31.29	KENK	55
32.07	30.91	26.85	22.01	15.92	16.02	13.12	10.22	6.35	1.52	KENK	56
-3.32	-12.22	-21.31	-33.31	-38.34	-41.24	-44.33	-46.65	-48.20	-48.38	KENK	57
-47.80	-45.86	-43.34	-39.46	-33.84	-29.19	-24.92	-20.66	-16.01	-3.23	KENK	58



3.4	19.92	31.64	44.23	51.39	59.72	66.51	69.03	62.64	52.58	KENK	54
43.10	25.48	8.06	-2.97	-13.03	-24.45	-32.57	-37.22	-39.34	-39.92	KENK	60
-37.78	-34.87	-30.61	-23.83	-15.50	-7.94	-1.94	2.52	7.95	14.15	KENK	61
19.77	25.39	26.36	24.23	19.40	13.98	7.99	5.09	1.99	-0.71	KENK	62
-3.22	-4.58	-4.18	-3.98	-2.82	-3.39	-4.75	-6.68	-8.03	-9.57	KENK	63
-9.57	-6.59	-6.07	-3.36	1.10	4.78	8.66	10.80	11.57	11.77	KENK	64
11.78	11.40	11.59	11.02	10.44	9.48	8.71	8.13	6.59	4.85	KENK	65
2.73	-0.17	-2.69	-5.78	-9.65	-13.90	-17.96	-20.47	-22.21	-24.34	KENK	66
-27.04	-28.97	-29.94	-30.13	-30.12	-29.53	-28.37	-27.98	-26.62	-24.29	KENK	67
-22.15	-19.25	-17.30	-14.59	-12.07	-9.55	-7.02	-5.08	-2.76	0.73	KENK	68
4.22	9.07	15.08	20.50	22.44	23.80	24.97	25.94	26.72	27.11	KENK	69
26.54	25.57	23.45	18.81	8.74	4.30	-2.09	-6.15	-11.37	-16.79	KENK	70
-20.27	-22.59	-23.94	-23.35	-21.61	-20.05	-17.92	-15.78	-11.71	-4.93	KENK	71
2.62	10.18	15.41	21.42	23.75	25.88	26.66	26.66	24.54	18.74	KENK	72
11.19	4.61	-2.74	-10.87	-16.09	-20.54	-23.63	-26.53	-29.43	-30.39	KENK	73
-29.03	-25.74	-18.57	-7.72	-0.36	4.10	8.36	11.85	16.31	20.19	KENK	74
23.29	24.65	25.04	24.27	23.50	22.35	20.03	18.29	14.03	4.75	KENK	75
-1.83	-6.09	-10.73	-15.76	-22.34	-26.20	-29.49	-33.16	-36.06	-36.25	KENK	76
-36.05	-33.72	-29.46	-22.49	-16.29	-13.18	-8.34	-2.91	2.71	10.65	KENK	77
16.66	20.53	19.76	15.70	13.19	10.87	8.17	5.85	3.53	0.24	KENK	78
-1.50	-3.23	-4.20	-4.97	-5.93	-5.92	-5.73	-5.33	-4.36	-3.20	KENK	79
-0.67	2.43	4.95	3.60	0.31	-2.59	-6.07	-8.97	-11.28	-15.15	KENK	80
-16.70	-16.11	-14.56	-10.87	-6.03	-3.51	-2.73	-2.92	-3.49	-5.23	KENK	81
-6.97	-9.29	-10.83	-9.66	-8.50	-6.94	-5.97	-5.39	-4.99	-3.83	KENK	82
-3.24	-2.85	-2.26	-1.29	1.42	3.95	6.08	7.63	10.74	15.00	KENK	83
17.91	19.85	21.60	22.96	23.93	24.52	24.71	23.56	21.24	16.98	KENK	84
12.73	7.51	2.09	-7.00	-12.23	-17.64	-20.54	-23.44	-26.15	-27.30	KENK	85
-27.69	-26.71	-24.39	-21.86	-19.54	-17.40	-14.49	-11.58	-6.16	-1.70	KENK	86
2.18	6.25	10.90	14.19	17.30	19.04	20.60	21.76	20.99	15.58	KENK	87
8.03	1.65	-3.57	-6.86	-11.12	-14.21	-16.33	-18.27	-19.81	-20.77	KENK	88
-21.35	-20.38	-18.63	-14.75	-9.71	-6.03	-3.31	-0.02	4.83	9.67	KENK	89
14.90	16.26	12.20	7.75	0.79	-3.27	-6.17	-8.49	-10.61	-11.97	KENK	90
-15.25	-18.34	-19.50	-20.27	-20.07	-19.87	-18.71	-17.93	-16.57	-14.24	KENK	91
-11.33	-8.81	-4.74	-2.22	2.63	8.05	13.09	16.77	20.26	22.98	KENK	92
24.53	25.51	24.74	23.19	22.62	22.23	20.69	18.56	13.92	6.96	KENK	93
-1.56	-6.39	-8.71	-11.42	-13.54	-14.89	-16.05	-16.62	-16.81	-16.62	KENK	94
-15.06	-12.93	-10.60	-7.86	-3.62	0.26	2.78	5.11	8.60	12.67	KENK	95
16.16	19.65	21.78	20.82	17.53	15.02	11.93	8.83	4.00	-1.61	KENK	96
-5.87	-7.41	-7.60	-5.85	-3.91	-2.75	-1.39	-1.19	-1.96	-2.53	KENK	97
-2.53	-4.27	-4.84	-6.58	-7.93	-9.67	-10.63	-12.37	-14.49	-17.01	KENK	98
-18.55	-18.93	-18.73	-17.95	-15.43	-13.49	-11.94	-10.00	-7.48	-4.37	KENK	99
-1.27	2.41	4.93	6.49	9.01	10.37	10.95	11.54	12.32	0.00	KENK	100



## 5 PROGRAMAS DE COMPUTACION

## 5.1

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 tienen 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, sólo se hará uso de la banda tridiagonal.

Los  $K(1)$  que necesitamos para estos programas pueden ser encontrados por estas 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 computadoras. 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.

## 5.2 Cálculo de la matriz de rigidez de una Estructura de muros Cortantes

Este programa está basado en el trabajo presentado por Maslur 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, CSI 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.

### 5.2.1 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 Fórtico.

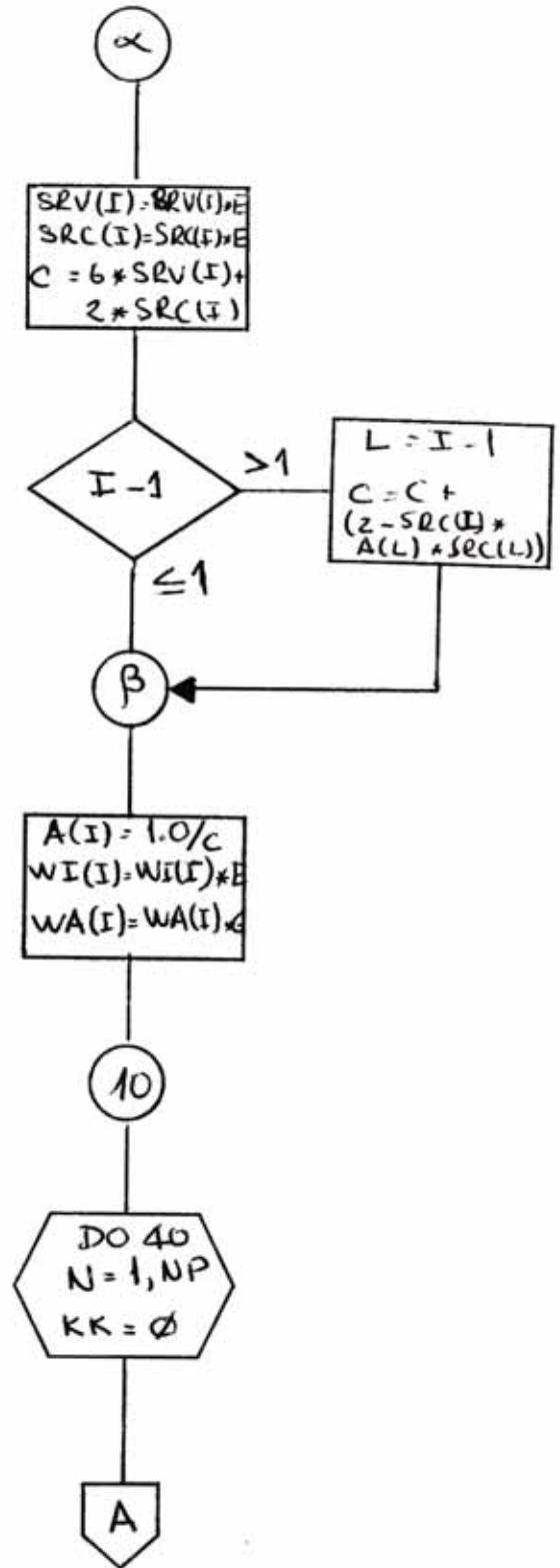
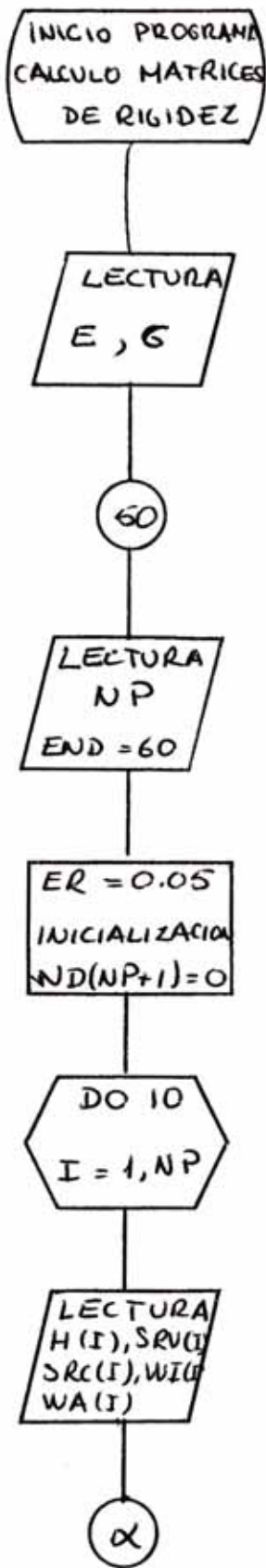
B = Inicialmente es matriz de flexibilidad, y luego de invertida es la matriz de rigidez

