

**Universidad Nacional de Ingeniería**

**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**



**MÉTODOS DINÁMICOS DE ANÁLISIS SISMICO**

**T E S I S**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**PEDRO PASCUAL MORALES MARCOS**

**LIMA ★ PERU ★ 1976**

## INDICE

	Pág.
INTRODUCCION -----	1-1
II METODOS ELASTICOS DE ANALISIS -----	
II.1 Respuesta Dinámica de Estructuras Elásticas li- neales de un grado de libertad -----	2-1
II.1.1 Introduccion -----	2-1
II.1.2 Respuesta Dinámica de una estructura lineal - de un grado de libertad -----	2-2
II.1.3 Espectros de Respuesta -----	2-6
II.1.4 Métodos Numéricos de Evaluación de Respuestas Espectrales -----	2-9
II.2 Determinación de Frecuencias y Formas de Modos de Vibración -----	2-10
II.3 Análisis Dinámico de Estructuras de varios gra- dos de libertad -----	2-15
II.3.1 Análisis Modal -----	2-15
II.3.2 Método Tiempo-Historia -----	2-20
II.3.3 Método Espectral -----	2-23
II.3.3.1 Cálculos de desplazamiento, -----	2-23
II.3.3.2 Fuerza cortante máximo en la base y distribu- ción a lo alto de la edificación -----	2-27

	Pág.
III METODOS INELASTICOS DE ANALISIS -----	
III.1.1 Curvas Características de Carga-Deformación de los Elementos Estructurales de uso co- rriente -----	3-1
III.1.1.1 Comportamiento Dinámico de Pórticos, Vigas y Uniones Vigas-Columna de Concreto Arma- do -----	3-1
III.1.1.2 Comportamiento Dinámico de Marcos de Acero -----	3-3
III.2 Necesidad de procedimientos de diseño inelás- tico -----	3-4
III.3 Modelo del Edificio Aporticado y Métodos de A- nálisis -----	3-5
III.3.1 Introduucción -----	3-5
III.3.2 Modelo del edificio aporticado -----	3-6
III.3.2.1 Pórticos y Uniones Viga-Columna de Concre- to Armado -----	3-7
III.3.2.2 Elementos de acero -----	3-8
III.3.3 Métodos de Análisis -----	3-9
III.3.3.1 Respuesta de Sistemas No Lineales de un - Grado de Libertad -----	3-9
III.3.3.2 Método de la Aceleración Lineal -----	3-11
III.3.3.3 Estabilidad del Método Numérico emplea - do -----	3-13

	Pag .
III.4 Aplicaciones -----	3-15
IV RESPUESTA DE EDIFICIOS DISEÑADOS POR NORMAS DE DISEÑO ANTISISMICO -----	
IV.1 Introducción -----	4-1
IV.2 Función Principal de los Códigos de Diseño -----	4-3
IV.3 Riesgos Sismicos -----	4-6
IV.4 Frecuencia natural -----	4-8
IV.5 Amortiguamiento -----	4-9
IV.6 Análisis Elástico Espectral -----	4-12
IV.6.1 Introducción -----	4-12
IV.6.2 Métodos de Análisis elástico empleado en los Códigos -----	4-14
IV.7 Análisis espectral incluyendo en forma simple el comportamiento inelástico -----	4-23
IV.7.1 Introducción -----	4-23
IV.7.2 Métodos de análisis empleado en los códigos: métodos del Factor de Ductilidad y de Igual- dad -----	4-24
IV.7.3 Comentario -----	4-30
V CONCLUSIONES -----	5-1

BIBLIOGRAFIA,

## INTRODUCCION

Los métodos de diseño sísmico resistente pueden dividirse en tres tipos: el método normalizado, el método del coeficiente sísmico y el método de diseño dinámico.

El método normalizado se adopta para tipos de estructuras normalizadas donde sus elementos se estructuran y dimensionan en base a experiencias pasadas de construcciones que han resistido satisfactoriamente fuerzas debido a sismos. Ordinariamente las edificaciones de madera son construídos empleando este método. Consiste en arreglar los elementos antisísmicos, tales como las paredes y refuerzos diagonales, de manera balanceada y utilizando elementos de metal en los nudos.

El método del coeficiente sísmico consiste en reducir las fuerzas dinámicas que actúan en las estructuras durante un sismo a cargas estáticas horizontales y en diseñar dichas estructuras para resistir estas cargas. Este método ha sido usado en el diseño de edificios grandes de madera, en edificios de mediana y baja altura de concreto armado, de acero y compuestos de acero y concreto. La actitud hacia este método está cambiando actualmente debido al considerable daño sísmico sufrido por edificios de concreto armado en los recientes sismos. Este método no toma en cuenta la altura y flexibilidad de la estructura,

la excitación y la respuesta tienen el mismo valor; la estructura, (que podría ser transformador), no da ningún efecto en la respuesta.

El método dinámico estima el tipo de ondas sísmicas que se espera se produzcan en la base del edificio y determina la resistencia sísmica calculando la respuesta a la vibración de la edificación. Este método es empleado para estructuras de edificios muy altos y de especial importancia.

El diseño de resistencia a sismos ha mostrado una transición de métodos empíricos a métodos de coeficiente sísmico y métodos de diseño dinámico, tomando en cuenta gradualmente, el comportamiento de las edificaciones durante los sismos.

La respuesta de una estructura a un movimiento sísmico puede ser escrita :

$$R_{EST} = \text{Función } (M, d, S, E)$$

donde:

- M : Magnitud (tamaño) y mecanismo del origen del sismo
- d : distancia y condiciones del medio de propagación de las ondas
- S : condiciones del suelo.
- E : características de la estructura.

Los factores "M" y "d" pertenecen al campo de la sismología. El foco de un sismo que da efectos severos a una ciudad está generalmente distribuido dentro de una cierta área o sobre un cierto círculo sísmico, y el tamaño (magnitud) del sismo puede ser predicha, no exactamente pero sí en forma aproximada por la comparación de la energía acumulada y la resistencia de los mantos de materiales. Si la intensidad de un sismo puede predecirse, esto puede ser útil en la solución de problemas de ingeniería.

En 1931 y a través de 1932 el Profesor Suehiro, Director del "Instituto de Investigación Antisísmica" fue invitado a los Estados Unidos de Norte América y dictó conferencias sobre "Progreso de la Sismología en el Japón", "Ingeniería Antisísmica" y "Vibración de estructuras debido a movimientos sísmicos". En estas conferencias demandó la necesidad de instalar "Acelerógrafos para movimientos fuertes" con el fin de contar con registros sísmicos para su posterior estudio y discutió la vibración de estructuras considerando el período predominante del suelo. Inmediatamente Estados Unidos estableció en 1932 un proyecto para obtener registros de sismos fuertes, y obtuvieron en el sismo de Long Beach de Marzo de 1933 un registro de aceleraciones con un valor máximo de 0.23 g.

A partir de 1933, Estados Unidos tomó la iniciativa en el estudio de la respuesta dinámica de edificaciones sometidas

a movimientos sísmicos.

El concepto de "Respuesta Espectral", (Ploteo de respuesta máxima para un factor de amortiguamiento dado y un espectro de frecuencia), fue primeramente introducido por Benioff (1934) y refinado por Blot (1941). El Profesor Housner (1953) y el Profesor Hudson (1956) desarrollaron el método dinámico de Diseño Antisísmico de edificaciones y de estructuras especiales tales como tanques elevados de agua. Mientras los Ingenieros japoneses se dedicaron al estudio y desarrollo de métodos de análisis para edificaciones sometidas a cargas estáticas laterales, así el Dr. Muto extendió el método del Profesor Naito desarrollando el método de los valores "D" (factor de distribución para las fuerzas cortantes de entrepisos).

Al mismo tiempo la observación de las vibraciones producidas por explosiones y por ensayos en mesas vibratoras han producido muchos datos de interés.

Cuando el método de diseño utilizando respuesta espectral no es suficiente debe utilizarse la técnica del método dinámico "Tiempo-Historia".

Considerando la importancia de la "Respuesta Espectral", debe obtenerse de él una cantidad máxima de información. Recientemente se han hecho estudios de la respuesta espectral como una función del tiempo. (Pérez, 1973; Trifunac, 1971; Hays y o-



tros, 1973; Blume y asociados, 1973).

Actualmente se emplean dos procedimientos para el diseño de estructuras resistentes a sísmos, particularmente relacionados con la determinación de las cargas sísmicas:

- i) La aproximación cuasi-estática.- Este método que ha sido adoptado por la mayoría de los códigos de edificaciones, usa una serie de fuerzas estáticas aplicadas horizontalmente para simular el efecto de las cargas sísmicas. La distribución de la fuerza cortante de diseño a través de la estructura es similar a la de cortes máximos obtenidos mediante un análisis dinámico. Sin embargo sus magnitudes son elegidos arbitrariamente, los valores escogidos han sido influenciados grandemente por el buen juicio y la experiencia. Las fuerzas de diseño especificadas por la mayoría de los códigos son generalmente más pequeñas que los correspondientes valores máximos que se obtendrán por un análisis dinámico elástico. Las estructuras diseñadas para tales fuerzas tendrán, generalmente, algunos miembros desarrollando esfuerzos de fluencia bajo condiciones sísmicas severas.

Este método, aunque más empírico que racional, seguirá en uso para la mayoría de estructuras comunes en vista de su simplicidad y por el hecho de que muchas estructuras diseñadas en base a este método han tenido un comportamiento satisfactorio cuando han sido solicitadas por sismos severos.

- ii) Análisis dinámico.- Esta aproximación requiere que la estructura sea idealizada como un conjunto de masas interconectadas por resortes y por elementos de amortiguamiento.

La respuesta dinámica de tal sistema para un registro aceleración-tiempo de un sismo particular se obtiene en forma conveniente con un computador digital o analógico. Si el sismo es severo, las fuerzas calculadas en algunas partes de tal estructura generalmente excederán su capacidad de fluencia. Un análisis que toma en cuenta la respuesta inelástica será, entonces, el indicado si se dispone de un buen estimado de la ductilidad requerida así como de las deflexiones laterales máximas a ser obtenidas. Tal análisis, a pesar de ser claramente necesario para estructuras grandes e importantes, en el presente, no es practicable generalmente por la limitada disponibilidad de los programas de computación y de las com

putadoras, y el relativamente alto tiempo de computación requerido para el análisis, y la dificultad de predecir el carácter del movimiento sísmico que ocurrirá en un lugar determinado.

El estudio actual del análisis dinámico está enfocado hacia la fuerza de excitación sísmica que llega a la estructura - considerando las características del suelo y de la estructura - (rigidez, resistencia, ductilidad, masas, dimensiones). Este estudio puede ser hecho por medio de pruebas con explosiones, junto con la observación de sismos y análisis usando la computadora.

En los Capítulos II y III se estudian los métodos dinámicos de análisis sísmico Elástico e Inelástico. En base al fundamento teórico de los Capítulos II y III se estudian y discute la respuesta de edificaciones diseñadas por Normas de Diseño Antisísmico. Y finalmente en el capítulo V se concluye discutiendo los procedimientos corrientes de oficinas de Diseño Estructural con los procedimientos usados actualmente en investigación, y se hace hincapié en la necesidad de difundir los conocimientos teóricos de los métodos dinámicos de manera de que los ingenieros estructurales que usen los Códigos de Diseño estén en mejores condiciones para una buena interpretación conociendo las limitaciones que involucran las fórmulas de diseño especificados en los códigos.

## C A P I T U L O    I I

### MÉTODOS ELÁSTICOS DE ANÁLISIS

#### 11.1. RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS ELÁSTICAS LINEALES DE UN GRADO DE LIBERTAD.

##### 11.11. INTRODUCCION.-

Actualmente el estudio de la respuesta dinámica de estructuras elásticas lineales sometidas a movimientos sísmicos, se hace principalmente mediante dos métodos.

El primero denominado Método Tiempo-Historia, consiste en la elaboración de un modelo teórico elástico lineal de la estructura en estudio y el cálculo de su respuesta dinámica exacta para un movimiento sísmico de la cimentación, el que se supone conocido.

El segundo denominado método de Espectros de Respuesta, el cual permite separar las características de los sismos de aquellas de las estructuras. Es un procedimiento general aproximado, ampliamente usado en el diseño sísmico de estructuras corrientes y empleado también en el diseño preliminar de estructuras especiales tales como edificios de gran altura y plantas nucleares; que por sus altas inversiones justifican un análisis -

más preciso a través del método Tiempo-Historia.

En el análisis de estructuras lineales de varios grados de libertad, se observa que la respuesta dinámica puede obtenerse a través de la superposición de las respuestas de los modos normales de vibración y que la solución de un modo de vibración cualquiera puede expresarse de igual manera que para un oscilador lineal de un grado de libertad.

Las razones anteriores indican la importancia que tiene el estudio de la respuesta dinámica de estructuras elásticas lineales de un grado de libertad y en particular sus Espectros de Respuesta.

### 11.1.2 RESPUESTA DINÁMICA DE UNA ESTRUCTURA LINEAL DE UN GRADO DE LIBERTAD

Cuando la base de la estructura es solicitada por un movimiento de características generales cuya aceleración es  $\ddot{x}_g$ , la ecuación diferencial de movimiento se reduce a:

$$m \ddot{x}_r(t) + c \dot{x}_r(t) + k x_r(t) = - m \ddot{x}_g(t) \quad (2-1)$$

donde el "•" denota diferenciación con respecto al tiempo,

$- m \ddot{x}_g(t)$  representa la fuerza de inercia debido al movimiento de la base aplicada como una fuerza de excitación a la masa "m" del sistema, y

$x_r(t)$  es el desplazamiento relativo de la masa "m" respecto a la base.

Generalmente  $x_g(t)$  es la componente horizontal de la aceleración de la base que se asume igual a la aceleración del suelo e idéntica al registro de aceleración obtenida mediante un acelerógrafo para movimientos fuertes durante un sismo.

Dividiendo la ecuación (2-1) entre m resulta :

$$\ddot{x}_r(t) + 2b w_1 \dot{x}_r(t) + w_1^2 x_r(t) = - \ddot{x}_g(t) \quad (2-2)$$

donde

$$w_1^2 = \frac{k}{m} \quad \text{es la frecuencia natural no amortiguada,}$$

$$T = \frac{2\pi}{w_1} \quad \text{es el período natural, y}$$

$$b = \frac{c}{c_{cr.}} = \frac{c}{2\sqrt{k m}} \quad \text{es la fracción del amortiguamiento crítico.}$$

La respuesta de desplazamiento relativo,  $x_r(t)$ , puede ser evaluada mediante la integral de Duhamel.

Considerando condiciones iniciales  $x_r(t=0) = 0$ ,  $\dot{x}_r(t=0) = 0$ , el desplazamiento relativo de la base en un instante de tiempo  $t > 0$  queda dado por:

$$x_r(t) = - \frac{1}{w_1^1} \int_0^t x_g(\tau) e^{-b w_1(t-\tau)} \sin w_1^1(t-\tau) d\tau \quad (2-3)$$

donde  $w_1^1 = w_1 \sqrt{1-b^2}$  es la frecuencia natural amortiguada.

De la ecuación (2-3) se aprecia que la respuesta de desplazamiento relativo de la estructura elástica depende de la frecuencia natural circular,  $w_1$ , de la fracción del amortiguamiento crítico,  $b$ , y de la naturaleza del movimiento de la base,  $x_g$ .

El desplazamiento relativo  $x_r(t)$  es importante en el diseño sísmico porque los esfuerzos en la estructura son directamente proporcionales a los desplazamientos relativos. La fuerza de corte basal  $V(t)$  (Ver Figura 2-1), ejercida por las columnas sobre el suelo se expresa por:

$$V(t) = K x_r(t) \quad (2-4)$$

Derivando la ecuación (2-3) se obtienen expresiones para la velocidad relativa  $\dot{x}_r(t)$  y para la aceleración absoluta  $\ddot{x}(t)$ .

Por conocimientos de matemáticas :

$$\text{Si } H(t) = \int_a^b f(t, \tau) d\tau, \text{ su derivada respecto a "t" es}$$

$$(2-5) \dots \frac{dH(t)}{dt} = \int_{a(t)}^{b(t)} \frac{dF(t, Z)}{dt} dZ + F(t, b(t)) \frac{db(t)}{dt} - F(t, a(t)) \frac{da}{dt}$$

Definiendo previamente las expresiones siguientes :

$$s = \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b\omega_1(t-\tau)} \operatorname{sen} \omega_1^1(t-\tau) d\tau \quad (2-6)$$

$$c = \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b\omega_1(t-\tau)} \cos \omega_1^1(t-\tau) d\tau \quad (2-7)$$

Derivando respecto al tiempo "t", se tiene :

$$\dot{s} = -b\omega_1 s + \omega_1^1 c \quad (2-8)$$

$$\dot{c} = -b\omega_1 c - \omega_1^1 s + \ddot{x}_g(t) \quad (2-9)$$

La ecuación (2-3) considerando la ecuación (2-6) puede expresarse como:

$$x_r(t) = -\frac{1}{\omega_1^1} s \quad (2-10)$$

$$\text{De donde } \dot{x}_r(t) = -\frac{1}{\omega_1^1} \dot{s} = \frac{b s}{\sqrt{1-b^2}} - c \quad (2-11)$$

$$(2-11) \dots \dot{x}_r(t) = -\int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b\omega_1(t-\tau)} \cos \omega_1^1(t-\tau) - \frac{1}{\sqrt{1-b^2}} \operatorname{sen} \omega_1^1(t-\tau) d\tau$$



La velocidad relativa  $\dot{x}_r(t)$  es importante en el diseño sísmico porque permite evaluar la energía disipada por el oscilador.

De la ecuación (2-11), derivando respecto al tiempo,  $t$ , se tiene:

$$\dot{x}_r(t) = \frac{b}{\sqrt{1-b^2}} \dot{s} - \dot{c}$$

$$\ddot{x}_r(t) = -\frac{b^2 w_1}{\sqrt{1-b^2}} s + b w_1 c + b w_1 c + w_1^2 s - \ddot{x}_g(t)$$

Dado que el desplazamiento absoluto  $x(t)$  de la masa queda expresado por:

$$x(t) = x_r(t) + x_g(t)$$

La aceleración absoluta queda dada por:

$$\ddot{x}(t) = \ddot{x}_r(t) + \ddot{x}_g(t)$$

$$\ddot{x}(t) = w_1 \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b w_1 (t-\tau)} \frac{1+2b^2}{\sqrt{1-b^2}} \text{sen} w_1^1 (t-\tau) + 2b \text{cos} w_1^1 (t-\tau) d\tau$$

La aceleración absoluta  $\ddot{x}(t)$  es importante para medidas experimentales ya que es la cantidad más simple de medir durante el sismo. Para ello basta colocar un acelerógrafo en la es-

estructura para registrar con buena aproximación la aceleración absoluta  $X(t)$ .

La aceleración absoluta define también la fuerza sísmica sobre la masa  $M$ .

Conociendo el registro "tiempo-aceleración" del movimiento de la base, las ecuaciones (2.10), (2.11) y (2.13) constituyen las ecuaciones básicas del método de análisis "Tiempo-Historia".

Para sistemas con pequeña cantidad de amortiguamiento, las ecuaciones (2-10), (2-11), (2-13) se reducen a:

$$x_r(t) = -\frac{1}{w_1} s = -\frac{1}{w_1} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b w_1 (t-\tau)} \operatorname{sen} w_1 (t-\tau) d\tau \quad (2-15)$$

$$x_r(t) = -c = -\int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b w_1 (t-\tau)} \operatorname{cos} w_1 (t-\tau) d\tau \quad (2-16)$$

$$x(t) = w_1 s = w_1 \int_0^t \dot{x}_g(\tau) e^{-b w_1 (t-\tau)} \operatorname{sen} w_1 (t-\tau) d\tau. \quad (2-17)$$

### 11.1.3 ESPECTROS DE RESPUESTA

Desde el punto de vista del diseño sísmico interesan los valores absolutos máximos (M.V.A.) de las cantidades  $x_r(t)$ ,  $\dot{x}_r(t)$  y  $x(t)$ , dadas por las ecuaciones (2-10), (2-11) y (2-13), que experimenta la masa durante la respuesta sísmica.

Se define el Espectro de Desplazamiento relativo de un sismo como :

$$S_d(b, w_1) = \text{M.V.A.} \left[ X_r(t) \right] \quad (2-18)$$

Es decir, el valor máximo del desplazamiento relativo con respecto a la base que experimenta la masa  $m$  durante durante el sismo.

Análogamente se definen el espectro de velocidad relativa como :

$$S_v(b, w_1) = \text{M.V.A.} \left[ \dot{X}_r(t) \right] \quad (2-19)$$

y el espectro de aceleración absoluta :

$$S_a(b, w_1) = \text{M.V.A.} \left[ \ddot{X}(t) \right] \quad (2-20)$$

Considerando sistemas con pequeña cantidad de amortiguamiento, de las ecuaciones (2-15), (2-16), y (2-17) se tiene :

$$S_d = \left| X_r \right|_{\max} = \frac{1}{w_1} \left| S \right|_{\max} = \frac{1}{w_1} S_v = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (2-21)$$

$$S_v = \left| \dot{X}_r \right|_{\max} = \left| C \right|_{\max} = \left| S \right|_{\max} = S_v \quad (2-22)$$

$$S_a = \left| \ddot{X} \right|_{\max} = w_1 \left| S \right|_{\max} = w_1 S_v = \frac{2\pi}{T} S_v \quad (2-23)$$

Las ecuaciones (2-21), (2-22) y (2-23) constituyen las expresiones básicas del Método de Análisis Espectral.

Generalmente las estructuras corrientes (edificios de concreto armado, de acero, mixtos de concreto y acero, de mampostería) tienen pequeña cantidad de amortiguamiento, (del or-

den del 2 al 20% de amortiguamiento crítico). Por lo tanto para su análisis puede ser suficiente utilizar las ecuaciones (2-15), (2-16) y (2-17) para el método Tiempo-Historia, y las ecuaciones (2-21), (2-22) y (2-23) para el método Espectral.

Los Espectros de Respuesta son el ploteo de las respuestas máximas de un sistema de un grado de libertad sometido a la acción de un sismo dado, variando su período de vibración y permaneciendo constante su coeficiente de amortiguamiento.

El procedimiento para obtener un Espectro de Respuesta se indica gráficamente en la Figura (2-2).

Las estructuras típicas, que son de interés en la Ingeniería civil, se caracterizan por tener períodos naturales de vibración comprendidos entre 0.01 y 4.0 segundos, encontrándose la mayoría de ellas dentro de un intervalo de períodos cortos. Para tomar en cuenta esta distribución en la evaluación de los espectros de respuestas se consideran incrementos menores de períodos en ese rango, digamos por ejemplo, para períodos comprendidos entre 0.50 y 1.50 seg., para períodos comprendidos entre 1.5 y 4 seg. incrementos de 0.1 seg.

Por otra parte las estructuras de interés en Ingeniería se caracterizan por tener coeficientes (fracciones) de amortiguamiento crítico comprendidos entre 0.02 y 0.10 para edificios y 0.05 a 0.20 para obras de tierra. Para cubrir este rango, ge-

neralmente, se eligen los valores 0.0, 0.02, 0.05, 0.10 y 0.20.

#### 11.1.4 METODOS NUMERICOS DE EVALUACION DE RESPUESTAS ESPECTRALES

Varios métodos han sido utilizados en el pasado para calcular espectros de respuestas. Uno de los primeros estaba basado en la integración numérica de la ecuación diferencial que describe un sistema de un grado de libertad. Otro método muy usado fue una aproximación semi-gráfica (Housner, 1941).

El primer cálculo de espectro de respuesta completo fue hecho por Blot (1941) usando un péndulo de torsión, el que se basa en una analogía mecánica. Más tarde un sistema analógico agilizó el proceso e incremento la precisión (Housner y Mc Cann, 1949; Alford y otros, 1951).

La capacidad de los computadores digitales actuales, ha aglizado extraordinariamente los cálculos, basados ya sea en la evaluación de la integral de Duhamel. El esquema de integración de Runge-Kutta de tercer orden ha sido y es aún preferido por muchos investigadores debido a su precisión, estabilidad y ventajas de integración.

Un método basado en la solución analítica exacta de la integral de Duhamel para segmentos lineales sucesivos de excitación resulta ser el más práctico (Iman, 1960). Esta aproximación y su precisión fue descrita en detalle por Nigama y Jennings (1968).

## 11.2 DETERMINACION DE FRECUENCIAS Y FORMAS DE MODOS DE VIBRACION

Los sistemas estructurales comunes generalmente tienen cantidades pequeñas de amortiguamiento, por consiguiente se puede despreciar su influencia en la determinación de frecuencias y formas de modo. Estas características dinámicas son independientes de las fuerzas de excitación que actúan sobre el sistema. Por consiguiente el modelo matemático a considerar se muestra en la figura adjunta,

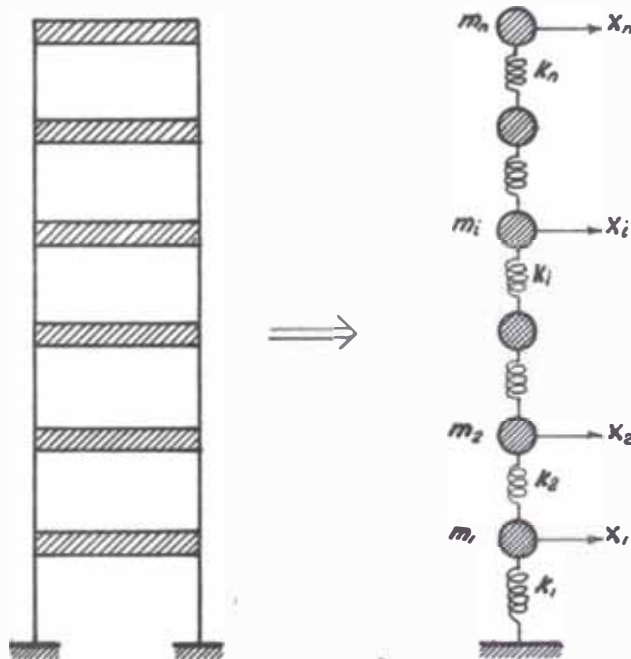


FIG. MODELO MATEMATICO

Aplicando el Principio de D'Alembert se tiene el sistema de ecuaciones diferenciales siguientes:







se normaliza considerando el mayor desplazamiento de sus puntos masas igual a 1.