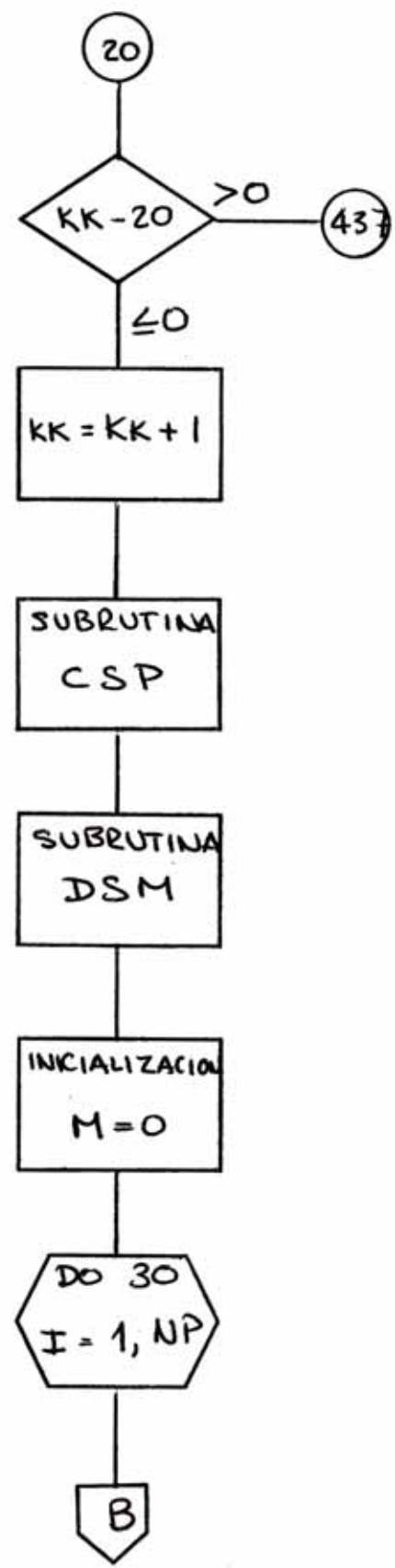
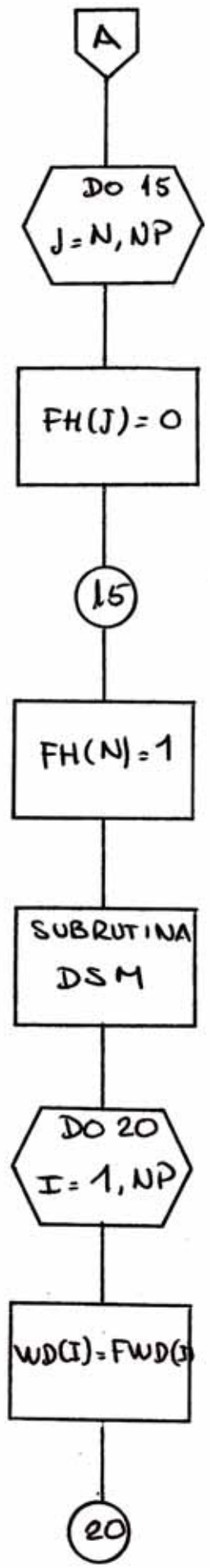
NB = Número de pisos.

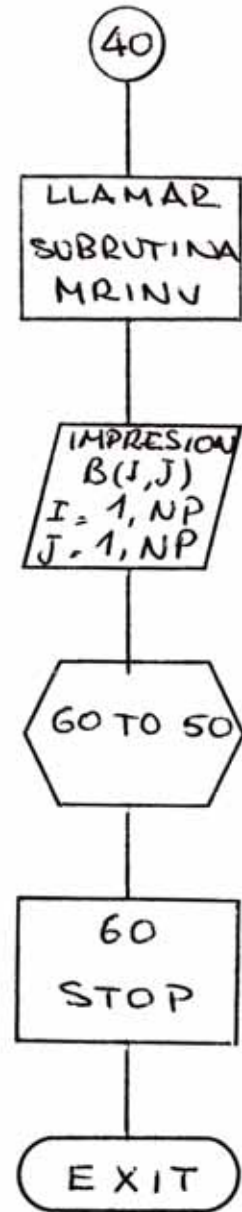
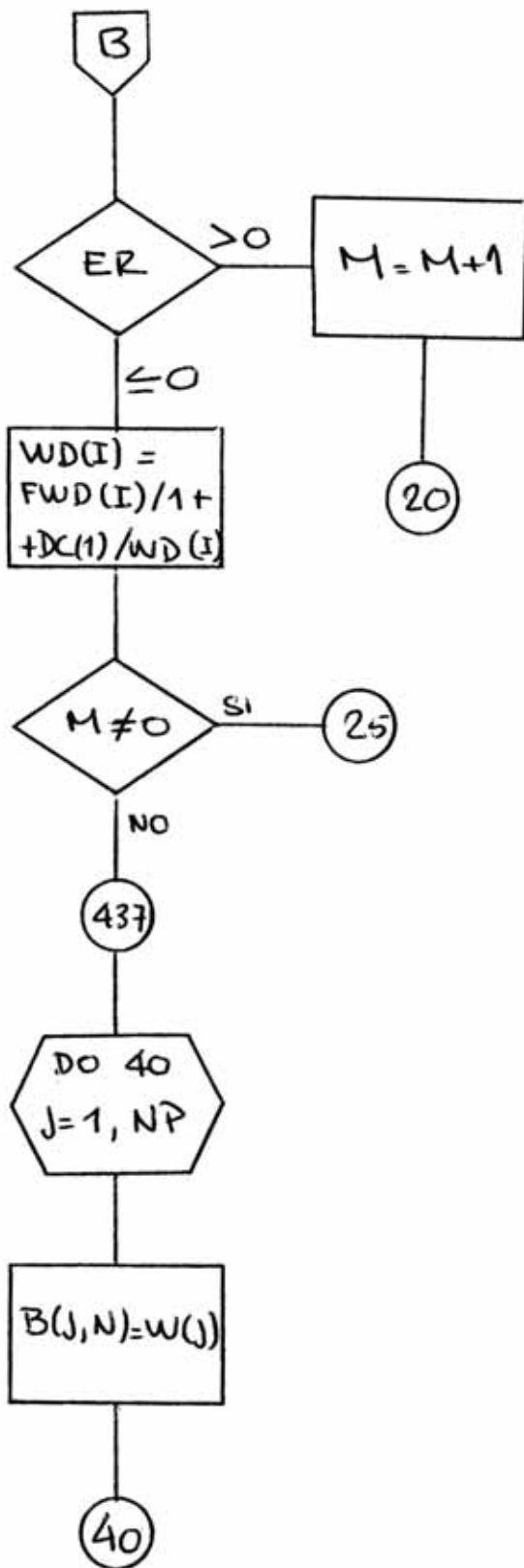
### 5.2.2 Forma de ingreso de los datos.

- a) Primera tarjeta: Son léidas 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 E.
- b) Segunda tarjeta: Variables NP en el formato (I2).
- c) Tercera tarjeta: Variables de H, SRV, 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 haciaabajo.











IDENT CN

SAVEICM

SUMMARIZE ALL

SIZE INTEGER=7

FILE 1=BMCRD,UNIT=READER

FILE 3=BMPRN,UNIT=PRINTER

```
(0001)      DIMENSION H(30),SRV(30),SRC(30),WI(30),WA(30),FH(30),FWD(31),
          * WD(31),DC(31), A(31),B(30,30)

(0002)      DATA KK/0/

(0003)      IR=1

(0004)      IW=3

(0005)      READ (IR,2) E,G

(0006)      E=E*100000

(0007)      IF (G.EQ.0.0) G=.4*E

(0009)      50 READ (IR,1,END=60) NP

(0010)      ER=0.005

(0011)      WD(NP+1)=0.

(0012)      DO 10 I=1,NP

(0013)      READ (IR,3) H(I),SRV(I),SRC(I),WI(I),WA(I)

(0014)      SRV(I)=SRV(I)*E

(0015)      SRC(I)=SRC(I)*E

(0016)      L=I-1

(0017)      C=6.*SRV(I)+2.*SRC(I)

(0018)      IF (I.GT.1) C=C+(2.*SRC(L)*A(L))*SRC(L)

(0020)      A(I)=1./C

(0021)      WI(I)=WI(I)*E

(0022)      10 WA(I)=WA(I)*G

(0023)      DO 40 N=1,NP
```

```

:0024)          KK=0
:0025)          DO 15 J=1,NP
:0026)          15 FH(J)=0.
:0027)          FH(N)=1.
:0028)          CALL DSM (NP,H,WI,WA,FH,FWD)
:0029)          DO 20 I=1,NP
:0030)          20 WD(I)=FWD(I)
:0031)          25 CONTINUE
:0032)          IF(KK .GT. 20) GO TO 437
:0034)          KK=KK+1
:0035)          CALL CSP(NP,H,A,SRC,WD,FH)
:0036)          CALL DSM(NP,H,WI,WA,FH,DC)
:0037)          M=0
:0038)          DO 30 I=1,NP
:0039)          IF (ABS(FWD(I)-WD(I)-DC(I)).GT.ER*ABS(WD(I))) M=M+1
:0041)          30 WD(I)=FWD(I)/(1.+DC(I)/WD(I))
:0042)          IF (M.NE.0) GO TO 25
:0044)          437 CONTINUE
:0045)          DO 40 J=1,NP
:0046)          40 B(J,N)= WD(J)
:0047)          CALL MRINV (NP,B,30)
:0048)          WRITE(IW,5) ((B(I,J),I=1,5),J=1,10)
:0049)          WRITE(IW,6) ((B(I,J),I=6,10),J=1,10)
:0050)          GO TO 50
:0051)          60 STOP
:0052)          1 FORMAT (I2)
:0053)          2 FORMAT (10F8.0)
:0054)          3 FORMAT(8F10.0)

```

```
(0055)      5  FORMAT(1H1, //(1H0, 10X, 1P5E14.4))
(0056)      6  FORMAT(1H0, //(1H0, 10X, 1P5E14.4))
(0057)      END
```

8/30/74 10:55 P.M. ASR 5.4 USING 73/345 XFORN COMPILER

ELAPSED TIME 20 SECS 59 CARDS AT 177 C.P.M. 0 FLAGS 0 ERRORS

COMMON = 0 DATA = 14944 TEMPORARIES = 56 CODE = 3594 DIGITS



```

(0001)      SUBROUTINE DSM (NP,H,WI,WA,FH,WD)
(0002)      DIMENSION H(50),WI(50),WA(50),FH(50),WD(51)
(0003)      V=0.
(0004)      FM=0.
(0005)      G=0.
(0006)      DO 10 I=1,NP
(0007)      V=V+FH(I)
(0008)      10 FM=FM+V*H(I)
(0009)      I=NP
(0010)      DO 15 L=1,NP
(0011)      A1=FM/WI(I)
(0012)      FM=FM-V*H(I)
(0013)      A2=FM/WI(I)
(0014)      WD(I)=(G+(2.*A1+A2)*H(I)/6.+V/WA(I))*H(I)
(0015)      G=G+.5*(A1+A2)*H(I)
(0016)      V=V-FH(I)
(0017)      15 I=I-1
(0018)      RETURN
(0019)      END

```

```

8/30/74 10255 P.M.   ASR 5.4 USING 73/345   XFORTN COMPILER
ELAPSED TIME    7 SECS           19 CARDS AT 162 C.P.M.           0 FLAGS    0 ERRORS
COMMON =      0 DATA =      148 TEMPORARIES =      96 CODE =      1680 DIGITS

```

```

(0001)      SUBROUTINE CSP (NP,H,A,SRC,WD,FH)
(0002)      DIMENSION H(50),A(50),SRC(50),WD(51),FH(50),Q(51)
(0003)      C1=0.
(0004)      DO 10 I=1,NP
(0005)      C2=(-3.*SRC(I)*WD(I)/H(I))
(0006)      Q(I)=C1+C2
(0007)      L=I-1
(0008)      IF(I.GT.1) Q(I)=Q(I)-SRC(L)*A(L)*Q(L)
(0010)  10  C1=C2
(0011)      Q(NP+1)=0.
(0012)      Q(NP)=A(NP)*Q(NP)
(0013)      I=NP-1
(0014)      DO 15 J=2,NP
(0015)      Q(I)=A(I)*(Q(I)-SRC(I)*Q(I+1))
(0016)  15  I=I-1
(0017)      V1=0.
(0018)      DO 20 I=1,NP
(0019)      L=I-1
(0020)      V2=(2.*WD(I)/H(I)+Q(I)+Q(I+1))*SRC(I)/H(I)*6.
(0021)      FH(I)=V2-V1
(0022)  20  V1=V2
(0023)      RETURN
(0024)      END

```

8/30/74 10256 P.M. ASR 5.4 USING 73/345 XFORTRAN COMPILER

ELAPSED TIME 9 SECS 23 CARDS AT 153 C.P.M. 0 FLAGS 0 ERRORS  
COMMON = 0 DATA = 764 TEMPORARIES = 84 CODE = 2320 DIGITS

```

(0001)      SUBROUTINE MRINV (M,A,MD)
           C
           C      INVERSION DE MATRIZ SIMETRICA
           C
(0002)      DIMENSION A(2500),B(50),C(50)
           C
(0003)      N=0
(0004)      DO 22 I=1,M
(0005)      DO 13 J=1,I
(0006)      K=N+J
(0007)      13 B(J)=A(K)
(0008)      J=I+1
(0009)      IF(J=M) 14,14,16
(0010)      14 DO 15 J=J,M
(0011)      K=K+MD
(0012)      15 B(J)=A(K)
(0013)      16 IF (B(I).EQ.0.) B(I)=1.E-16
(0015)      D=-1./B(I)
(0016)      JK=0
(0017)      DO 18 K=1,M
(0018)      C(K)=B(K)*D
(0019)      DO 17 J=1,K
(0020)      L=JK+J
(0021)      17 A(L)=A(L)+B(J)*C(K)
(0022)      18 JK=JK+MD
(0023)      C(I)=D
(0024)      DO 19 J=1,I
(0025)      L=N+J

```



```

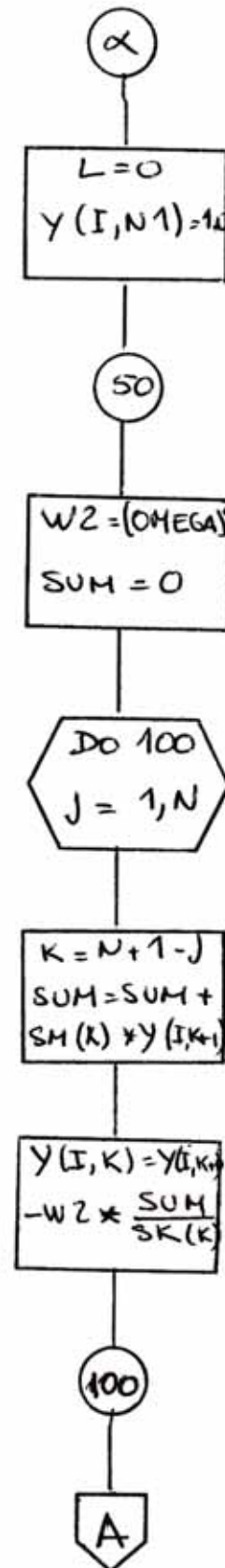
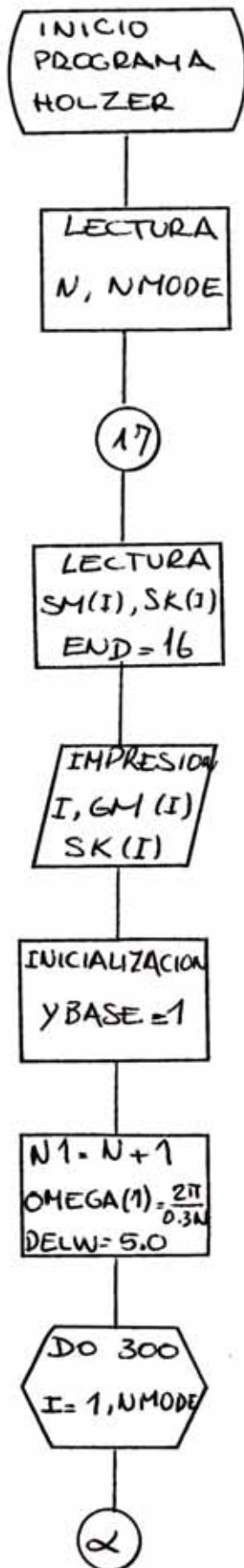
(0026)      19 A(L)=C(J)
(0027)          J=I+1
(0028)          IF(J=M) 20,20,22
(0029)      20 DO 21 J=J,M
(0030)          L=L+MD
(0031)      21 A(L)=C(J)
(0032)      22 N=N+MD
(0033)          ND=MD-M
(0034)          L=1
(0035)      DO 24 I=1,M
(0036)          K=L
(0037)      DO 23 J=I,M
(0038)          A(K)=-A(K)
(0039)          A(L)=A(K)
(0040)          K=K+MD
(0041)      23 L=L+1
(0042)      24 L=L+I+ND
(0043)          RETURN
(0044)          END

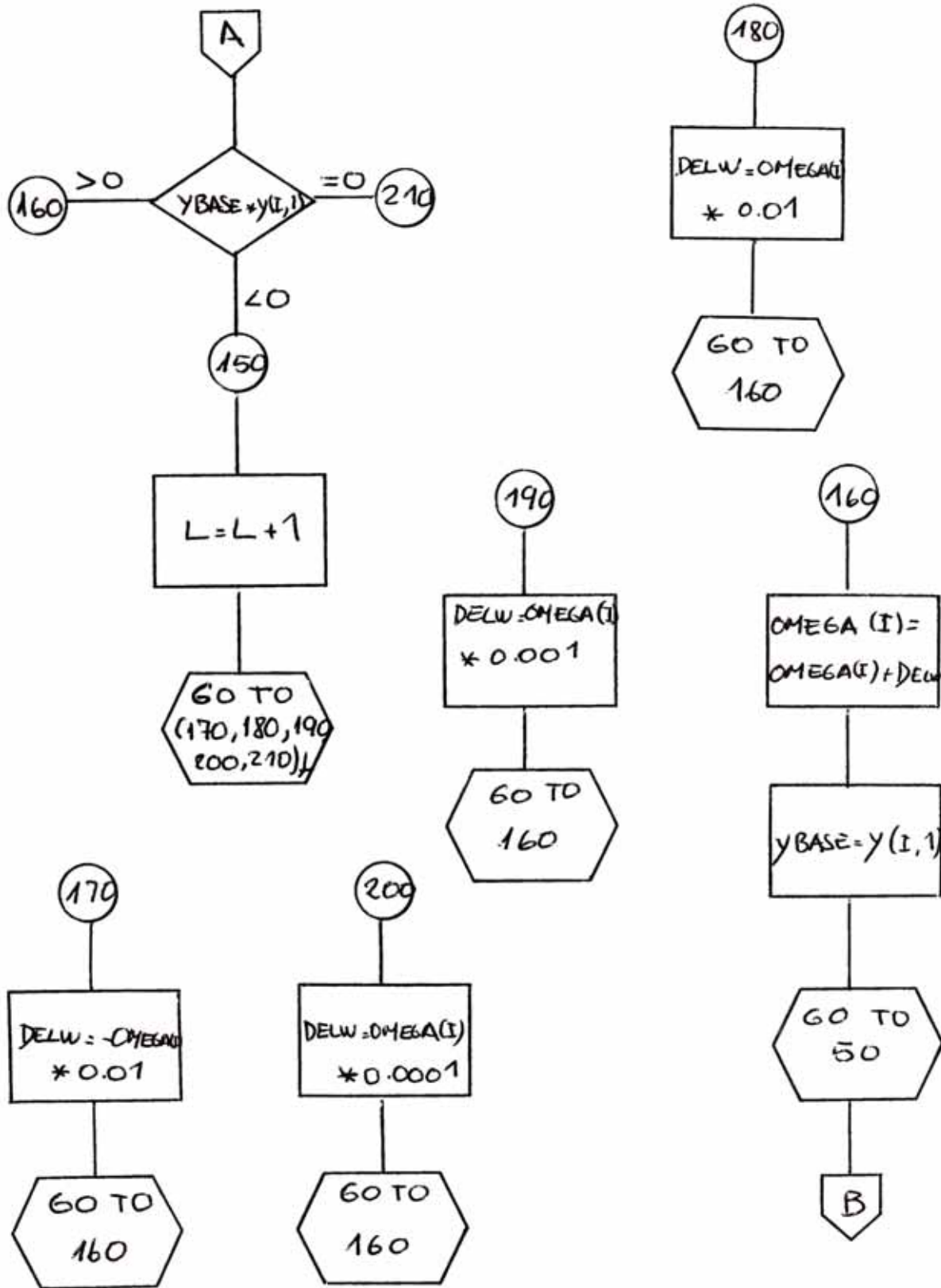
```

```

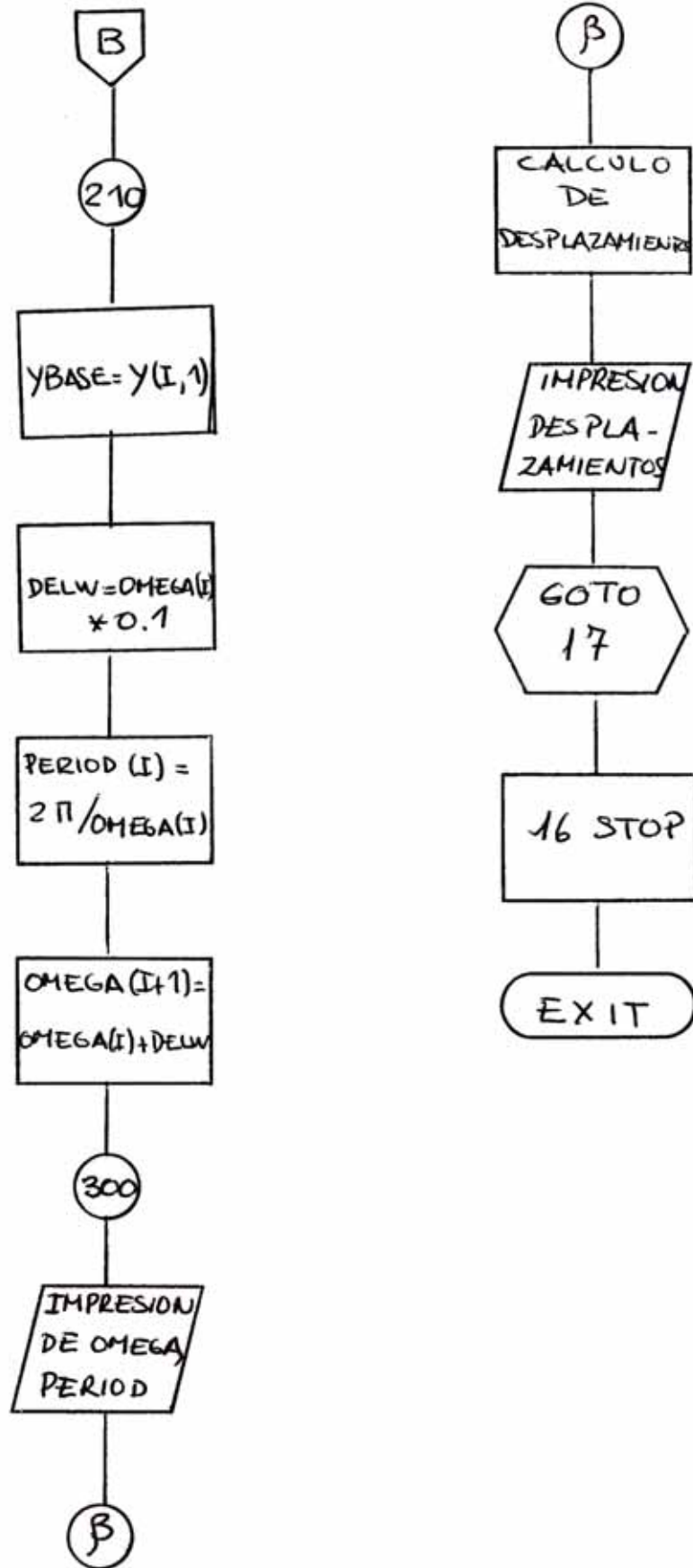
8/30/74 10:56 P.M. ASR 5.4 USING 73/345 XFORN COMPILER
ELAPSED TIME 17 SECS 47 CARDS AT 165 C.P.M. 0 FLAGS 0 ERRORS
COMMON = 0 DATA = 1336 TEMPORARIES = 48 CODE = 2352 DIGITS