En la figura adjunta se indican esquemas típicos para las formas de modo de vibración

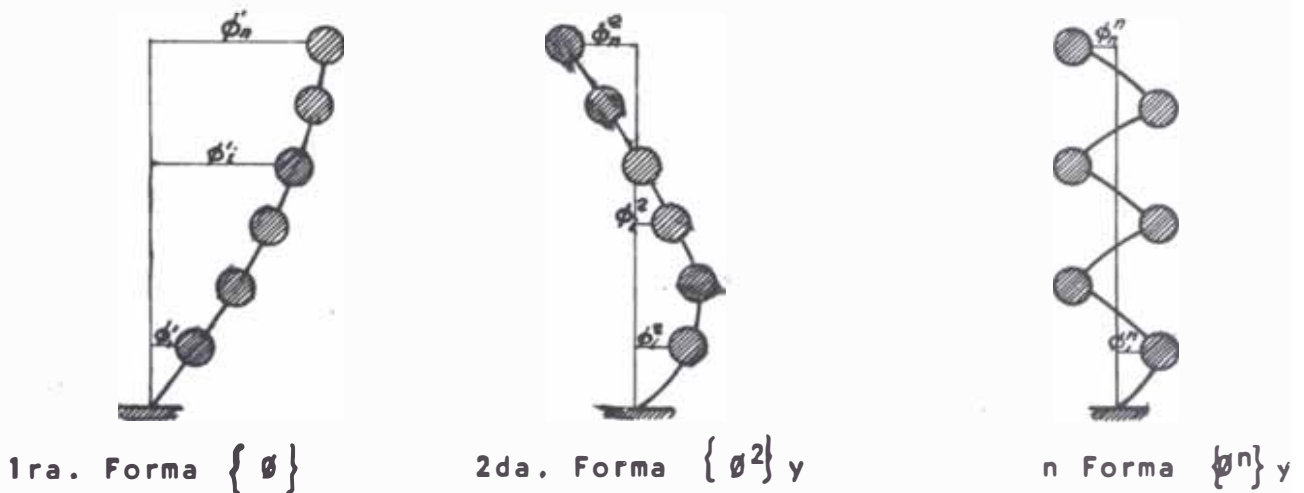


FIG.2 : FORMAS DE MODOS DE VIBRACION

Los vectores correspondientes a los modos de vibración tienen relaciones de ortogonalidad. Siendo las frecuencias correspondientes a los modos "r" y "s" diferentes se tienen:

$$\begin{aligned} \{\phi^s\}^T [M] \{\phi^r\} &= \{0\} \\ \{\phi^s\}^T [K] \{\phi^r\} &= \{0\} \end{aligned} \quad (10) \quad \begin{array}{l} \text{RELACIONES DE} \\ \text{ORTOGONALIDAD} \end{array}$$

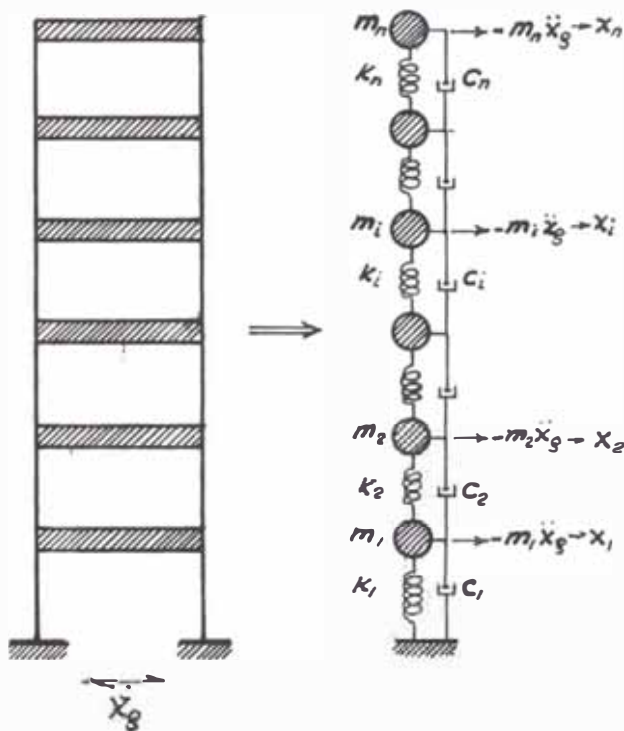
El problema de determinación de las formas de modos de

- 2-14 -

vibración matemática para solución de "eigen valores" y "eigen vectores" respectivamente.

### 11.3 ANÁLISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

#### 11.3.1 Análisis Modal



En el análisis de estructuras lineales de varios grados de libertad, se observa que la respuesta dinámica, puede obtenerse a través de la superposición de las respuestas de los modos normales de vibración y que la solución de un modo de vibración cualquiera puede expresarse de igual forma que para osciladores lineales de un grado de libertad.

Considerando el modelo de la estructura, ver figura:

$$\text{Ec. enésima : } m_i \ddot{x}_i + c_i (\dot{x}_i - \dot{x}_{i-1}) + c_{i+1} (\dot{x}_i - \dot{x}_{i+1}) + K_i (x_i - x_{i-1}) + K_{i+1} (x_i - x_{i+1}) = - m_i \ddot{x}_g \quad (1)$$

El sistema de ecuaciones está dado por :

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = - \ddot{x}_g \{m\} \quad (2)$$

donde  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  y  $x$  son vectores que definen las aceleraciones, ve-

locidades y desplazamientos relativos de las masas concentradas y  $\ddot{x}_g$  es la aceleración del suelo.

Los términos correspondientes a amortiguamiento y vibración forzada se desestiman cuando se calculan las frecuencias naturales y las formas de modo de vibración.

$$[M] \{\ddot{x}\} + [K] \{x\} = 0 \quad (3)$$

Con  $x_\alpha = \vartheta_\alpha \sin w^t$ , en ecuación (3) :

$$[K - mw^2] \{\vartheta\} = 0 \quad (4)$$

$$|K - mw^2| = 0 \quad (5)$$

De la ecuación algebraica (5) se obtienen las frecuencias  $w_i$ , considerando  $w_1 < w_2 < \dots < w_1 < \dots < w_n$

de las ecuaciones (4) con los valores  $w_i$  se obtienen las Formas de modo

$$\{\vartheta^i\} \Rightarrow [\vartheta] = [\vartheta^1 \ \vartheta^2 \ \dots \ \vartheta^1 \ \dots \ \vartheta^n] \quad (6)$$

se considera la siguiente transformación de coordenadas

$$[x] = [\vartheta] \{y\} \quad (7)$$



Considerando la ecuación genérica (1) :

$$m g_i \ddot{y}_i + \gamma_i \dot{y}_i + \alpha_i y_i = - \{\phi^i\}^T \{m\} \ddot{x}_g \quad (9)$$

Dividiendo entre  $m g_i = \{\phi^i\}^T [M] \{\phi^i\}$  :

$$\ddot{y}_i + 2b_i w_i \dot{y}_i + w_i^2 y_i = - \frac{\{\phi^i\}^T \{m\}}{\{\phi^i\}^T [M] \{\phi^i\}} \ddot{x}_g \quad (10)$$

Definiendo :

$$\text{FACTOR DE PARTICIPACION DE MODO } i = \text{FPM}_i = \frac{\{\phi^i\}^T \{m\}}{\{\phi^i\}^T [M] \{\phi^i\}} \quad (11)$$

Luego en la expresión (10) :

$$\ddot{y}_i + 2b_i w_i \dot{y}_i + w_i^2 y_i = - \text{FPM}_i \ddot{x}_g \quad (10')$$

Aplicando la integral de Duhamel, resolvemos la ecuación (10'):

$$y_i = - \frac{\text{FPM}_i}{w_i'} \int_0^t \ddot{x}_g e^{-b_i w_i' (t - \tau)} \text{Sen } w_i' (t - \tau) d\tau \quad (12)$$

Para edificaciones con amortiguamiento pequeño :  $w_i' = w_i$

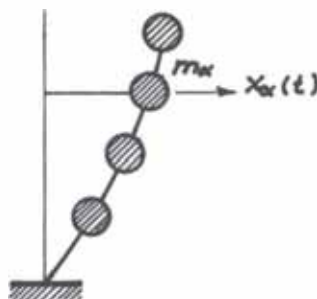
$$Y_i = - \frac{FPM_i}{W_i} \int_0^t \ddot{x}_g e^{-b_i W_i (t-\tau)} \text{Sen } W_i (t-\tau) d\tau \quad (13)$$

Los desplazamientos asociados a los modos de vibración-  
están dado por :

$$\{X(t)\} = [\phi] y(t) \quad (7)$$

Para la masa  $\alpha$  (de nivel  $\alpha$ ), se tiene :

$$X_\alpha(t) = \sum_{i=1}^n \phi_\alpha^i y_i \quad (14)$$



Considerando la ecuación (13) :

$$X_\alpha(t) = - \sum_{i=1}^N \phi_\alpha^i \frac{FPM_i}{W_i} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b_i W_i (t-\tau)} \text{Sen } W_i (t-\tau) d\tau \quad \dots\dots (15)$$

donde  $i = 1, 2, \dots, N$  (número de modos de vibración -  
considerados).

Para edificaciones con amortiguamiento pequeño :

$$x_{\alpha}(t) = - \sum_{l=1}^N \phi_{\alpha}^l \frac{FPM_l}{W_l} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b_l W_l (t-\tau)} \text{sen} W_l (t-\tau) d\tau \quad \dots (16)$$

La expresión (16) expresa el desplazamiento relativo de respuesta de sistemas con varios grados de libertad debido a movimientos en la base ocasionado por sismos.

Se aprecia que el problema de la respuesta sísmica es controlada por las características de la distrubancia del suelo como se expresa en el término de la integral y por las características de la estructura. Las características estructurales son definidas por las FORMAS DE MODO y PERIODOS, que son funciones de la distribución de masas y rigideces de la estructura y de los valores modales de amortiguamiento. Las formas de modo pueden ser evaluadas por el procedimiento matricial indicado o utilizando métodos numéricos de Stodola y de Holzer. Para evaluar el amortiguamiento deberá ser basado sobre resultados de experimentos.

### 11.3.2 Método Tiempo-Historia

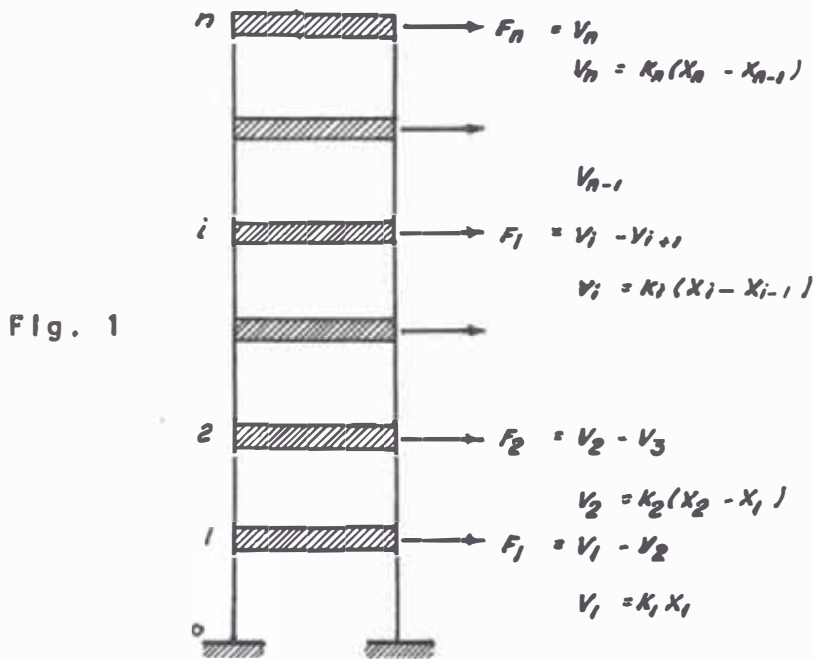
#### Determinación de desplazamiento, fuerzas de inercia, Cortantes y Momentos flectores debido a Sismos

El desplazamiento relativo respecto a la base de la estructura se determina utilizando la ecuación (15) ó (16).



$$x_{\alpha}(t) = - \sum_{i=1}^N \phi_{\alpha}^i \frac{F P M_i}{w_i} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b_i w_i (t-\tau)} \text{sen } w_i^d (t-\tau) d\tau \dots (16)$$

Conociendo el desplazamiento relativo  $x_{\alpha}(t)$  mediante la ecuación (15), se puede conocer la fuerza dinámica o sísmica efectiva que actúa sobre cada masa en cualquier tiempo  $t$ .



$$F_1 = (K_1 + K_2)X_1 - K_2 X_2$$

$$F_2 = -K_2 X_1 + (K_2 + K_3)X_2 - K_3 X_3$$

$$F_i = -K_i X_{i-1} + (K_i + K_{i+1})X_i - K_{i+1} X_{i+1}$$

$$F_n = -K_n X_{n-1} + K_n X_n$$

$$\{F(t)\} = [K] \{X\} \quad (17)$$

El cortante de entrepiso  $V(t)$  se obtiene sumando las fuerzas de inercia  $F_i$  estáticamente desde el nivel superior.

$$\begin{Bmatrix} V_1(t) \\ V_2(t) \\ \vdots \\ V_l(t) \\ \vdots \\ V_n(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & \dots & \dots & \dots & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 & \dots & \dots & 1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & \dots & 1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ \vdots \\ F_l(t) \\ \vdots \\ F_n(t) \end{Bmatrix} \quad (18)$$

$$\{V(t)\} = [S] \{F(t)\} \quad (18')$$

donde  $[S]$  es la matriz de sumación correspondiente.

MOMENTOS FLECTORES:

De la FIGURA 1:

$$M_{n-1} = h_n F_n(t) = h_n V_n(t)$$

$$M_{n-2} = (h_n + h_{n-1}) F_n + h_{n-1} F_{n-1} = h_n V_n + h_{n-1} V_{n-1}$$

$$M_{l-1} = h_l V_l + h_{l+1} V_{l+1} + \dots + h_{n-1} V_{n-1} + h_n V_n$$

$$M_0 = h_1 V_1 + h_2 V_2 + \dots + h_n V_n$$

$$\begin{Bmatrix} M_0(t) \\ M_1(t) \\ \vdots \\ M_{i-1}(t) \\ \vdots \\ M_{n-1}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1 & h_2 & \dots & h_{n-1} & h_n \\ 0 & h_2 & \dots & h_{n-1} & h_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & h_i & h_{i+1} & h_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & h_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_1(t) \\ V_2(t) \\ \vdots \\ V_i(t) \\ \vdots \\ V_n(t) \end{Bmatrix} \quad (19)$$

$$\{M(t)\} = [H] \{V(t)\} \quad (19')$$

Las ecuaciones (16), (17), (18), (19) constituyen las ecuaciones básicas del método de análisis TIEMPO-HISTORIA.

### 11.3.3 Método Espectral

#### 11.3.3.1 Cálculo de desplazamiento

En el análisis de estructuras de varios grados de liber  
tad se observa que la respuesta dinámica puede obtenerse a tra  
vés de la superposición de las repuestas de los modos normales  
de vibración. Por lo tanto si disponemos de espectros de res-  
puestas máxima para cada modo de vibración y utilizando una -  
combinación adecuada de ellos podemos estimar la respuesta -  
máxima probable.

Teniendo en cuenta que el desplazamiento horizontal de  
la masa  $M_\alpha$ , (nivel  $\alpha$ ), está dado por:

$$x_{\alpha}(t) = \sum_{i=1}^n \phi_{\alpha}^i y_i \quad (1)$$

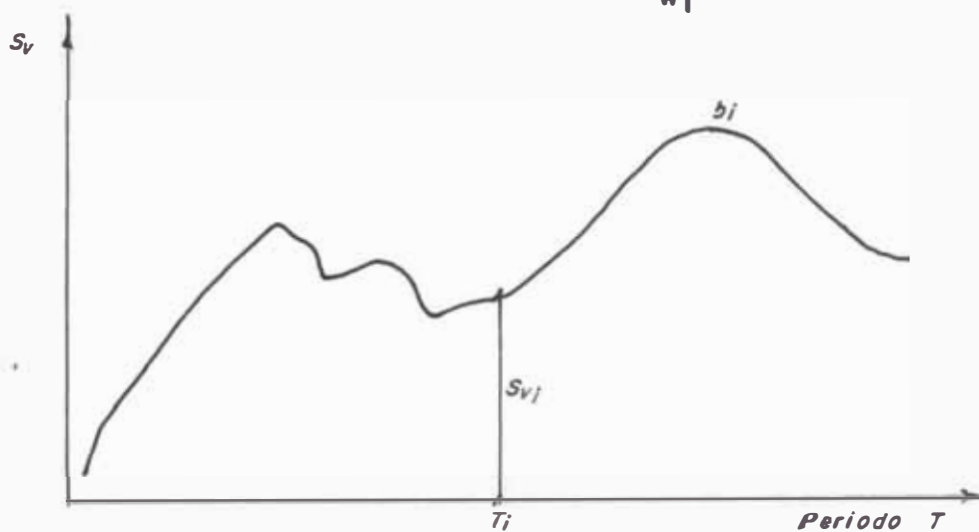
considerando el modo de vibración "i", se tiene:

$$x_{\alpha}^i = \phi_{\alpha}^i y_i \quad (2)$$

$$\text{donde } y_i = - \frac{FPM_i}{W_i} \int_0^t \ddot{x}_g e^{-b_i W_i(t-\tau)} \text{sen } w_i(t-\tau) d\tau \quad (3)$$

Conociendo el Espectro de respuesta de un sismo particular, digamos el espectro de velocidad, se puede encontrar el valor máximo de  $y_i$  :

$$Y_i = FPM_i \frac{S_{v_i}}{W_i} \quad (4)$$



ESPECTRO DE RESPUESTA DE VELOCIDAD

Y reemplazando en (2) :

$$x_{\alpha}^i = \phi_{\alpha}^i F P M_i \frac{S_{v1}}{W_i} \quad (5)$$

En la ecuación (5)  $x_{\alpha}^i$  expresa el desplazamiento máximo de la masa  $m_{\alpha}$  considerando el modo de vibración  $i$ ésimo.

Para estimar la respuesta máxima probable se reconoce - que la simple adición de las respuestas máximas siempre excederá el valor de la máxima respuesta real, debido a que las respuestas máximas correspondientes a los modos de vibración se producen en tiempos diferentes, por lo tanto este criterio de la suma absoluta será conservador. Un criterio bastante utilizado es la "raíz media cuadrática". Se conoce además que la influencia de los altos modos de vibración es generalmente pequeña y es suficiente para fines prácticos considerar solamente - los tres primeros modos de vibración.

Como los modos altos proporcionan efectos diferentes a distantes alturas, un mejor criterio sería el sumar una fracción específica, digamos un 50%, de las respuestas máximas correspondientes al 2º y 3er modo de vibración al primer modo de vibración y obtener así un estimado de la respuesta total.

Recientemente han propuesto el criterio de considerar - la media aritmética de la "Suma absoluta" y de la "raíz cuadrá

tica".

Resumiendo se tiene:

CRITERIO 1 : "SUMA ABSOLUTA DE LOS MAXIMOS CORRESPONDIENTES A CADA MODO DE VIBRACION"

$$X_{\alpha} = X_{\alpha}^1 + X_{\alpha}^2 + \dots + X_{\alpha}^N = \sum_{i=1}^N X_{\alpha}^i \quad (6)$$

CRITERIO 2 : "RAIZ MEDIA CUADRATICA"

$$X_{\alpha} = \sqrt{(X_{\alpha}^1)^2 + (X_{\alpha}^2)^2 + \dots + (X_{\alpha}^N)^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (X_{\alpha}^i)^2} \quad (7)$$

CRITERIO 3 : "AÑADIR A LA RESPUESTA DEL 1er MODO DE VIBRACION FRACCIONES ESPECIFICAS DE LAS RESPUESTAS DE LOS OTROS MODOS"

$$X_{\alpha} = X_{\alpha}^1 + f X_{\alpha}^2 + \dots + f X_{\alpha}^N \quad (8)$$

CRITERIO 4 : MEDIA ARITMETICA DE LA "SUMA ABSOLUTA" Y DE LA "RAIZ MEDIA CUADRATICA"

$$X_{\alpha} = \frac{\sum_{i=1}^N X_{\alpha}^i + \sqrt{\sum_{i=1}^N (X_{\alpha}^i)^2}}{2}$$

donde N = es el número de modos de vibración a considerarse

### 11.3.3.2 Fuerza Cortante Máximo en la base para el modo de vibración iésimo y distribución a lo alto de la edificación

Conociendo el Espectro de respuesta para un sismo particular, digamos espectro de velocidad, se obtiene la respuesta máxima  $S_{V_i}$  a partir del período,  $T_i$ , y fracción de amortiguamiento,  $b_i$ , correspondientes al modo iésimo de vibración.

La aceleración absoluta máxima correspondiente será :

$$(\ddot{y} + \ddot{X}_g)_{\max} = FPM_i W_i S_{V_i}$$

La aceleración absoluta de la masa del nivel k será :

$$\phi_k^i FPM_i W_i S_{V_i}$$

Por consiguiente la fuerza de inercia en ese nivel será:

$$F_k^i = \phi_k^i FPM_i W_i S_{V_i} M_k \quad (10)$$

La fuerza cortante al nivel k será :

$$V_k^i = \sum_{\alpha=k}^n F_{\alpha}^i = \sum_{\alpha=k}^n \phi_{\alpha}^i FPM_i W_i S_{V_i} M_{\alpha} \quad (11)$$

En la base la fuerza cortante será:

$$V_B^i = \sum_{\alpha=1}^n F_{\alpha}^i = FPM_I \cdot W_I \cdot S_{VI} \sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^i m_{\alpha} \quad (12)$$

Además el Factor de Participación del modo de vibración,  $FPM_I$ , está dado por :

$$FPM_I = \frac{\{\phi^i\}^T \{m\}}{\{\phi^i\}^T [M] \{\phi^i\}} = \frac{\sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^i m_{\alpha}}{\sum_{\alpha=1}^n (\phi_{\alpha}^i)^2 m_{\alpha}} \quad (13)$$

Reemplazando en (12), se tiene:

$$V_B^i = \frac{\left( \sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^i m_{\alpha} \right)^2}{\sum_{\alpha=1}^n (\phi_{\alpha}^i)^2 m_{\alpha}} W_I S_{VI} \quad (14)$$

De la expresión (12) se puede definir :

$$m_{\text{efect}}^i = \sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^i m_{\alpha} = \{\phi^i\}^T \{m\} \quad \text{masa efectiva correspondiente al modo de vibración "i".}$$

En ecuación (12) :

$$V_B^i = FPM_I \cdot m_{\text{efect}}^i \cdot W_I \cdot S_{VI} \quad (15)$$



De las ecuaciones (10) y (12) se tiene :

$$F_k^i = V_B^i \frac{\phi_k^i m_k}{\sum_{\alpha=1}^n \phi^i m_{\alpha}} \quad (16)$$

La ecuación (16) nos indica que la fuerza de inercia en el nivel  $k$  y modo de vibración  $i$ ésimo,  $F_k^i$ , está dado por el cortante en la base correspondiente al modo " $i$ " multiplicado por un coeficiente de distribución.

Resumiendo, el procedimiento del análisis espectral incluye los siguientes pasos:

1. Selección del Espectro de Diseño.
2. Determinación de las formas de modo y períodos de vibración que van a ser considerados en el análisis. Generalmente se consideran los correspondientes a los tres primeros modos de vibración.
3. Lectura de la respuesta en el espectro de respuesta para cada período de los modos considerados.
4. Cálculo de los factores de participación de los modos considerados.
5. Combinación de efectos para obtener la respuesta máxima y

probable. (desplazamientos, velocidad o aceleración).

6. Transformación de la máxima respuesta en momentos y cortes. Con estos efectos resultantes la estructura es analizada y diseñada de la misma manera que para fuerzas estáticas.

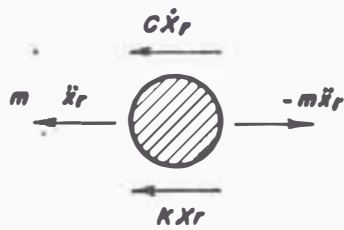
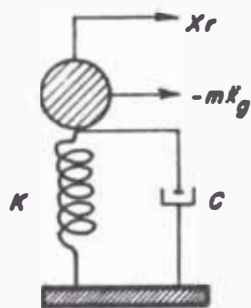
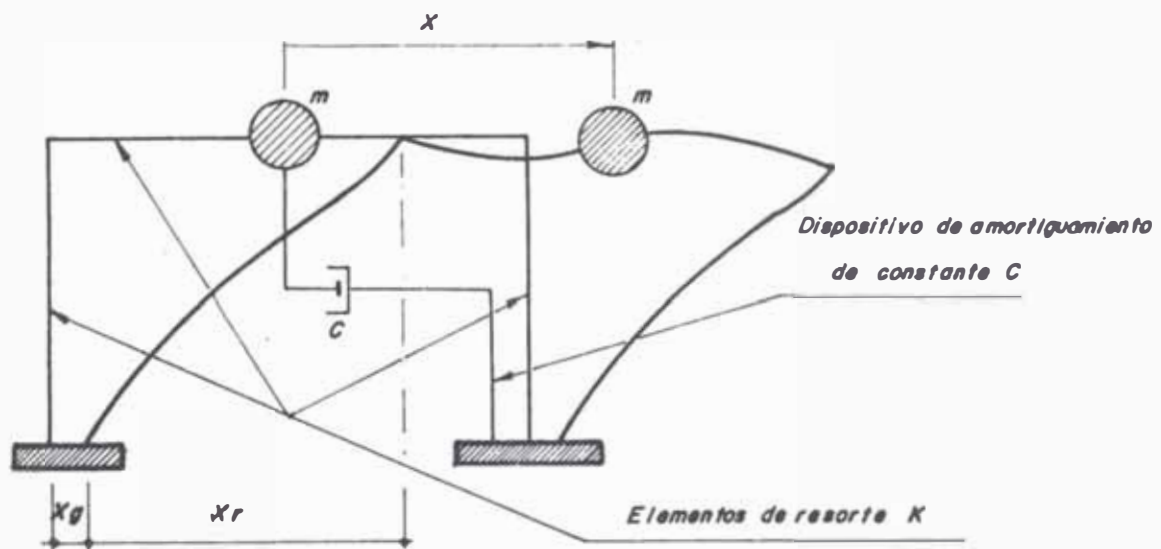
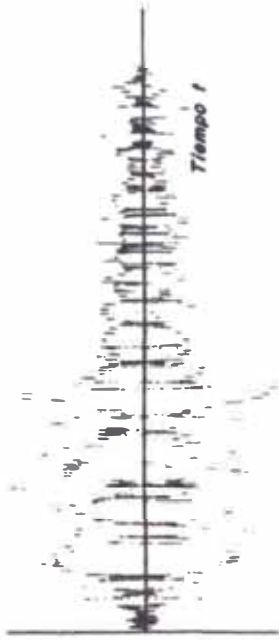
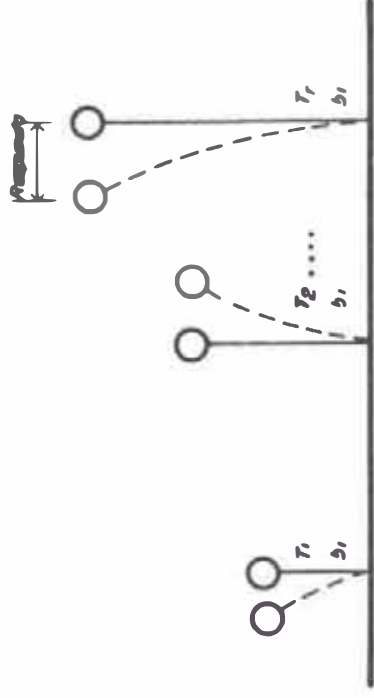


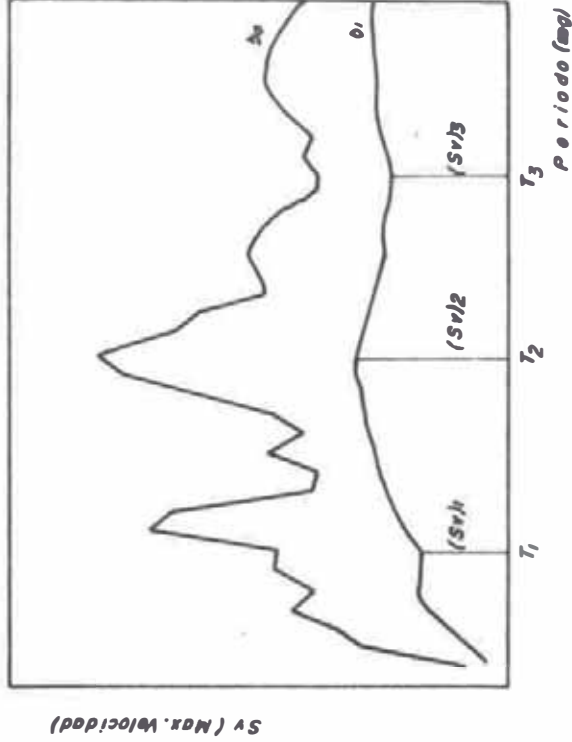
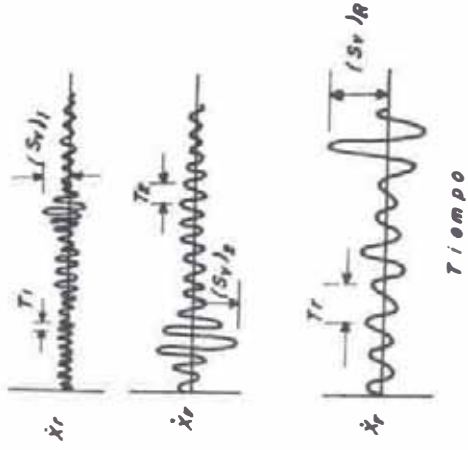
Fig. 2.1 MODELO DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD



SISMO DE ENTRADA



SISTEMAS DE UN SOLO GRADO DE LIBERTAD Y CON AMORTIGUAMIENTO CONSTANTE

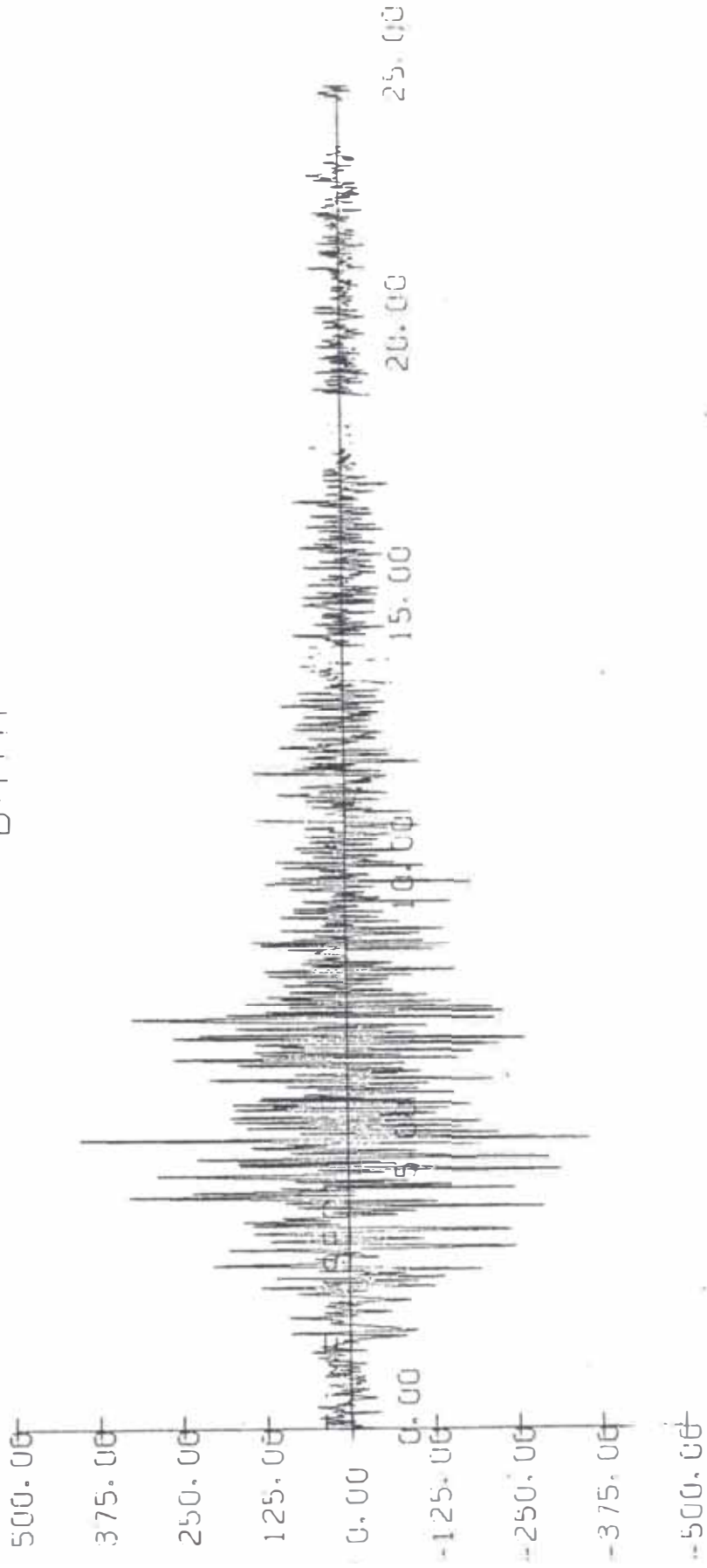


SISTEMA DE RESPUESTA TIEMPO-HISTORIA

ESPECTRO DE RESPUESTA DE VELOCIDAD

Fig. 2.2

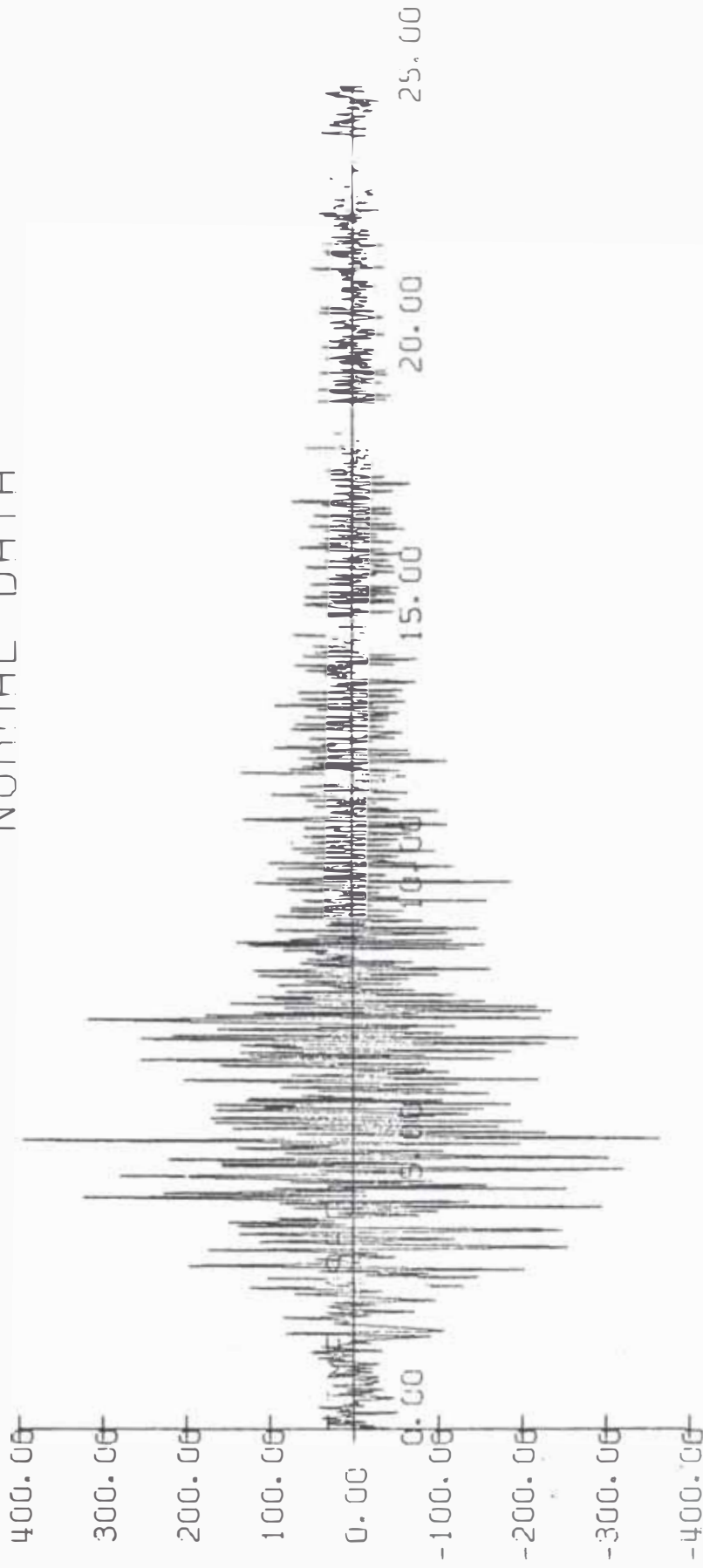
DATA



Terremoto Lima-Perú (N-8-E), 17-10-66

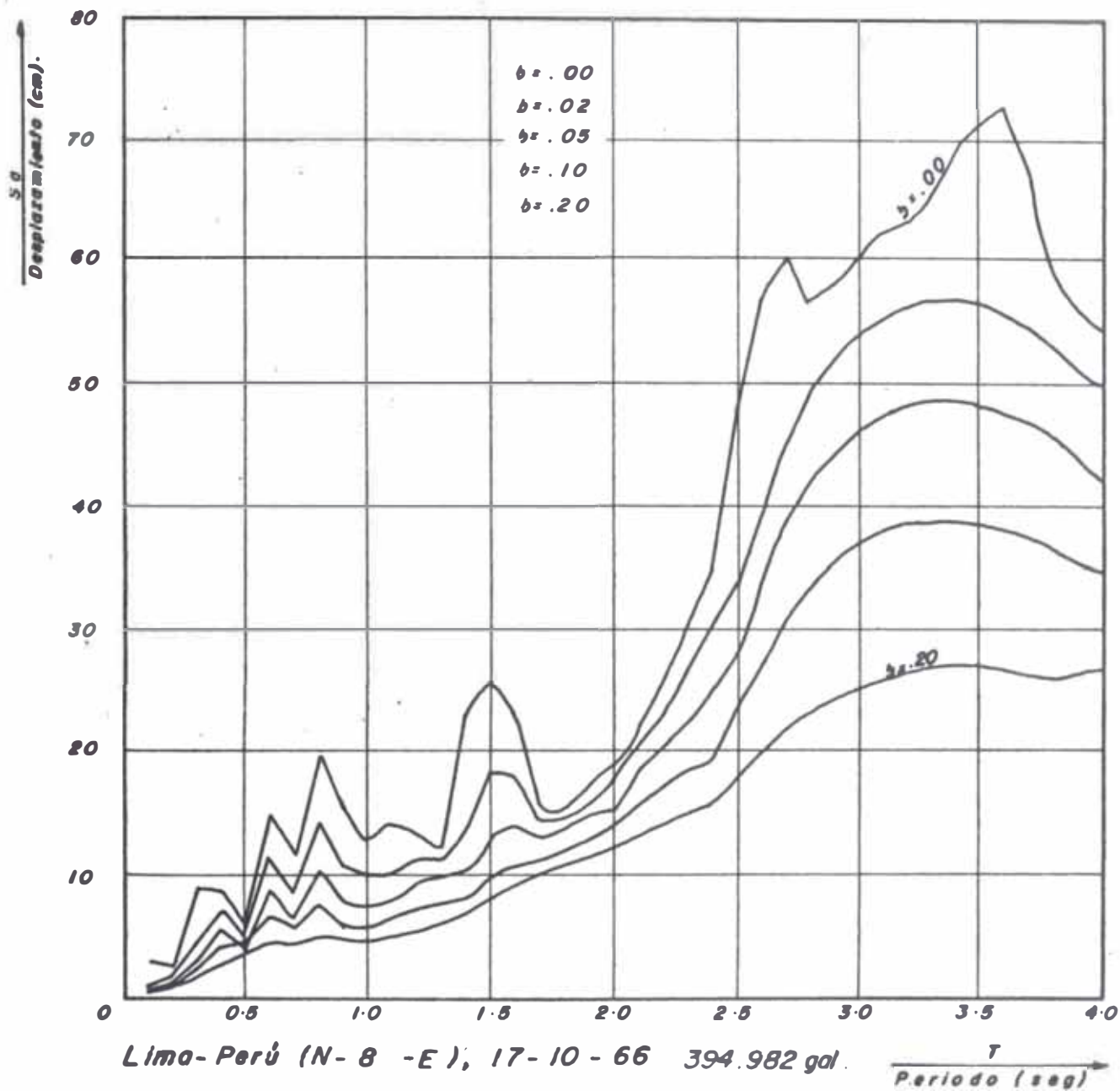
Fig. 2.3 ACELEROGRAMA

NORMAL DATA

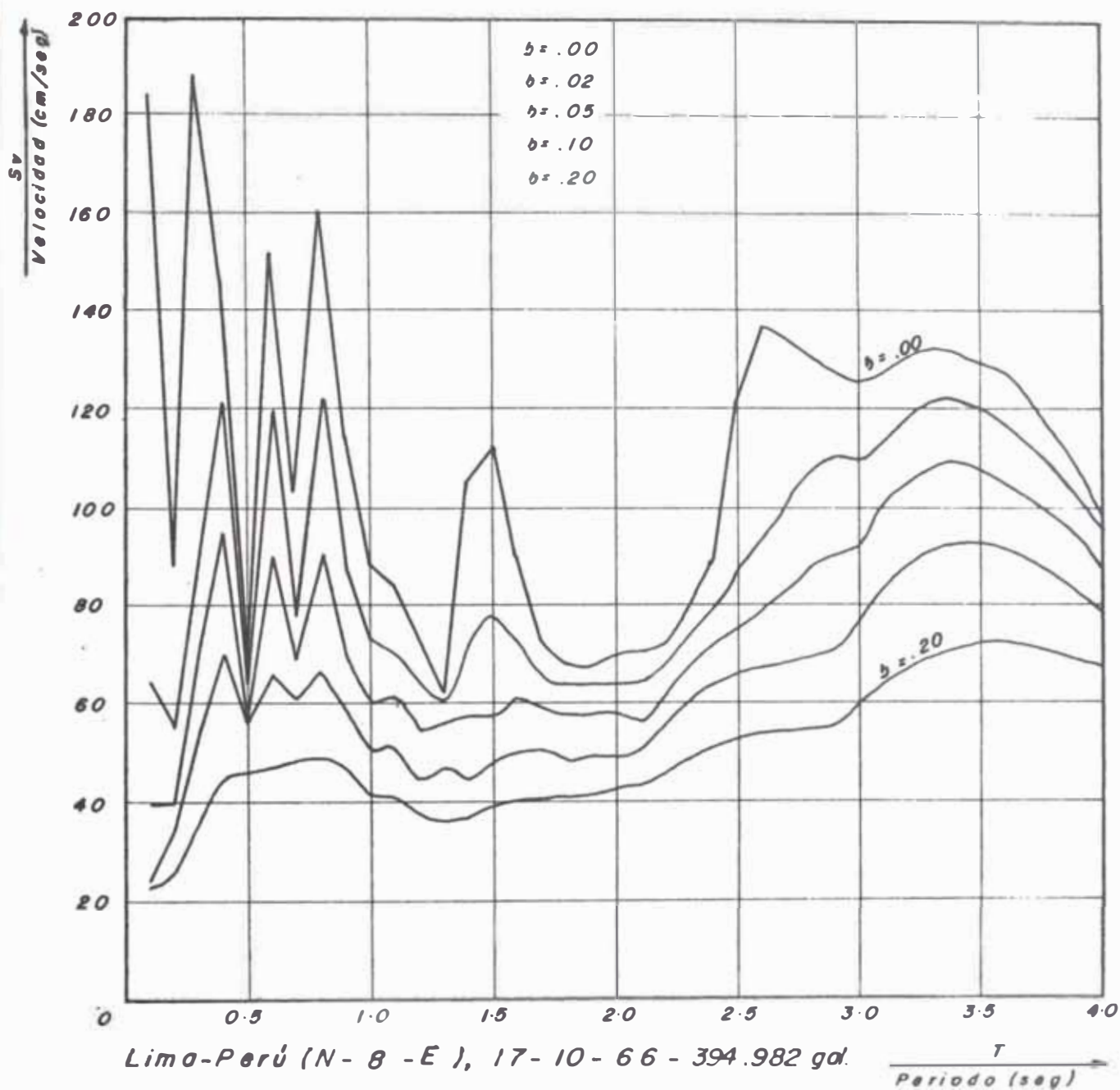


**Terremoto Lima-Perú ( N - 8 - E ), 17 - 10 - 66**

**Fig. 2.4 ACELEROGRAMA NORMALIZADO**

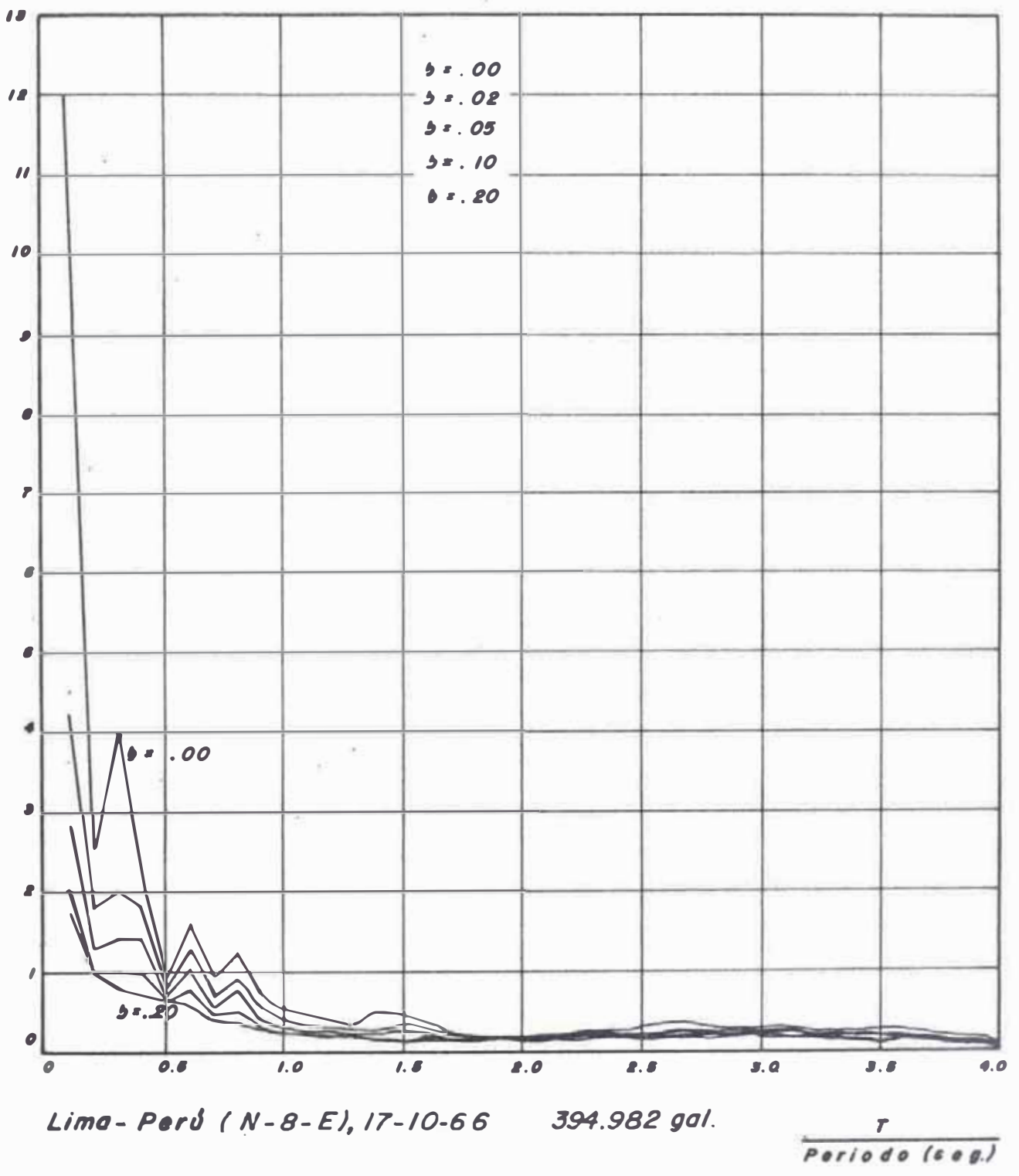


**Fig. 2.5 : ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO**

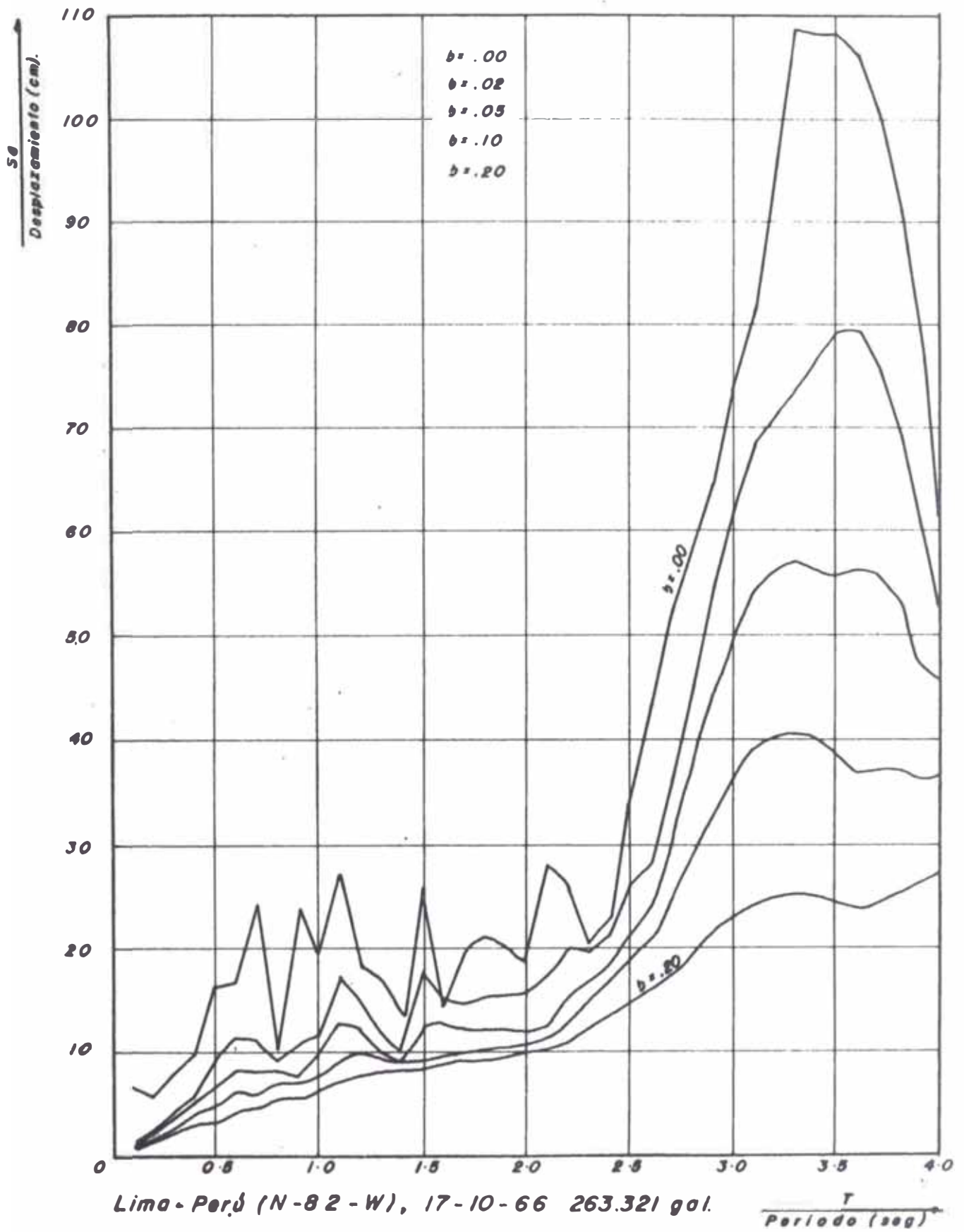


**Fig. 2.6 : ESPECTRO DE VELOCIDAD**

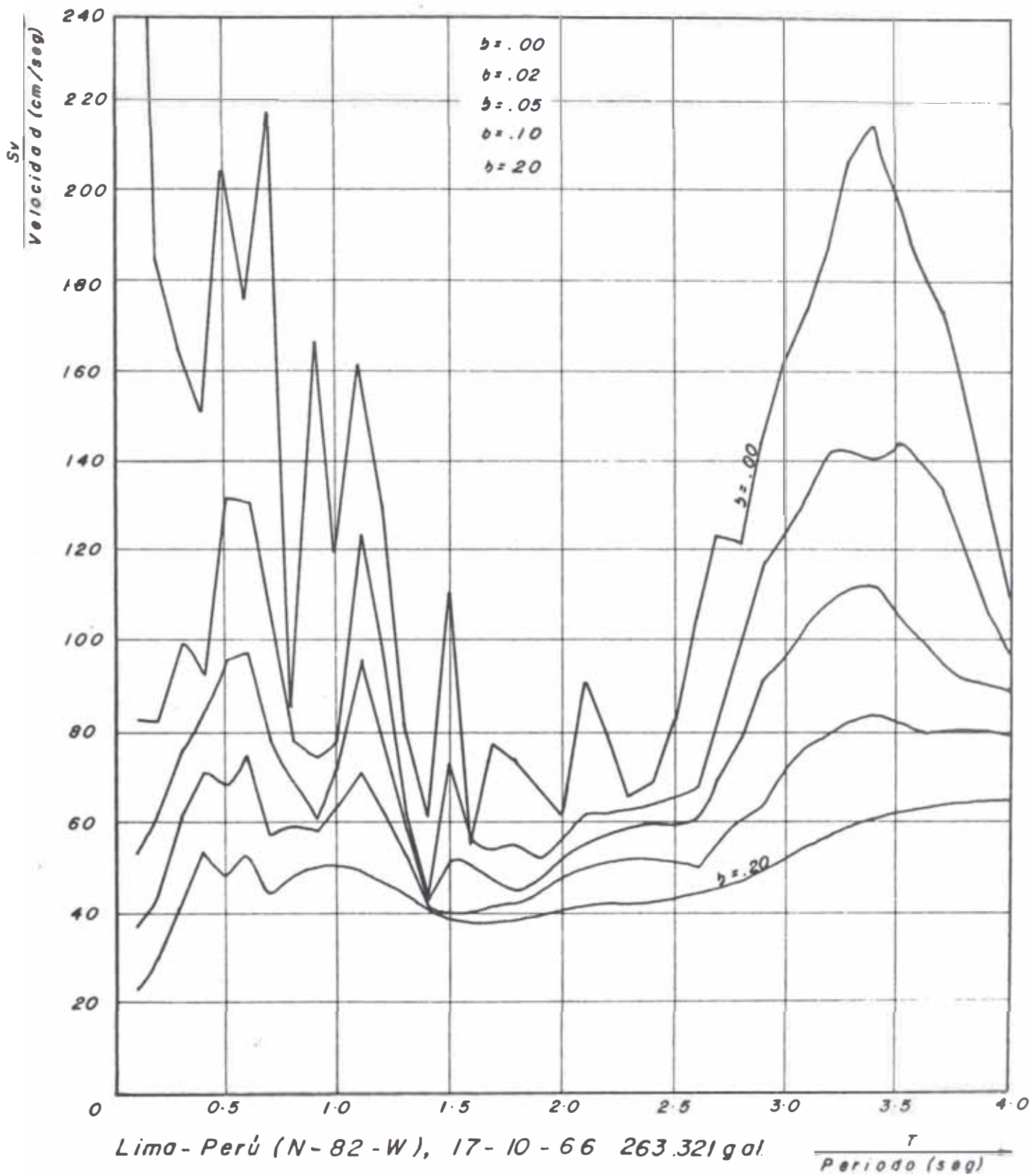




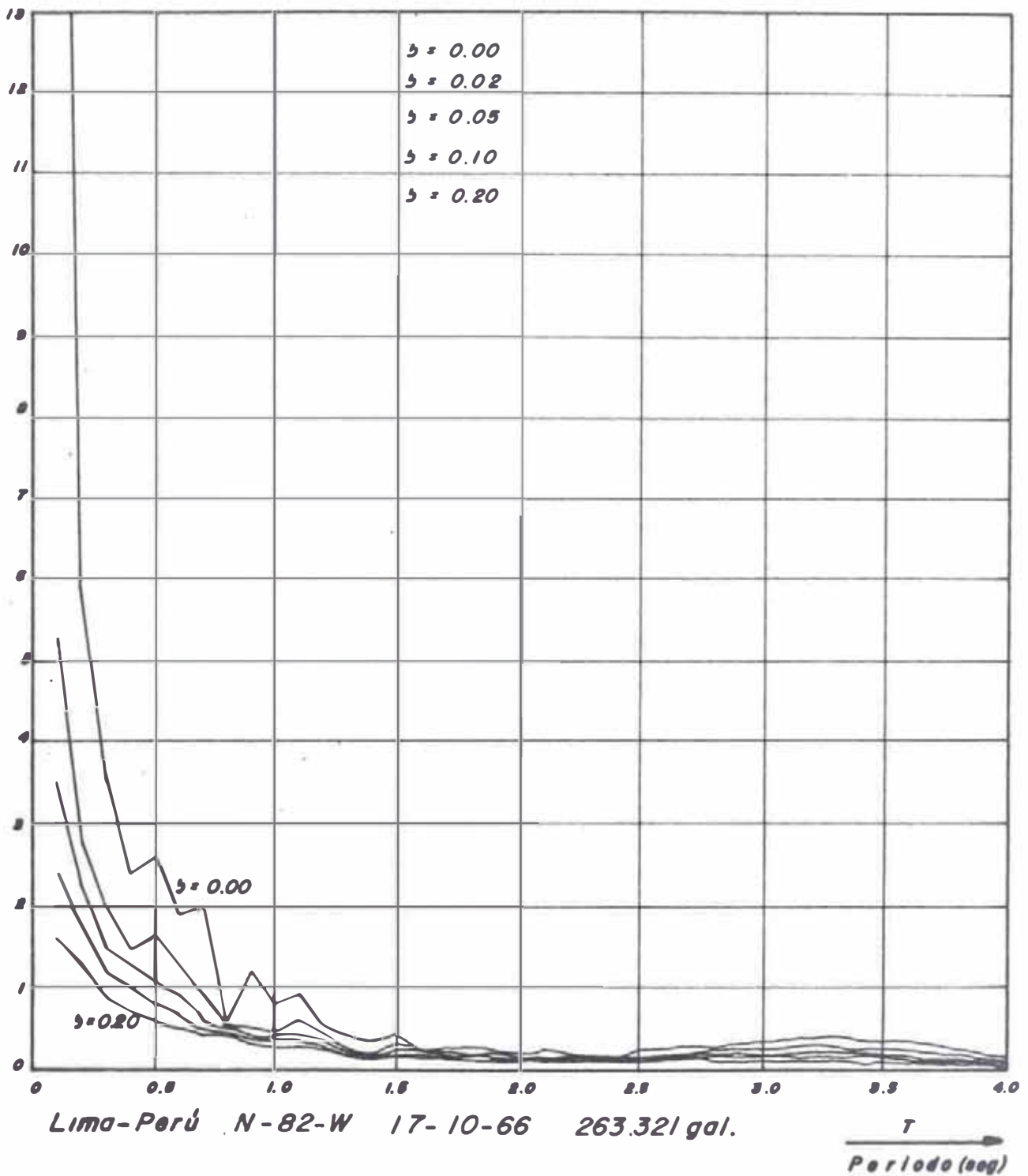
**Fig. 2.5: ESPECTRO DE CORTE**



**Fig. 2.8 : ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO**



**Fig. 2.9: ESPECTRO DE VELOCIDAD**



**Fig. 2.10 ESPECTRO DE CORTE**

## C A P I T U L O III

### MÉTODOS INELÁSTICOS DE ANÁLISIS

#### III.1 COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS

##### III.1.1 Curvas Características de Carga-Deformación de los Elementos Estructurales de uso corriente

##### III.1.1.1 Comportamiento Dinámico de Pórticos, Vigas y Uniones Viga-Columnas de concreto armado

Las experiencias sobre el comportamiento de elementos de concreto armado provienen principalmente de la Portland Cement Association, de Universidades e Institutos del Japón (especialmente de la Universidad de Tokyo), de la Universidad de California en Berkeley y de la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda.