```











sus valores correspondientes. Luego se calcularán los período 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 puede ser variado a voluntad cambiando los DIMENSION.

### 5.3.1 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.

### 5.3.2 Formas de Ingreso de Datos.

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

b) Segunda tarjeta: SK. Formato (4OF7.0)

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



#### 5.4 Respuestas de estructuras de Concreto armado sometidas a Fuerzas Horizontales Sísmicas.

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 o 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 sollicitaciones existentes deben ser o no consideradas dentro del rango plástico. Luego se reintegra al programa para encontrar los valores máximos.

##### 5.4.1 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 formadas 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 (K,2) = Máxima velocidad relativa durante el sismo.

MAXT (M,") = 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 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.

lw = 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), MAXT (M,J), WK y BF.
- 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.

#### 5.4.2 Formas de Ingreso de Datos.

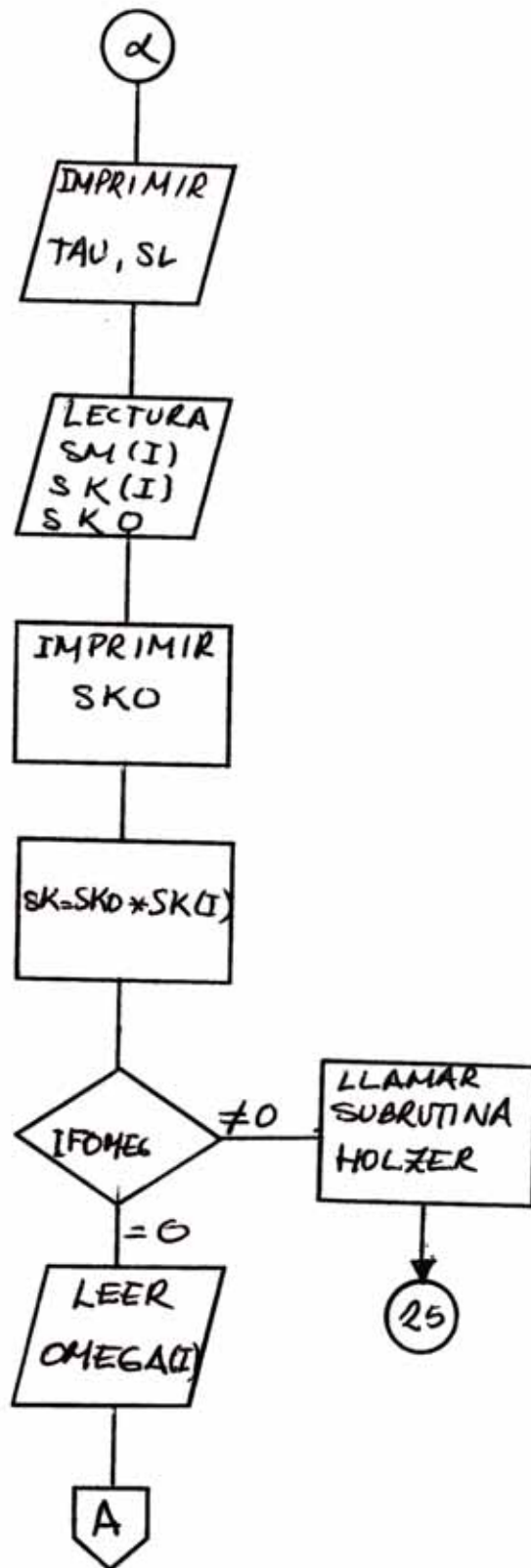
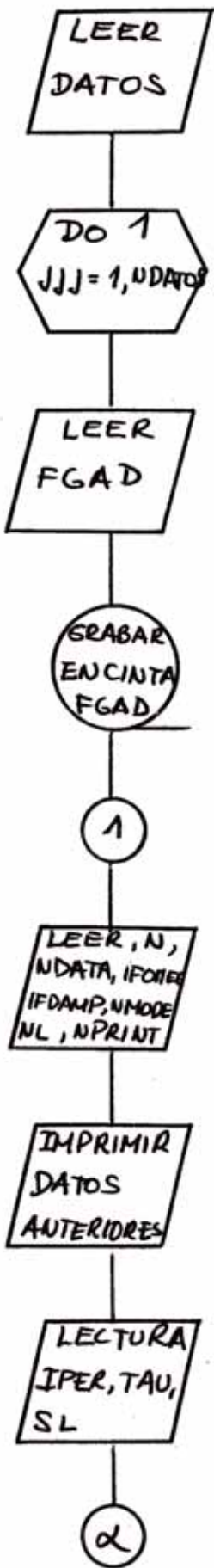
Cabe anotar aquí que el programa presentado da la posibilidad de obtener resultados de varios edificios con un terremoto, utilizando una cinta en la que se grabarán las aceleraciones del terremoto.

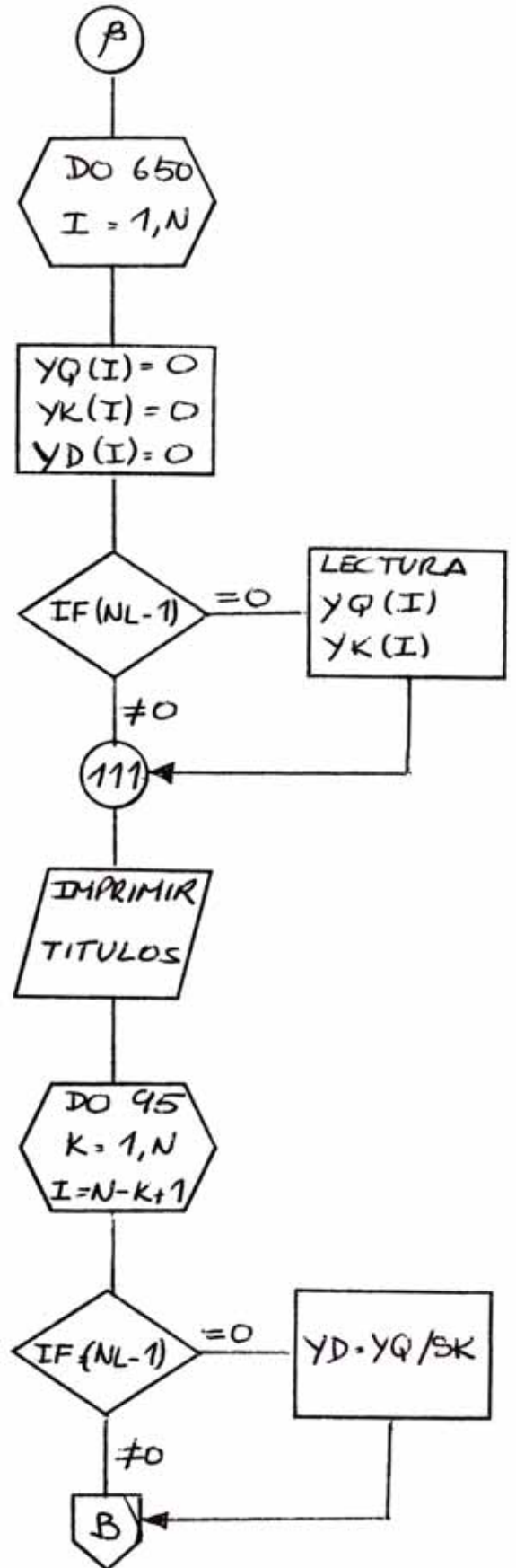
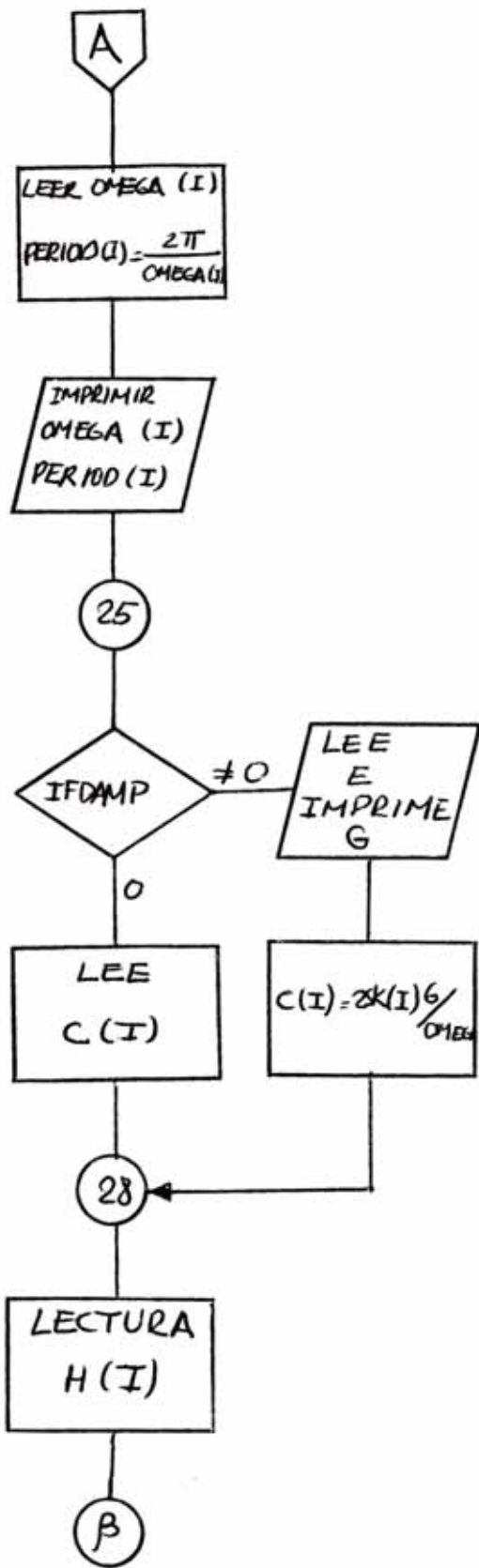
Esta parte del programa podría ser obviada si se tratara del análisis de un solo edificio con un terremoto.

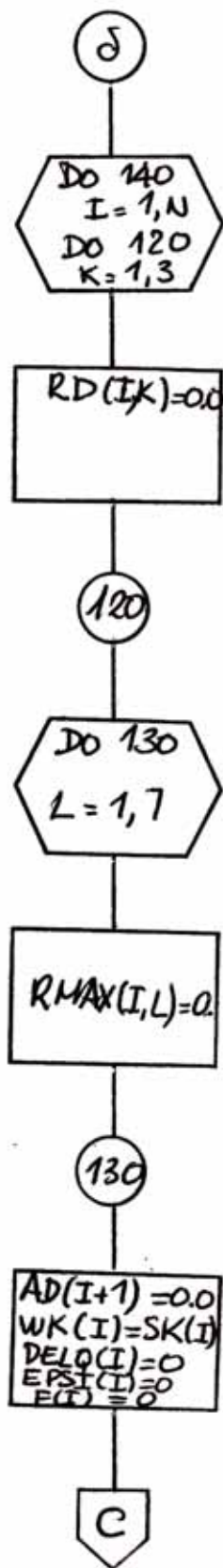
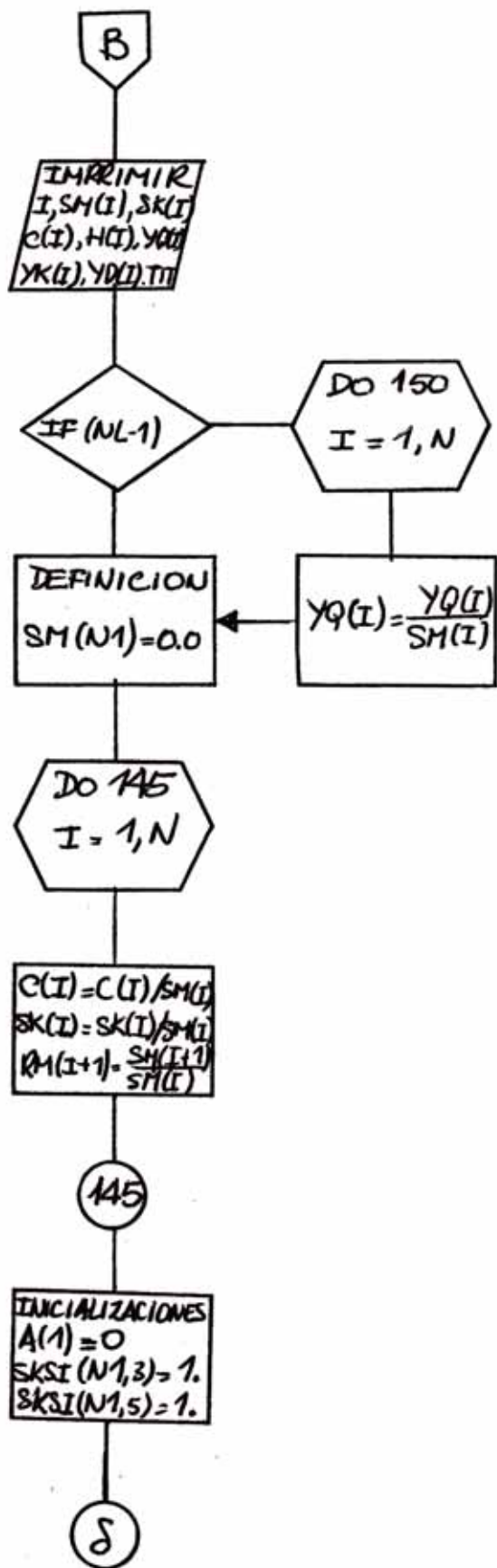
- a) Primera tarjeta: NDATA en formato (I,3)
  - b) Segunda tarjeta: Lee matrices FGAT tantas como NDATA.  
INDICA, formato (10F7.2)
  - c) Tercera tarjeta: N, NDATA, IFOMEG, IFDAMP, NMODE, NL, NPRINT.  
Formato (7I10)
  - d) Cuarta tarjeta: IPER. Formato (I3). FAU, SL. Formato (10F7.0)
  - e) Quinta 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.