Los tipos de pórticos y uniones con los que se experimenta usualmente se muestran en la Figura 3.1.

Las pruebas efectuadas demuestran que no hay diferencias, para fines prácticos, entre pruebas estáticas y dinámicas.

La forma general de los ciclos para las configuraciones de prueba señaladas no varía substancialmente y cualitativamente.

te la tendencia es la misma, de una continua disminución o degradación de la rigidez.

El nivel de carga de fluencia es afectado muy poco por el número de ciclos y la magnitud de las deformaciones, sin embargo la rigidez disminuye continuamente una vez que se ha alcanzado el nivel de fluencia. Por debajo de este nivel la rigidez se mantiene prácticamente constante. La curva envolvente de los ciclos carga - deformación tiene la forma indicada en la Figura 3.2. La inclinación de la segunda rama es función del exceso de capacidad después que el refuerzo ha entrado en fluencia. Una inclinación positiva representa el caso de elementos bien diseñados, en que la resistencia al corte de una sección cualquiera, es siempre mayor que la fuerza de corte aplicada. Representativamente puede tomarse igual a cero.

La figura 3.3 muestra las características de los ciclos históricos para pórticos simples y uniones viga-columna bien diseñados.

En el desarrollo de las curvas momento-curvatura de vigas y columnas puede observarse claramente que después de la primera fluencia el momento es resistido sólo por el acero, debido a que las grietas existentes en la zona de compresión no cierran sino hasta que el acero en compresión ha fluído. De ahí que las formas de las curvas momento-curvatura de tales elementos está condicionada en gran medida por la forma de los ciclos

tensión-deformación del acero, tal como se aprecia en la Figura 3.4. En la etapa señalada el concreto cumple la finalidad de impedir que el acero se pandee y proporcionar resistencia de corte a la sección.

En vigas, con diferencias significativas de refuerzos de acero superior e inferior y en columnas, el brusco cambio de la rigidez es más notoria y valores teóricos calculados resultan mayores que los experimentales, lo que indicaría que en estos casos es necesario utilizar ciclos histeréticos de áreas menores que las dadas por la función de Ramberg-Osgood y el modelo de rigidez degradante de Clough.

Así mismo los ciclos momento-curvatura dan una buena idea de la forma de los ciclos carga-deformación para miembros bajo carga cíclica.

#### III.1.1.2 Comportamiento Dinámico de Marcos de Acero

El comportamiento de marcos y uniones viga-columna de acero bajo la acción de cargas dinámicas se caracteriza básicamente por la tendencia a mantener constante tanto la capacidad de carga última como la rigidez a medida que aumentan las deformaciones y el número de ciclos de carga y descarga.

Las experiencias indican que los ciclos son notoriamente estables, aún después de 30 o más ciclos, observándose pequeñas desviaciones mucho después de alcanzada la fluencia. Igualmente

los resultados no difieren substancialmente para los ciclos obtenidos bajo cargas estáticas o dinámicas y pueden tomarse como equivalentes. La Figura 3.5 muestra la forma típica de las curvas carga-deformación para pórticos y uniones de viga-columna.

### 111.2 NECESIDAD DE PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO INELASTICO

No es práctico diseñar una edificación de manera que durante el sismo mas fuerte a esperarse responda completamente en el rango elástico, esto es a la vez desde el punto de vista económico y en vista del hecho que las características del movimiento sísmico son erráticas. Las características de un "Sismo de diseño", (la intensidad, duración y frecuencia), son muy difíciles de establecer. También hay incertidumbres en los parámetros estructurales que influyen en la respuesta. Considerando las incertidumbres debe ser reconocido que la acción inelástica ocurrirá en un sismo severo y deberá ser controlada.

Cuando ocurre la deformación plástica se disipa energía que habría sido acumulada en la estructura como energía de deformación recuperable, y de esta manera se reduce la magnitud de las aceleraciones y en algunos rangos de periodos, la oscilación. Estas reducciones son acompañados por una disminución en fuerza cortantes y en coeficientes sísmicos. Por lo tanto si a la estructura se le permite una cantidad suficiente de actividad inelástica, se disipará energía de esta manera y puede ser diseñado utilizando coeficientes sísmicos más bajos que una es-



estructura elástica.

Generalmente ahora es aceptado que para resistir sismos el diseño de una edificación debe cumplir dos objetivos principales: Primero, la respuesta durante sismos moderados que puede ser esperada varias veces durante el tiempo de vida de la estructura no debe causar daño estructural y el daño total debe ser limitado. En segundo lugar durante sismos fuertes, la respuesta debe ser controlada evitando el colapso de la estructura. En este caso se permite mayor daño estructural, pero no una falla catastrófica, que impida la salida de los ocupantes por falla de la estructura primaria, si estuviera ocupada apreciamos, entonces, claramente la necesidad de contar con procedimientos de diseño inelástico.

### III.3 MODELO DEL EDIFICIO APORTICADO Y METODOS DE ANALISIS

#### III.3.1 Introducción

Es esencial en este punto definir a que nivel está el diseño considerado. El grado de sofisticación de un diseño depende de la importancia de la función del edificio con respecto a los requerimientos del propietario y a la seguridad pública general. Para el diseño de un edificio es importante que las hipótesis y modelos usados reflejen este nivel de sofisticación. En cualquier diseño hay generalmente un diseño preliminar, un diseño final, los modelos serán cada vez mas refinados, habien-

do en cada nivel de diseño un nivel equivalente de análisis, de manera que los niveles de las aproximaciones de diseño y métodos de análisis serán continuamente los mismos durante todo el proceso de diseño.

### III.3.2 Modelo de Edificio Aporticado

La respuesta dinámica de una estructura de varios pisos es muy compleja. Hay un infinito número de grados de libertad y una cantidad grande de comportamiento inelástico. Generalmente se hacen hipótesis simplificadoras para reducir la estructura a un modelo trabajable, compatible con el nivel de diseño. El movimiento sísmico del suelo induce en la estructura componentes de movimiento: tres de traslación y tres de rotación. Para reducir estas componentes de movimiento frecuentemente se hacen las siguientes hipótesis: 1) El movimiento del suelo ocurre en una sola dirección. 2) La estructura tiene un plano de simetría paralelo a esa dirección. 3) El giro (balanceo) es impedido. Bajo estas condiciones la estructura tendrá una sola componente - de traslación. Además se asume que la resistencia sísmica está dada por los pórticos paralelos a la dirección del movimiento y que las propiedades de esos pórticos (de una cruzja, varios pisos, pórticos rígidos) pueden ser relacionados a elementos concentrados. Esto implica que todas las uniones de un piso se deflectarán y rotarán igualmente en todo instante. Esta estructura simple es entonces modelada dinámicamente como un sistema de resortes y masas.

En una estructura sometida a deformación de fuerza constante, la respuesta en una cualquiera de los pisos está relacionada sólo a los pisos superior e inferior a él. Por consiguiente el edificio es reducido a un sistema de varios grados de libertad considerando un grado de libertad por piso, como se muestra en la FIG. 3.6.

Considerando que los diversos tipos de elementos estructurales tienen características de carga-deformación diferentes y completamente definidas, algunos investigadores han formulado modelos matemáticos que caracterizan a cada tipo estructural.

#### III.3.2.1 Pórticos y Uniones Viga-Columna de Concreto Armado

Los profesores Clough y Johnston proponen un modelo de rigidez degradante basado en las pruebas de la Portland Cement Association. La envolvente, en este modelo, de los ciclos de carga y descarga es elasto plástica y la descarga es siempre paralela a la pendiente inicial. La recarga se realiza con una pendiente reducida, determinada por el punto de máximo desplazamiento absoluto alcanzado en el ciclo anterior y el punto de inicio de recarga. En esto, el modelo, Ver Figura 3.7 concuerda con lo observado experimentalmente, ver figura 3.3, pero no reproduce la continua disminución de las pendientes de descarga observada en los ciclos.

En el modelo de Nielsen, ver figura 3.8, la variación de

rigidez tiene lugar sólo cuando un desplazamiento máximo anterior es excedido. Para este modelo se utilizan las siguientes relaciones :

$$\frac{k_1}{k} = \left( \frac{u_y}{u_{m\acute{a}x}} \right)^a \quad ; \quad k_2 = 0.03 k \quad (3-1)$$

donde:

$h$  = rigidez elástica

$u_y$  = desplazamiento límite elástico

$u_{m\acute{a}x}$  = desplazamiento máximo ocurrido

$k_1$  = rigidez correspondiente a  $u_{m\acute{a}x}$ .

$a$  = constante que toma valores comprendidos entre 0.5 y 0.6.

$k_2$  = inclinación de la segunda rama de la envolvente.  
Corrientemente se le asigna el valor 0.03  $h$ .

### III.3.2.2 Elementos de acero

Para reproducir el comportamiento experimental de pórticos de acero puede usarse el modelo bilineal, que es una aproximación mediante líneas rectas, caracterizado por tres parámetros, que son las inclinaciones de las dos ramas y el nivel de carga de fluencia. La segunda rama tiene una pendiente que varía entre 3 y 5% de la pendiente inicial. También puede utilizarse un modelo trilineal que toma en cuenta el efecto de tran-

sición debido a la formación gradual de las rótulas plásticas .

Ramberg-Osgood proponen la siguiente función, que reproduce la forma de los ciclos del diagrama carga-deformación.

$$\frac{u}{u_y} = \frac{v}{v_y} \left( 1 + \left| \frac{v}{v_y} \right|^{r-1} \right) \quad (3.2)$$

donde

$r = n^\circ$  de ciclos.

El modelo elasto-plástico, (Ver Figura 3.9), es un modelo simplificado del modelo bilineal, considerando la pendiente nula para la segunda rama. Este modelo simple es el más utilizado como idealización del comportamiento de estructuras simples de acero. Pues debe tenerse presente que los espectros de respuestas derivadas para sistemas elasto-plásticos y de Ramberg-Osgood han demostrado que son similares siendo comparables tanto los desplazamientos máximos como las máximas energías absorbidas.

### III.3.3 Métodos de Análisis

#### III.3.3.1 Respuestas de Sistemas No Lineales de Un Grado de Libertad

La ecuación general del movimiento de sistemas de un grado de libertad con amortiguamiento del tipo viscoso es:

$$m \ddot{x}_r(t) + c \dot{x}_r(t) + V(x_r) = - m \ddot{x}_g(t) \quad (3.3)$$

Dividiendo la ecuación (3-3) entre la masa m, resulta :

$$\ddot{x}_r(t) + 2bw_1 \dot{x}_r(t) + v(x_r) = - \ddot{x}_g(t) \quad (3-4)$$

donde:

m = masa del sistema

$x_r$  = desplazamiento relativo de la masa con respecto -  
al suelo (Base de la estructura)

C = coeficiente de amortiguamiento viscoso.

k = rigidez inicial de los elementos verticales, (co-  
lumnas, etc.)

$b = \frac{c}{c_{cr.}} = \frac{c}{2 \sqrt{Km}}$  = fracción del amortiguamiento crítico.

$w_1 = \sqrt{\frac{k}{m}}$  = frecuencia natural no amortiguada

$V(x_r)$  = Corte basal en los elementos verticales

$v(x_r)$  = Corte basal dividido entre m, (masa).

$x_g(t)$  = Aceleración del suelo en el instante t.

La función  $V(x_r)$  depende del sistema no lineal en consi-  
deración.

La ecuación (3-4) puede resolverse numéricamente para -  
cualquier excitación del suelo  $\ddot{x}_g(t)$ . Existen diversos procedi-  
mientos para resolver la ecuación 3-4, siendo uno de los mas -

empleados el Método de Integración numérica de la aceleración lineal.

### III.3.3.2 Método de la Aceleración Lineal

El método de la aceleración Lineal es un método de integración paso a paso, que implica la integración numérica directa de las ecuaciones del movimiento del sistema en su forma original.

El análisis del comportamiento del sistema dentro de pequeños intervalos de tiempo permite formular un conjunto de ecuaciones simultáneas que permite la solución de la ecuación diferencial del movimiento.

La hipótesis básica del método de la aceleración lineal es, como su nombre lo indica, suponer un comportamiento lineal de las aceleraciones de respuesta del sistema dentro de intervalos pequeños de tiempo y corresponde a la formulación del método B de Newmark\*, para el caso de  $B = 1/6$ . El esquema de las hipótesis del método se indican en la Figura 3.10.

De la integración directa en el intervalo de tiempo  $(t - \Delta t, t)$  se obtienen las siguientes ecuaciones :

$$\dot{x}_r(t) = \dot{x}_r(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_r(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_r(t) \quad (3-5)$$

---

\* NEWMARK, N.M., "Method of Computation of Structural Dynamics" Journal of the Engineering Mechanics Division, A.S.C.E. July, 1959, p.p. 67-94.

$$x_r(t) = x_r(t - \Delta t) + \Delta t \dot{x}_r(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{3} \ddot{x}_r(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{6} \ddot{x}_r(t) \quad (3-6)$$

La ecuación de equilibrio del sistema en el instante "t" tiene la forma general :

$$M \ddot{x}_r(t) + C \dot{x}_r(t) + K x_r(t) = P(t) \quad (3-7)$$

donde:

$\ddot{x}_r(t)$  = aceleración relativa en el instante t.

$\dot{x}_r(t)$  = velocidad relativa en el instante t.

$x_r(t)$  = desplazamiento relativo en el instante t.

$\bar{K}$  = rigidez de los elementos de resorte en el instante t.

$P(t)$  = fuerza solicitante en el instante t.

Introduciendo las ecuaciones (3-5) y (3-6) en la ecuación (3-7) se obtiene la siguiente ecuación para la aceleración de respuesta al término del intervalo (t - Δt, t):

$$x_r(t) = D.(P(t) - C.A - K B) \quad (3-8)$$

donde :

$$D = \left( m + \frac{\Delta t}{2} C + \frac{\Delta t^2}{6} \bar{K} \right)^{-1} \quad \dots\dots (3-9)$$

$$A = x_r(t - \Delta t) + \frac{\Delta t}{2} \dot{x}_r(t - \Delta t) \quad \dots\dots (3-10)$$



$$B = X_r(t-\Delta t) + \Delta t \dot{X}_r(t-\Delta t) + \frac{\Delta t^2}{3} \ddot{X}_r(t-\Delta t) \quad (3-11)$$

De las ecuaciones (2-4) y (2-18) se tiene que :

$$X_r(t) = A + \frac{\Delta t}{2} \dot{X}_r(t) \quad (3-12)$$

Y de las ecuaciones (2-12) añadiendo la influencia de condiciones iniciales ( $X_0$ ,  $\dot{X}_0$ ), y (2-19) se tiene :

$$X_r(t) = B + \frac{\Delta t^2}{6} \ddot{X}_r(t) \quad (3-13)$$

El factor D debe ser evaluado cada vez que se produzca un cambio en la rigidez del sistema.

Las condiciones iniciales  $X_{r0}$  y  $\dot{X}_{r0}$  deben ser datos y  $X_{r0}$  se determina a través de la ecuación :

$$X_{r0} = m^{-1} (P_0 - c \dot{X}_{r0} - K X_{r0}) \quad (3-14)$$

### III.3.3.3 Estabilidad del Método Numérico Empleado

En la elección del intervalo de tiempo,  $t$ , a usarse en la evaluación de sistemas no lineales mediante las ecuaciones de recurrencia del método de la aceleración lineal, deben primar dos factores fundamentales : el primero se refiere a que la elección de los intervalos de tiempo iguales,  $t$ , no conduzca

a una interpolación errónea del registro, que afecte la información original y única que se tiene del sismo, y segundo, que la elección del intervalo de tiempo conduzca a respuestas estructurales estables, en el sentido de que la elección de un intervalo de tiempo menor no produzca respuestas significativamente diferentes.

Además debe tenerse siempre en cuenta que el cumplimiento de estas dos exigencias científicas del problema, deben de efectuarse dentro de la limitación pragmática de obtener el máximo de información posible dentro de una disponibilidad computacional limitada.

Generalmente se considera que el máximo intervalo de tiempo,  $\Delta t$ , que no modifica las digitaciones originales de los registros, es  $t = 0.01$  segundo.

La figura 3.11 compara las respuestas que se obtuvieran usando los intervalos de tiempo  $t = 0.01$  segundo y  $t = 0.005$  segundo para modelos elasto-plásticos, con fracciones de amortiguamiento crítico de  $b = 0$  y  $b = 20\%$  para el registro de El Centro 1940, componente N - S. La Figura 3.12 muestra las mismas comparaciones pero para modelos de rigidez degradante.

De la inspección de estas figuras se aprecia que la elección del intervalo de tiempo  $\Delta t = 0.01$  segundo produce prácticamente las mismas respuestas que el intervalo de tiempo  $\Delta t = 0.005$ , y es de notar que la economía de tiempo de computa

ción es cerca del 50%.

#### III.4 APLICACIONES

El parámetro más importante que influye en los requerimientos de ductilidad de una estructura, para un terremoto dado, es el nivel de carga de fluencia,  $V_y$ , definido como la máxima fuerza que puede alcanzarse en fluencia. Igualmente es importante el modelo de rigidez de los elementos de resortes. El desarrollo de procedimientos para estimar estos dos parámetros es tema de investigaciones actuales.

Profesores japoneses, (Umemura, Aoyama y otros), han estudiado en forma extensa el comportamiento inelástico de estructuras de concreto armado, proponen análisis riguroso basado en estimaciones experimentales del comportamiento inelástico de elementos estructurales, (vigas, columnas, conexiones viga-columna, muros de corte), para lo cual es necesario conocer las dimensiones y características de los elementos estructurales, (calidad de materiales;  $f'_c$ ,  $f_y$ , cuantías de refuerzo). Para un análisis de este tipo es necesario un análisis y diseño preliminar usando métodos estáticos equivalentes. Y luego se llega al diseño final estudiando la respuesta dinámica incluyendo el comportamiento inelástico cuando se supone sometido a un terremoto fuerte, digamos de aceleración máxima del suelo igual a 500 gals. Según criterio japonés, el método de respuesta considera una aceleración máxima del terreno igual a 300 gals. Y sus requerimientos de ductilidad son de orden de 1.0 a 3 como máximos.

Otros investigadores han desarrollado métodos relativamente simples para el análisis inelástico.

El Profesor Clough\* supone que el nivel de carga de fluencia es alcanzado con una carga igual al doble del corte basal de diseño,  $V_{dis}$ , calculado según el Código Sísmico del Estado de California, Estados Unidos, (SEAOC), Edición 1973.

Se tiene entonces :

$$V_y = 2 V_{dis} \quad (3-15)$$

$$V_y = K X_{ry} \quad (3-16)$$

$$V_{dis} = K C mg \quad (3-17)$$

donde:

$K$  = coeficiente que depende de la estructuración y del uso de la estructura. Para estructuras dúctiles aporticadas toma el valor de 0.67.

$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$  : coeficiente sísmico, según código sísmico de la SEAOC. (1973). Válido sólo para  $T > 0.10$  seg.

---

\* CLOUGH, R.W. and S.B. JOHNSTON, "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", Proceedings of the Japan Earthquake Engineering Symposium, 1967.

- T = período natural no amortiguado.
- $X_{ry}$  = desplazamiento de fluencia.
- K = rigidez total de elementos de resortes.
- m = masa de la estructura
- g = aceleración de gravedad

De las ecuaciones (3-15), (3-16) y (3-17) se obtiene la expresión para el desplazamiento de fluencia :

$$X_{ry} = \frac{2 V_{dis}}{k} = 2 c m g = g \frac{0.10}{\sqrt[3]{T}} \frac{k}{w_1^2}$$
$$X_{ry} = g \frac{B}{w_1^2} \quad (3-18)$$

donde:

$$B = 0.10 \frac{K}{\sqrt[3]{T}}$$
$$w_1 = \frac{2\pi}{T}$$

La figura 3.13 muestra la variación del desplazamiento límite elástico,  $X_{ry}$ , con el período natural no amortiguado, T.

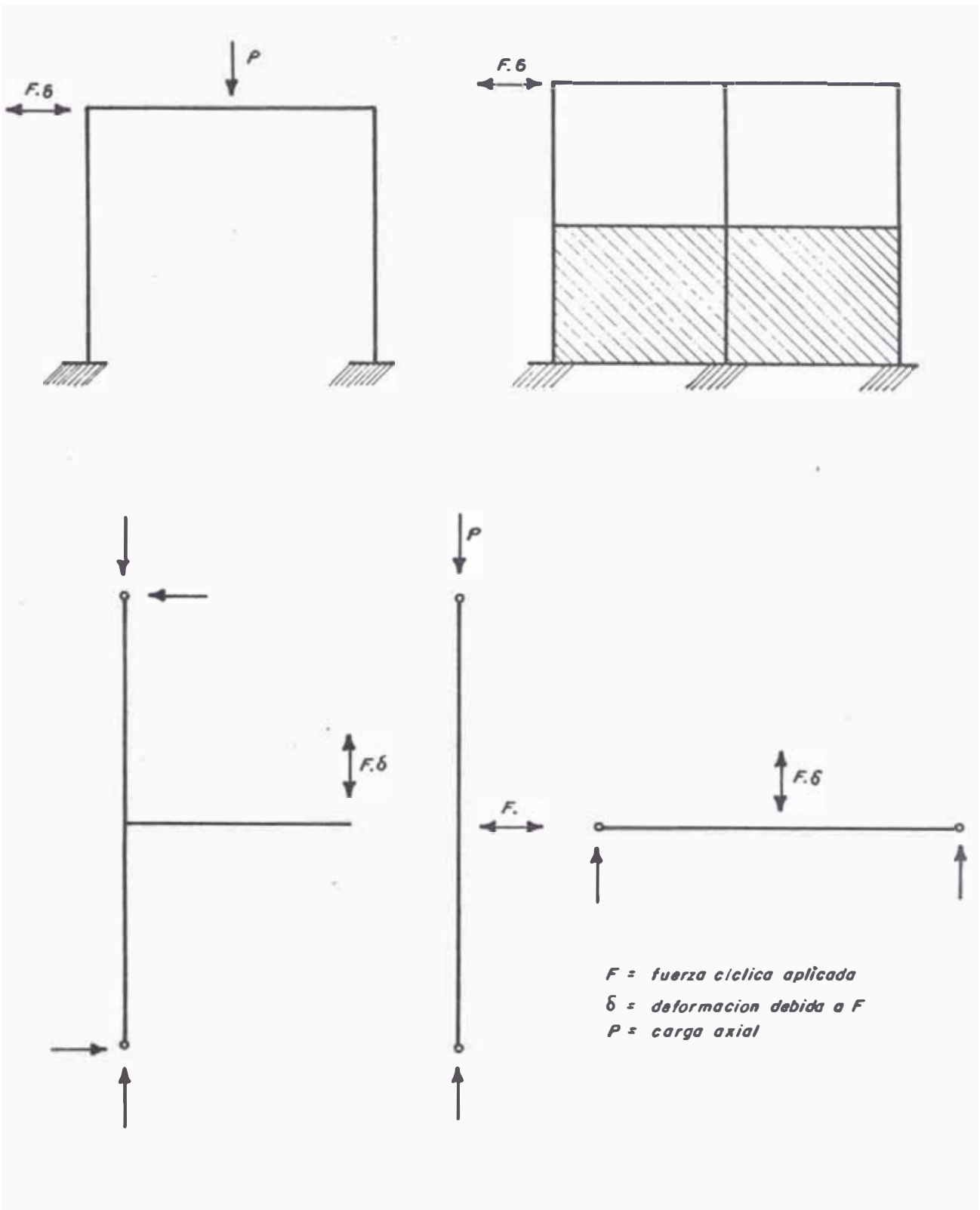
Al igual que en el caso de las estructuras elásticas lineales, en la evaluación de espectros de respuesta para las estructuras no lineales, se considera un número mayor de oscila-

dores con periodos cortos.

Desde el punto de vista del diseño sísmico, la característica más significativa del comportamiento dinámico de las estructuras no lineales es el valor máximo que alcanzan los desplazamientos relativos en algún instante de tiempo durante el sismo. Este valor máximo se acostumbra a expresar en la práctica como la razón entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento correspondiente al límite elástico. Esta razón denominada factor de ductilidad,  $u$ , calculada según las hipótesis del profesor Clough y usando el método de la aceleración lineal se muestran en las figuras 3.14 y 3.15 para el sismo de Lima del 17 de Octubre de 1966, considerando el modelo elasto-plástico. Estas figuras muestran la variación del factor de ductilidad máximo,  $u$ , en función del periodo de vibración no amortiguado,  $T$ , de las estructuras y de su fracción de amortiguamiento,  $b$ . Cada figura representa los resultados de una excitación sísmica particular aplicada a una estructura simple cuyo nivel de carga de fluencia es alcanzado con una carga igual al doble del corte basal de diseño, calculado según el Código sísmico de California, Estados Unidos, Edición 1973. Considerando la amplia variación del factor de ductilidad con el periodo de las estructuras, las curvas se dibujan en escala semi-logarítmica.