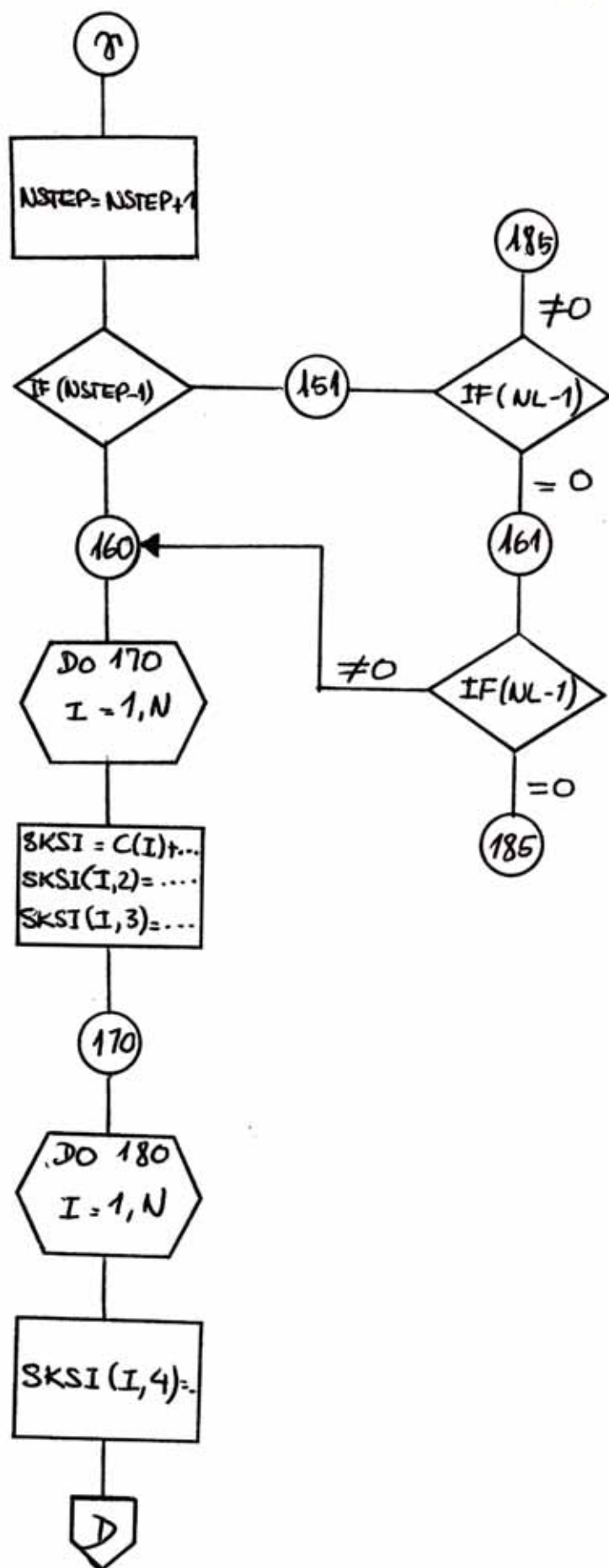


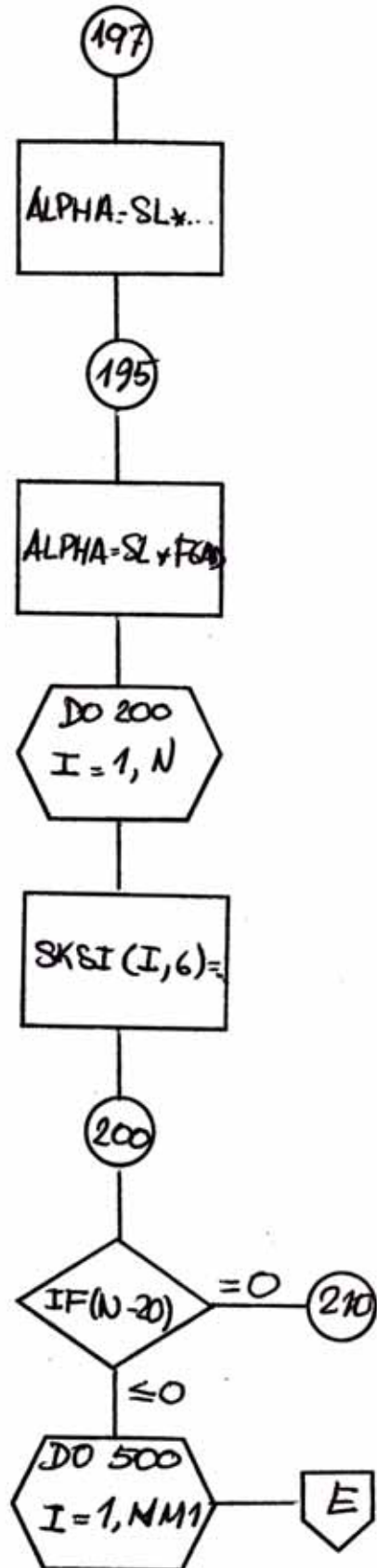
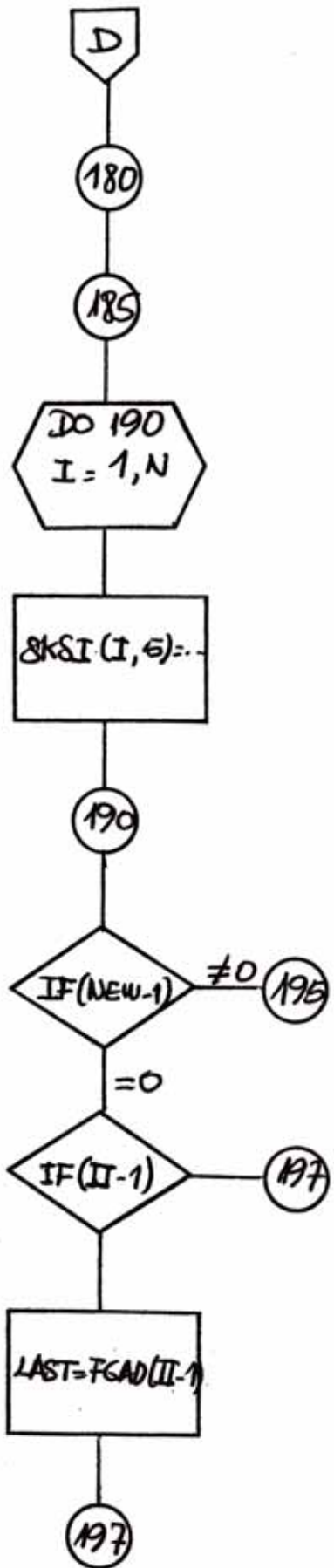


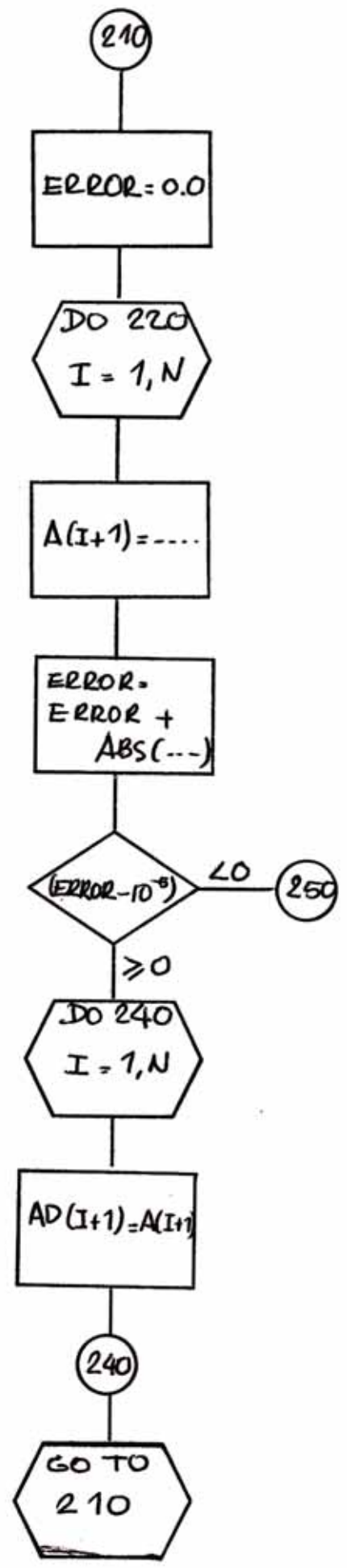
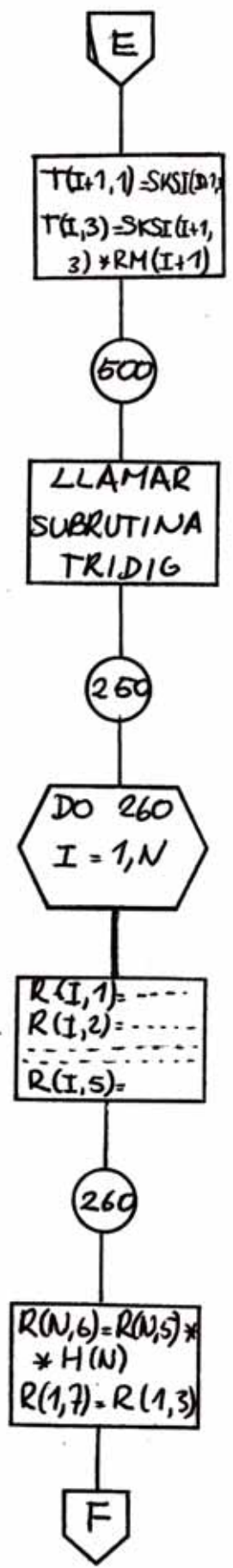




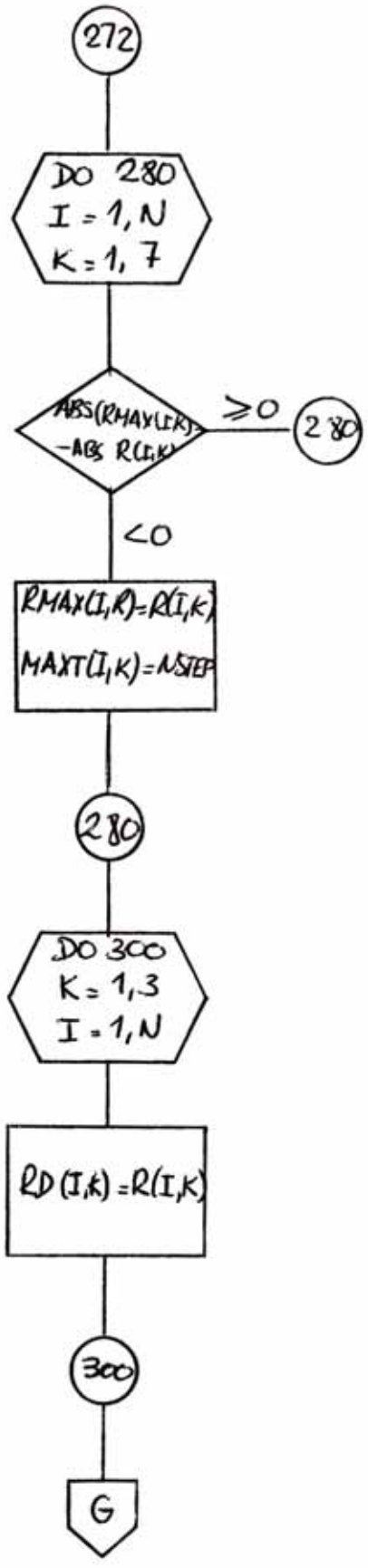
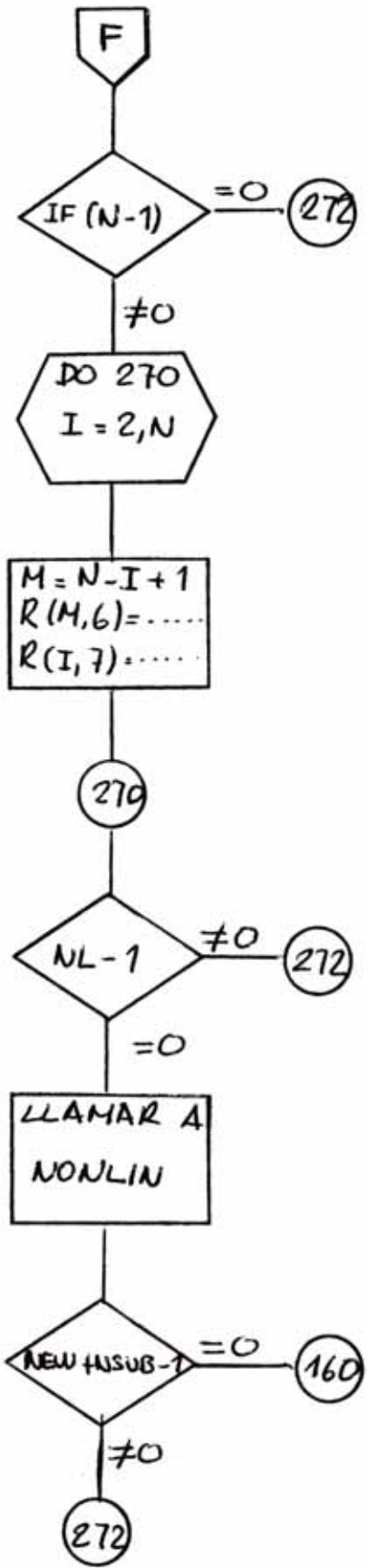


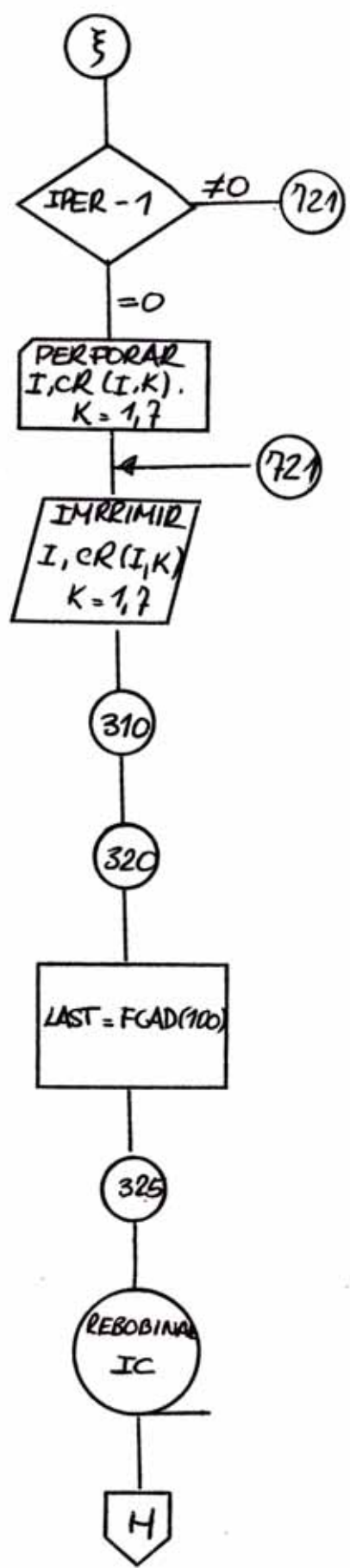
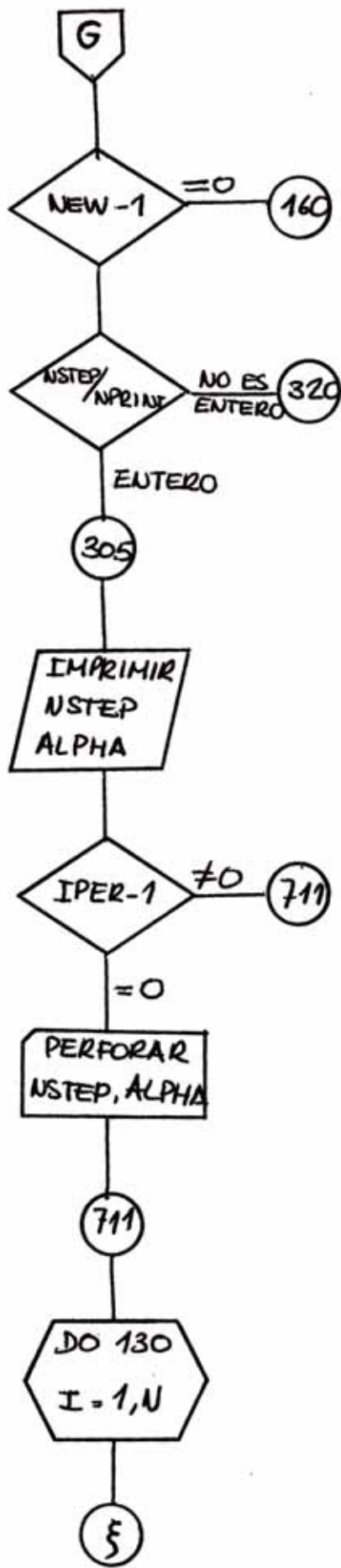


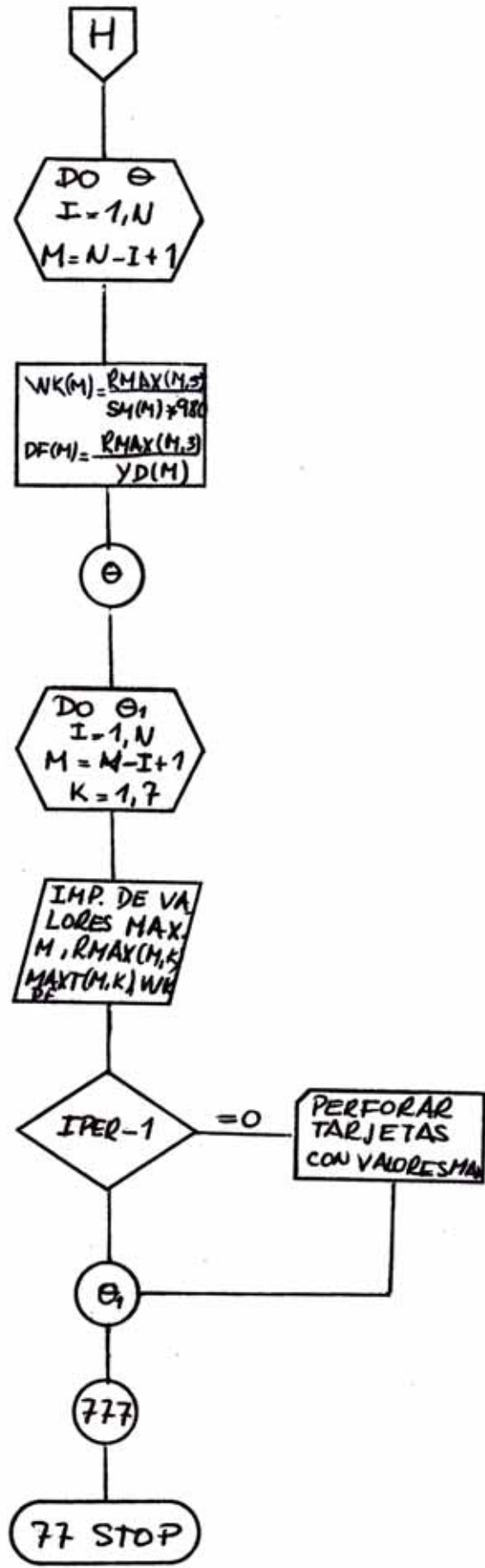














## 5.5 Programas de Graficación

Este grupo de programas usan una subrutina común DIBT 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.

### 5.5.1 Subrutina DIBT

Consiste en elaborar una matriz en la que cada uno de sus elementos es  $\delta$ . 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.

### 5.5.2 Definición de Variables

TIT = Conjunto de títulos que aparecerán como encabezamientos

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.

Tt = Valores de tiempos correspondientes al segundo sismo.

## 6 RESULTADOS Y ANALISIS COMPARATIVO

## 6.1

Se han calculado 45 matrices de rigidez para los 45 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 masa 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 respuestas para los dos sismos.

## 6.2 Datos de Ingreso para el Cálculo de la Matriz de Rigidez

- Cuadro de columnas
- Luces entre columnas.
- Números de pisos y alturas
- Suma de rigideces de columnas.
- Inercia de muros
- Areas de Muros



### 6.3 Matrices de rigidez para los 45 edificios

#### 6.4 Resultados de la aplicación del método HOLZER para los 45 edificios

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

6.5 Resultados de la aplicación 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 '



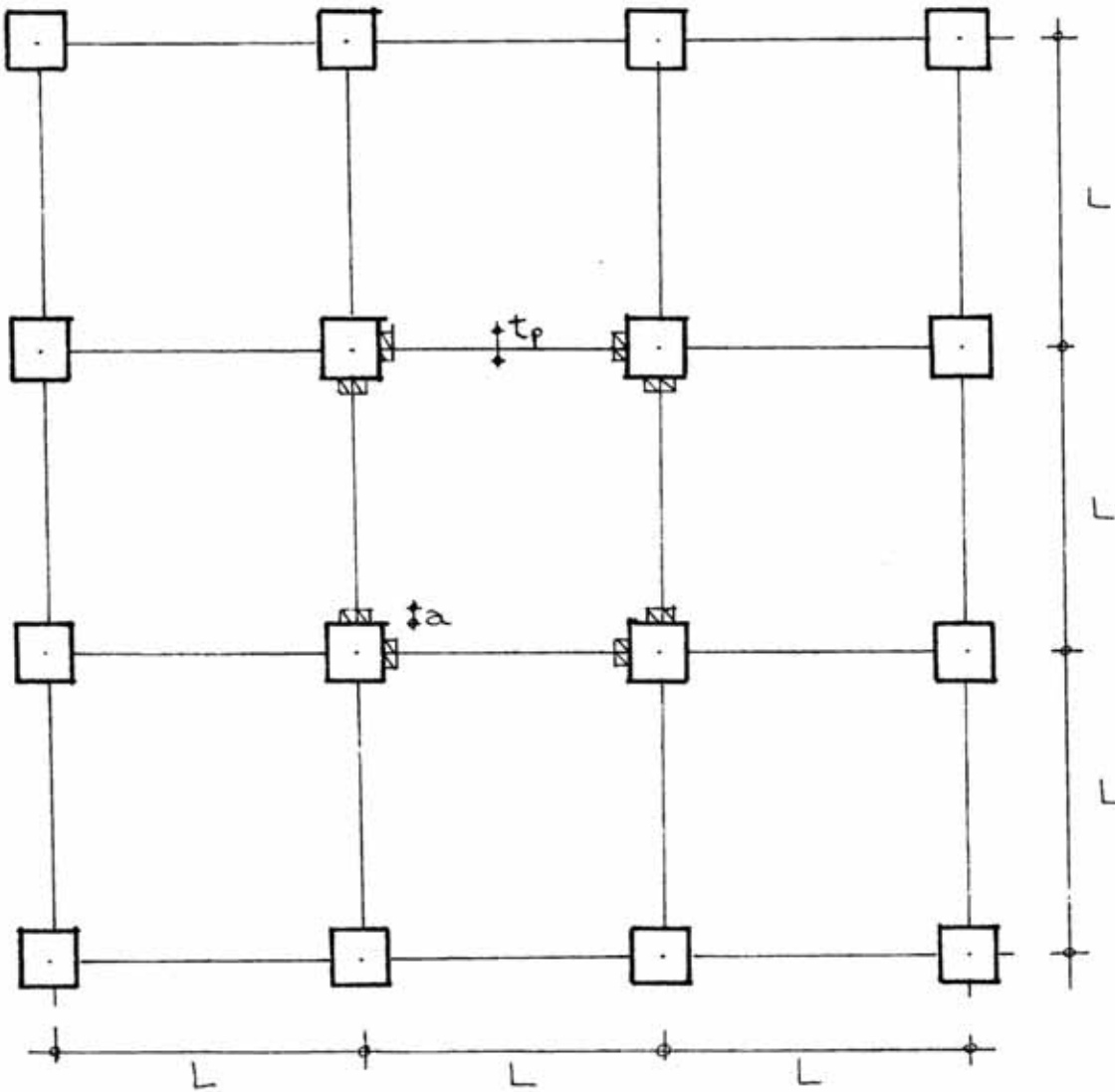


Fig.6.1

$$N = 01$$

$$L = 6\text{m.}$$

$$a = 0.6\text{m.}$$

$$t_p = 0.25\text{m.}$$

6.5.1 L = 6m

N = 01

TERREMOTO " EL CENTRO "