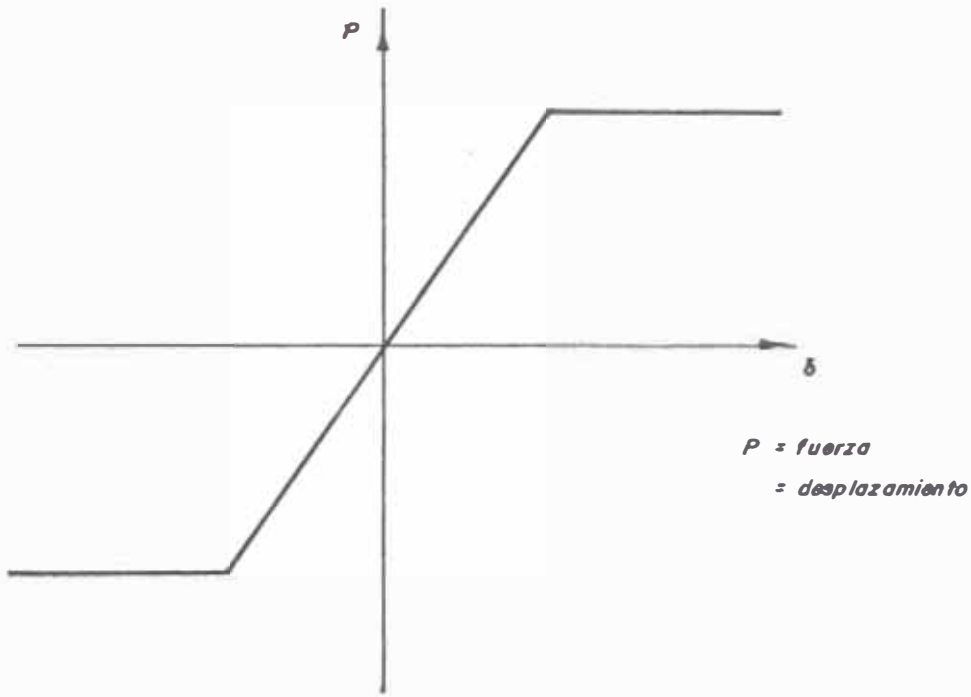
Es necesario reiterar que los espectros de respuestas -

considerando modelos elasto-plásticos u otros modelos pueden u  
sarse sólo como una aproximación en sistemas de varios grados  
de libertad.

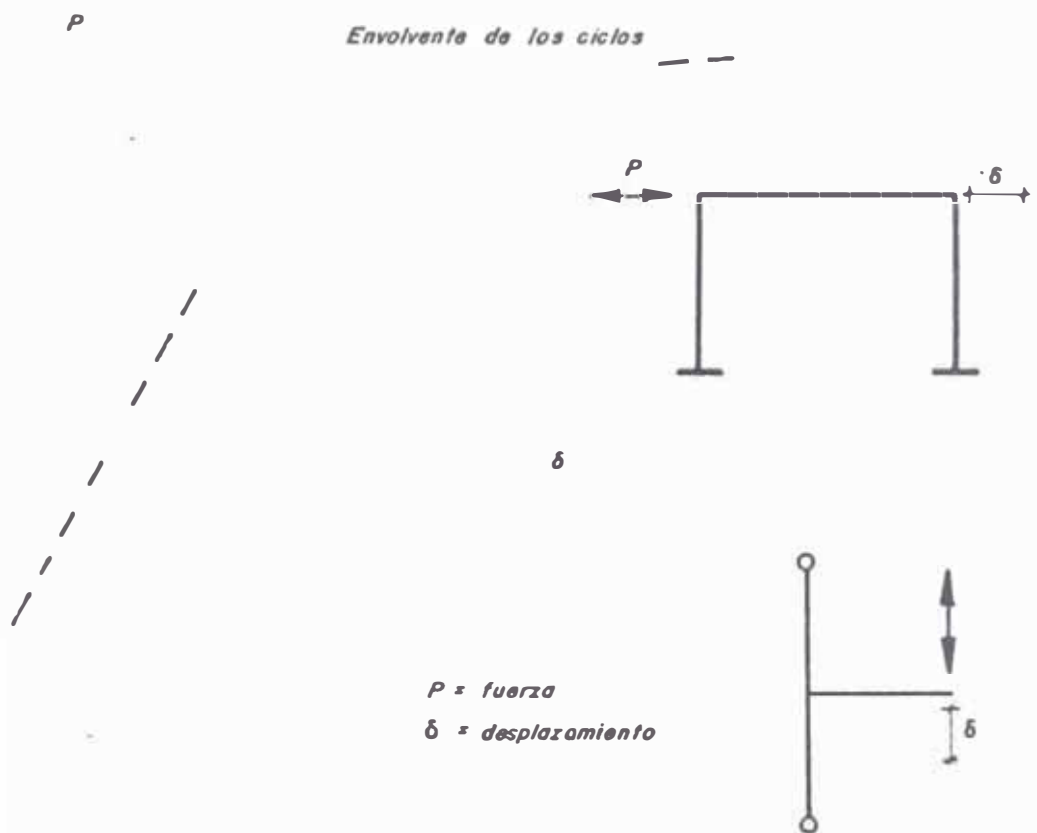


**Fig. 3.1 CONFIGURACIONES EXPERIMENTALES USUALES PARA  
 MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO**

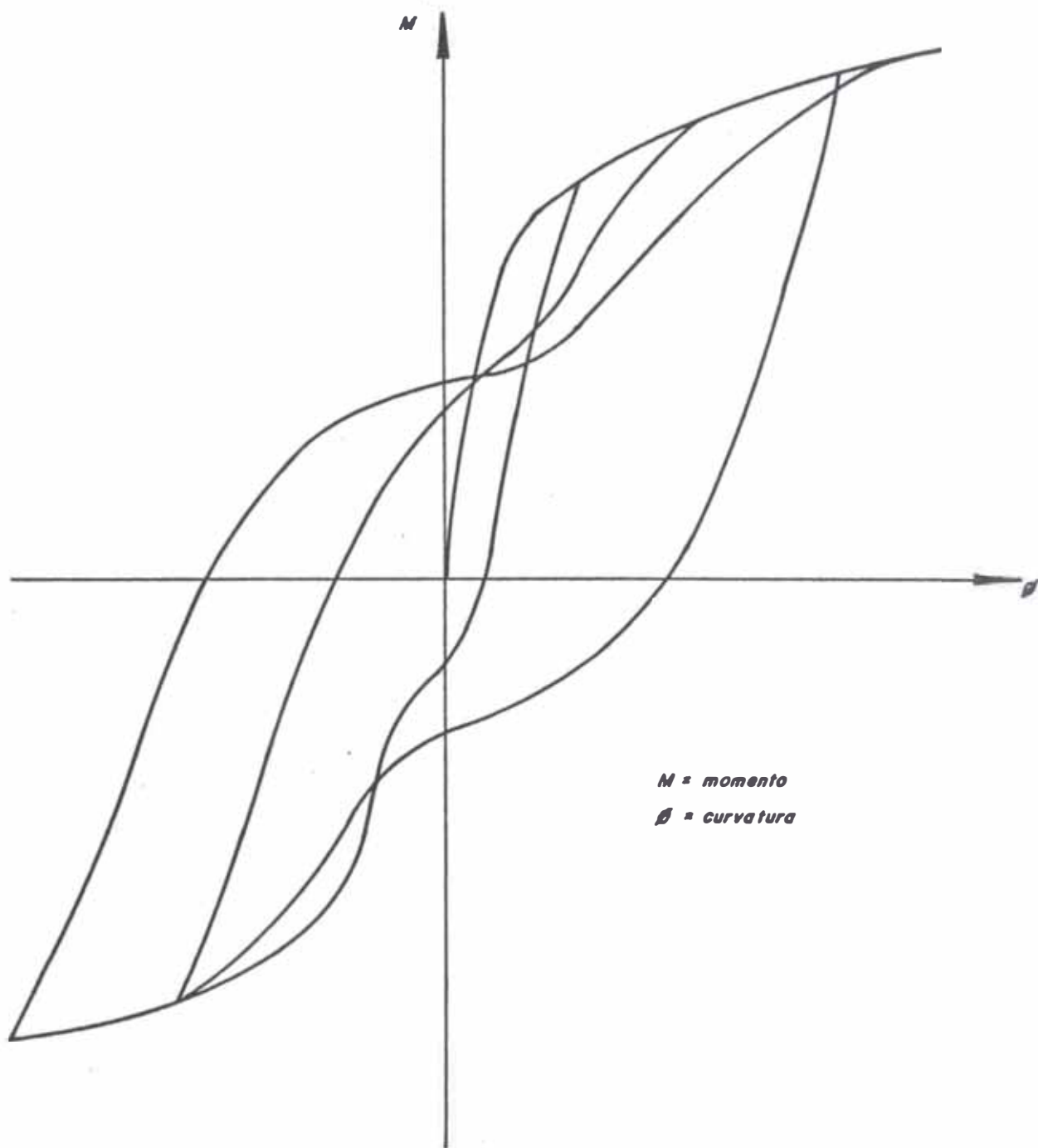




**Fig. 3.2** CURVA ENVOLVENTE DE CICLOS CARGA Y DESCARGA  
PARA MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO

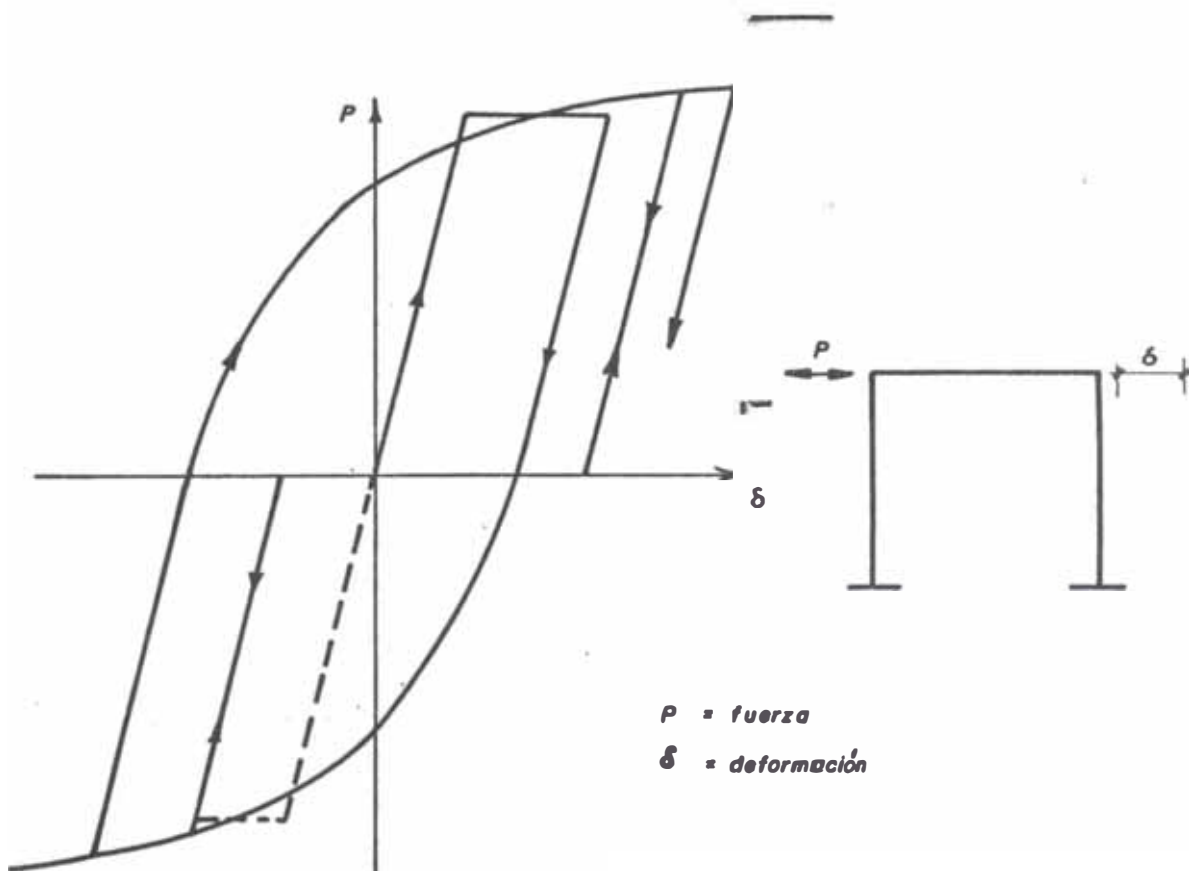


**Fig. 3.3** CICLOS HISTERESTICOS PARA MARCOS Y UNIONES  
VIGA - COLUMNA DE CONCRETO ARMADO



**Fig. 3.4** CICLOS HISTERESTICOS DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

**ILUSTRANDO EL EFECTO DE CIERRE DE GRIETAS**



**Fig. 3.5: CICLOS HISTERESTICOS PARA MARCOS Y UNIONES  
 VIGA- COLUMNA DE ACERO**

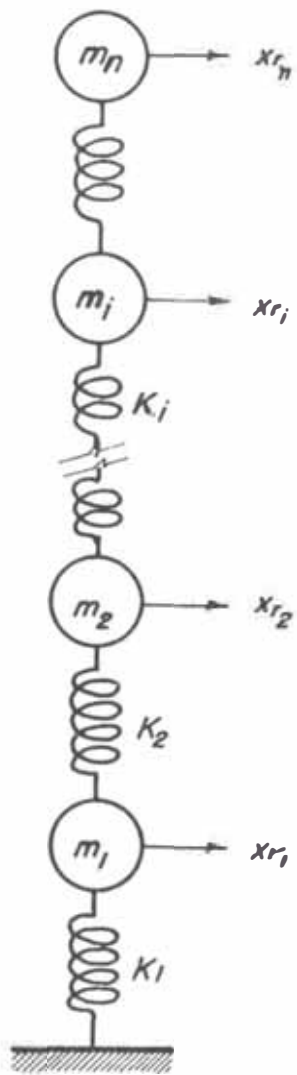
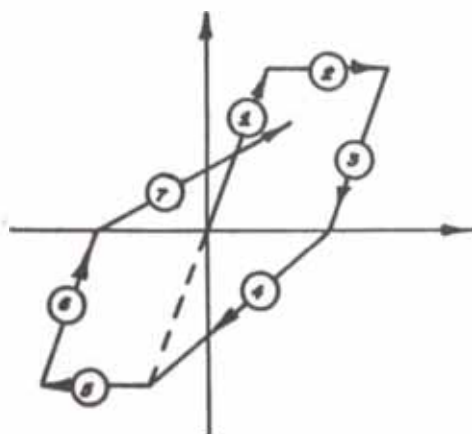
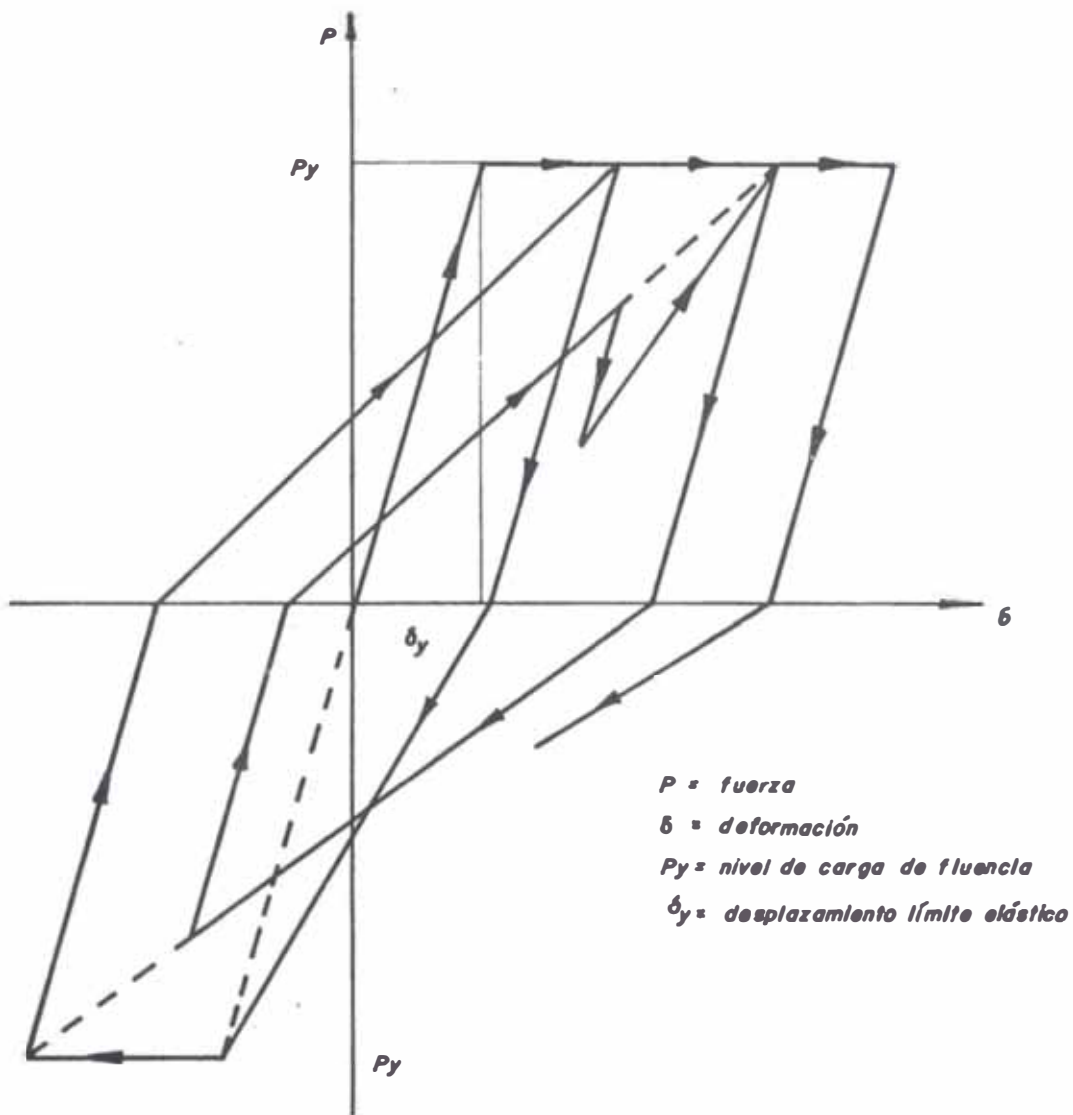
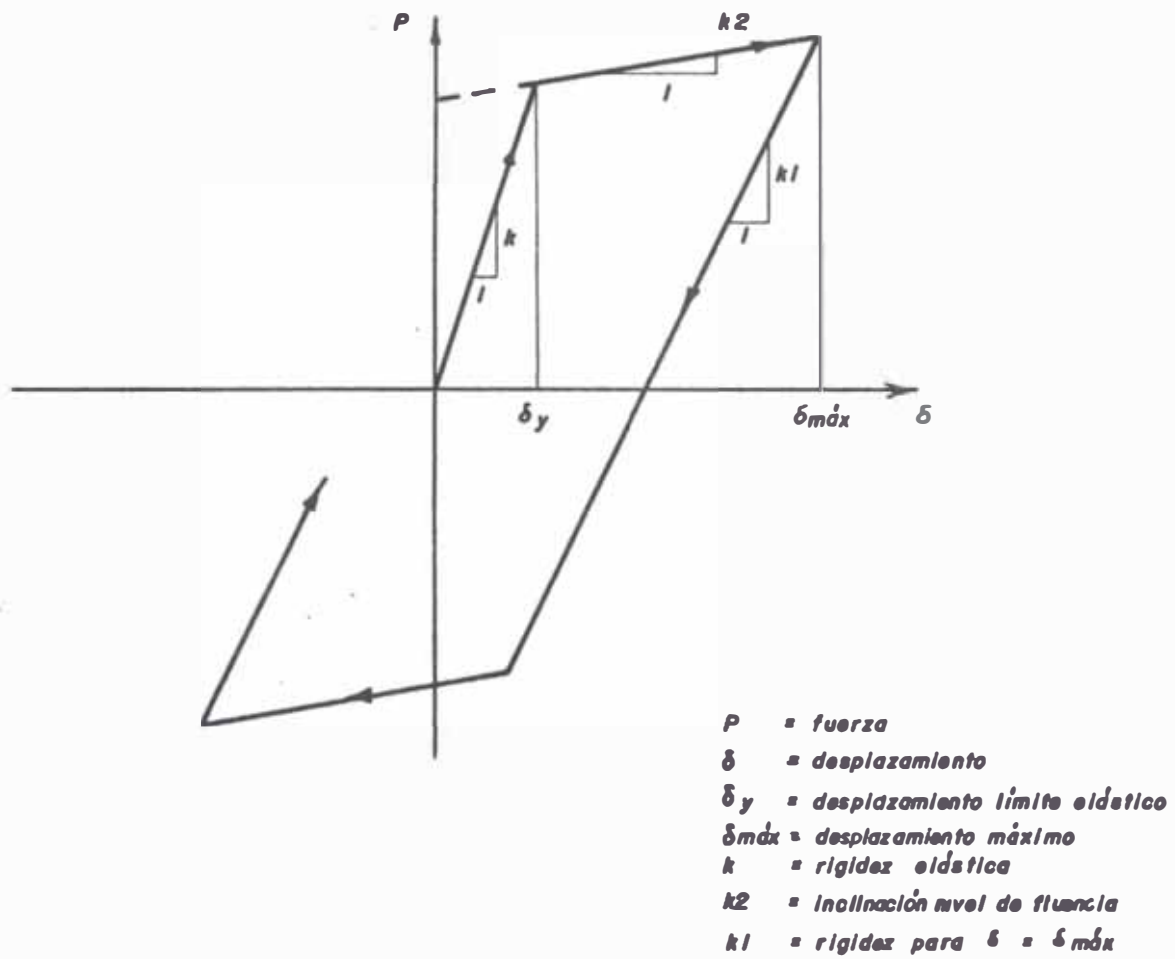


Fig. 3.6 MODELO DE EDIFICIO

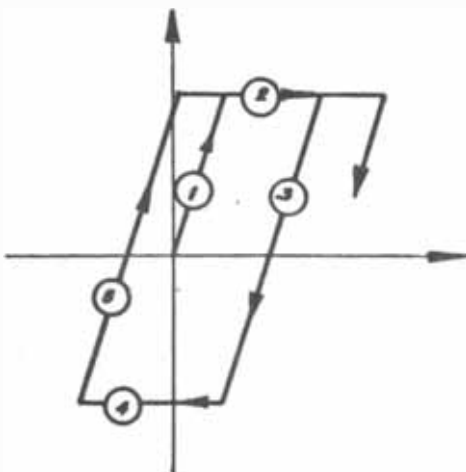
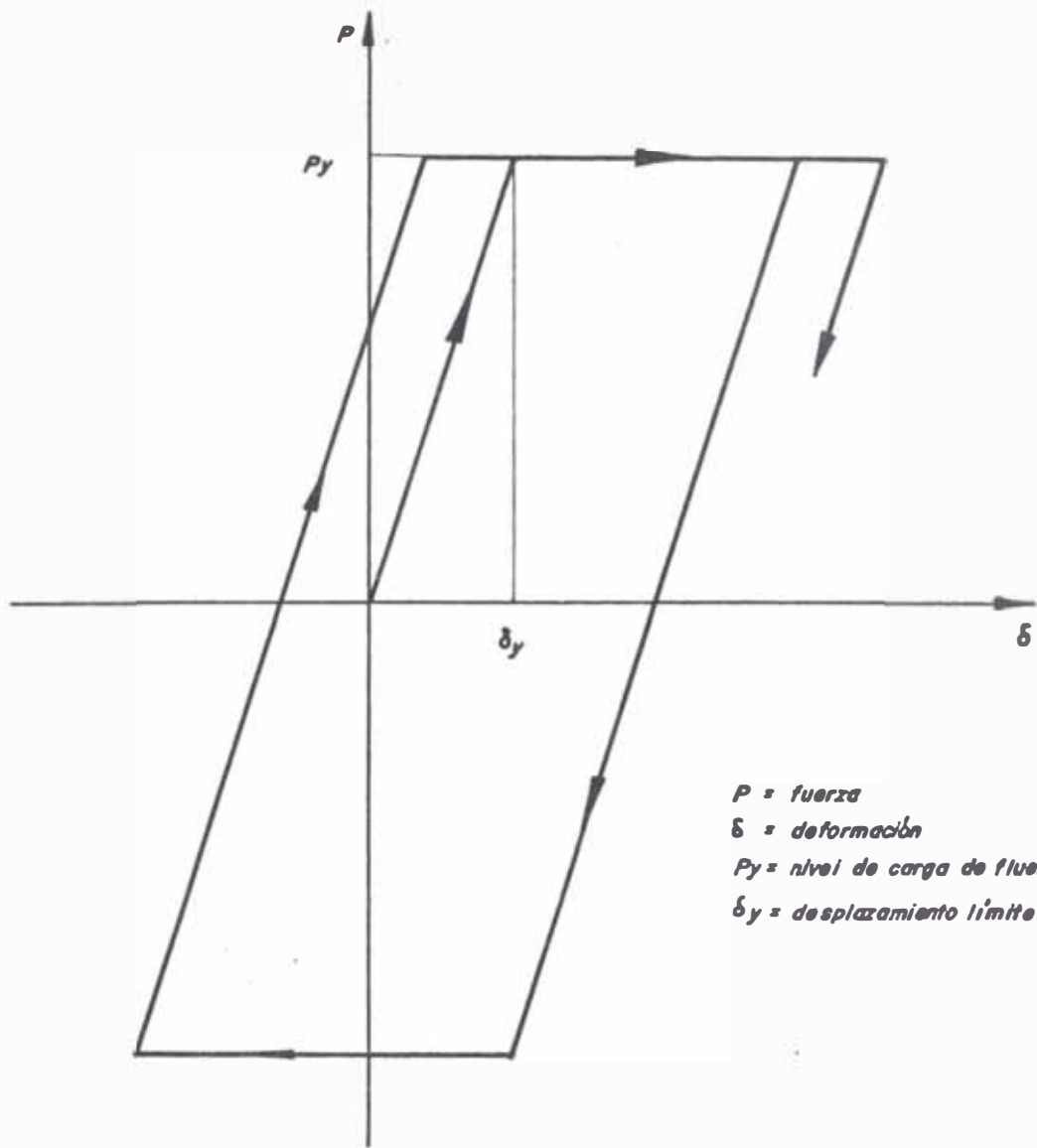


Región	Descripción
1	Rigidez elástica
2	Fluencia velocidad positiva
3	Rigidez elástica velocidad negativa
4	Rigidez degradante velocidad negativa
5	Fluencia velocidad negativa
6	Rigidez elástica velocidad positiva
7	Rigidez degradante velocidad positiva

Fig.3-7: MODELO DE RIGIDEZ DEGRADANTE DE CLOUGH



**Fig. 3.0: MODELO DE NIELSEN**



Región	Descripción
1	Rigidez elástica
2	Fluencia velocidad positiva
3	Rigidez elástica
4	Fluencia velocidad negativa
5	Rigidez elástica

Fig. 3-9 MODELO ELASTOPLASTICO ORDINARIO

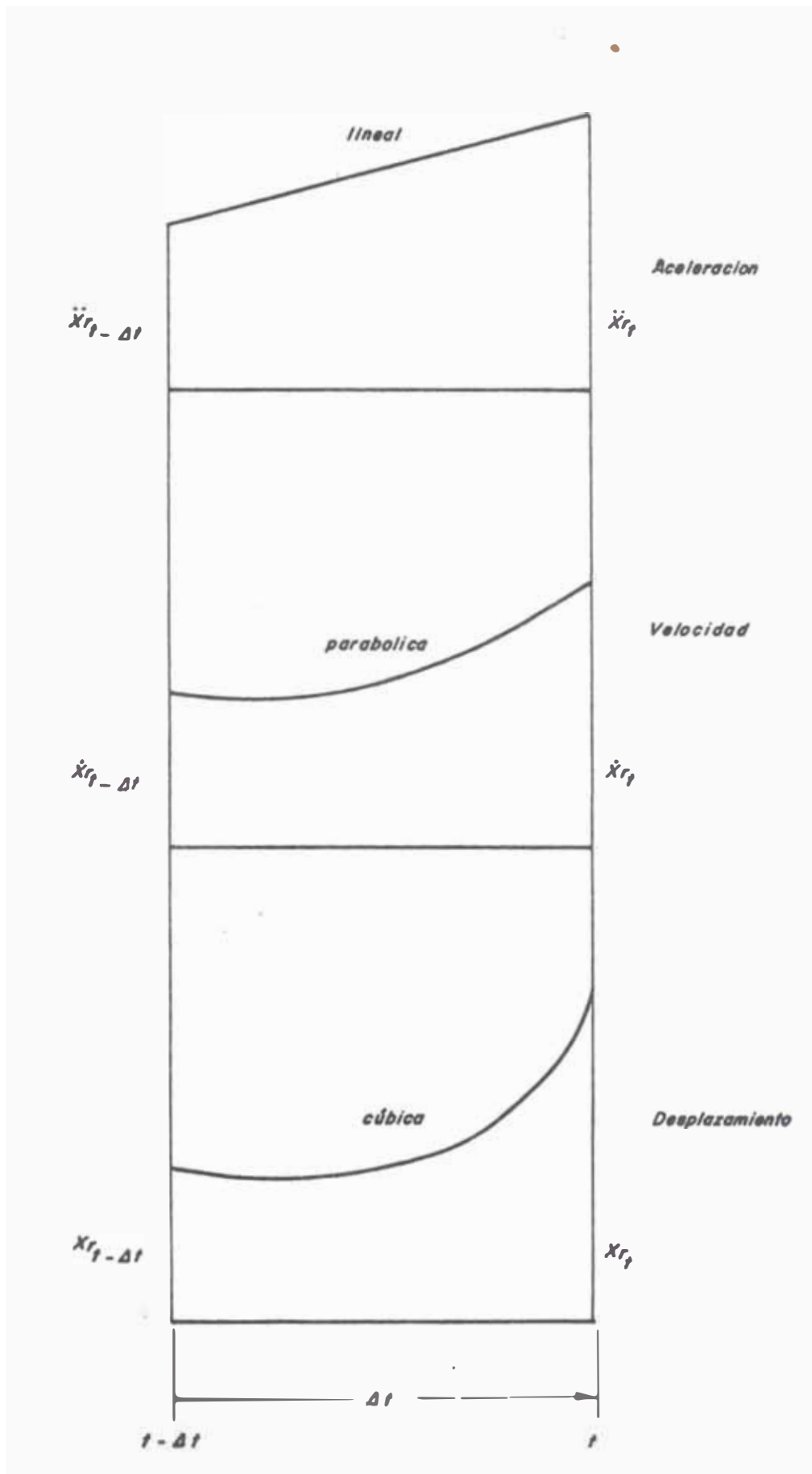


Fig. 3.10 ESQUEMA DE LAS HIPOTESIS DEL METODO DE LA ACCELERACION LINEAL



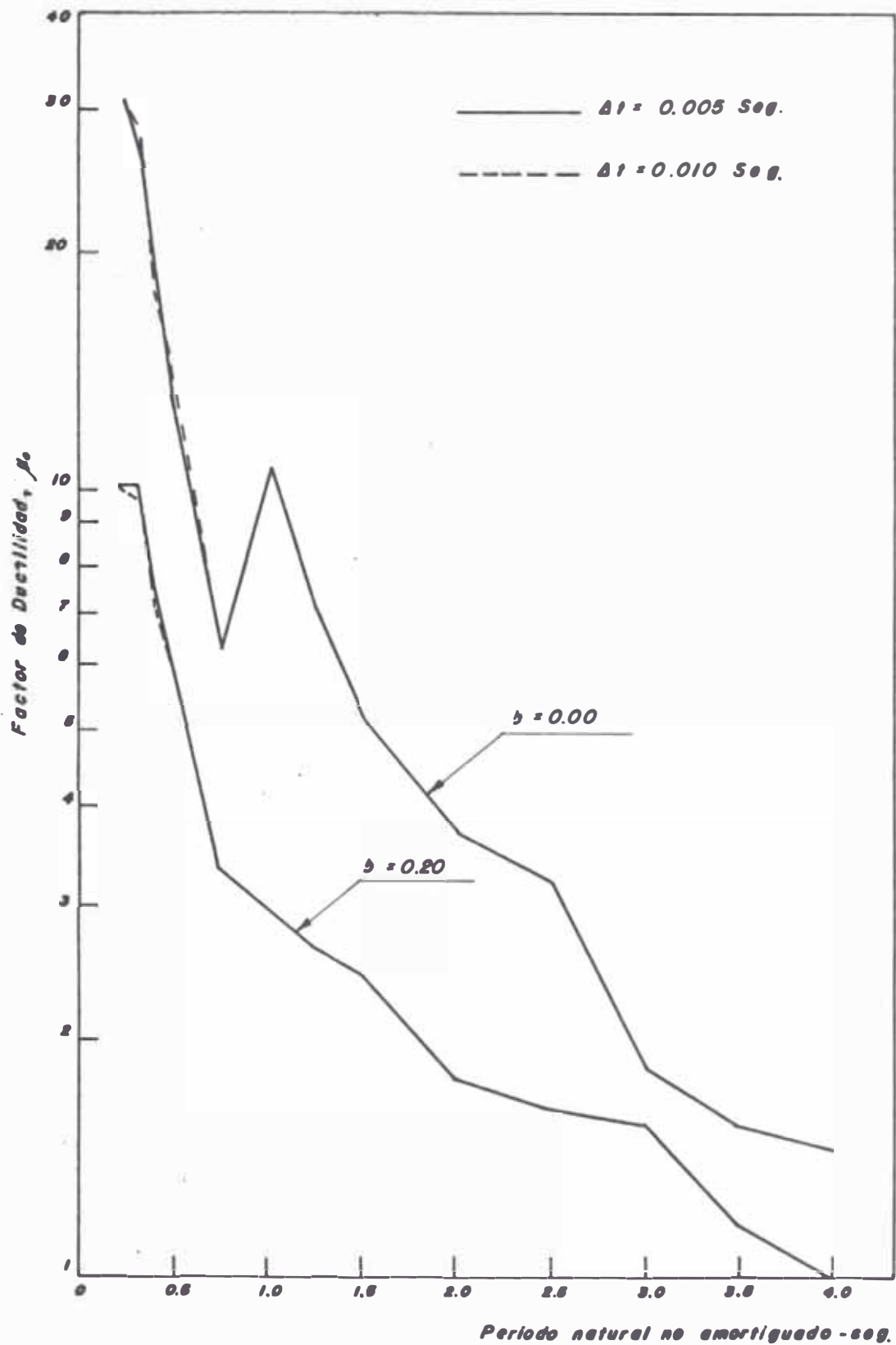
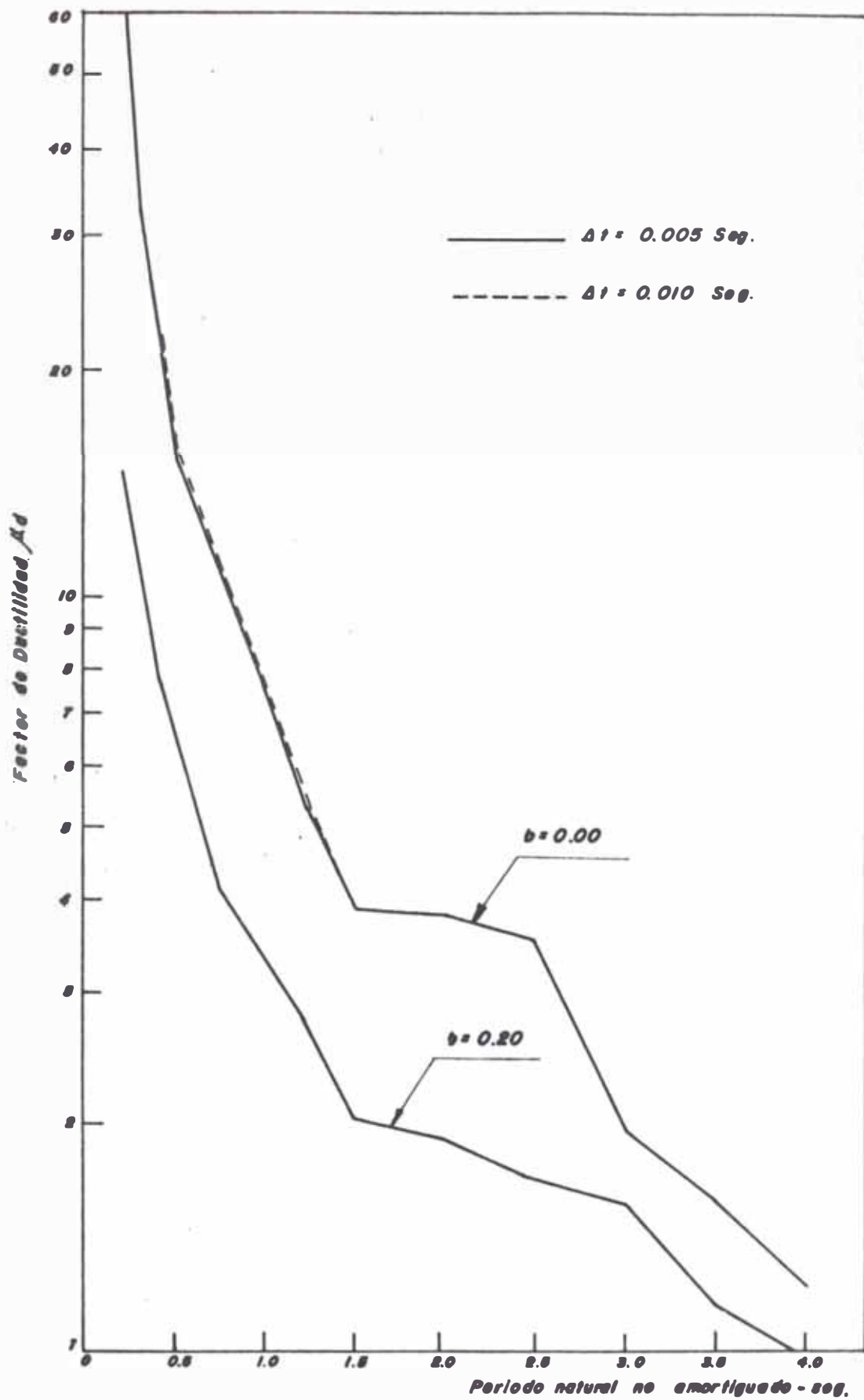
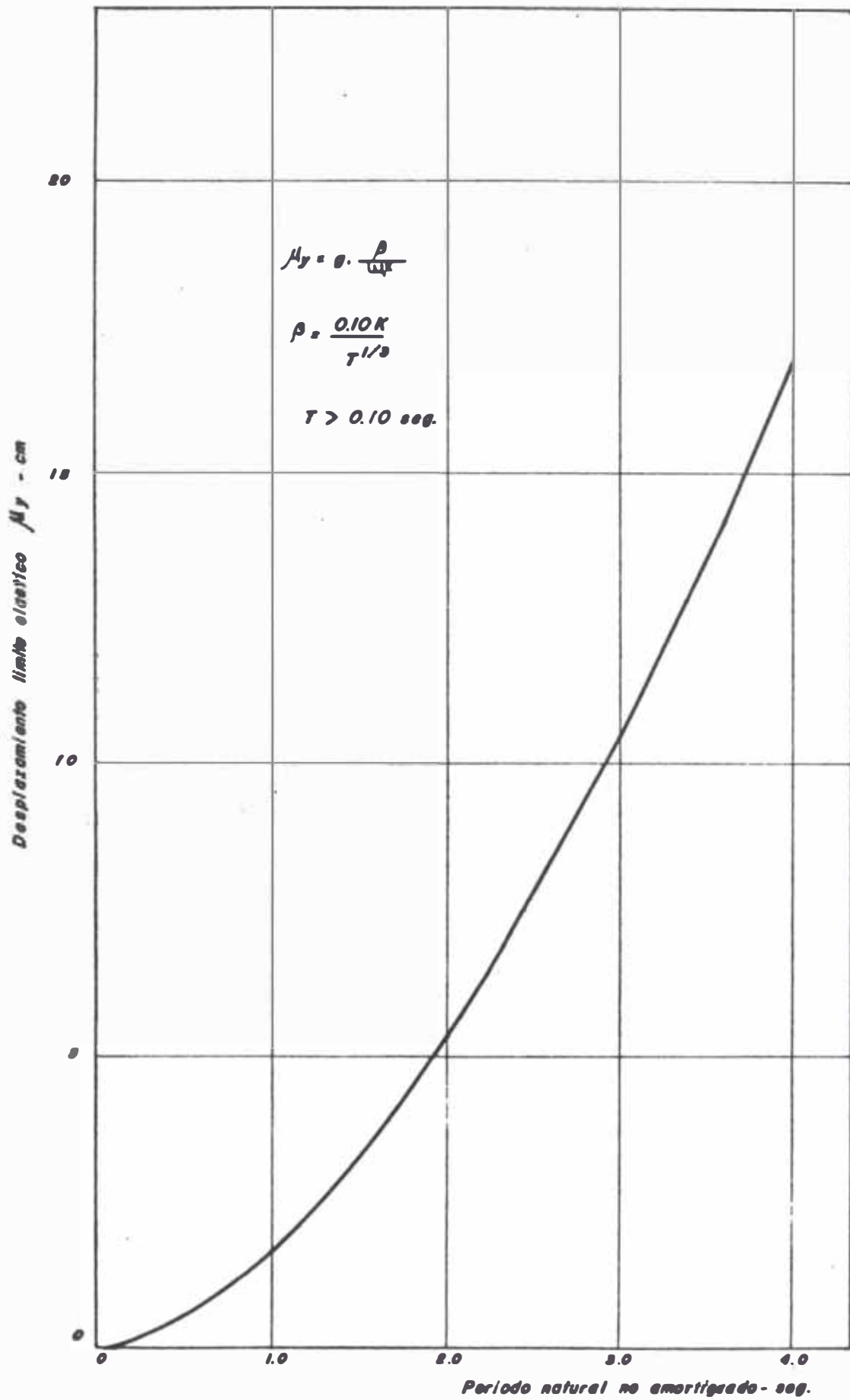


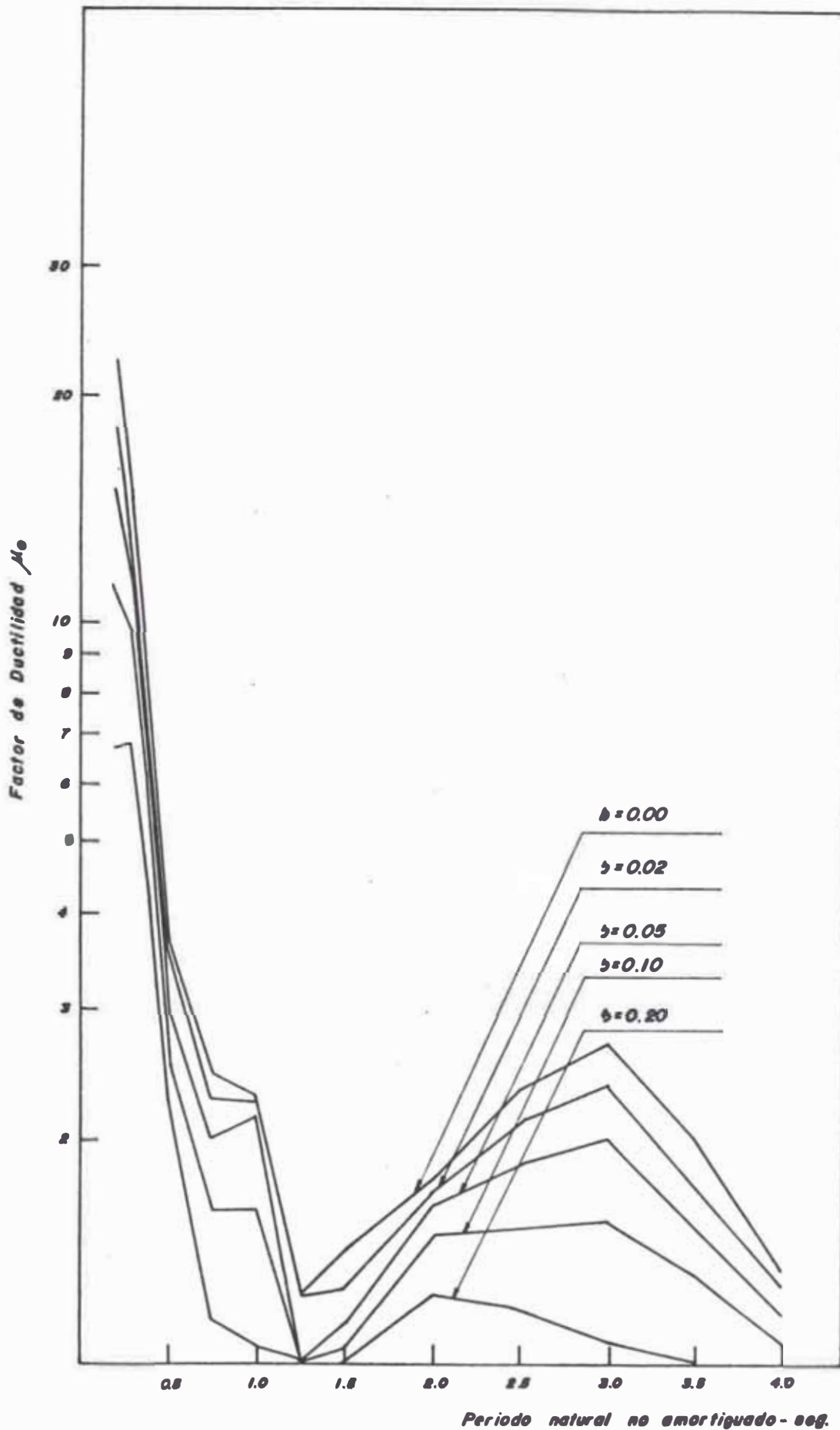
Fig. 3-11 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL METODO DE LA ACCELERACION LINEAL  
 Terremoto de el Centro, 10-May.-1940, NS  
 ELASTOPLASTICO ORDINARIO;  $K = 0.67$



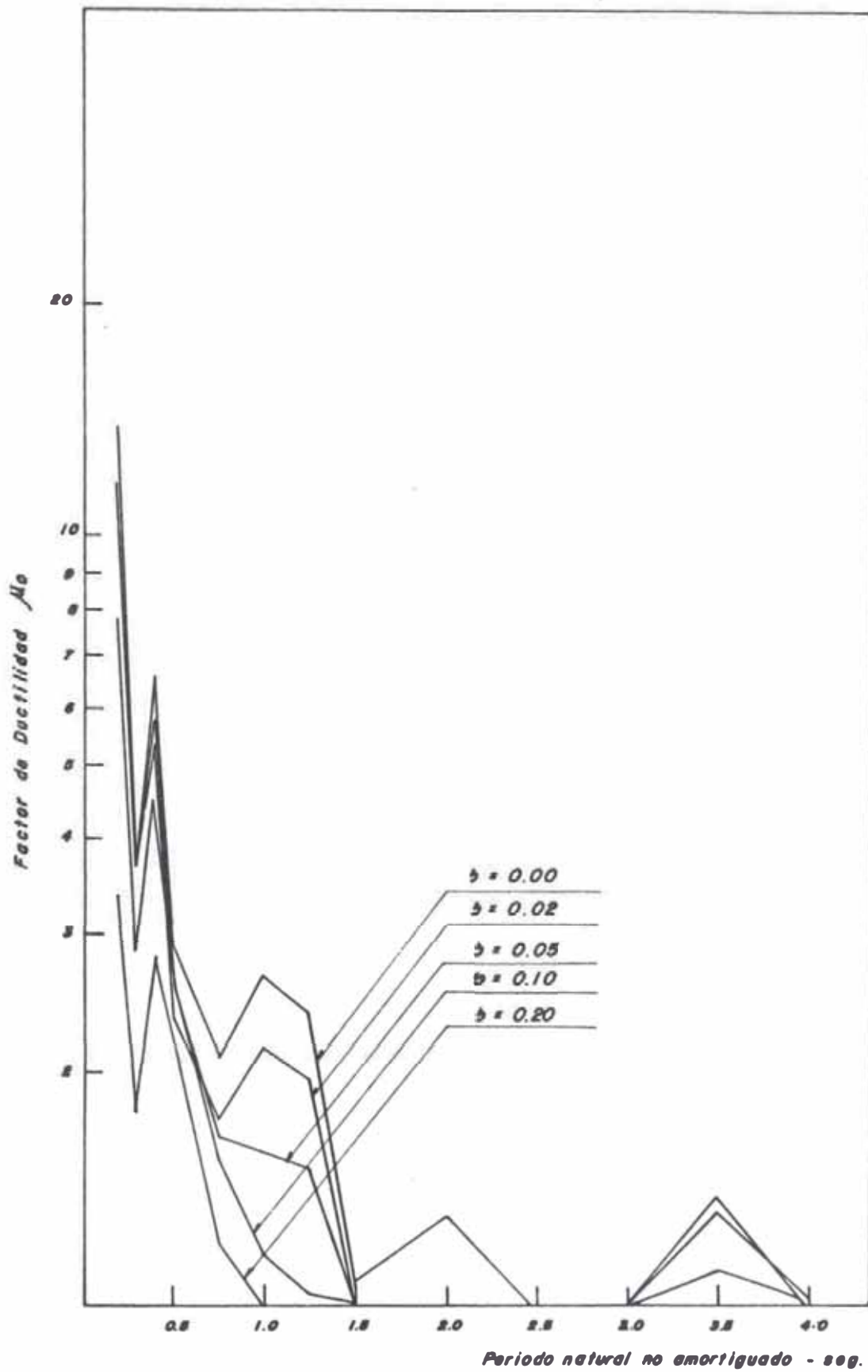
**Fig. 3-12 VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL METODO DE LA ACCELERACION LINEAL**  
**Terremoto de el Centro, 18-May.-1940, NS**  
**RIGIDEZ DEGRADANTE ;  $K = 0.67$**



**Fig. 3.13: DESPLAZAMIENTO LIMITE ELASTICO SEGUN SEAOC**



**Fig.3.14: FACTOR DE DUCTILIDAD**  
**Terremoto de Lima, 17-Oct.-1966, N0E**  
**ELASTO PLASTICO ORDINARIO,  $K=0.67$**



**Fig. 3.15: FACTOR DE DUCTILIDAD**

**Terremoto de Lima, 17-Oct.-1966, N82W**

**ELASTO PLASTICO ORDINARIO,  $K=0.67$**

## C A P I T U L O    I V

### RESPUESTA DE EDIFICIOS DISEÑADOS POR NORMAS DE DISEÑO ANTISISMICO

#### IV.1    INTRODUCCION

La respuesta sísmica de una estructura, o de un elemento de ésta, depende no sólo del movimiento sísmico sino también de las propiedades de la estructura. Para poder sobrevivir a los movimientos sísmicos la estructura deberá ser a la vez lo suficientemente fuerte y dúctil como para resistir las cargas y esfuerzos generados por las deformaciones internas. La resistencia y ductilidad es función de la rigidez o flexibilidad de la estructura, de la energía absorbida dentro de ella o en las entrecaras entre la pieza en estudio y su apoyo debido ya sea al amortiguamiento o al comportamiento inelástico, y de sus frecuencias naturales o periodos de vibración.

Son ampliamente conocidos ejemplos de estructuras que carecieron de la resistencia y ductilidad suficiente para resistir los sismos a que fueron sometidos. En los terremotos de Caracas en 1967 y en Lima, 1974, ocurrieron fallas en las columnas y en pórticos de edificios cuando se alcanzaron resistencias y capacidades de absorción de energía inadecuadas. En los

terremotos peruanos de 1966 y 1970 y el de Nicaragua en 1972 han demostrado que la albañilería sin refuerzo no es capaz de resistir fuertes movimientos de suelo. Otras fallas durante sismos son claramente debido a la falta de adecuados detalles de soporte o de adecuada continuidad entre los elementos individuales.

Una vez que una estructura ha sido dispuesta en planta y el tamaño y la resistencia de sus diferentes elementos han sido escogidos, entonces el análisis de las estructuras para condiciones dadas de carga dinámica y movimiento de la fundación puede ser realizado por métodos bastante bien comprendidos, aunque el análisis pudiera ser largo y tedioso en el caso de un sistema complejo. Sin embargo salvo que el diseñador utilice un procedimiento de diseño llamado "diseño directo" deberá encarar el problema de la elección preliminar de la disposición estructural y de resistencia de elementos antes de tener una estructura que analizar. Los pasos que el diseñador debe seguir por lo general son:

1. Seleccionar el registro sísmico adecuado.
2. Elegir el factor de seguridad o los límites tolerables de deformación, o la probabilidad aceptable de daño o falla. Esto puede depender del paso (3).
3. Escoger el tipo o disposición de la estructura y estimar sus parámetros dinámicos y estáticos. Esto inclu-

ye a) Resistencia estática y dinámica, b) frecuencias naturales o períodos de vibración, c) amortiguamiento y absorción de energía apropiada para la respuesta deseada, d) ductilidad con la que se puede contar antes de la falla o pérdida de función. Estos pueden asignarse en un proceso de diseño directo o son sometidos a una revisión sucesiva en los métodos tradicionales.

4. A través del análisis verificar lo adecuado de la estructura escogida y hacer los cambios necesarios en la disposición o en la resistencia de elementos; repetir los pasos (3) y (4) hasta conseguir un diseño satisfactorio.

5. Hacer un análisis más preciso del diseño final y hacer varios cambios o reajustes como pudieran necesitarse. Repetir el paso (1) hasta el (4) si fuera necesario.

En algunos casos un procedimiento sumamente directo puede usarse involucrando básicamente sólo los pasos (1), (2) y (3); la mayoría de los "Códigos de diseño estático" son de este tipo.

#### IV.2 FUNCION PRINCIPAL DE LOS CODIGOS DE DISEÑO

El diseñador además de tener entre sus responsabilidades



la de la estructura final, debe tener algún método para confirmar que se han evitado graves errores, además de una base de comparación para asegurar que el diseño es adecuado en un sentido general. El propósito de los códigos y especificaciones de construcción es llenar esta necesidad. Sin embargo todavía no está establecido que los códigos de construcción puedan ampliar esta labor sin la introducción de incomodidades y controles que pudieran representar una severa desventaja en el desarrollo de nuevos conceptos y procesos de diseño. Los códigos de construcción le dan cuerpo a los resultados de experiencias y juicios y por lo tanto deben tratar implícitamente si no explícitamente, con tipos particulares de estructuras y configuraciones.

Si la configuración de una estructura es determinada por requerimientos arquitectónicos y otras, el diseñador tiene una elección restringida para el desarrollo de la resistencia y ductilidad requerida para asegurar un comportamiento sísmico adecuado. No siempre es posible decir que algunas de las disposiciones del diseño son mejores que otras por su resistencia dinámica, aunque es bastante claro que elecciones diferentes de pórticos pueden llevar a requerimientos de resistencia y ductilidad grandemente diferentes. Por ejemplo una estructura aporticada es generalmente menos rígida y de más baja frecuencia que una de muros cortantes, aunque la ductilidad requerida sea mayor.

Los métodos de análisis y las especificaciones de los detalles de diseño tienen que ver también en el costo y en la fac

tibilidad de llevar a cabo el diseño. Ajustes en procedimientos de cálculo inconscientes con la precisión de las suposiciones hechas y los parámetros utilizados pueden llevar a un falso sentido de seguridad. Si las especificaciones son indebidamente conservadoras el diseño puede ser forzado dentro de un tipo resistente pero menos dúctil que lo deseado. Es difícil evitar diferencias en el grado de lo conservador entre diferentes tipos de estructuras y en algunos casos no es aconsejable hacerlo. Algunos materiales por su naturaleza, incluso su variabilidad o falta del adecuado control de propiedades pueden requerir un factor de seguridad (diferente al requerido en el diseño) mayor que otros cuyas propiedades son determinadas con mayor control y precisión. El margen entre la falla incipiente y el derrumbe total puede variar para diferentes materiales y por lo tanto puede involucrar un factor de seguridad diferente al requerido en el diseño. Es aconsejable para el desarrollo de la base del criterio de comportamiento que la aproximación del diseñador no tenga restricciones muy grandes. Por ejemplo puede ser muy contraproducente limitar la resistencia y la ductilidad de tal modo que el balance entre los dos no puede ser acomodado para que acepte las nuevas propiedades de los materiales o los nuevos tipos estructurales mientras se van desarrollando. Un trueque entre la ductilidad y la resistencia debería ser asequible en los métodos permitidos de tal modo que sea posible economizar sin sacrificar la seguridad. Pero ya sea porque se está interesado en alcanzar resistencia o ductilidad, o ambos, se deben utili-

zar los materiales en formas apropiadas y se necesitan métodos de control e inspección de la construcción para comprobarlo.

El tipo de código de diseño más aconsejable es aquel que pone el menor número de restricciones en la imaginación, iniciativa e innovación del diseñador. Tal código puede involucrar criterios sólo al respecto de : 1) La carga o el medio ambiente. 2) El nivel de respuesta, esfuerzos y deformaciones, o el comportamiento de la estructura bajo condiciones indicadas de carga (de medio ambiente). Tal aproximación no necesita y de preferencia no debería indicar cómo debe el diseñador alcanzar su objetivo, siempre que él pueda demostrar a través de documentos de conformidad, que ha alcanzado una estructura capaz de resistir las condiciones especificadas del ambiente. Esta aproximación es por lo general la que se usa ahora para el diseño de Plantas para Reactores de Fuerza Nuclear. Experiencias a través de años recientes de aproximar criterios de diseño sísmico de esta manera arroja una serie de problemas pero también ha sido razonablemente exitosa al evitar controversias debido únicamente a las especificaciones en sí, aunque ha habido controversias basadas en las condiciones ambientales y los niveles de esfuerzo y deformaciones permisibles.

#### IV.3 RIESGOS SÍSMICOS

Un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia relativamente alta es considerado apropiadamente como una carga para

la que el diseño debe estar provisto de tal modo que el costo de las reparaciones menores no sea excesivo. Mayor reforzamiento de una estructura para resistir fuerzas intensas es caro, y el costo de provisiones para tal diseño debe compararse con el posible costo de reparaciones, de manera que se pueda decidir si una resistencia y ductilidad adicional del diseño se justifica económicamente.

Normas del diseño deben considerar los dos valores iniciales de deterioro permisible asociados con sismos relativamente pequeños o comunes, y la aproximación evaluada para condiciones casi de colapso correspondientes a los raramente largos o muy improbables movimientos sísmicos. Se ha acordado en general que el colapso estructural de naturaleza tal que pueda poner en peligro un gran número de vidas debe prevenirse mediante el diseño aún para el sismo más increíble. Pero no sería razonable ni económico proveer resistencia para sismo extremo con el mismo factor de seguridad o margen de seguridad que el normalmente usado. La elección de seguridad para el más grande sismo probable depende en parte de la naturaleza y la importancia de la estructura y en las consecuencias en caso que ésta fallara.

Para especificar adecuadamente la intensidad de un sismo en un diseño debe determinarse la posible aceleración del suelo. Las características de los movimientos sísmicos también deben ser descritos, de modo que sean representativos de las condiciones geológicas tomando en cuenta las condiciones locales del

suelo incluyendo el espesor de los estratos y sus características, presencia de agua, profundidad de la base, rocosa y similares. Una mejor medida de los movimientos sísmicos libres es una descripción que incluya no sólo la máxima aceleración del suelo sino también la máxima velocidad del suelo (en pocos casos también el máximo desplazamiento del suelo) con alguna medida de el número de vibraciones o la duración del movimiento. Aunque los procesos de cálculo pueden ser empleados para estimar los movimientos superficiales, evaluaciones generales en la actualidad deben incluir consideración de movimientos sísmicos observados y juicios.

#### IV.4 FRECUENCIA NATURAL

La respuesta dinámica de una estructura es una función, entre otras cosas, de las frecuencias naturales de vibración en sus varios modos. Las frecuencias naturales pueden ser computadas de la masa y de la distribución de rigideces de la estructura pero dichos cálculos involucran una idealización de la estructura para los fines del análisis. La influencia de componentes no estructurales sobre las frecuencias naturales puede ser de particular importancia. También las frecuencias naturales pueden ser afectadas en un alto grado por la interacción cimentación - estructura.

Especificaciones de diseño que involucran frecuencias na

turales tienen la desventaja que la estructura debe ser diseñada, por lo menos de manera preliminar, antes de poder determinar las frecuencias o si no las frecuencias deberán ser estimadas de factores que incluyen juicios y dimensiones totales. De ahí que tales métodos pueden involucrar relativamente grandes errores en la respuesta o si no el método de diseño deberá ser uno de continuas aproximaciones y revisiones.

#### IV.5 AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento en elementos estructurales y componentes así como en apoyos y cimientos es función de la intensidad del movimiento y del esfuerzo o niveles de deformación dentro del elemento estructural o de la estructura, así como depende altamente del revestimiento de la estructura y de los mecanismos de absorción de energía de ésta. Por ejemplo una estructura con ensambles de remaches o de pernos que pueden soportar relativamente el movimiento durante la deformación, absorberá una gran cantidad de energía de fricción en estos ensambles. Una viga de concreto armado que se agrieta donde los elementos a ambos lados de la fisura se pueden mover con relación uno al otro con absorción de energía en la superficie de falla, también absorberá energía considerablemente. Por otro lado, una estructura sólida homogénea o una estructura de acero soldada tiene relativamente pequeñas cantidades de pérdida de energía, y una viga de concreto antes de agrietarse tiene relativamente baja can

tividad de pérdidas de energía salvo las internas del material en sí.

La importancia del amortiguamiento está señalada por el hecho que la respuesta dinámica de una estructura en un sismo - puede ser afectada en un grado tan alto por amortiguamiento, como por cualquier otro parámetro. Esto es especialmente cierto - en los casos que se presentan movimientos largos sostenidos casi armónicos. Es por este motivo que se encuentran grandes dificultades con especificaciones de diseño donde las fuerzas del - diseño no reflejan propiamente o realmente las diferencias de amortiguamiento asociadas con diferentes materiales, diferentes - tipos de estructuras y diferentes niveles de deformación y es - fuerzos aceptables.

En cuanto al amortiguamiento de una estructura, se puede decir que es uno de los problemas en que se cuenta con menor - grado de información. Sin embargo, se debe distinguir entre el caso elástico y el inelástico. En el caso elástico es usual u - sar un amortiguamiento de tipo viscoso y se introduce en el análisis una vez desacopladas las ecuaciones del movimiento. Esto se hace ante el convencimiento que las estructuras normales presentan modos clásicos de vibrar y frente a la imposibilidad de construir una matriz de amortiguamiento basada en las propiedades de la estructura. Generalmente en estructuras de concreto - armado se ha usado un amortiguamiento del orden del 5% del a -

amortiguamiento crítico, valor obtenido empíricamente al comparar las respuestas analítica y experimental de estructuras sometidas a excitación sísmica. Sin embargo, es necesario reconocer que la respuesta del concreto armado, en lo que podríamos llamar el rango elástico (antes de la fluencia del acero), no guarda la linealidad suficiente para definirla como lineal elástica. El amortiguamiento depende de la amplitud de la deformación de la estructura y varía fuertemente según el número de movimientos sísmicos experimentados por la estructura.

La importancia de la determinación del coeficiente de amortiguamiento no es tanto si se desea resolver el problema considerando la respuesta inelástico de la estructura. En este caso generalmente se supone explícitamente algún mecanismo de disipación de energía histerética, que incluirá gran parte del amortiguamiento de la estructura (amortiguamiento histerético). En estas condiciones, el amortiguamiento de tipo viscoso sólo representa otras formas de disipación de energía que son poco importantes frente a la disipación por histéresis, y su valor decrece notoriamente frente al valor que tenía en el caso de la respuesta elástica con deformaciones del acero cercanas al punto de fluencia.



## IV.6 ANÁLISIS ELÁSTICO ESPECTRAL

### IV.6.1 INTRODUCCION

Para determinar la sollicitación sísmica a usar en el diseño de una estructura, es muy importante disponer de una adecuada evaluación del riesgo sísmico de la zona donde estará ubicada la estructura. Este problema ha sido resuelto en forma limitada en diversas partes del mundo, debido especialmente a la falta de antecedentes sobre la historia sísmica de esos lugares o zonas. Es necesario conocer las características de los sismos, principalmente el máximo de intensidad que ellos pueden alcanzar. Para los efectos del diseño estructural estas características están en su mayor parte definidas si se conoce el espectro elástico de respuesta para estos movimientos sísmicos.

Si se dispone de una historia sísmica suficiente en una zona o lugar, se podrá estimar con facilidad el espectro teórico-elástico de respuesta para un conjunto representativo de sismos que han ocurrido. Generalmente, las tendencias de estos espectros serán comunes para los diferentes sismos, siendo la diferencia solamente en la intensidad de respuesta obtenida.

Si la historia sísmica es insuficiente para usar el procedimiento anterior, será necesario recurrir a los antecedentes de otras zonas, cuyo suelo tenga propiedades parecidas en lo referente a la propagación y filtro de las ondas sísmicas y cuyos

sismos presenten origen tectónico semejante.

En Estados Unidos la investigación en Ingeniería antisísmica ha estado por muchos años dominada por el registro obtenido en la localidad de El Centro para el sismo ocurrido en Imperial Valley el 18 de Mayo de 1940. Las características del terremoto de El Centro son indicadas en los espectros de respuesta, ver fig. 4.1, son comunes a las de la mayoría de los sismos ocurridos en la costa occidental de los Estados Unidos, y se pueden resumir como sigue:

- a). Para sistemas con alta frecuencia natural de vibración (sobre los 2 ciclos por segundo) el espectro de aceleraciones es prácticamente constante; sin embargo, la amplificación de la aceleración máxima de la estructura con respecto a la aceleración máxima del movimiento sísmico en el terreno es una función de su coeficiente de amortiguamiento. Para estructuras muy rígidas (con frecuencia sobre los 15 ciclos por segundo) la máxima aceleración de la estructura tiende a confundirse con la máxima aceleración del terreno independientemente del amortiguamiento de aquella.
  
- b) Para estructuras relativamente flexibles (frecuencia menor que 0.3 ciclos por segundo) el espectro de desplazamientos es constante, con amplificaciones pequeñas respecto del desplazamiento máximo del terreno.

Para estructuras muy flexibles, el desplazamiento máximo del sistema es igual al valor máximo del terreno.

- c) En el rango intermedio (Sistemas con Frecuencias entre 0.3 y 2 ciclos por segundo) el espectro de pseudo-velocidades es constante con valores de ampliificación muy influenciados por el amortiguamiento de la estructura. Este resultado, dada de la relación entre la energía y la pseudo-velocidad, indica una absorción de energía constante para estructuras dentro de este rango de frecuencias.

Las características enunciadas son bastante importantes y aparecen reflejadas en casi todos los espectros elásticos de respuesta de los sismos norteamericanos, así como también en los espectros de respuesta promedio para los sismos más importantes de dicha región. Estos resultados han llevado a varios investigadores a proponer espectros elásticos para diseñar basados en valores máximos del movimiento sísmico del terreno y en la construcción de espectros suavizados de acuerdo a las características ya indicadas.

#### IV.6.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS ELÁSTICO EMPLEADO EN LOS CÓDIGOS.-

El diseño sísmico indicado en los códigos es generalmente cuasi-elástico. Las fórmulas del código para fuerzas de diseño son obtenidas de un análisis dinámico simplificado y aproximado conjugando el buen juicio y experiencia. Las fuerzas de diseño especificadas por la mayoría de los códigos son generalmente

te mas pequeñas que los correspondientes valores máximos que se obtendrán por un análisis dinámico elástico.

Los requerimientos para fuerzas laterales del Reglamento Peruano de Diseño Antisísmico, Edición 1970, basa el diseño es tático para fuerzas laterales sobre una respuesta dinámica a-  
proximada del edificio. El desarrollo considera solo el primer modo de vibración, dado que la influencia de los modos altos de vibración son considerados de importancia secundaria. Además la forma del primer modo se asume como lineal. Esto parece razonable cuando se reconoce que la deformación total del edificio es generalmente una combinación de las deformaciones por fuerza cortante en los niveles de piso de los pórticos y de las acciones totales flexionantes del edificio. La combinación de las formas opuestas causadas por estos efectos frecuentemente se aproximan a una línea recta. (Ver Fig. 4.2)

Comparando el Reglamento Peruano de diseño Antisísmico , (1970) con la teoría dinámica de respuesta elástica, según se muestra brevemente en la Tabla 1, se tiene:

TABLA - 1

COMPARACION DE LA TEORIA DINAMICA ELASTICA CON REGLAMENTO PERUANO DE DISEÑO ANTISISMICO, 1970

I. TEORIA DINAMICA	II. REGLAMENTO PERUANO 1970
<p>1) <math>V_B^i = FPM_i M_{efect} W_i S_{V_i}</math></p>	<p>1) <math>H = UKCP</math></p>
<p>2) <math>S_{a_i} = W_i S_{V_i} = f(T_i, b_i)</math></p>	<p>2) <math>C = \frac{Sa}{g} = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}</math></p>
<p>3) <math>F_k^i = V_B^i \frac{\theta_k^i M_k}{\sum_{\alpha=1}^n \theta_{\alpha}^i M_{\alpha}}</math></p>	<p>Tomando en cuenta la acción inelástica.</p> <p>3) <math>F_k = fH \frac{W_k h_k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}</math></p>
<p>4) La acción inelástica afecta grandemente las magnitudes de las fuerzas dinámicas</p>	<p>donde <math>f = 0.90</math> para edificios cuya relación alto/ancho en la dirección considerada excede de 5.  <math>f = 0.95</math> cuando esta relación no excede de 5.</p> <p>El resto de la fuerza <math>H</math> se aplicará en el último nivel.</p> <p>4) <math>K = 0.67</math> a <math>1.33</math></p>

Considerando primero la teoría dinámica, la fuerza cortante en la base para el modo de vibración "i" de una estructura está dado por la ecuación 11, la cual muestra que la fuerza cortante depende de la masa efectiva, del factor de participación, del valor del período de vibración y de la velocidad espectral. La ecuación 12 indica que la aceleración espectral depende del período de vibración y del amortiguamiento. La ecuación 13 muestra que el cortante en la base es distribuido a lo alto del edificio en proporción a la masa distribuida y los desplazamientos modales.- La ecuación 14 es simplemente una advertencia que las fuerzas dinámicas pueden ser reducidas en gran parte por acción inelástica.

Comparando estos factores básicos de la teoría dinámica, en la columna de la derecha de la Tabla 1 se presentan algunas de las principales disposiciones propuestas por el Código Peruano (1970). La ecuación 111 indica que el cortante total en la base está dado por  $H = UKCP$ , donde U es un coeficiente que depende de la ubicación (Regionalización Sísmica), uso de la edificación, k que toma en cuenta la capacidad de deformaciones inelásticas de los diferentes tipos de construcción. C es el coeficiente sísmico, y P es el peso considerado de la edificación. La ecuación 112 muestra una expresión empírica para el coeficiente sísmico dependiendo del período de la estructura, no toma en cuenta las condiciones del terreno de fundación; es de importancia señalar que el coeficiente C en la ecuación 111 debe tomar en cuenta los efectos de la energía de absorción de la ac

ción inelástica, la cual en gran parte modifica los valores de la respuesta máxima. La ecuación 113 da una expresión para distribuir el cortante en la base a lo alto de la edificación. Comparando con la ecuación 13 vemos que los dos son similares si la deformada correspondiente al modo de vibración es lineal. El porcentaje del cortante que se aplica en el último nivel trata de tomar en cuenta la influencia de los modos altos de vibración. Como se ha indicado el factor  $k$  toma en cuenta la capacidad de deformación inelástica de los diferentes tipos de construcción; es evidente que considerables cantidades de energía han de ser absorbidas en deformación inelástica, consecuentemente es importante que la estructura posea adecuada capacidad para deformación inelástica. El valor de  $k$  de 0.67 está indicado a ser aplicado a tipos estructurales que pueden experimentar grandes cantidades de deformación inelástica sin sufrir mayores daños (estructuras aporticadas), mientras que el factor de 1.33 deberá ser aplicado a estructuras que pueden experimentar solamente pequeñas cantidades de deformación inelástica.

De la comparación anterior se aprecia un avance considerable respecto a la estructura rígida (método del coeficiente sísmico).

Recientemente varios investigadores han propuesto espectros de respuesta elástica para diseño basado en valores máxi -

mos del movimiento sísmico del terreno y en la construcción de espectros suavizados.

Dentro de los valores máximos del movimiento del terreno destacan las proposiciones de Esteva (6), y de Newmark y Hall (15). Esteva propuso en 1969 valores máximos de aceleración "a", velocidad "v" y desplazamiento "d" en terreno firme, función de la magnitud del sismo y de la distancia epicentral. Por otra parte, Newmark y Hall han sugerido valores máximos basados en los registros más intensos obtenidos en la costa occidental de Estados Unidos, ellos son 0.50 g. (g = aceleración de la gravedad), 61 cm/seg. y 46 cm. para un terremoto intenso "normal" y 0.75 g., 91 cm/seg. y 69 cm. para el terremoto más intenso que se pueda concebir. (Los valores máximos registrados del terremoto de el Centro fueron 0.32 g., 36 cm/seg. y 20 cm. respectivamente).

Una vez obtenidos los valores máximos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en terreno firme, existen diversas proposiciones para estimar el espectro de respuesta de estructuras de amortiguamiento pequeño, Blume, Newmark y Corning (16) sugirieron valores espectrales máximos iguales a  $4a$ ,  $3v$  y  $2d$  para la aceleración, pseudo velocidad y desplazamiento respectivamente. Estas condiciones, unidas a las características generales indicadas, permiten el trazado de espec -



tros suavizados (Fig. 4.3). Otro método, propuesto por Esteve y Rosenblueth en 1964 (6), supone que las líneas determinadas por  $a$ ,  $v$  y  $d$  corresponden al espectro suavizado para 25% de amortiguamiento crítico, y propone fórmulas para la determinación de los valores espectrales para otros valores del coeficiente de amortiguamiento (Fig. 4.3). También se puede citar la proposición de Newmark y Hall (15) para evaluar los valores espectrales máximos como función del coeficiente de amortiguamiento. Una vez estimados las máximas aceleraciones, velocidad y desplazamiento del terreno, las líneas que se presentan estos valores pueden dibujarse en un cuadro logarítmico tripartito como se indica en el ejemplo de la figura 4.4. En la tabla 4.1, se muestran los factores de amplificación de los valores espectrales para diferentes percentiles y coeficientes de amortiguamiento. Un valor de percentil de 90 significa que se puede esperar que un 90% de los valores están en o bajo esa amplificación particular. La elaboración de los espectros elásticos de diseño es directo como se ilustra en la fig. 4.4. En el ejemplo de la Fig. 4.4, las líneas que muestran los máximos movimientos del suelo se dibujan para una aceleración máxima  $a$  de 1.0 g, velocidad,  $v$ , de 48 pulgadas/Seg (122 cm/seg) y desplazamiento  $d$ , de 36 pulgadas (91 cms). Estos datos representan movimientos del terreno más intenso que aquellos generalmente considerados en cualquier postulado de riesgo sísmico. Sin embargo están aproximadamente en la proporción correcta para un determinado número de áreas del mundo, donde los sismos ocurren ya sea en terreno

firme, roca blanda o sedimentos de varios tipos. Para sedimentos relativamente blandos, las velocidades y desplazamientos pudieron requerir incrementos sobre los valores correspondientes a la aceleración dada como se indica en la Fig. 4.4. No es probable velocidades máximas del terreno mayores de 4 a 5 pies/seg. (120 a 150 cm/seg.) se obtengan bajo ninguna circunstancia.

TABLA 4.1

FACTORES DE AMPLIFICACION DE VALORES ESPECTRALES

PERCENTILES	AMORTIGUAMIENTO %	AMPLIFICACION		
		A	V	A
50	0.5	1.97	2.58	3.67
	2.0	1.68	2.06	2.76
	5.0	1.40	1.66	2.11
	10.0	1.15	1.34	1.65
75	0.5	2.66	3.41	4.65
	2.0	2.24	2.68	3.36
	5.0	1.83	2.10	2.48
	10.0	1.47	1.66	1.89
90	0.5	3.28	4.16	5.53
	2.0	2.74	3.23	3.90
	5.0	2.21	2.51	2.82
	10.0	1.75	1.94	2.11

La determinación de estos espectros elásticos para terremotos intensos es doblemente importante. En primer lugar, ellos servirán directamente para el diseño de estructuras importantes que se desea trabajar en el rango elástico durante sismos de alta intensidad; además constituyen el punto de partida para la obtención de espectros de diseño elástico aplicables a estructuras corrientes. En segundo lugar, han servido hasta ahora para la deducción de los espectros de diseño inelástico y seguirán , siendo usados en esta forma mientras no se adopte un método directo para obtener espectros inelásticos de respuesta a partir de las características de los terremotos y de las propiedades de la estructura.

#### IV.7 ANALISIS ESPECTRAL INCLUYENDO EN FORMA SIMPLE EL COMPOR- TAMIENTO INELASTICO.

IV-7.1 Introducción.- A menudo se ha observado que las fuer -  
zas producidas en un edificio durante un sismo fuerte  
exceden de aquellas especificadas por los códigos elásticos de  
diseño, pero mucho de los edificios diseñados con el criterio  
del código han resistido dicho sismo sin fallar estructuralmen -  
te. Hay dos razones principales para esta aparente anomalía. La  
primera es la presencia de muros exteriores e interiores, divi -  
siones y elementos secundarios no estructurales que en conjun -  
to, dan al edificio capacidad para resistir grandes fuerzas sí -  
smicas. La segunda, la mas importante, es que algunos de los e -  
lementos estructurales responden inelásticamente disipando e -  
nergía transmitida a la estructura durante sismos fuertes. Ac -  
tualmente hay la tendencia en los edificios a usar materiales  
menos firmes, muros ligeros y a limitar el número de divisio -  
nes interiores; de este modo decrece la resistencia en conjun -  
to de los elementos no estructurales. Por lo tanto los códigos  
actuales deben ser mas dependientes de la acción inelástica de  
las construcciones para compensar la diferencia entre las fuer -  
zas de diseño del código y las fuerzas reales de sismo.

Podemos indicar algunas diferencias básicas entre los

espectros elásticos e inelásticos. En el caso inelástico, la fuerza sísmica máxima que solicita a la estructura ya no es una función directa de su aceleración máxima, sino que depende de otras propiedades del sistema estructural, además de la excitación sísmica. Más aún, las relaciones entre la aceleración, la pseudo-velocidad y el desplazamiento espectral que regían en el caso elástico, ya no son válidas para el caso inelástico y en consecuencia el espectro de respuesta no se podrá representar por una curva única en el gráfico tripartito como se representan generalmente los espectros elásticos.

En un sistema elástico las características de la respuesta están definidas por el período de vibración y el amortiguamiento de la estructura; en el caso inelástico, la respuesta depende además de la fuerza máxima que pueda resistir la estructura y de la ductilidad que esta pueda desarrollar.

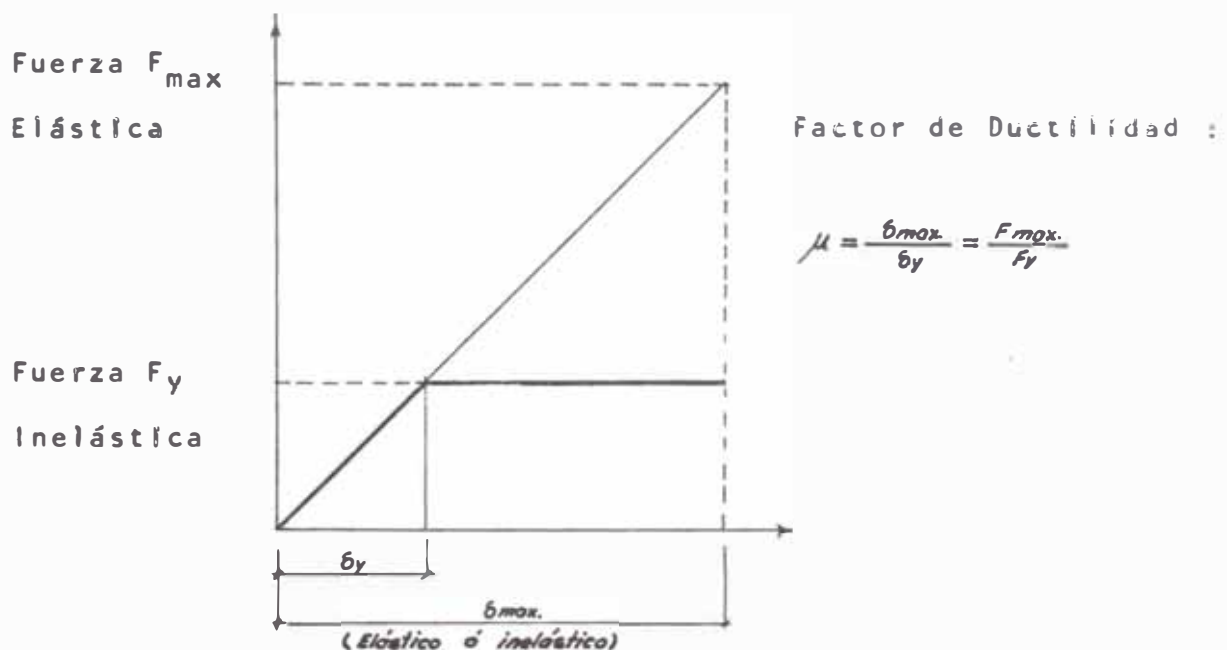
Lo importante en el caso inelástico es el control de la deformación máxima, pues se supone que la estructura desarrollará su resistencia máxima; mientras que en el caso elástico interesaba el control de la fuerza máxima sobre la estructura, la cual era una función lineal de la deformación máxima.

**IV.7.2 Métodos de análisis empleado en los códigos.**- La tendencia de la investigación hasta ahora ha sido obtener espectros inelásticos a partir de los espectros elásticos, lo que

evidentemente simplifica el diseño estructural en forma considerable. Sin embargo, no ha sido posible hasta ahora obtener una solución completa y satisfactoria. Los métodos empleados suponen un comportamiento elasto-plástico del material, y se indican a continuación :

- 1) Método del Factor de Ductilidad - Para estructuras flexibles, Clough y Penzien han demostrado que, para una excitación sísmica determinada, las deformaciones de una estructura suponiendo comportamiento inelástico son iguales a las obtenidas para comportamiento elástico, no obstante que las vigas desarrollaron valores de ductilidad del orden de 5. El "Método del Factor de Ductilidad" supone que el espectro inelástico de deformaciones es igual al espectro elástico de deformaciones y en consecuencia el comportamiento inelástico puede ser interpretado directamente a partir de un análisis de respuesta elástica lineal.

Fig. 4.5 Definición del Factor de Ductilidad



De la figura adjunta :  $\frac{\sigma_{\text{máx}}}{\sigma_y} = \frac{F_{\text{máx}}}{F_y}$

a la relación  $\frac{\sigma_{\text{máx}}}{\sigma_y}$  se le llama Factor de Ductilidad,  $\mu$ , del elemento.

Se aprecia claramente que la estructura debe diseñarse para una resistencia máxima igual a la máxima fuerza elástica dividida por el factor de ductilidad que se puede lograr en la estructura.

$$F_{\text{Diseño}} = \frac{F_{\text{máx Elástica}}}{\mu}$$

El factor de ductilidad representa la cantidad de de - formación inelástica considerada como aceptable en la estructu - ra. Sin embargo, este método sólo es válido para estructuras - que presenten una distribución uniforme de deformaciones ine - lásticas alternativamente, el comportamiento inelástico para un diseño dado puede ser evaluado aproximadamente a partir de los factores de ductilidad del elemento, dado por la relación de la máxima fuerza elástica en el elemento a la conocida re - sistencia del elemento, ( $\mu = F_{\text{máx}}/F_y$ ).

El factor más importante que influye en los requerimien - tos de ductilidad de una estructura, para un terremoto dado, es el nivel de carga de fluencia,  $V_f$ , definido como la máxima

fuerza que puede alcanzarse en fluencia. La elección de la resistencia en fluencia es una "decisión de diseño arbitraria". Según el Profesor Ray W. Clough, puede asumirse para las resistencias de vigas y columnas como 2 y 6 veces al corte basal de diseño calculado de acuerdo al Código Sísmico del Estado de California, Estados Unidos, (SEAOC), (3ra. Edición 1973). Para estimar el corte basal podemos usar el Reglamento Peruano de Diseño Antisísmico, Edición 1970, que es similar al de California, Edición 1973. Utilizando el criterio del Profesor Clough se llega al concepto de diseño de "Columna fuerte-viga débil".

La propuesta de actualización de las Normas Básicas de Diseño Antisísmico, 1975, realizada por los Profesores : Julio Kuroiwa\*, Roberto Morales\*, Alejandro Sánchez Olano\*, Eduardo Temoche\* y Ricardo Yamashiro\*, considera el comportamiento inelástico de las edificaciones adoptando el método del Factor de Ductilidad. La fuerza horizontal sísmica se calcula según la fórmula :

$$H = I \frac{SZC}{R_D} P$$

Donde ISZCP representa la máxima fuerza horizontal sísmica elástica, y ,

$R_D$  es el factor de ductilidad.

---

\* Profesor del Departamento Académico de Estructura y Construcción y Miembro del Comité de Ingeniería Antisísmica de la Universidad Nacional de Ingeniería.



II) Método de igualdad de energía.- Algunas investigaciones han propuesto igualar la energía absorbida por la estructura para los casos de comportamiento elástico e inelástico. Esto equivale a igualar las áreas OED y OABC en la Fig. 4,6

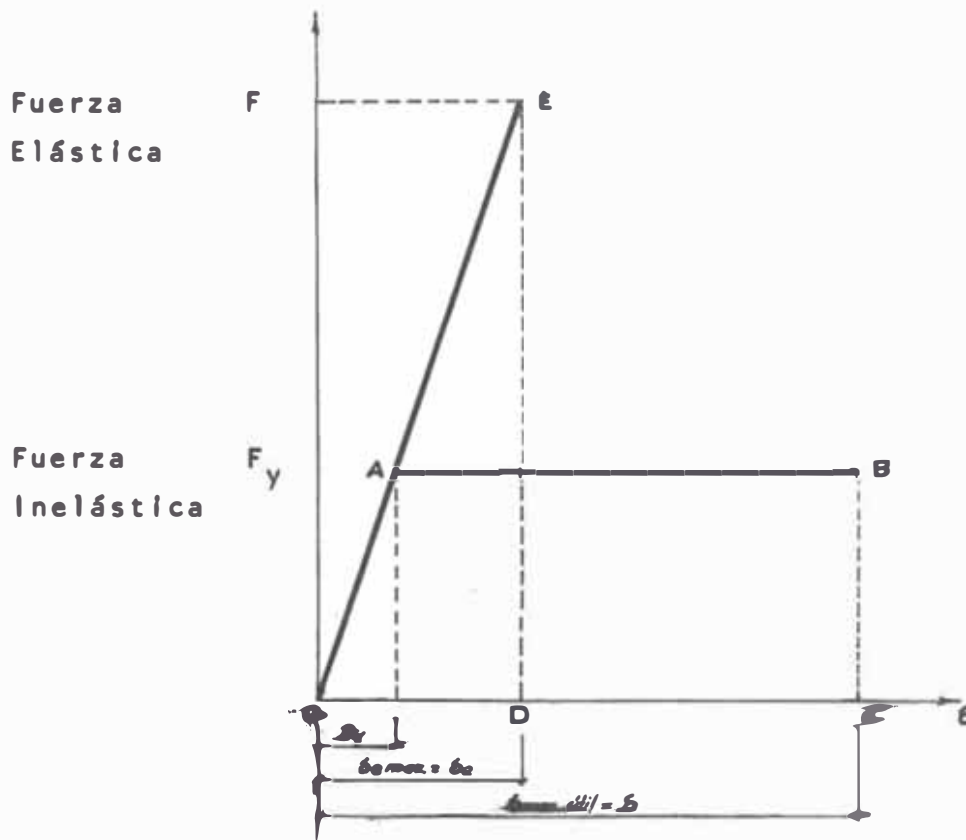


Fig. 4.6 IDEALIZACIONES PARA IGUALDAD DE ENERGIA

$$\text{Area OED} = \text{Area OABC} \quad (1)$$

$$\text{De la Figura : Area OED} = \frac{1}{2} (\delta_{e \text{ máx}}) (F_{e \text{ máx}}) \quad (2)$$

$$\text{Area OABC} = \left( \frac{2 \delta_{a \text{ máx}} - \delta_y}{2} \right) F_y \quad (3)$$

$$\text{En (1) : } \sigma_{e \text{ máx}} F_{e \text{ máx}} = (2 \sigma_{\text{máx}} - \sigma_y) F_y \quad (4)$$

$$\text{De (4) : } \frac{F_e}{F_y} = \frac{2 \sigma - \sigma_y}{\sigma_e} = \frac{\sigma_e}{\sigma_y}$$

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_y (2 \sigma - \sigma_y)} \quad (5)$$

Reemplazando (5) en (4) y despejando :

$$F_y = \frac{\sigma_e F_e}{(2 \sigma - \sigma_y)} = \frac{F_e}{\left( \frac{2 \sigma - \sigma_y}{\sigma_e} \right)} = \frac{F_e}{\frac{2 \sigma - \sigma_y}{\sigma_y (2 \sigma - \sigma_y)}}$$

$$F_y = \frac{F_e}{\sqrt{\frac{2 \sigma - \sigma_y}{\sigma_y}}} = \frac{F_e}{\sqrt{2 \frac{\sigma}{\sigma_y} - 1}}, \text{ pero } \mu = \frac{\sigma_{\text{máx}}}{\sigma_y}$$

$$\therefore F_y = \frac{F_e}{\sqrt{2 u - 1}} \quad \text{-----} \quad (6)$$

Algunos investigadores concluyen que este método es aceptable para estructuras rígidas o ubicadas en el rango intermedio.

La propuesta de actualización, 1972, del Código Japonés

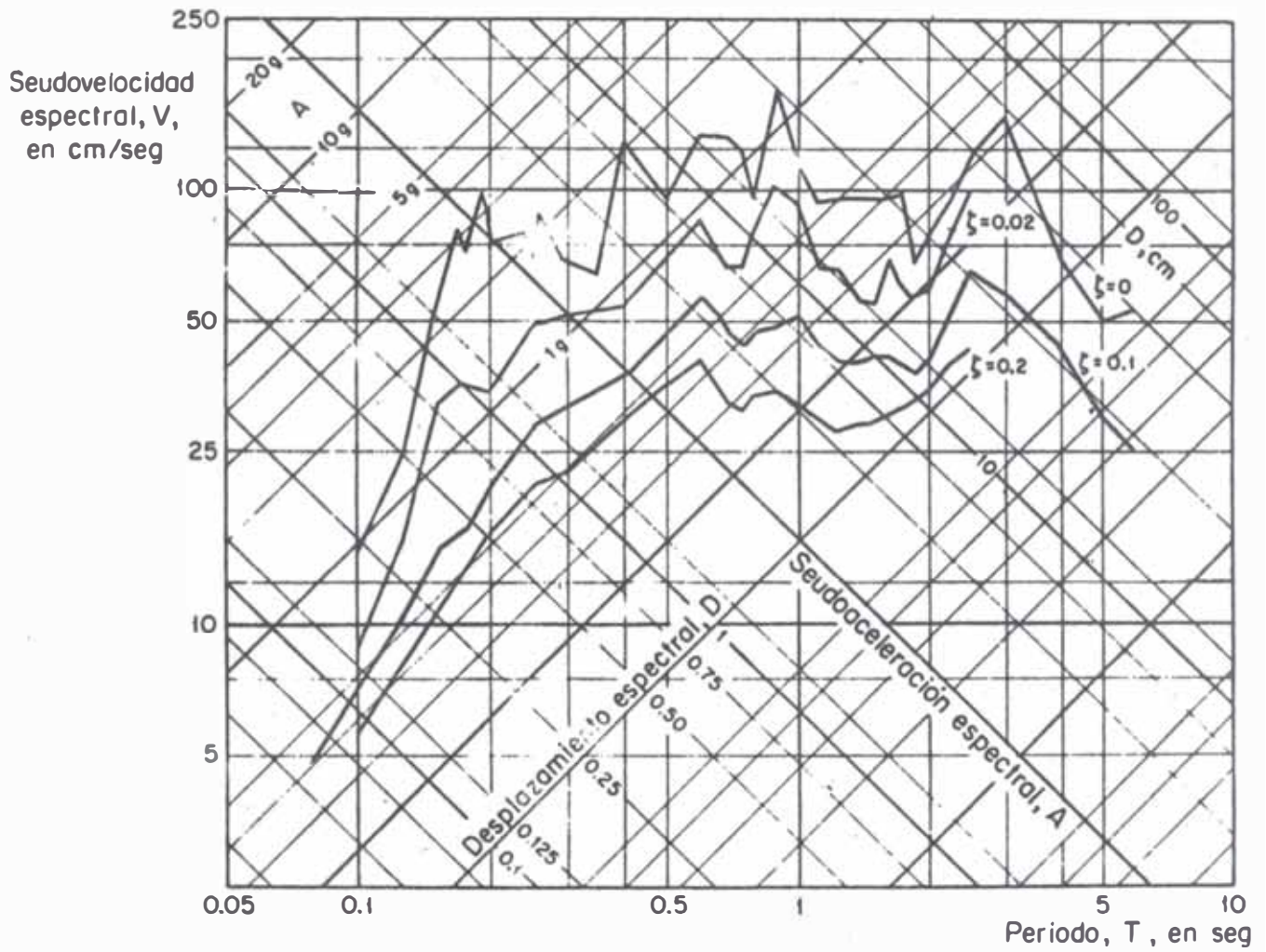
de Diseño Antisísmico considera el comportamiento analítico adoptando el Método de Igualdad de Energía. La fuerza de corte en el nivel  $k$  se calcula según la expresión :

$$V_{\text{Diseño}} = \frac{V_{\text{elástico } k}}{\sqrt{2 \mu - 1}}$$

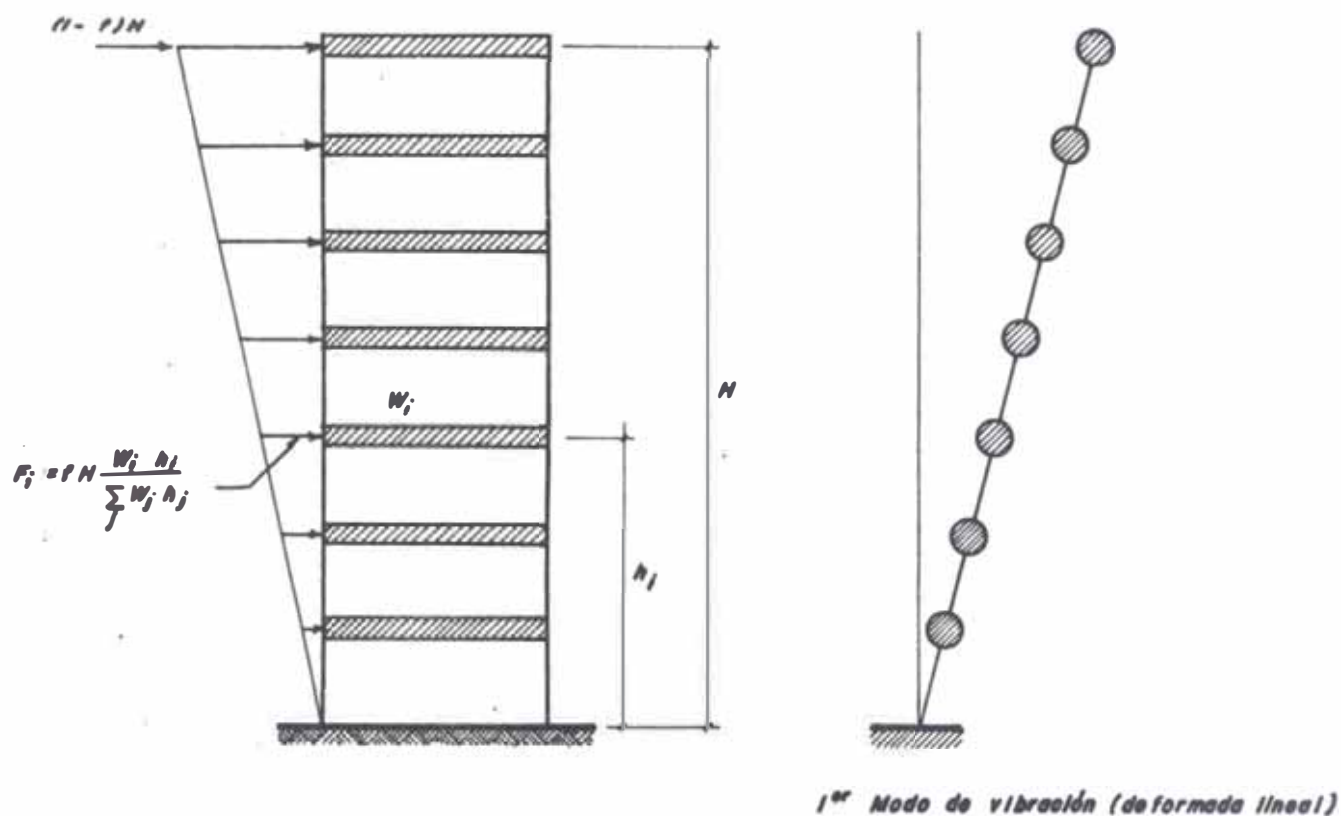
El cortante elástico en el nivel  $k$  lo determina usando un análisis espectral, y es el coeficiente de ductilidad, (mayor que 1).

IV.7.3 Comentario.- Aún suponiendo que se pudiesen aplicar los criterios anteriores para obtener espectros inelásticos a partir de los elásticos, existen algunos problemas que es necesario aclarar antes de proceder a usarlos en el diseño de estructuras de varios pisos. En primer lugar debe recordarse que los espectros son sólo aplicables en vigor a sistemas de un grado de libertad. En el caso del comportamiento elástico, se ha usado mucho el hecho que la respuesta de sistemas de varios grados de libertad puede obtenerse por superposición modal. Los valores de diseño dependen en un alto porcentaje de la respuesta correspondiente al primer modo de vibración.- Durante el comportamiento inelástico, el concepto de modos de vibración pierde su importancia y no resulta tan claro representar la distribución de los valores extremos de la respuesta por aquella correspondiente al modo fundamental de vibración elástico. En segundo lugar, al hablar de la ductilidad requerida por un diseño

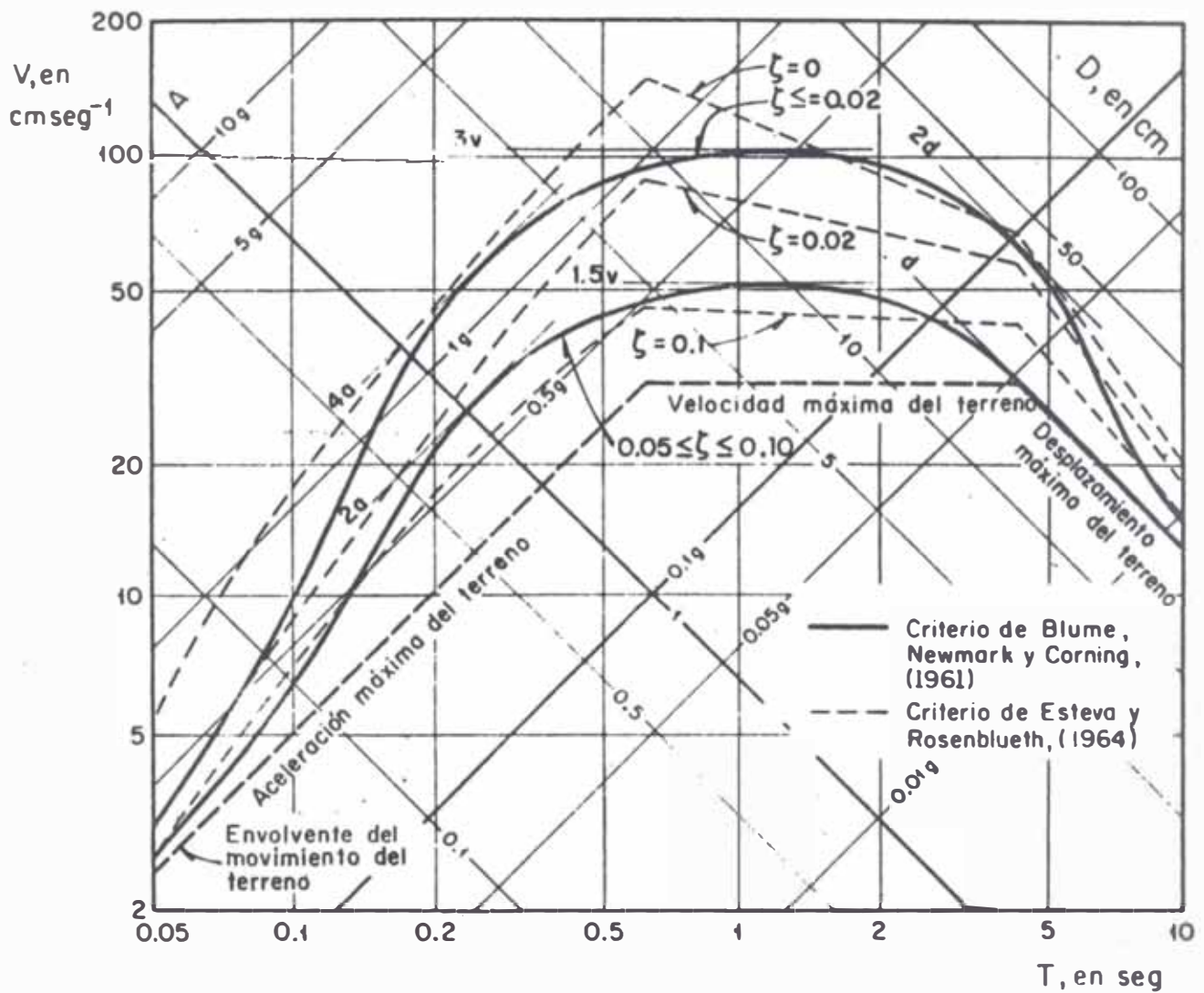
inelástico, es imprescindible precisar a que tipo de ductilidad se está haciendo referencia. ¿Es la ductilidad asociada a la deformación puntual de un elemento de la estructura (rotación en el extremo de una viga por ejemplo)?; ¿O es la ductilidad que se refiere a la deformación relativa entre dos pisos consecutivos de la estructura; o bien la ductilidad asociada a la respuesta total, como ser la deformación absoluta de un piso de la estructura?. Estas dudas sólo se podrán dilucidar una vez que se encuentre forma de emplear espectros de respuesta inelástico en el diseño estructural de sistemas de varios grados de libertad al mismo tiempo que se disponga de los antecedentes que permitan su verificación experimental.



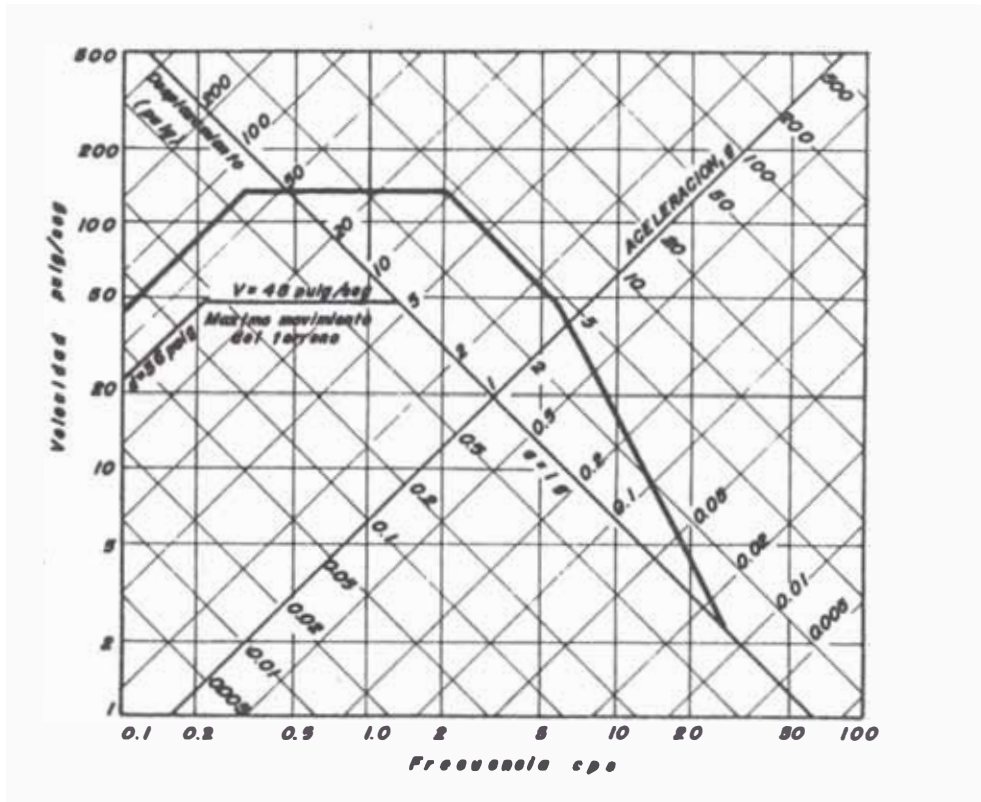
**Fig. 4.1** Espectros del temblor de El Centro, Cal. 1940 componente N-S (Blume, Newmark y Corning, 1961)



**Fig. 4.2: HIPOTESIS BASICAS DEL CODIGO PERUANO DE DISEÑO  
 ANTISISMICO, EDICION 1970**



**Fig. 4.3** Espectros elásticos contruidos con los criterios de (Blume, Newmark y Corning, 1961, y Esteve y Rosenblueth, 1964 )



**Fig. 4.4:** ESPECTRO BASICO DE DISEÑO NORMALIZADO A 1.0 g y 2% DE AMORTIGUAMIENTO (90 PERCENTILES)



## C A P I T U L O   V

### CONCLUSIONES

Habiendo estudiado en los Capítulos II y III los métodos dinámicos de Análisis Sísmico, donde se han discutido los principales factores que influyen en la respuesta dinámica de edificaciones. Y en el Capítulo IV se ha estudiado la respuesta de edificaciones diseñados por Normas de Diseño Antisísmico. En este capítulo discutimos los procedimientos corrientes de Oficinas de Diseño Estructural con los actuales progresos y procedimientos usados en la investigación.

Muchos Ingenieros son persuadidos de que la Ingeniería Antisísmica es similar a la Ingeniería para otras fuerzas que usualmente se producen. Esto es debido a que la mayoría de Códigos de Diseño Antisísmico consideran el concepto de fuerzas estáticas equivalentes. Y en la mayoría de la práctica Ingeniería de diseño las fuerzas actuantes son conocidas y por tanto con adecuados factores de seguridad se provee adecuada resistencia. Sin embargo en el diseño sísmico la magnitud de las fuerzas y movimientos son en realidad desconocidos, aunque se han hecho consideraciones para poder estimar el movimiento del suelo.

Generalmente las fuerzas de diseño especificadas en los códigos son menores que las fuerzas reales actuantes durante un sismo severo, por consiguiente el problema de diseño en ingeniería debe concernir no sólo a la resistencia de la estructura sino en forma preferente a la resistencia post-elástica - de manera que se controle la ductilidad y las deformaciones de entrepisos con el fin de asegurar la estabilidad de la estructura en largas deformaciones.

Hay elementos importantes que son diferentes cuando se comparan las hipótesis usuales en la investigación, y los procedimientos y métodos corrientes de diseño y requerimientos de la ingeniería antisísmica. Es necesario que esta diferenciasea reconocida en ambos grupos de manera que las necesidades y las limitaciones sean entendidas por todos.

Los métodos de análisis y diseño usados en investigación preceden en una cantidad considerable a los métodos de uso práctico de oficina y por lo tanto ciertas hipótesis en su análisis no han sido probadas. El ingeniero estructural debe proyectar una estructura, dimensionada, y que sea segura; cuando él emplea los resultados de investigaciones, debe estar enterado de las hipótesis involucradas, sus posibles efectos en los resultados y las consecuencias de usar técnicas de análisis distintas, que son usadas en investigaciones, comparándolas a aquellas usadas en su oficina de diseño.

Las principales conclusiones son :

1.- La mayoría de los procedimientos de análisis de diseño en la práctica son hechos sobre una base elástica, mientras que los análisis actuales de investigación antisísmica - se realizan sobre una base elasto-plástica (algunos usan modelos mas refinados). Hay diferencias básicas en el comportamiento así predecido por estos métodos, que sólo pueden ser aproximados de una manera general. Además la mayoría de los actuales análisis de investigación desprecian el deterioro de los materiales estructurales para cada ciclo de recarga dinámica, los esfuerzos de segundo orden tal como  $P\Delta$  cuando los miembros son llevados al rango plástico del esfuerzo, y la duración del tiempo del sismo. Todos estos efectos tienen una importante influencia en el comportamiento estructural durante un sismo y son generalmente despreciados en los análisis de investigación y enteramente ignorados en los análisis de diseño corriente.

2.- Todos los análisis requeridos por los códigos y la mayoría de los análisis de diseño práctico de Ingeniería permiten cálculos separados para cargas verticales y laterales, dependiendo del principio de superposición para combinar efectos. La mayoría de las primeras y algunas actuales investigaciones continúan esta práctica, despreciando el hecho de que en el comportamiento inelástico, ésto es imposible y conducen

a resultados ciertamente engañosos. La secuencia de formación del "punto de fluencia" y la descarga de los miembros deformados plásticamente y los empalmes crean esfuerzos y deformaciones que son imposibles de predecir usando el principio de superposición de cargas.

3.- Las varias definiciones de ductilidad y su incorporación del análisis y la relación asumida entre los métodos de diseño elástico y elasto-plástico son mayormente confusos para los ingenieros y para muchos investigadores. Hay diferencias importantes en las definiciones que pueden afectar los resultados del diseño o la interpretación del análisis en un alto porcentaje.

4.- Mientras que mucha investigación se ha hecho en cimentaciones y respuesta del suelo, el tema es tan complicado o irreconocible por los ingenieros de modo que pocos códigos nacionales han intentado siquiera de introducir este importante factor de manera realista. Es de esperar que se encuentre un procedimiento simple para que pueda ser usado por los ingenieros estructurales.

5.- El más importante elemento de diseño antisísmico, el "amarre" de la estructura para hacerla actuar como una unidad, no está mencionado o reconocido en los códigos y no se ha hecho ningún intento de investigación para cuantificar este factor.

6.- Muy poco se ha hecho para estudiar los resultados de la falla del miembro estructural, la transmisión de función a otros miembros, o las consecuencias de la falla comparando el colapso total con otros tipos de falla mayor que pueden causar muchos menos accidentes.

De lo anteriormente expuesto se concluye de la necesidad de difundir los conocimientos teóricos de los métodos dinámicos haciendo hincapié en las limitaciones de sus hipótesis de análisis y diseño, para de esta manera estar en mejores condiciones de poder interpretar los alcances y limitaciones de los procedimientos de análisis y diseño incluidos en Códigos de Diseño Antisísmico.

## BIBLIOGRAFIA

1. American Concrete Institute  
"Response of Multistory Concrete Structures to Lateral -  
Forces", ACI SP 36, MICHIGAN, 1973
2. Wiegel, R.L.  
"Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey ,  
1970
3. Biggs, J.M.  
"Introduction to Structural Dynamics", Mc. Graw Hill Inc.  
New York, 1964
4. J.E. Isbell, J.M. Biggs  
"Inelastic Design of Building Frames To Resist Earthqua-  
kes" Mayo 1974 M.I.T.
5. Arzola, E., H. García y G.R. Saragoni  
"Análisis de las Respuestas Máximas de Estructuras Sim-  
ples para algunos Sismos Norteamericanos y Latinoamerica-  
nos", Sección Estructuras, Publ. SES 1-3/74, Universidad  
de Chile.
6. Newmark N.M., Rosenblueth  
"Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall ,  
New Jersey, 1971

7. Newmark, N.M., Hall, W.J.  
"Procedures and Criteria for Earthquake Resistent Design",  
Urbana Ill. 1972.
8. Umemura, H., H. Aoyama, and H. Takizawa.  
"Analysis of the Behavior of Reinforced Concrete Structure During Strong Earthquake Based on Empirical Estimation of Inelastic Restoring Force Characteristic of Member", -  
5° Congreso Mundial de Ingeniería Antisísmica, Roma, Italia, Junio 1973.
9. Roberto Morales Morales  
"Ingeniería Antisísmica", apuntes de clases, Universidad Nacional de Ingeniería, Año 1975.
10. DEGENKOLB  
"Codes and Engineering Practice as related to Current Research Developments", 5° Congreso Mundial de Ingeniería - Antisísmica, Roma Italia, 1973.
11. Ray W. Clough  
"Efectos Dinámicos de los Sismos", Traducción libre, UNI 1973.
12. Instituto de Estructuras de la U.N.I.  
"Normas Peruanas de Diseño Antisísmico", 1970 Boletín 20, U.N.I.

13. Sheldon Cherry

"Dynamics of Structures", Instituto Internacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica", Tokyo, Japón, 1968

14. Kuroiwa, J., Morales, R., Sanchez, A., Temoche, E., y Yamashiro, R.

"Actualización de las Normas Básicas de Diseño Antisísmico", U.N.I., 1975, "Comité de Ingeniería Antisísmica de la Universidad Nacional de Ingeniería.

15. Newmark, N., Hall, W.

"Seismic Design Criterio for Nuclear Reactor Facilities", IV Congreso Mundial de Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 1969

16. Blume, J., Newmark, N., Corning, L,

"Design of Multistory Reinforced Concrete Building for - Earthquake Motions", Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1961

17. Clough, R., Penzien, J.

"Dynamics of Structures", Mc Graw Hill, 1975