- Valores instantáneos
- Valores máximos

L = 6

TERREMOTO "KENKEN"

- Valores instantáneos
- Valores máximos



6.5.1.1 Gráficos comparativos de los valores instantáneos y los valores máximos para los dos terremotos

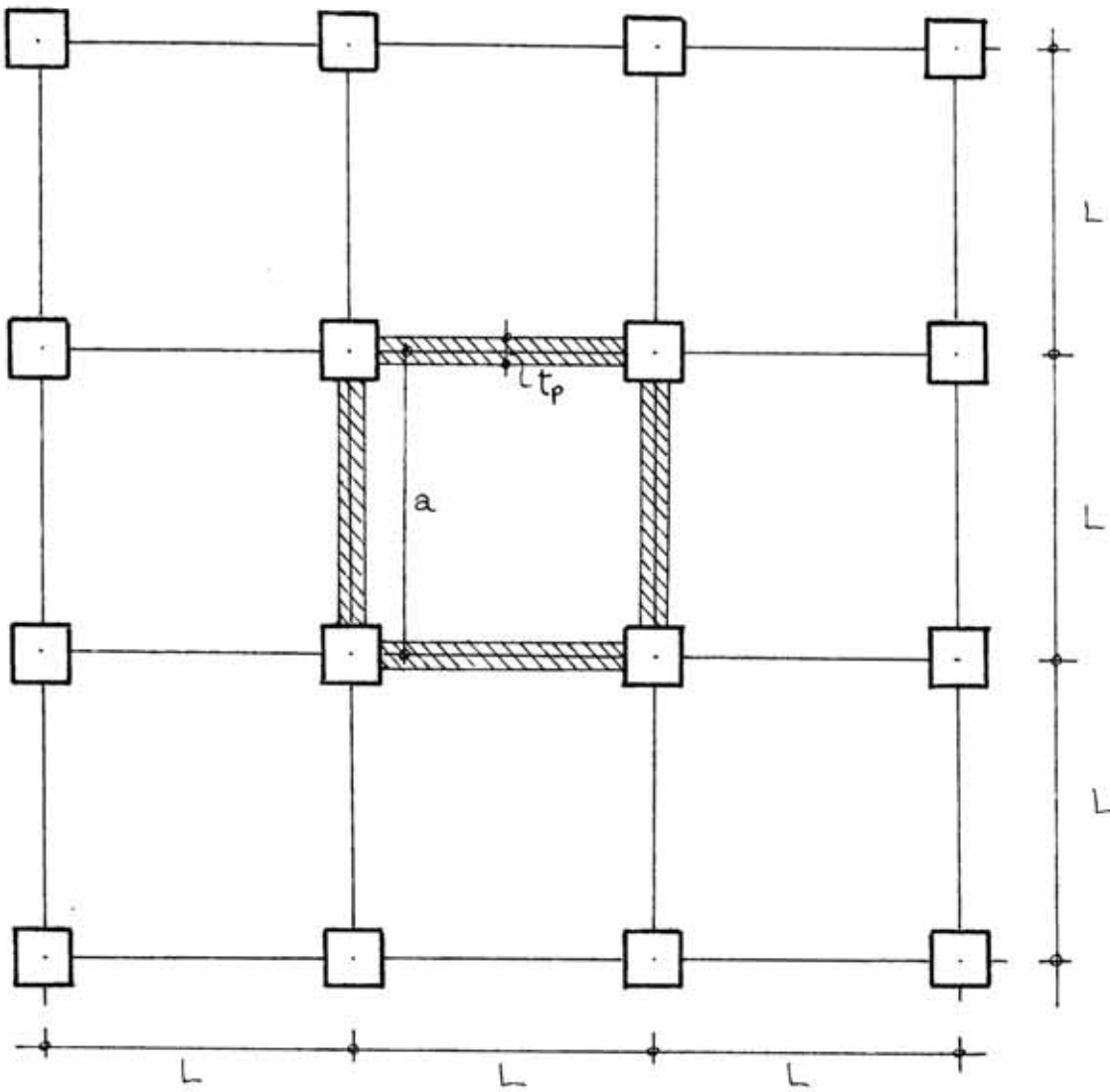


Fig. 6.2

$$N = 05$$

$$L = 6\text{m.}$$

$$a = 6\text{m.}$$

$$t_p = 0.25\text{m.}$$

6.5.2 = L = 6m.

N = 05

TERREMOTO " EL CENTRO "

- Valores instantáneos

- Valores máximos

L = 6m.

TERREMOTO "KENKEN"

- Valores instantáneos
- Valores máximos



6.5.2.1 Gráficos comparativos de los valores instantáneos y los valores máximos para los dos terremotos

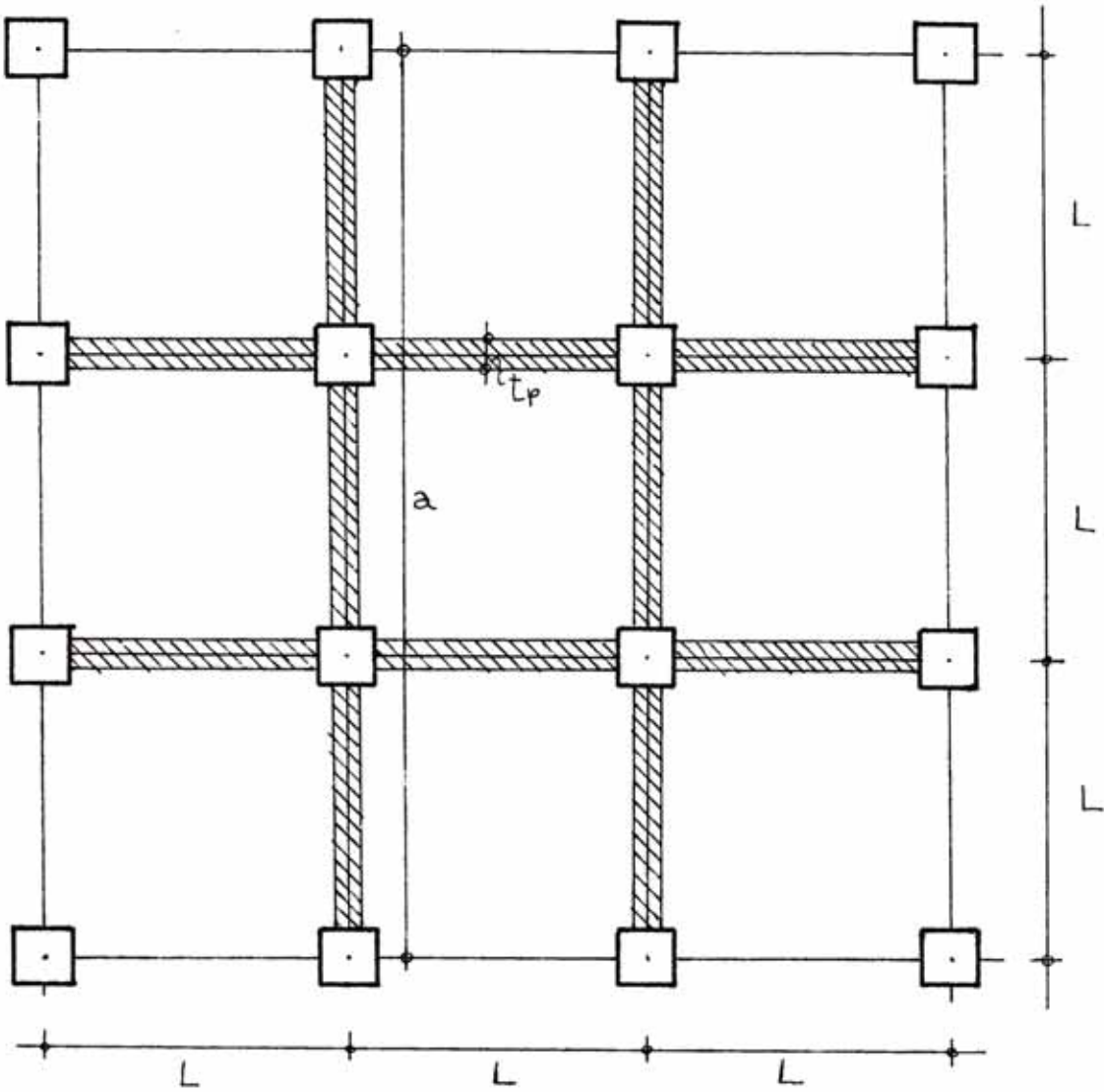


Fig.6.3

$$N = 15$$

$$L = 6\text{m.}$$

$$a = 18\text{m.}$$

$$tp = 0.25\text{m.}$$

6.5.3 L = 6

N = 15

TERREMOTO "EL CENTRO"

- Valores instantáneos

- Valores máximos

L = 6m.

TERREMOTO "KENKEN"

- Valores instantáneos

- Valores máximos



6.5.3.1 Gráficos comparativos de los valores instantáneos y los valores máximos para los dos terremotos

## 7 C O N C L U S I O N E S

- Todos los modelos de diseño antisísmico requieren de asunciones en mayor o menor grado, por lo cual siempre hay un grado relativo de incertidumbre sobre los resultados.
- Los diseños estáticos presuponen cargas horizontales correspondientes a formulas 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 enlazarlo para estimar los cambios de no linealidad.
- 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 forma que en sismos moderados se comporten 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 procurar que el diagrama esfuerzo-deformación tenga un quiebre suavizado antes de entrar francamente al rango plástico.
- Se recomienda al 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. Yamashiro R. .- "Dimensiones Preliminares de columnas de concreto armado"
- George W. Housner 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 No.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 F. .- 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 No.19"
- S.F. Masri y L.I. Yang .- "Earthquake Response of Systems Provided Nonlinear Auxiliary Mass Dampere" 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. .- "Influene of Shear Walls in Reinforced Concrete Structures"
- ACI Publication St.36. .- "Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces"