



**UNIVERSIDAD POPULAR AUTÓNOMA DEL  
ESTADO DE PUEBLA**

---

**MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS**

**ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD DE  
ESTRUCTURAS DE VARIOS GRADOS DE  
LIBERTAD**

Trabajo de Investigación  
que para obtener el Grado de

**MAESTRO EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

**José Trinidad Canto Contreras**

Puebla, Pue., México

Mayo del 2000



**UPAEP – Secretaría General**

Dirección General de Apoyos Académicos

Dirección del Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación.

Biblioteca Central - **Karol Wojtyła**

**Tesis Digitales Restricciones de uso:**

**DERECHOS RESERVADOS ©**

**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de textos, imágenes, gráficas, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente de donde la obtuvo mencionando el autor o autores involucrados en el documento.

Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**México Distrito Federal, a 4 de Mayo del 2000**

**Asunto:** Terminación de trabajo de Investigación

A QUIEN CORRESPONDA:

Por medio de la presente hago constar que el trabajo de investigación “ *Análisis de Confiabilidad de Estructuras de varios grados de libertad* ”, desarrollado por el *Ing. José Trinidad Canto*, alumno de la Maestría en Estructuras impartida por la U.P.A.E.P., se encuentra concluido, alcanzando los objetivos trazados al inicio del mismo.

Se extiende la presente a petición del interesado para los tramites que sean pertinentes.

A.T.T.E.:

*Jorge Luis Alamilla*  
**M.I. Jorge Luis Alamilla**  
Asesor de Tesis

## *Agradecimientos:*

*A mis padres, quienes sin escatimar esfuerzo alguno han sacrificado gran parte de su vida para formarme y educarme.*

*A mis profesores y amigos que me dieron el conocimiento y el criterio para ser un triunfador y no un competidor.*

*A Dios, que me dio el ser y que me permitió alcanzar este momento en mi vida.*

*A mis hermanos, que con su apoyo Moral esto pudo ser más fácil.*

*Soñé que crecía, soñé que trabajaba y soñé que triunfaba, mire la realidad y desperté de mi sueño, supe como crecer, trabajar y triunfar.*

*La casualidad no existe debes trabajar con empeño para crecer, el trabajo requiere conocimiento y dedicación.*

*El triunfo es levantarte cada mañana y decir a Dios ¡Gracias! . . . ¡Gracias!, Señor, Porque hoy no deseo nada más.*

# ÍNDICE

	Pág.
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2. CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL</b>	<b>3</b>
<b>2.1 TEORÍA DE PROBABILIDADES</b>	<b>4</b>
2.1.1 Distribución Normal	6
2.1.2 Distribución Logarítmico – Normal	8
<b>2.2 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL</b>	<b>10</b>
2.2.1 Margen de seguridad	12
2.2.2 Factor de seguridad	12
<b>3. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD PROPUESTO</b>	<b>21</b>
<b>3.1 ÍNDICE DE DAÑO</b>	<b>22</b>
<b>3.2 INDICADOR DE FALLA INDUCIDA</b>	<b>24</b>
<b>3.3 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD</b>	<b>25</b>
<b>3.4 METODOLOGÍA</b>	<b>27</b>
<b>3.5 SIMULACIÓN DE LOS VALORES DE “F”</b>	<b>29</b>
<b>4. EXCITACIONES SÍSMICAS UTILIZADAS</b>	<b>38</b>
<b>4.1 TIPOS DE ACELEROGRAMAS</b>	<b>39</b>
<b>5. CASOS ESTUDIADOS</b>	<b>52</b>
<b>5.1 EDIFICIOS ESTUDIADOS</b>	<b>53</b>
<b>5.2 CARGA UTILIZADAS</b>	<b>54</b>

<b>5.3 CONSIDERACIONES EN EL ANÁLISIS NO LINEAL</b>	<b>56</b>
5.3.1 Condiciones establecidas en el uso del programa Idarc2d	56
5.3.2 Modelo Histerético	58
<b>5.4 INCERTIDUMBRE EN LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES</b>	<b>59</b>
<b>6 RESULTADOS Y CONCLUSIONES</b>	<b>65</b>
6.1 RESULTADOS	65
6.2 CONCLUSIONES	67
<b>7. REFERENCIAS</b>	<b>83</b>
<b>APÉNDICE A</b>	<b>87</b>
<b>APÉNDICE B</b>	<b>107</b>

# 1. INTRODUCCIÓN

Como es sabido, las normas para diseño sísmico de estructuras de tipo urbano se expresan generalmente en términos de espectros para diseño sísmico, factores de carga y factores reductivos de resistencia. Los primeros corresponden al temblor de diseño, normalmente asociado a un período de recurrencia preestablecido, y suelen presentarse para valores pequeños de amortiguamiento, típicos de los que caracterizan las respuestas de las estructuras citadas ante temblores de intensidades pequeñas.

Los factores de comportamiento sísmico se emplean para obtener funciones reductoras de la respuesta, que se aplican a los espectros para diseño sísmico, a fin de tomar en cuenta la capacidad de disipación de energía de las estructuras mediante comportamiento no lineal.

Los factores de carga y los reductivos de resistencia se agrupan bajo la denominación general de factores de seguridad, y tienen por objeto, cubrir incertidumbres asociadas con cargas y

resistencias, así como con los modelos y algoritmos para el cálculo de las respuestas, además, conduce a niveles de seguridad mayores ante los modos de falla frágiles que ante las dúctiles.

El objetivo final es lograr que las estructuras diseñadas y construidas según las normas en cuestión posean niveles adecuados de confiabilidad ante el temblor de diseño y, en consecuencia, ante las condiciones probables más desfavorables.

En algunos estudios previos (realizados por Esteva y Ruiz en 1989; Esteva et al. 1995; Díaz y Esteva 1996; Esteva et al. 1996; Esteva et al. 1997) se han desarrollado criterios y algoritmos para estimar la confiabilidad en edificios de varios niveles, estructurados por medio de marcos regulares, que se someten a sismos de intensidades dadas y características detalladas inciertas. Los conceptos desarrollados se han aplicado a varios casos, para los que se han obtenido confiabilidades ante intensidades dadas y tasas esperadas de falla, ante las historias sísmicas que pueden esperarse para condiciones de peligro sísmico definidas por las tasas medias anuales de excedencia de diversas intensidades.

Basándose en estos estudios se observa que las confiabilidades que resultan de aplicar normas con los formatos convencionales en la práctica moderna del diseño sísmico son muy sensibles a algunas variables que describen en forma global las propiedades mecánicas de las estructuras en cuestión. Entre estas variables destacan el número de entrepisos (o modos potenciales de falla), las relaciones medias entre rigideces de vigas y columnas, y las formas de variación de resistencias y rigideces de entrepiso en la altura del edificio.

En este trabajo se calcula la confiabilidad de sistemas estructurales, considerando la resistencia sísmica de los sistemas en términos del factor de escala por el que debe multiplicarse un acelerograma sísmico de una intensidad especificada (considerada esta como la aceleración espectral máxima) para conducir a la falla incipiente del sistema.

Se propone además, un modelo para el cálculo de la confiabilidad basado en conceptos que relacionan las capacidades y demandas de los sistemas estructurales estudiados.

## **2. CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL**

Si todas las variables que intervienen en el diseño fueran deterministas, es decir, si su valor pudiera predecirse con absoluta precisión para lograr la seguridad deseada de la estructura, bastaría sólo diseñarla para que su resistencia ante todos los posibles estados límite de falla fuera ligeramente superior que la acción correspondiente. En la realidad existen incertidumbres en todo el proceso de diseño que hacen que no puedan fijarse con precisión, en la etapa de proyecto, el valor de las variables que intervienen en la respuesta estructural. Sólo en términos probabilistas puede predecirse cuál será la carga viva máxima que actuará sobre una losa de entrepiso destinado a oficinas durante la vida útil de éste, y cuál será la resistencia que tendrá el concreto en el momento en que actúe dicha carga viva. Estrictamente, no pueden tampoco fijarse cotas superiores a los valores de la mayoría de las acciones y, para las variables que intervienen en la resistencia, no puede fijarse una cota inferior. Esto muestra que, por muy alto que se suponga en el diseño el valor de una acción, o por muy bajo que se suponga el de una resistencia, siempre habrá una probabilidad finita, aunque muy pequeña, de

que ese valor sea excedido del lado más desfavorable. Lo anterior lleva a contradecir la opinión común de que las estructuras deben diseñarse para que no fallen. Por muy conservador que sea el diseño, siempre habrá una probabilidad mayor que cero de que la acción máxima que se vaya a presentar exceda a la resistencia para algún estado límite de falla. El diseño debe procurar que esta probabilidad sea muy pequeña dentro de los límites que permite la economía.

El tratamiento de los problemas mencionados, referidos a la seguridad en condiciones de incertidumbre se denomina *Confiabilidad Estructural* y requiere necesariamente el empleo de la teoría de probabilidades.

## 2.1 TEORÍA DE PROBABILIDADES

Una variable aleatoria es aquella cuyo valor no puede ser fijado con precisión. La probabilidad de que una variable tome diferentes valores se describe por una función de *distribución de probabilidades*  $F_x(\mathbf{x})$ , como la que se muestra en la figura 2.1. Si la variable es continua, la función es tal que la probabilidad de que la variable se encuentre en un intervalo diferencial  $dx$ , alrededor de cierto valor  $x_0$  vale:

$$P\left[x_0 - \frac{dx}{2} < X < x_0 + \frac{dx}{2}\right] = f_x(x_0)dx$$

donde  $f_x(\mathbf{x})$  se le denomina función de *densidad de probabilidades*.

De acuerdo con lo anterior, la probabilidad de que  $x$  tome un valor menor o igual que cierta cantidad  $x_m$  resulta:

$$P[X \leq x_m] = \int_{-\infty}^{x_m} f_x(u)du = F_x(x_m) \quad (2.1)$$

La probabilidad de que  $X$  resulte mayor que cierto valor  $x_M$  vale:

$$P[X > x] = \int_{-\infty}^{x_M} f_X(u) du = 1 - F_X(x_M) \quad (2.2)$$

que corresponde al área sombreada  $\alpha_2$  de la figura 2.2.

Las características más importantes de la función de distribución de probabilidades se definen por la posición del centroide y por el momento de inercia del área bajo la curva descrita por dicha función.

La media, o esperanza matemática de la variable se define como:

$$m_x = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \quad (2.3)$$

y representa la posición del centroide del área bajo la curva. Si la variable es discreta, la integral se sustituye por una sumatoria.

La variancia, o segundo momento del área bajo la curva, queda definida por:

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - m_x)^2 f_X(x) dx \quad (2.4)$$

Se llama desviación estándar a la raíz cuadrada de la variancia y coeficiente de variación a la relación:

$$C_x = \frac{\sigma_x}{m_x} \quad (2.5)$$

La variancia, desviación estándar y coeficiente de variación miden de distinta manera el grado de dispersión de la variable aleatoria. Si la desviación estándar es pequeña en comparación con la media, la probabilidad de que la variable tome un valor muy alejado de su media tiende rápidamente a valores despreciables. Por el contrario, cuando la desviación estándar es grande

en comparación con la media, la probabilidad de que la variable adquiera valores alejados de la media es alta.

La probabilidad de que cierto valor de la variable sea excedido en un evento particular, puede expresarse en general en función del número de desviaciones estándar que dicho valor dista de la media; sin embargo, este número varía de una a otra función de densidad de probabilidades. Existen diversas funciones teóricas de distribuciones de probabilidades que son representativas de fenómenos que tienen distintas características. La función que se emplea con más frecuencia para representar el comportamiento de una variable aleatoria es la llamada distribución normal; sin embargo, un gran número de variables relacionadas con el problema de seguridad estructural tienen peculiaridades que no pueden ser representadas por una distribución normal.

Las variables que no pueden tomar valores negativos, como las relacionadas con la resistencia, dan lugar, cuando su dispersión es grande, a distribuciones fuertemente asimétricas que se alejan de la normal y que pueden representarse generalmente por una distribución logarítmico-normal, que es tal que el logaritmo de la variable tiene distribución normal. Variables que representan el máximo (o el mínimo) entre un grupo de resultados, como muchas de las que se relacionan con las cargas, tienen distribuciones que se apegan con frecuencia a las de la familia de las llamadas extremas, algunas de ellas se muestran en la figura 2.3.

De las funciones de distribución antes mencionadas, se describen de forma más detallada la función Normal y la Logarítmico Normal, ya que se son las que se utilizan en este trabajo.

### 2.1.1 Distribución Normal

También llamada *Distribución Gaussiana*, tiene una función de densidad de probabilidad (PDF) dada por la ecuación:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad -\infty < x < \infty \quad (2.6)$$

Donde  $\mu$  y  $\sigma$  son la media y desviación estándar respectivamente de la variable analizada. Una notación corta para esta distribución que se adoptada en la literatura es  $N(\mu, \sigma)$ .

Una distribución Gaussiana con parámetros de media  $\mu=0$  y desviación estándar  $\sigma=1$ , es conocida como *Distribución Normal Estándar*, y se denota apropiadamente por  $N(0, 1)$ . Esta función de densidad de probabilidad se define por medio de la siguiente ecuación:

$$f_s(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp^{-(1/2)s^2} \quad -\infty < s < \infty \quad (2.7)$$

En la figura 2.4, se muestran tres funciones de distribución con propiedades  $N(0, 1)$ , se observa que la probabilidad total varía dentro de un número especificado de desviaciones estándar de la media. Una característica típica de este tipo de distribución es la simetría que guarda alrededor del eje cero.

Se usa  $\Phi(s)$  como notación para designar la función de distribución acumulada de la variable normal estándar  $S$ , esto es,  $\Phi(s)=F_s(s)$ .

Dado que la función de densidad de probabilidad normal no puede ser integrada explícitamente, la probabilidad asociada con dicha distribución se obtiene de tablas especiales ( $\mu=0$  y  $\sigma=1$ ) o de funciones aproximadas.

Dada una variable  $X$ , con distribución  $N(\mu, \sigma)$ , la probabilidad de que  $(a < X \leq b)$  esta dada por:

$$P(a < X \leq b) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_a^b \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \quad (2.8)$$

Esta probabilidad puede ser obtenida evaluando la integral mediante el cambio de variable:

$$s = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (2.9)$$

$$dx = \sigma \cdot ds$$

sustituyendo en la ecuación 2.8:

$$P(a < X \leq b) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{(a-\mu)/\sigma}^{(b-\mu)/\sigma} e^{-\frac{1}{2}s^2} ds = \Phi(b) - \Phi(a) \quad (2.10)$$

la integral anterior se conoce como el área bajo la curva de la función de distribución normal estándar entre  $\left(\frac{a-\mu}{\sigma}\right)$  y  $\left(\frac{b-\mu}{\sigma}\right)$ , entonces la probabilidad puede calcularse como:

$$P(a < X \leq b) = \Phi\left(\frac{b-\mu}{\sigma}\right) - \Phi\left(\frac{a-\mu}{\sigma}\right) \quad (2.11)$$

que permite el uso de las tablas de valores de probabilidad  $\Phi(s)$  mencionadas anteriormente.

### 2.1.2 Distribución Logarítmico Normal (log-normal)

Una variable aleatoria  $\mathbf{X}$  tiene una distribución de probabilidad logarítmico normal (o simplemente log-normal) si el  $\ln(\mathbf{X})$  (logaritmo natural de  $\mathbf{X}$ ) tiene una distribución normal.

En este caso, la función de probabilidades de  $\mathbf{X}$  esta definida por:

$$f_X(x) = \frac{1}{x s' \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{s'}\right)^2\right] \quad 0 < x < \infty \quad (2.12)$$

donde  $\lambda = \mathbf{E}(\ln \mathbf{X})$  y  $s' = \sqrt{\text{var}(\ln X)}$  son, respectivamente, la media y desviación estándar del  $\ln(\mathbf{X})$ , y representan los parámetros de la distribución.

La ecuación 2.12 se ilustra en la figura 2.5 para varios valores de  $\xi$ , se observa un sesgo en las curvas en el plano positivo, característico de este tipo de distribución.

Existe relación directa de esta distribución log-normal con la distribución normal, que requiere de una transformación logarítmica, mediante el proceso que se describe a continuación.

La probabilidad de que una variable aleatoria  $X$  tome valores en un intervalo  $(a,b]$ , se calcula como:

$$P(a < X \leq b) = \int_a^b \frac{1}{x \xi \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\xi}\right)^2\right] dx \quad (2.13)$$

mediante un cambio de variable

$$s = \frac{\ln x - \lambda}{\xi} \quad (2.14)$$

entonces

$$dx = x \cdot \xi \cdot ds$$

la probabilidad queda definida por:

$$P(a < X \leq b) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{(\ln a - \lambda)/\xi}^{(\ln b - \lambda)/\xi} e^{-(1/2)s^2} ds = \Phi\left(\frac{\ln b - \lambda}{\xi}\right) - \Phi\left(\frac{\ln a - \lambda}{\xi}\right) \quad (2.15)$$

que permite el cálculo de la probabilidad como una función del tipo normal estándar.

En vista de la facilidad en el cálculo de probabilidades con distribución log-normal al transformarlas a distribuciones normales, aunado con valores siempre positivos de las variables aleatorias, la distribución log-normal puede ser usada en aplicaciones donde los valores son conocidos por ser estrictamente positivos.

## 2.2 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Se entiende por confiabilidad de una estructura, a la probabilidad de que ésta no sufra falla alguna, es decir, que la estructura no sobrepase un estado límite preestablecido bajo sollicitaciones externas.

Los problemas de confiabilidad en sistemas ingenieriles pueden ser tratados esencialmente como problemas de *demandas* contra *capacidades*. Con relación a la seguridad de una estructura, se debe garantizar que su resistencia sea suficiente para soportar la carga máxima que pueda ser aplicada en el transcurso de su vida útil.

Tradicionalmente, la confiabilidad en sistemas estructurales se logra através del uso de factores o márgenes de seguridad y, adoptando suposiciones conservadoras en el proceso de diseño.

Las incertidumbres permiten modelar como *variables aleatorias* : la capacidad disponible y la demanda requerida. En estos términos, la confiabilidad de un sistema será una medida más real en términos de probabilidades. Para este propósito, se definen las siguientes variables aleatorias:

**X** = Capacidad.

**Y** = Demanda.

Se tiene entonces que el objetivo del análisis de confiabilidad es asegurar que el evento  $(X > Y)$  se presente siempre, através de la vida útil de la estructura. Esta garantía sólo es posible determinarla en términos de *probabilidades*  $P(X > Y)$ . De acuerdo con lo anterior, la probabilidad de falla del sistema es igual a  $P(X < Y)$ .

Dadas las distribuciones de probabilidad de X y Y, esto es,  $F_x(x)$  y  $F_y(y)$ , la probabilidad de falla se expresa de la siguiente forma:

$$p_F = P(X < Y) = \sum_y P(X < Y | Y = y) \cdot P(Y = y) \quad (2.16)$$

Si la capacidad y la demanda,  $X$  y  $Y$ , son estadísticamente independientes; esto es:

$$P(X < Y | Y = y) = P(X = y) \quad (2.17)$$

La ecuación anterior para variables continuas  $X$  y  $Y$ , se puede escribir de la siguiente manera

$$p_F = \int_0^{\infty} F_x(y) \cdot f_y(y) dy \quad (2.18)$$

Por lo tanto, la correspondiente probabilidad de supervivencia es:

$$p_S = 1 - p_F \quad (2.19)$$

En la figura 2.6 se muestra que el traslape de las curvas  $f_X(x)$  y  $f_Y(y)$  representan una medida cuantitativa de la probabilidad de falla  $p_F$ , en relación con estas consideraciones, se observa lo siguiente:

1. La región de traslape depende de la posición relativa de las curvas  $f_X(x)$  y  $f_Y(y)$  como se observa en la figura 2.7, esto se refiere a que mientras más alejadas se encuentre una de otra  $p_F$  decrece, mientras que  $p_F$  se incrementa cuando las curvas  $f_X(x)$  y  $f_Y(y)$  se encuentran más cercanas. La posición relativa entre  $f_X(x)$  y  $f_Y(y)$  pueden ser medidas por la razón  $\frac{\mu_x}{\mu_y}$ , la cual es llamada *factor de seguridad central*, o la diferencia  $(\mu_x - \mu_y)$ , la cual se conoce como *margen de seguridad*.
2. La región de traslape también depende del grado de dispersión en las curvas  $f_X(x)$  y  $f_Y(y)$ , como se muestra en la figura 2.8 donde se comparan los traslapes de las curvas con líneas sólidas con las de línea interrumpida. La dispersión puede ser expresada en términos de los coeficientes de variación  $\delta_x$  y  $\delta_y$ .

En general, la probabilidad de falla se puede calcular en función de:

$$p_F \Rightarrow g \left( \frac{\mu_x}{\mu_y}, \delta_x, \delta_y \right)$$

Por lo que alguna medida de la seguridad o confiabilidad es función de la *posición relativa* de  $f_X(x)$  y  $f_Y(y)$ , así como también *del grado de dispersión*.

Teóricamente, la probabilidad de falla  $p_F$  depende también de la forma de  $f_X(x)$  y  $f_Y(y)$ . En la práctica, sin embargo, la información es con frecuencia limitada; la información disponible solo es suficiente para evaluar los primeros momentos estadísticos de  $X$  y  $Y$ , como son los valores de las medias  $\mu_x$  y  $\mu_y$  y los correspondientes coeficientes de variación  $\delta_x$  y  $\delta_y$ .

### 2.2.1 Margen de seguridad

Por encima del problema *capacidad – demanda*, la confiabilidad puede ser formulada en términos de *márgenes de seguridad*,  $M = X - Y$ , dado que  $X$  y  $Y$  son variables aleatorias,  $M$  también lo será con su correspondiente  $f_M(m)$ . En este caso, la falla se presenta si  $M \leq 0$ , y la probabilidad de falla se calcula como:

$$p_F = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (2.20)$$

Gráficamente, esta probabilidad representa el área bajo la curva de  $f_M(m)$ , para valores menores que cero, como se muestra en la figura 2.9.

### 2.2.2 Factor de seguridad

Otra forma de calcular la confiabilidad en ingeniería es mediante *factores de seguridad*, que se define como:

$$\Theta = \frac{X}{Y} \quad (2.21)$$

Si la capacidad  $X$ , y la demanda  $Y$  son variables aleatorias, el factor de seguridad  $\Theta$ , será también una variable aleatoria.

En este caso, la falla se presenta cuando  $\Theta < 1$ ; la correspondiente probabilidad de falla, se calcula como:

$$P_F = \int_0^1 f_{\Theta}(\Theta) d\Theta = F_{\Theta}(1.0) \quad (2.22)$$

que es el área bajo  $f_{\Theta}(\Theta)$  entre cero y uno, como se muestra en la figura 2.10.

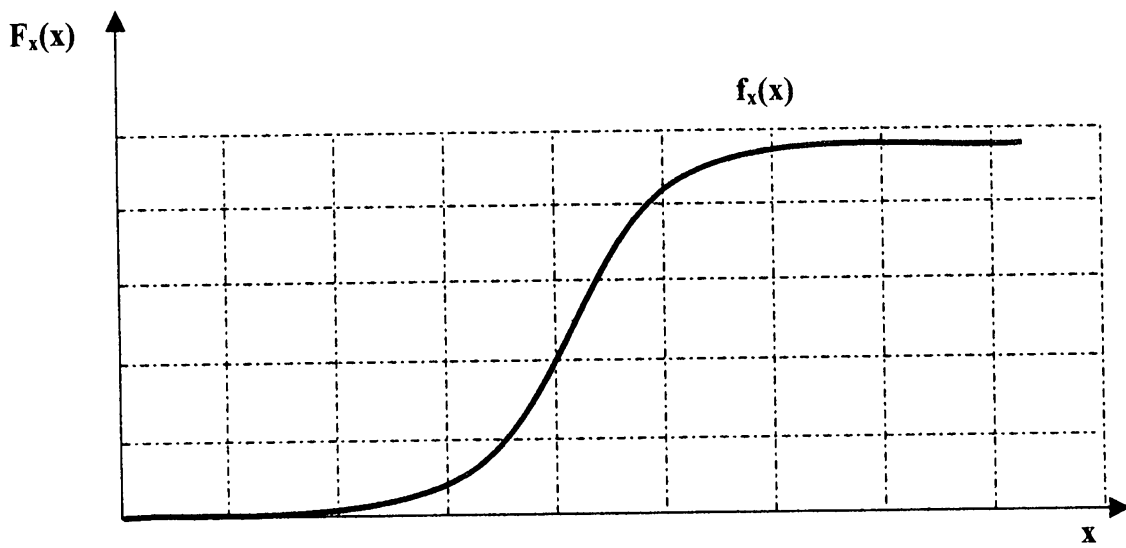


Figura 2.1. - Función de distribución acumulada de una variable.

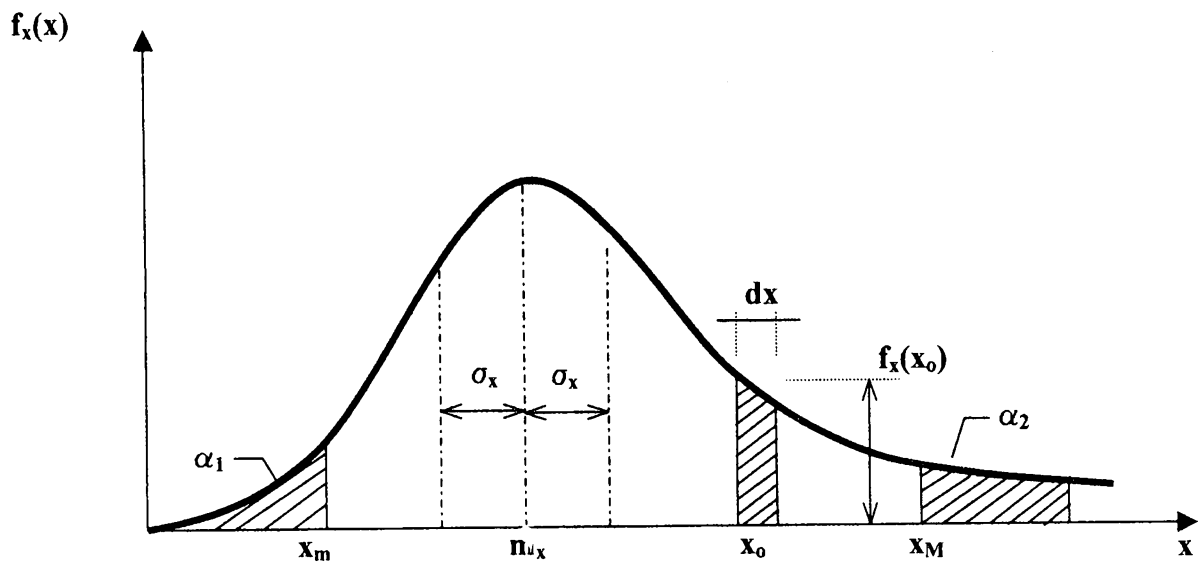


Figura 2.2. - Descripción probabilista de una variable.

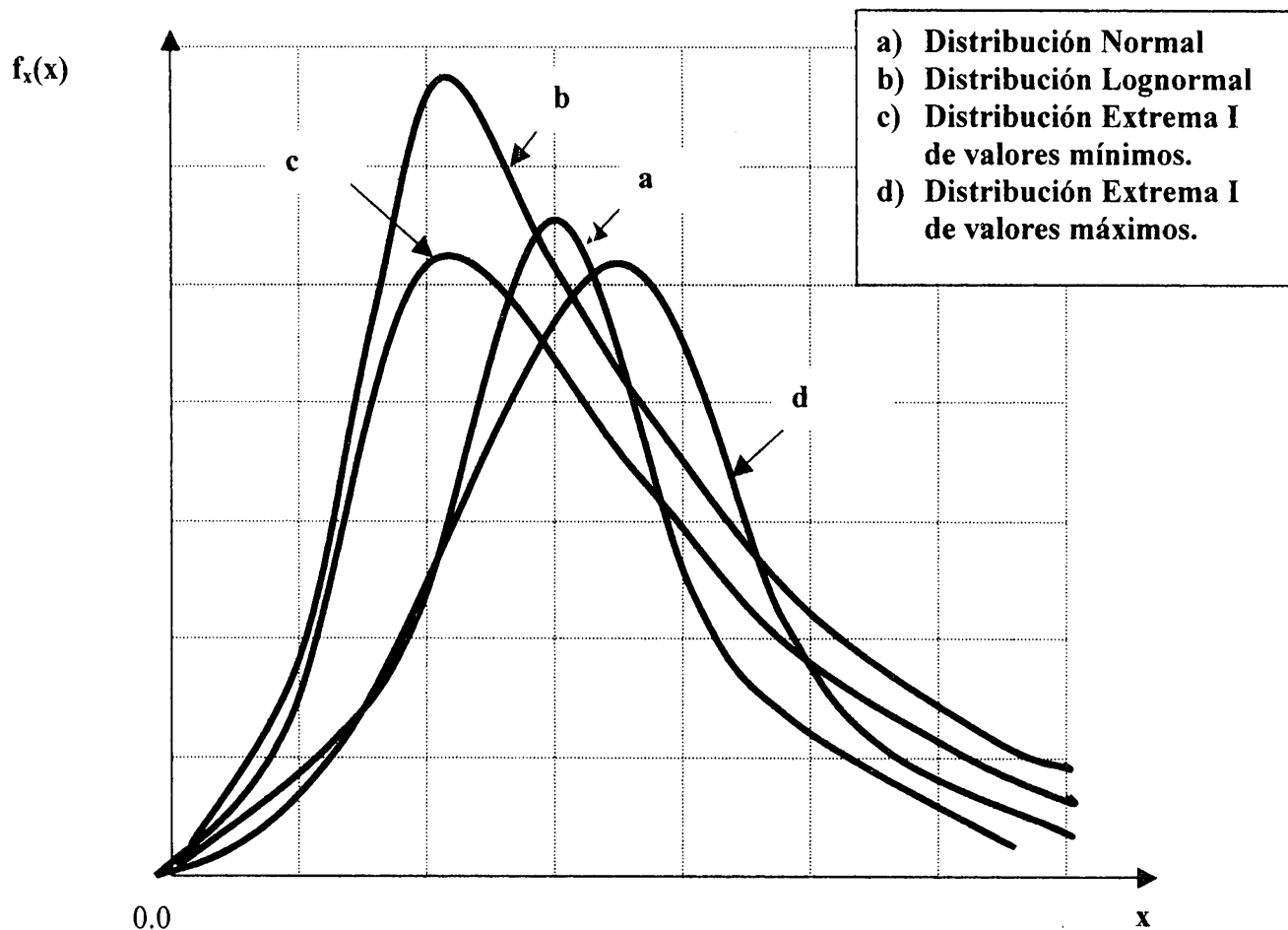


Figura 2.3.- Funciones de distribución de probabilidad comunes en problemas relacionados con la seguridad estructural.

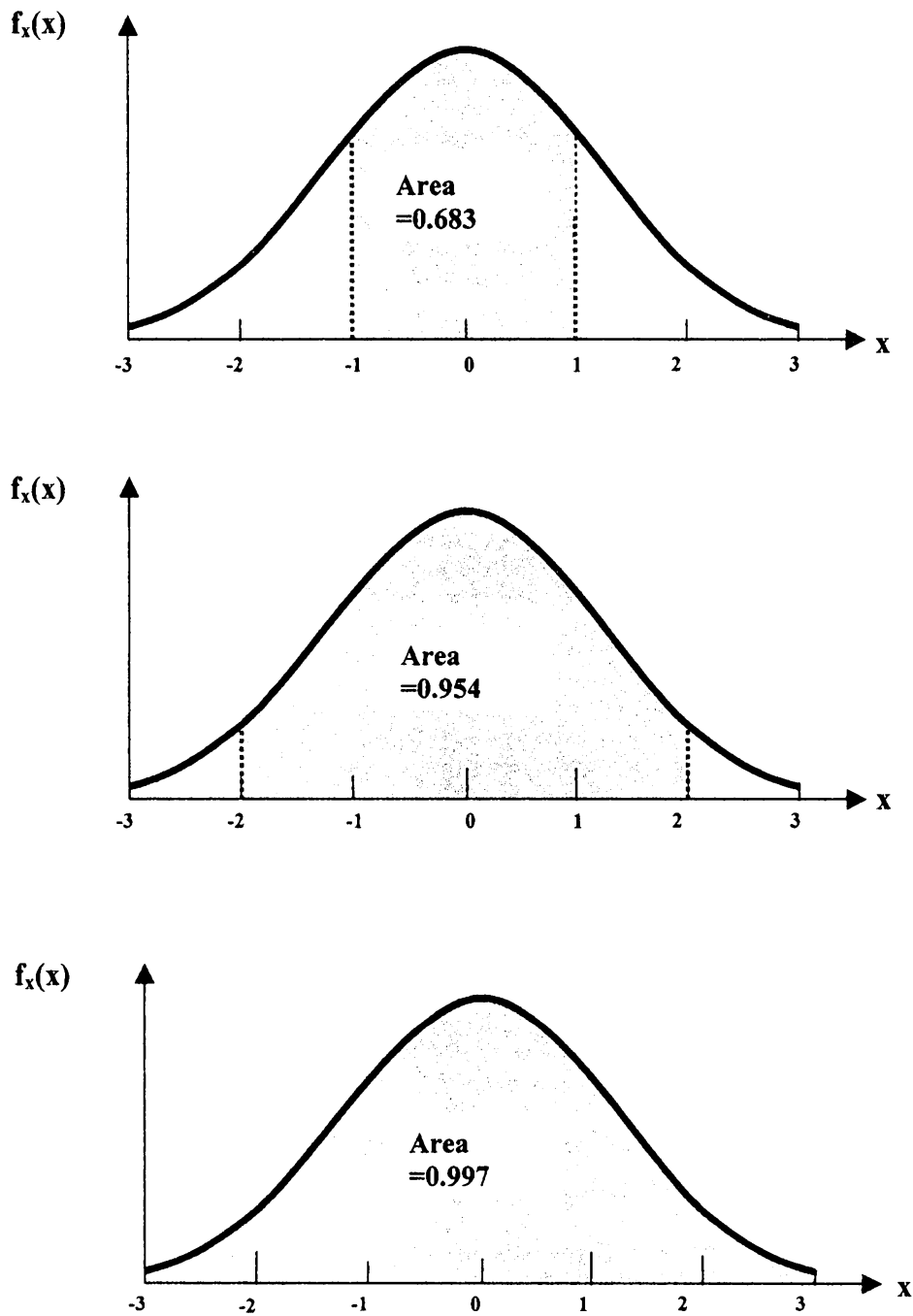


Figura 2.4.- Funciones de distribución de probabilidad Normal Estándar.

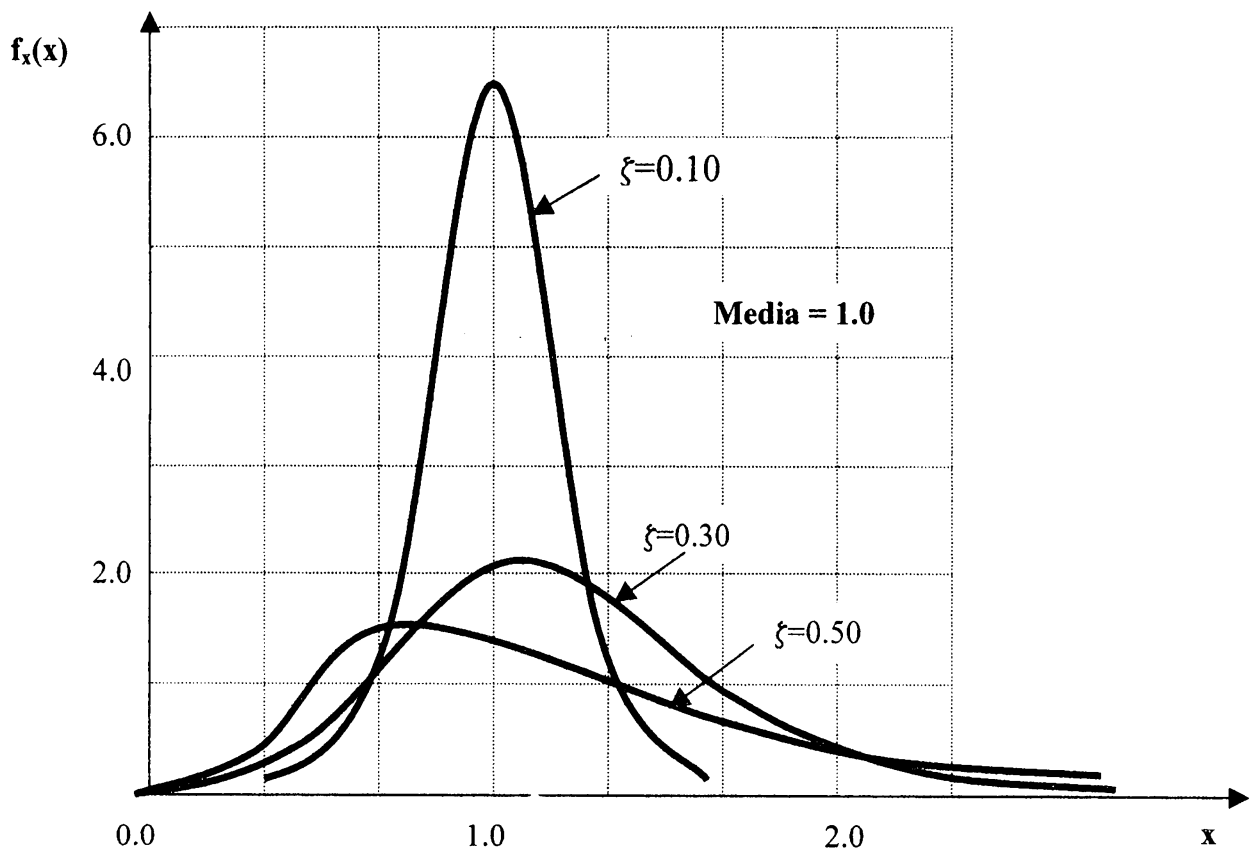


Figura 2.5.- Función de distribución Logarítmico - Normal.

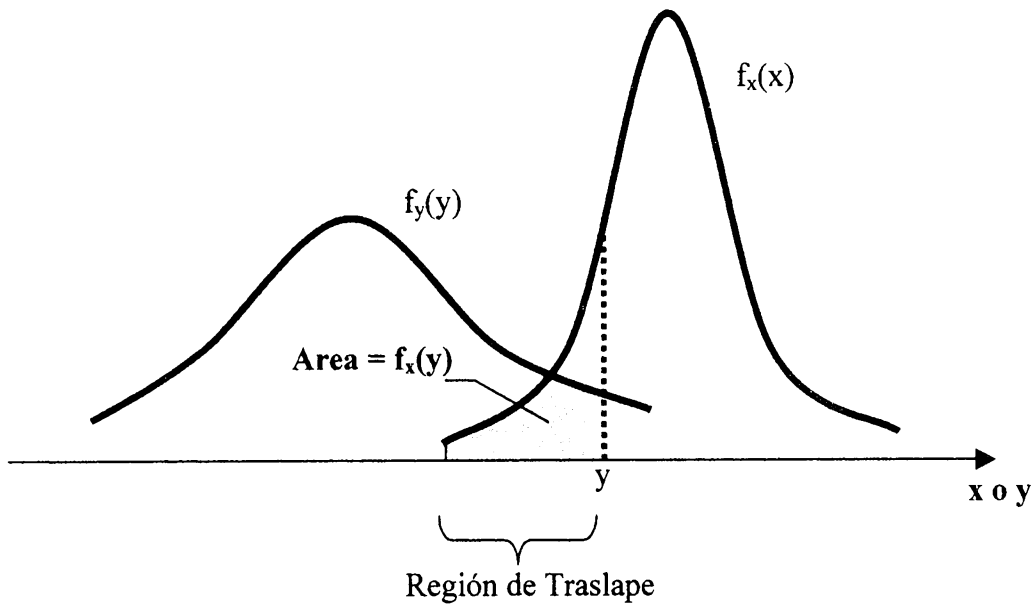


Figura 2.6. - Funciones de densidad de probabilidad  $f_x(x)$  y  $f_y(y)$ .

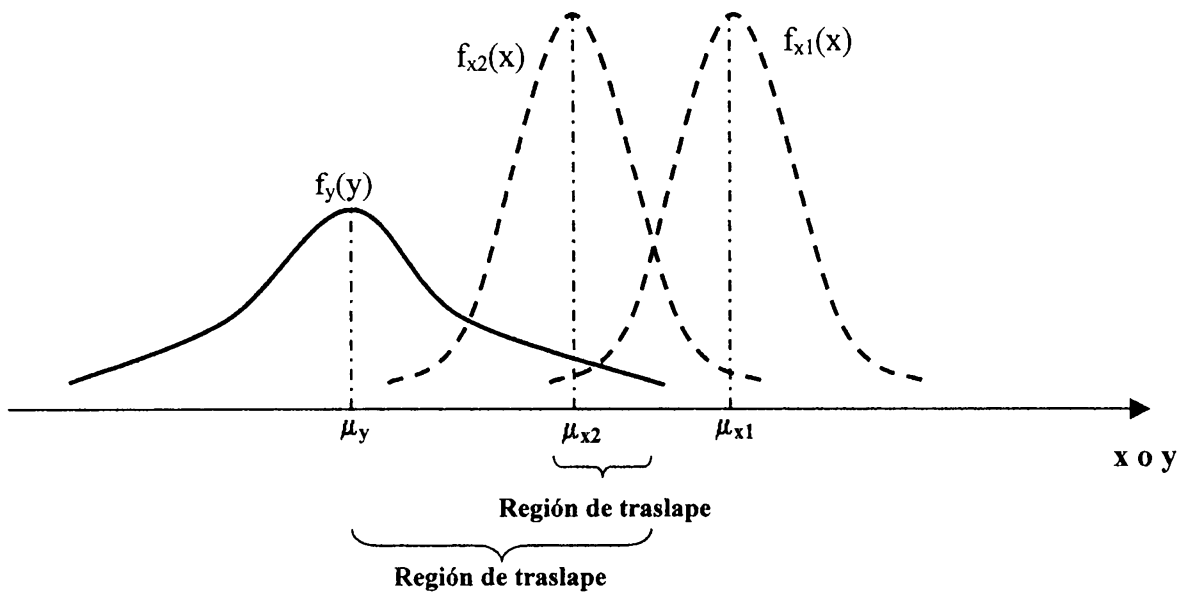


Figura 2.7. - Efecto de la posición relativa entre  $f_x(x)$  y  $f_y(y)$  sobre  $p_F$ .

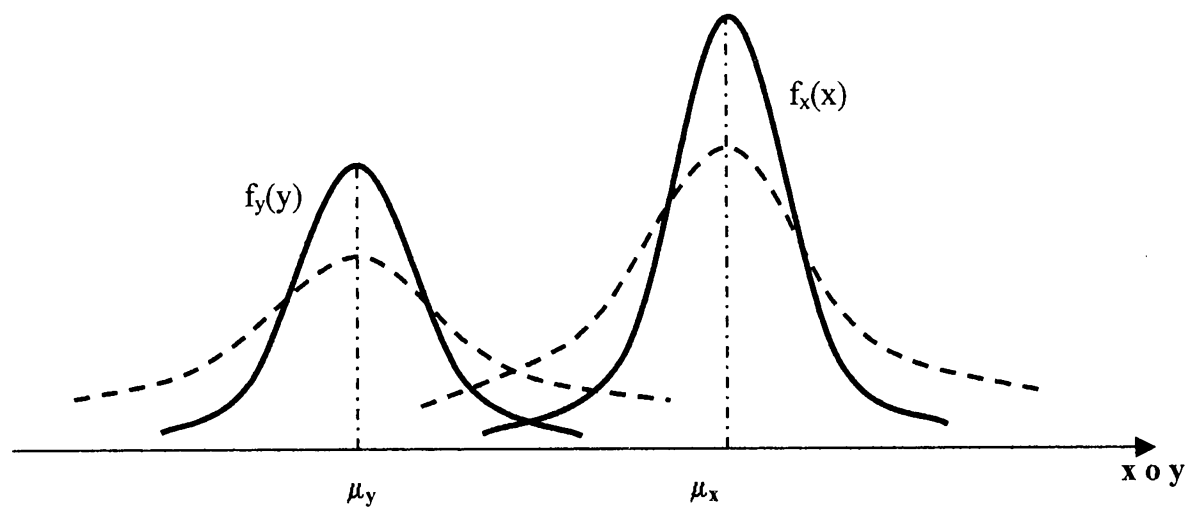


Figura 2.8. - Efecto de la dispersión entre  $f_x(x)$  y  $f_y(y)$  sobre  $p_F$ .

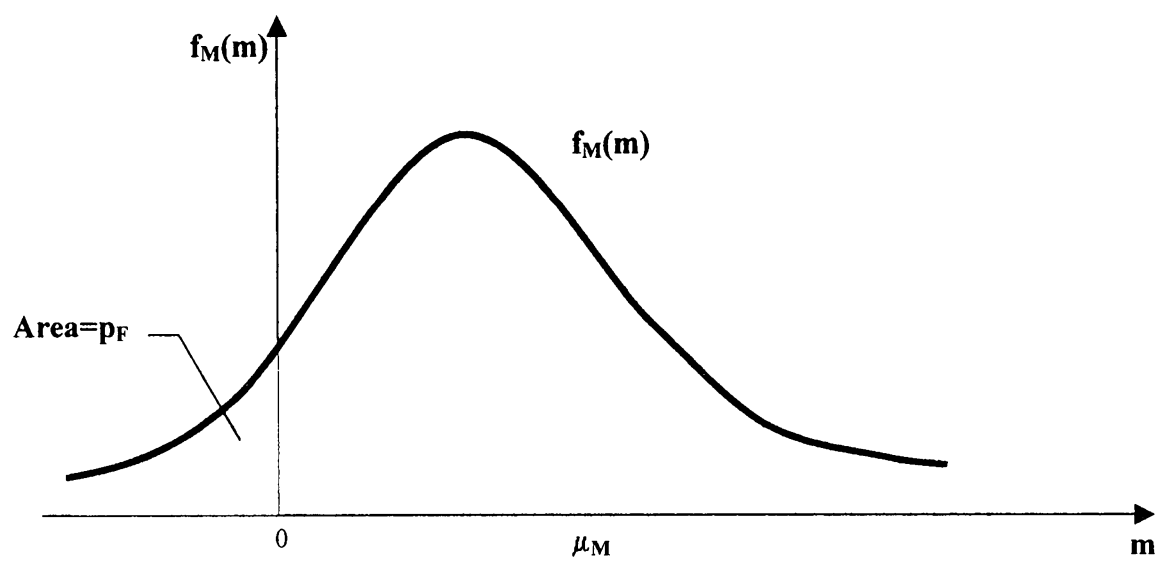


Figura 2.9. - Función de densidad de probabilidad del margen de seguridad,  $M$ .

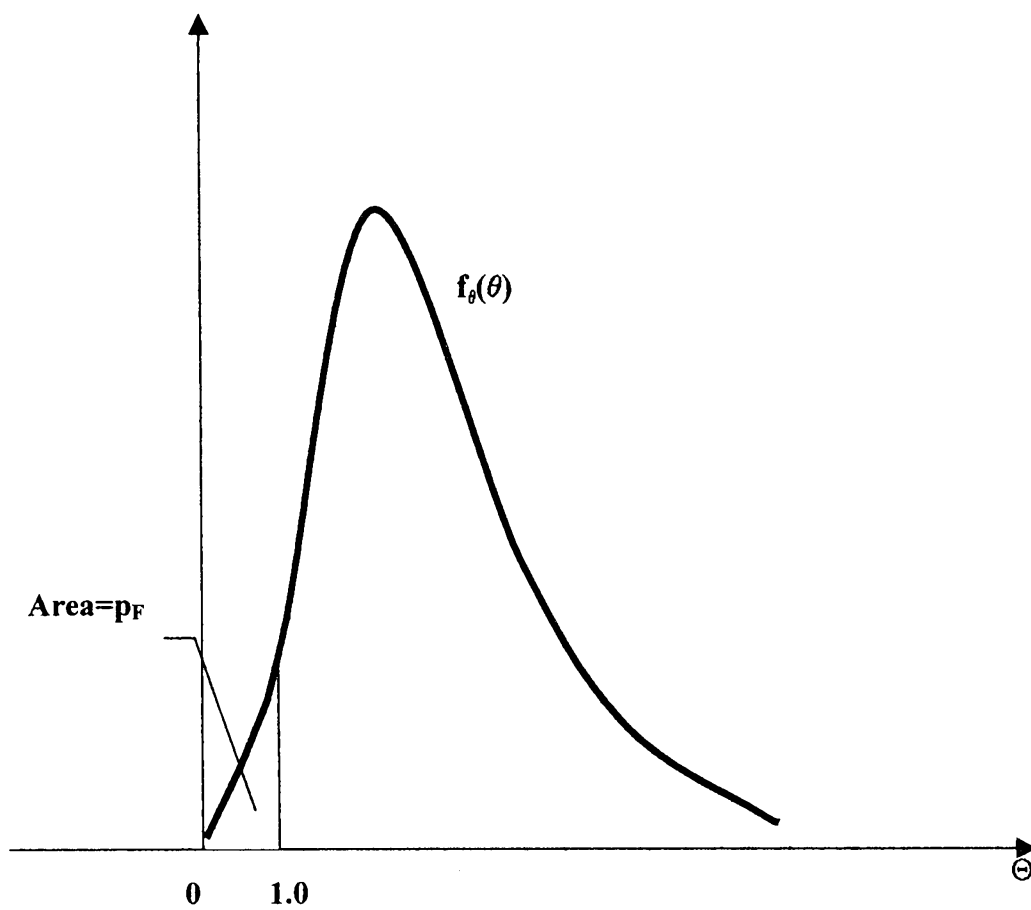


Figura 2.10.- Función de densidad de probabilidad del factor de seguridad,  $\Theta$ .

### 3. METODOLOGÍA Y ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

Como se trató en el capítulo anterior, el análisis de confiabilidad en una estructura se puede considerar como un problema relacionado con la evaluación de capacidades y demandas en una estructura dada. De acuerdo con lo anterior, en este capítulo se propone una metodología para el cálculo de la confiabilidad de estructuras esqueléticas de concreto reforzado. La confiabilidad se evalúa en términos del *factor de seguridad* entre capacidad y demanda.

Para establecer el análisis de confiabilidad propuesto en este capítulo, se considera un conjunto de sistemas estructurales, sujetos a una serie de sollicitaciones (demandas), por medio de sismos de *intensidades dadas* (en el capítulo 4 se describen los sismos utilizados), la intensidad se define como la aceleración espectral máxima de cada uno de los sismos considerados; se induce la falla del sistema al multiplicar el acelerograma del sismo por un factor tal que produzca la falla y el consecuente colapso del sistema.

Los sistemas estructurales utilizados son edificios regulares de concreto reforzado, de 7, 15 y 20 niveles, una descripción detallada de estos sistemas se encuentra en el capítulo 5.

El indicador de falla considerado es el valor del índice de daño global de la estructura dado por Park y Ang (1984), la condición de falla se produce cuando el índice alcanza un valor  $D=1.0$ . Este índice indica el nivel de daño del sistema por comportamiento *no lineal* de la estructura; sin embargo, este indicador no se relaciona con el nivel de desplazamiento que sufrió algún entrepiso, al someterse a la acción sísmica. Por ello, en la función de confiabilidad propuesta, se emplea como indicador de falla para un índice de daño  $D=1.0$ , el desplazamiento máximo alcanzado en la punta del edificio.

### 3.1 ÍNDICE DE DAÑO

El modelo de índice de daño propuesto por **Park y Ang** (1985), permite estimar una medida cualitativa del estado de la estructura después de un sismo. Este modelo ha sido calibrado usando varias estructuras dañadas por sismos pasados, por lo que es de uso común en estudios relacionados con daños en estructuras.

Para un componente estructural, el índice de daño se calcula como:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE \quad (3.1)$$

donde:

$\delta_m$  = Deformación máxima experimentada.

$\delta_u$  = Deformación máxima bajo carga estática.

$\beta = 0.10$  = coeficiente por efecto de carga cíclica (Park et al, 1987).

$P_y$  = Resistencia de fluencia.

$dE$  = Energía histerética absorbida por el elemento durante la respuesta.

Este índice, indica el grado de deterioro que experimenta algún elemento del conjunto estructural. Sin embargo, en el presente trabajo se utiliza el parámetro de daño total ( $D^*$ ) del sistema estructural; este daño es considerado como el global de todo el sistema estructural; se calcula como un promedio, primero de los elementos que conforman un entrepiso, para posteriormente calcularlo como un promedio que depende de la cantidad de energía disipada por entrepiso.

El daño por entrepiso calculado a partir de los elementos presentes en el mismo, se define como:

$$D_{nivel} = \sum (\lambda)_{elemento} (D_i)_{elemento} \quad (3.2)$$

donde:

$$(\lambda)_{elemento} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{nivel} \quad (3.3)$$

por lo que el daño total,  $D_{total}$ , se obtiene como:

$$D_{total} = \sum (\lambda)_{nivel} (D_i)_{nivel} \quad (3.4)$$

donde:

$$(\lambda)_{nivel} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{nivel} \quad (3.5)$$

Donde  $\lambda_i$  es un factor de peso de la energía disipada por el sistema; y  $E_i$ , es la energía total absorbida por los componentes del entrepiso “i”; entonces, el índice de daño es obtenido como un promedio pesado que depende de la cantidad de energía absorbida por los componentes del sistema.

En la tabla 3.1 se presentan los índices de daño calibrados con el daño observado en estructuras de concreto causado por sismos diferentes (Park et al., 1985), de la cual puede observarse que para un índice de daño mayor o igual que 0.50, la estructura presenta daños que empiezan a ser considerables en cuanto a conservación y nivel de servicio.

### 3.2 INDICADOR DE FALLA INDUCIDA

La forma de establecer la falla en el sistema, será mediante el factor “f”, por el que se debe multiplicar un acelerograma de intensidad dada, para llevar al sistema en cuestión a la falla, es decir, que se presente la condición de daño  $D^*=1.0$ , o sea  $f(D^*=1.0)$ . La intensidad “y” se especifica como la ordenada máxima espectral elástica para un 5% de amortiguamiento crítico.

De acuerdo con lo anterior, si se cuenta con un número suficiente de acelerogramas, que cubran un amplio rango de intensidades, se puede evaluar el factor “f”, sometiendo a la estructura a cada uno de dichos acelerogramas. “f” se obtiene mediante un procedimiento iterativo. Si se quiere tener una relación entre el valor  $f(D^*=1.0)$  y la intensidad “y”, esta se puede obtener mediante una función de ajuste de la forma  $\ln f = \alpha + \beta \cdot dy$  (como se muestra en la figura 3.1), esta función representa el valor esperado del logaritmo de “f”.

Como el valor de “f” depende de las características aleatorias de los acelerogramas y de las propiedades estructurales que se consideran, “f” se supone con distribución logarítmico normal.

El desplazamiento para un sistema de un grado de libertad, puede ser calculado a partir de un espectro de respuesta lineal de pseudoaceleraciones:

$$d_y = \frac{y}{\omega^2} \quad (3.6)$$

donde:

$y$  = aceleración espectral máxima, para 5% de amortiguamiento crítico.

$\omega$  = frecuencia del sistema (rad/seg).

$d_y$  = desplazamiento.

El valor del factor  $f(D^*=1.0)$ , se calcula como la relación entre desplazamientos máximos para sistemas de uno y varios grados de libertad, entonces,  $f(D^*=1.0)$  se determina como:

$$f(D^* = 1.0) = \frac{d_{MAX}(D^* = 1.0)}{d_y} \quad (3.7)$$

sustituyendo la ecuación 3.6 en la ecuación 3.7, se obtiene:

$$f(D^* = 1.0) = \frac{d_{MAX}(D^* = 1.0)}{\left(\frac{y}{\omega^2}\right)} = \frac{d_{MAX}(D^* = 1.0) \cdot \omega^2}{y} \quad (3.8)$$

donde:

$f(D^*=1.0)$ , es el factor por el cual hay que multiplicar un acelerograma para producir la falla del sistema estructural.

$d_{MAX}(D^*=1.0)$ , es el desplazamiento máximo en la azotea del edificio, en la condición de falla.

### 3.3 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

De acuerdo con la ecuación 3.7 la capacidad estructural se define como el producto del factor  $f(D^*=1.0)$  por el desplazamiento  $d_y$ .

De acuerdo con lo anterior la probabilidad de falla del sistema esta dada por:

$$P[f(D^* = 1.0) \cdot d_y \leq d_{MAX}] \quad (3.9)$$

Donde el operador  $P[\cdot]$ , indica probabilidad.

La ecuación anterior se puede expresar como:

$$P\left[\frac{f(D^* = 1.0) \cdot d_y}{d_{MAX}} \leq 1\right] \quad (3.10)$$

Por lo tanto:

$$Z = \left[\frac{f(D^* = 1.0) \cdot d_y}{d_{MAX}}\right] \quad (3.11)$$

sustituyendo la ecuación 3.6 en la ecuación 3.11

$$Z = \left[\frac{f(D^* = 1.0) \cdot y}{d_{MAX} \cdot \omega^2}\right] \quad (3.12)$$

De acuerdo con lo anterior, para un sistema estructural con propiedades inciertas o deterministas, sometido a excitaciones sísmicas, la condición de falla se alcanza si  $Z \leq 1$

Expresado el análisis de confiabilidad en términos del **margen de seguridad M**:

$$M = Z - 1 \quad (3.13)$$

$$M = \left[\frac{f(D^* = 1.0) \cdot y}{d_{MAX} \cdot \omega^2}\right] - 1 \quad (3.14)$$

en términos de dicho margen de seguridad, la condición de falla se expresa como la probabilidad de que M sea menor o igual que cero, esto es:

$$M \leq 0$$

Así, se puede definir el índice de confiabilidad  $\beta$  del sistema para una intensidad especificada como:

$$\beta = \frac{\overline{M}}{\sigma_M} \quad (3.15)$$

donde:

$\overline{M}$  = media de la variable M

$\sigma_M$  = desviación estándar de la variable M

Este índice nos permite conocer la confiabilidad del sistema, entendida ésta como el número de desviaciones estándar a la cual se encuentran el valor medio de M de la media. La teoría de probabilidades establece que a tres desviaciones estándar se tiene considerado un 99.74% del total de la probabilidad acumulada de los datos analizados, por lo que una confiabilidad de 3 o más, será un indicador de un buen comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

### 3.4 METODOLOGÍA

Con el propósito de aplicar el planteamiento anterior a sistemas estructurales de múltiples grados de libertad, se establece la siguiente metodología:

1. Simular un conjunto de acelerogramas de intensidades conocidas. Cada acelerograma simulado corresponde a la combinación de magnitud y distancia mas probable que puede originar dicha intensidad.
2. Construir las gráficas que se presentan en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3, con acelerogramas reales y simulados, para ajustar a estos datos una función de la forma:  $\ln f = \alpha + \beta \cdot dy$ . Así, se obtendrá la distribución de probabilidad del factor “f”, que se expresa como  $P[F | Y]$  (la probabilidad de “f” dada una intensidad “y”).

3. Simular un valor de “f” para cada una de las intensidades especificadas.
4. Someter a la estructura en estudio a una excitación sísmica simulada, de intensidad especificada. Dicha excitación se selecciona aleatoriamente.
5. Calcular el valor de M.
6. Repetir los pasos 3, 4 y 5 un número suficientemente grande de veces para cada intensidad considerada.
7. Obtener los valores de  $\overline{M}$  y  $\sigma_M$  para cada intensidad y sistema estructural estudiado.
8. Calcular el valor del índice de confiabilidad definido por la ecuación 3.15, para cada uno de los sistemas estructurales considerados.

Para el estudio de la confiabilidad de los sistemas estructurales considerados, se simuló un total de 60 acelerogramas de intensidades: 500, 750, 980 y 1200 cm/seg<sup>2</sup>, estas intensidades están referidas a la aceleración máxima espectral para un sistema de un grado de libertad, y 5% de amortiguamiento crítico. Los acelerogramas simulados se muestran con mayor detalle en el capítulo 4.

El ajuste de la ecuación,  $\ln f = \alpha + \beta \cdot dy$ , que representa la media de los valores de “f”, se realizó utilizando el método de mínimos cuadrados.

La selección aleatoria de la excitación sísmica mencionada en el inciso 4, se realizó para una distribución uniforme de probabilidad, es decir que para un conjunto de acelerogramas, todos tienen la misma probabilidad de ser elegidos.

### 3.5 SIMULACIÓN DE VALORES DE “F”

Para obtener valores simulados de “f” se aplica el siguiente procedimiento, Ross M., 1990.

1. Generar dos números aleatorios con distribución de probabilidad uniforme.

$$U_1 \text{ y } U_2$$

2. Calcular el valor de las variables  $V_1$ ,  $V_2$  y  $S$  definidas como sigue:

$$V_1=2 \cdot U_1-1 \quad V_2=2 \cdot U_2-1 \quad S=V_1^2+V_2^2$$

3. Si  $S > 1.0$  ir a paso 1.
4. Calcular el valor de las variables  $X_1$  y  $X_2$ .

$$X_1 = \left[ \sqrt{\frac{-2 \cdot \ln(S)}{S}} \right] \cdot V_1 \quad (3.16)$$

$$X_2 = \left[ \sqrt{\frac{-2 \cdot \ln(S)}{S}} \right] \cdot V_2 \quad (3.17)$$

5. Como la distribución de probabilidades de los valores de “f” simulados es lognormal, debe de recurrirse a la transformación dada por la ecuación 2.14, que permite pasar a una distribución normal de la variable “f” con media cero y desviación estándar uno, como sigue:

$$X = \frac{\ln \psi - \bar{m}}{\sigma} \quad (3.18)$$

para cada uno de los valores de X se tiene que despejar el valor de “ $\psi$ ” que representa el valor simulado de “f”:

$$\ln \psi_1 = X_1 \cdot \sigma + \bar{m} \quad (3.19)$$

$$\ln \psi_2 = X_2 \cdot \sigma + \bar{m} \quad (3.20)$$

donde:

$\bar{m}$  = media del logaritmo natural de los valores de “f”.

$\sigma$  = desviación estándar del logaritmo natural de los valores de “f”.

6. Finalmente, obtener valores de “f”, mediante las siguientes expresiones:

$$f_1 = e^{\ln \psi_1} = e^{X_1 \cdot \sigma + \bar{m}} \quad (3.21)$$

$$f_2 = e^{\ln \psi_2} = e^{X_2 \cdot \sigma + \bar{m}} \quad (3.22)$$

Para verificar la validez de los valores de “f” simulados, en las figuras 3.5 a 3.7, se grafican estos valores simulados, donde se observa que su distribución alrededor de la recta ajustada del tipo  $\ln f = \alpha + \beta \cdot dy$  para cada uno de los sistemas estructurales estudiados, es similar a la obtenida con los valores calculados en el análisis y por lo tanto adecuada.

Estado límite de índice de daño	Grado de daño	Estado de servicio	Condición de uso	Apariencia
0.00	Ninguno	Sin daño	Habitable	Sin grietas
0.20 – 0.30	Imperceptible	Servicial		Grietas moderada/severa
0.50 – 0.60	Menor	Reparable	Temporalmente habitable	Estallamiento del concreto de recubrimiento
	Moderado			
	Severo	Sin reparación		Varillas deformadas, núcleo expuesto
>1.00	Colapso	Colapso	No habitable	Perdida de capacidad a cortante y carga axial

Tabla 3.1 Interpretación del índice de daño global (Park et al., 1985)

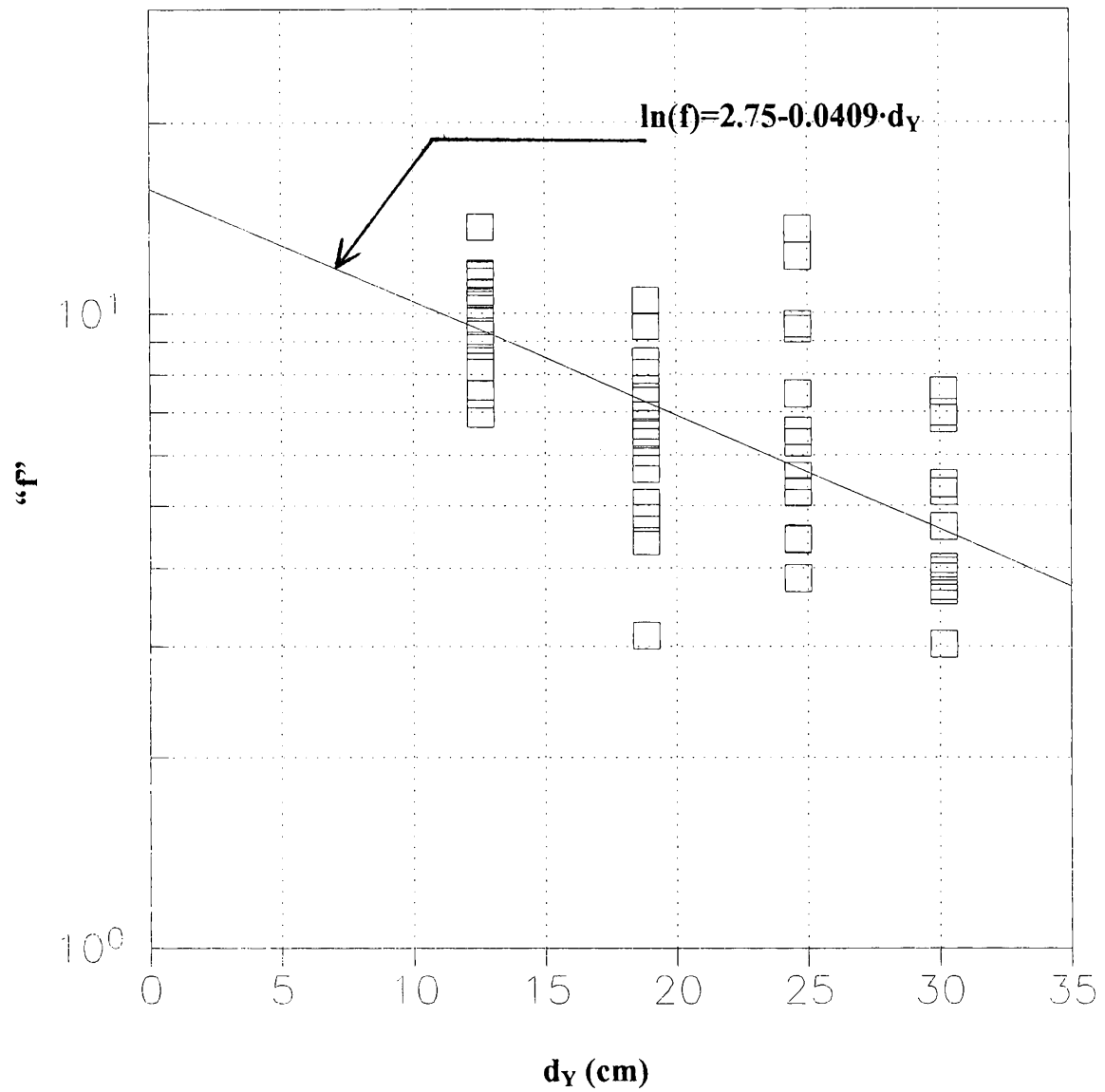


Figura 3.1 Valores de  $f(D^*=1.0)$ , calculados para el edificio de 7 niveles, para las cuatro intensidades consideradas.

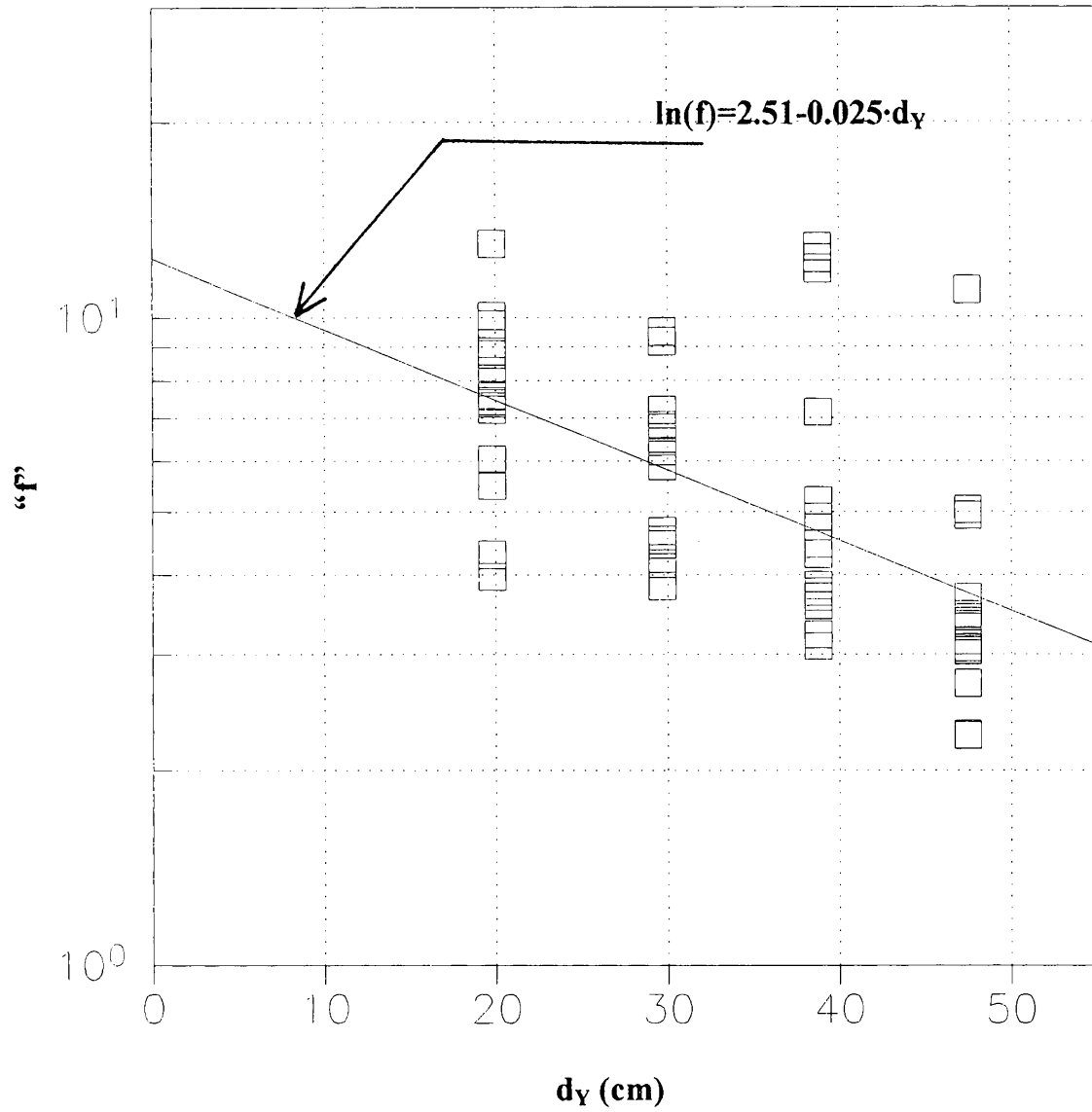


Figura 3.2 Valores de  $f(D^*=1.0)$ , calculados para el edificio de 15 niveles, para cuatro intensidades sísmicas.

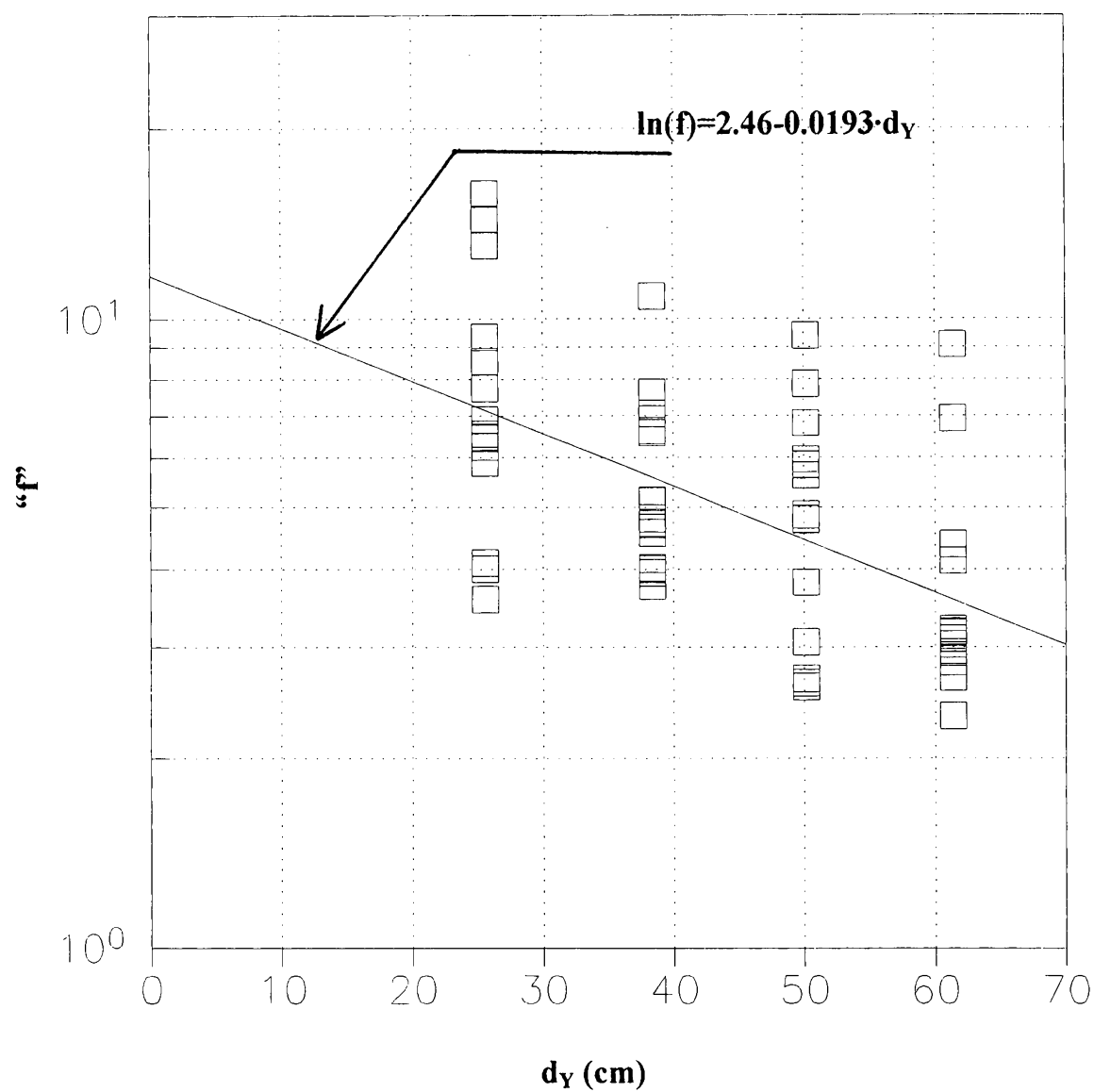


Figura 3.3 Valores de  $f(D^*=1.0)$ , calculados para el edificio de 20 niveles, para cuatro intensidades sísmicas.

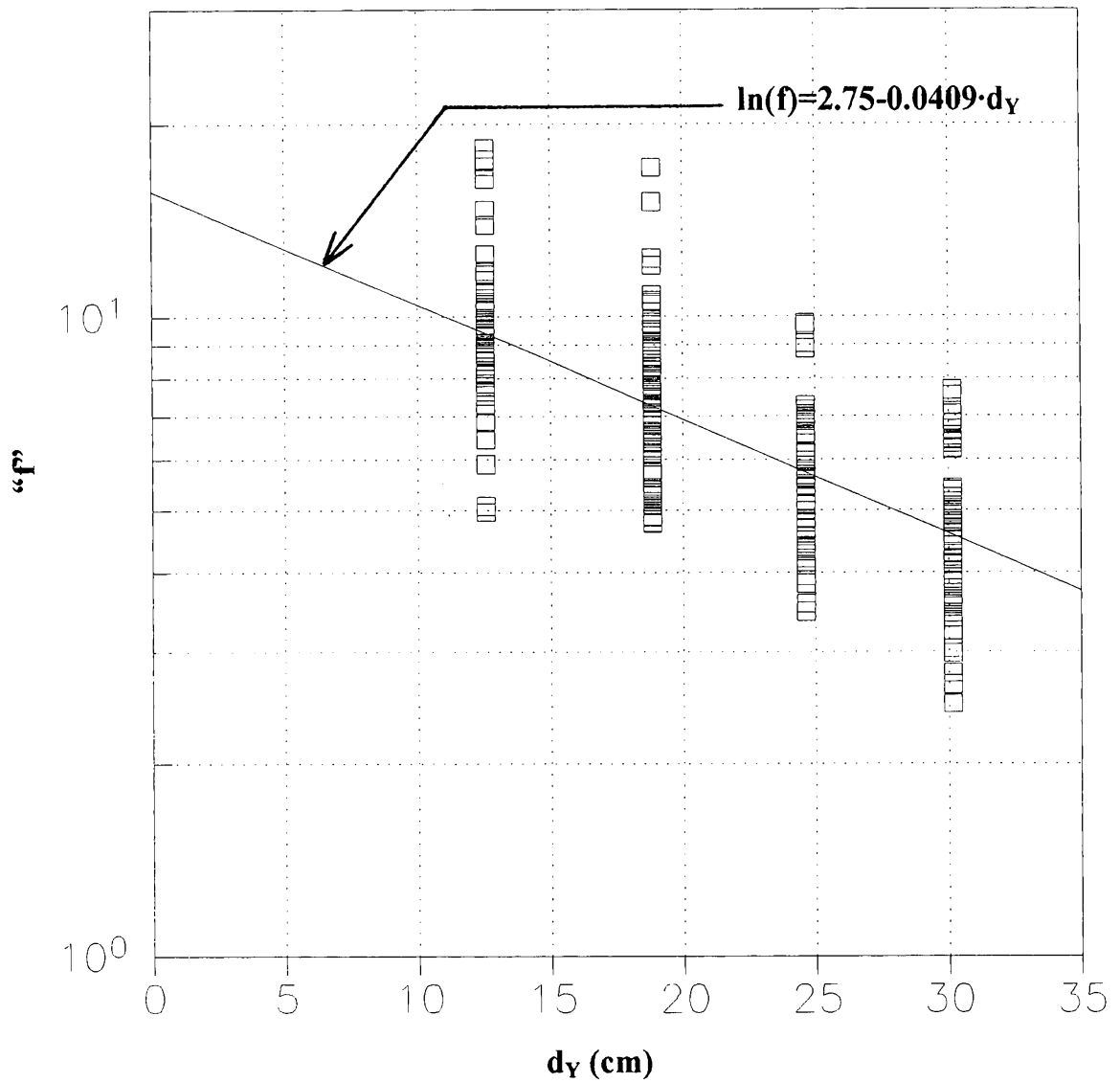


Figura 3.4 Valores simulados de  $f$  comparados con la recta ajustada, para el edificio de 7 niveles.

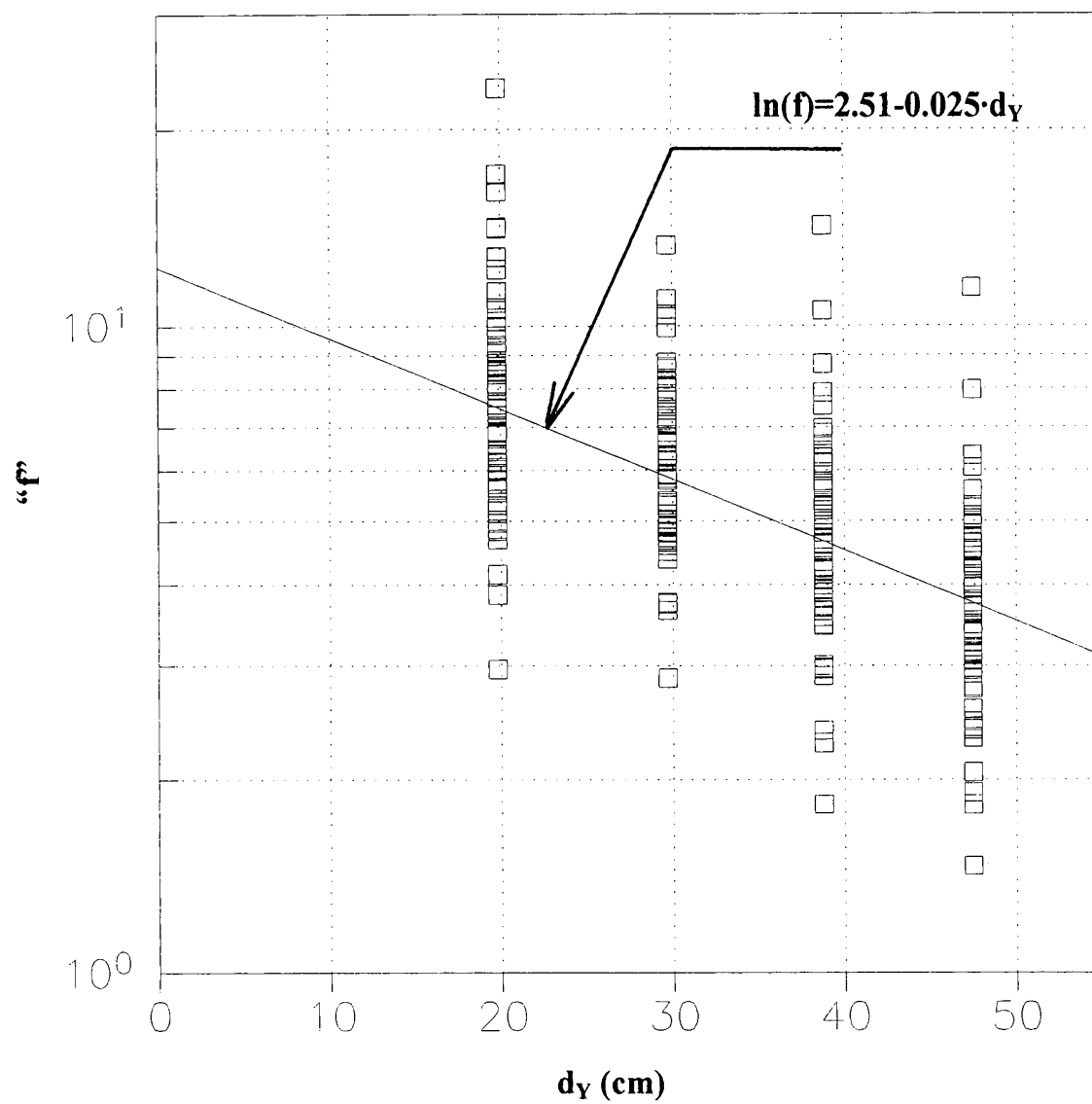


Figura 3.5 Valores simulados de f comparados con la recta ajustada, para el edificio de 15 niveles.

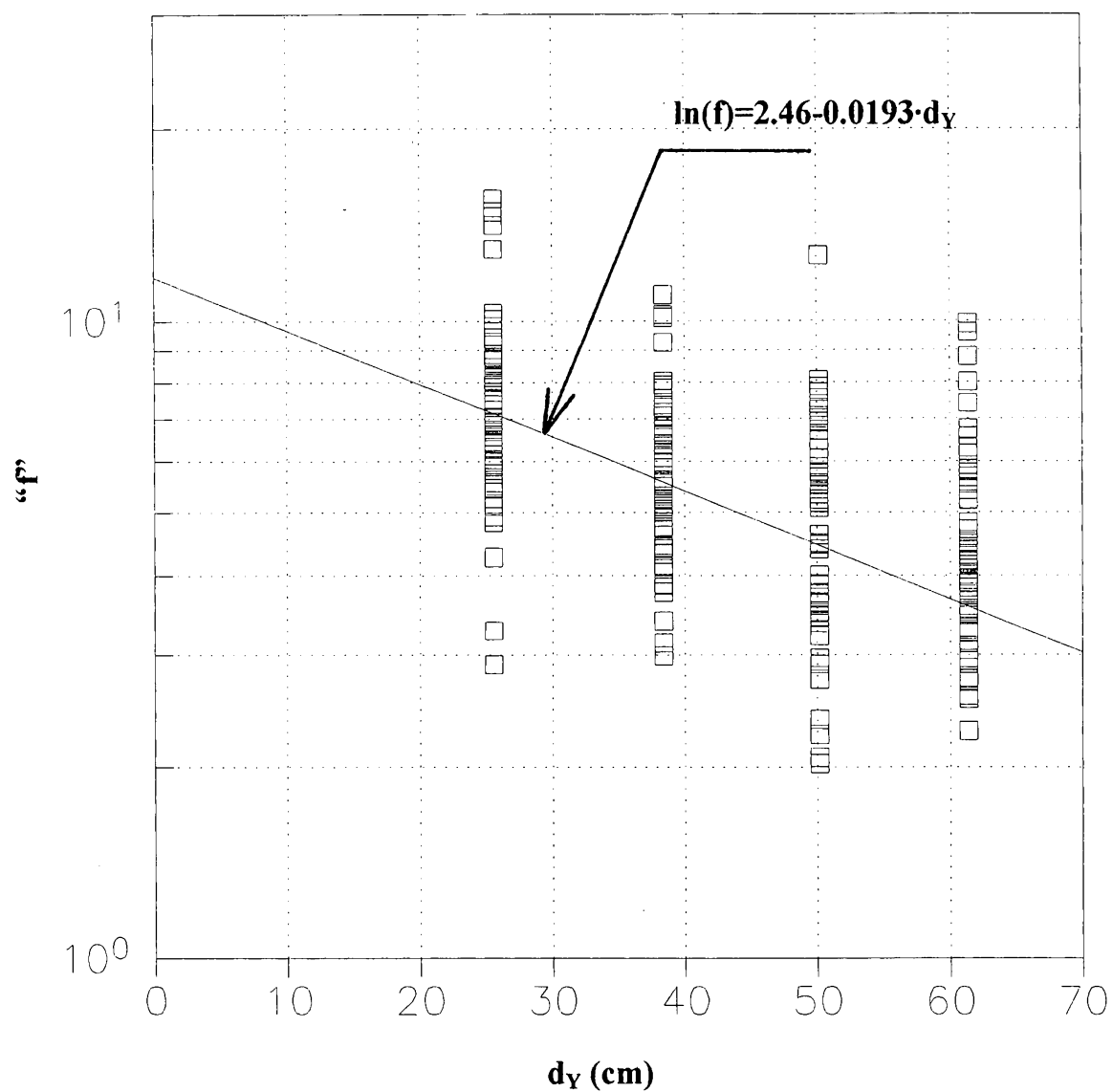


Figura 3.6 Valores simulados de  $f$  comparados con la recta ajustada, para el edificio de 20 niveles.

## 4 EXCITACIONES SÍSMICAS UTILIZADAS

En este capítulo se describe en forma general la manera en que se obtuvieron los acelerogramas utilizados. Para ello se modelaron las señales empleadas como procesos estocásticos modulados en amplitud y contenido de frecuencias, considerando combinaciones de magnitud y distancia a la fuente considerada, un acelerograma se presenta como un proceso *gaussiano* modulado en amplitud y frecuencia. Los parámetros de las funciones de varianza instantánea de la aceleración, duración y contenido de frecuencias, son obtenidos en términos de funciones generalizadas de atenuación.

De acuerdo con lo anterior, las propiedades estadísticas del movimiento del terreno se representan de la forma:

$$\xi(t) = I(t) \cdot \mathcal{A}(t) \quad (4.1)$$

donde

$I(t)$  es una función determinista que constituye la envolvente de la intensidad que controla la amplitud de  $\xi(t)$ .

$\zeta(\phi(t))$  es un ruido blanco filtrado en  $\phi$ .

$\phi(t)$  es la función de modulación de frecuencias que determina la tasa de cambios de las frecuencias dominantes de  $\xi(t)$ .

El modelo descrito, se presenta en forma más detallada en el trabajo desarrollado por Alamilla et al., 1997.

#### **4.1 TIPOS DE ACELEROGRAMAS**

Utilizando los principios expuestos en la sección anterior, se generaron un total de 60 acelerogramas de cuatro intensidades diferentes, estas intensidades son: 500, 750, 980 y 1200  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , dichas intensidades se eligieron de manera que cubrieran un intervalo suficiente de intensidades posibles. No se consideraron intensidades menores a 500  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , debido a que no influyen considerablemente en la respuesta no lineal de los sistemas estructurales estudiados.

Los sismos fueron simulados para combinación de magnitudes  $M$  y distancias  $R$  diferentes, de manera que se tomó en cuenta la forma aleatoria de ocurrencia de los mismos. Los espectros de respuesta de los acelerogramas simulados para un amortiguamiento del 5% del crítico, se muestran en las gráficas de las figuras 4.1 a 4.4. Cabe mencionar que cada uno de los acelerogramas simulados tienen una duración diferente, por lo que al utilizarlos se tomó en cuenta esta variable.

Figura 4.1 (a) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 500  $\text{cm}/\text{seg}^2$

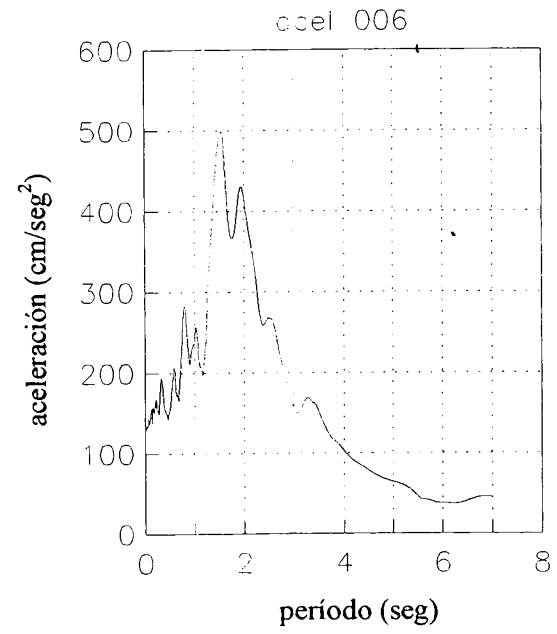
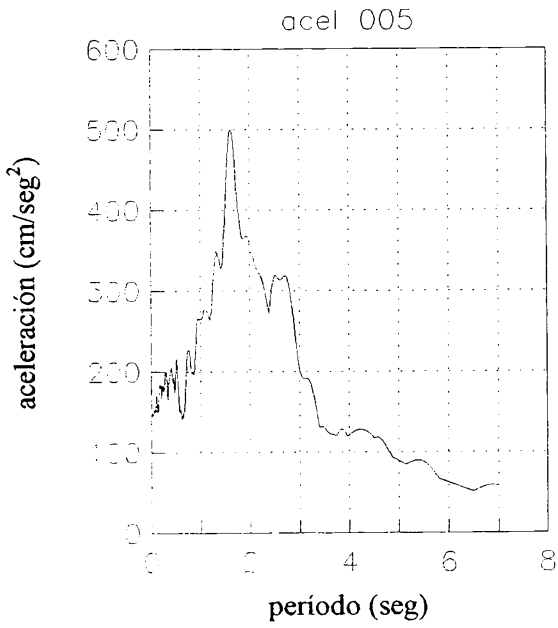
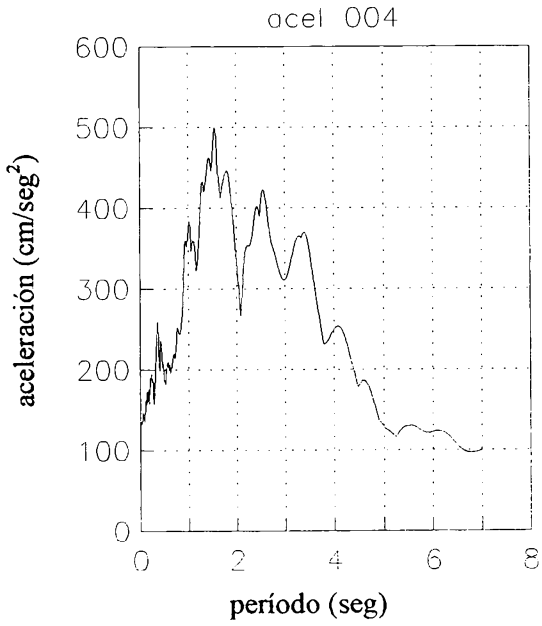
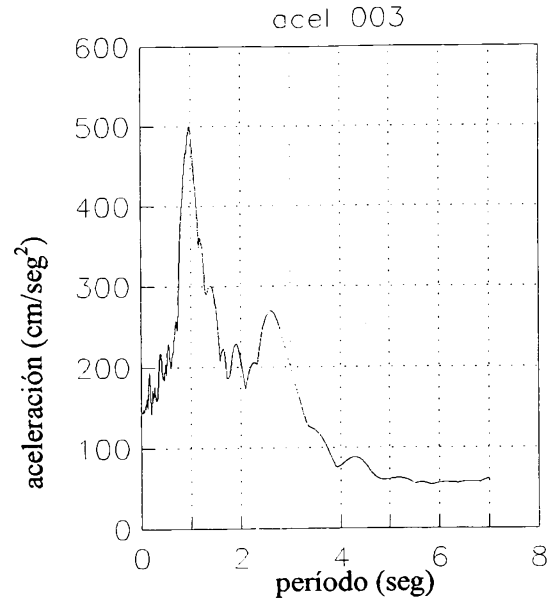
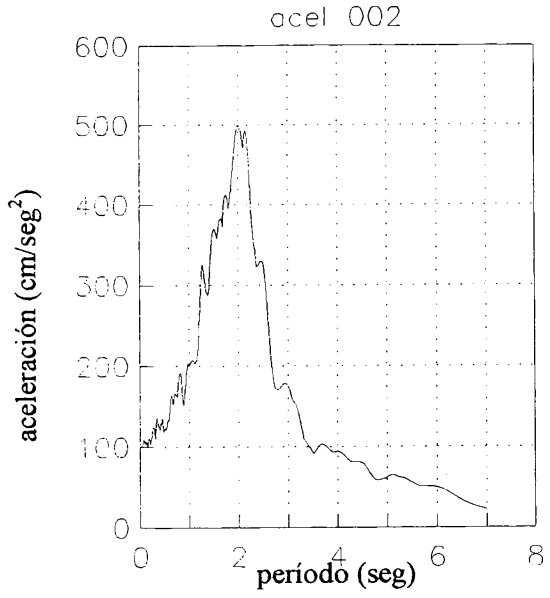
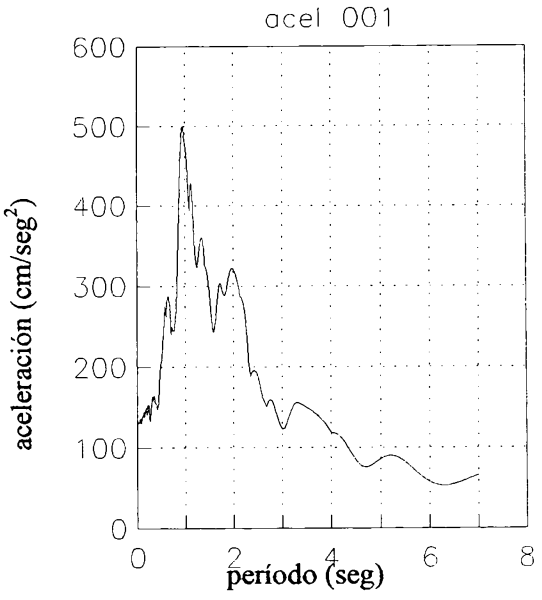


Figura 4.1 (b) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 500  $\text{cm}/\text{seg}^2$

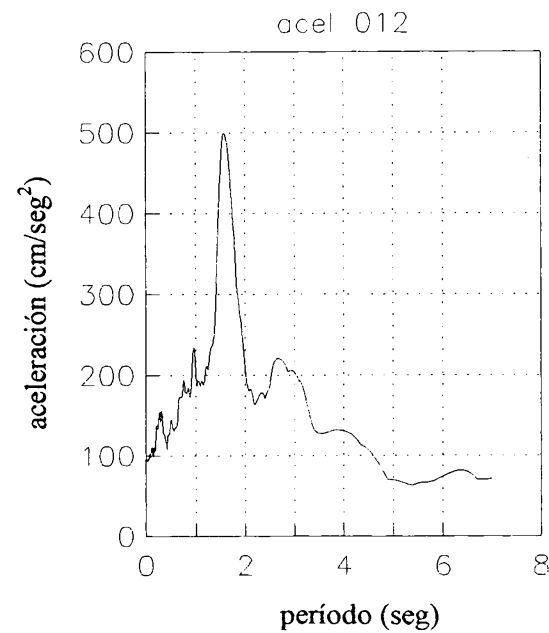
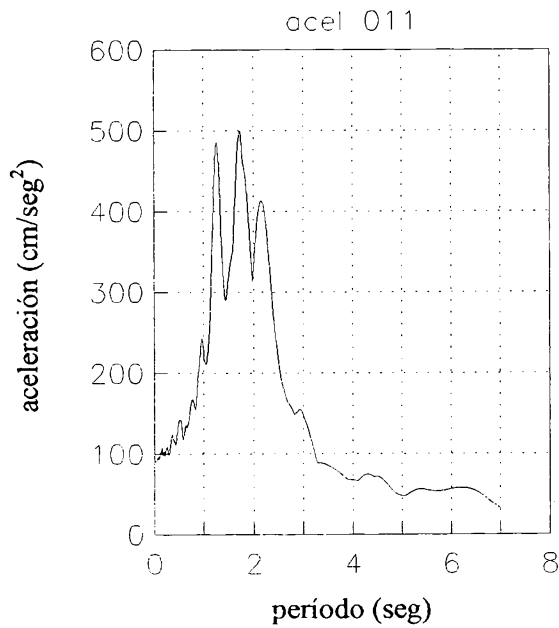
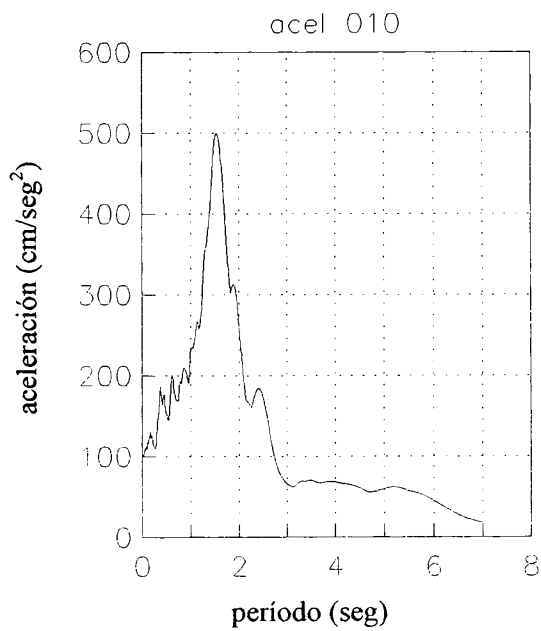
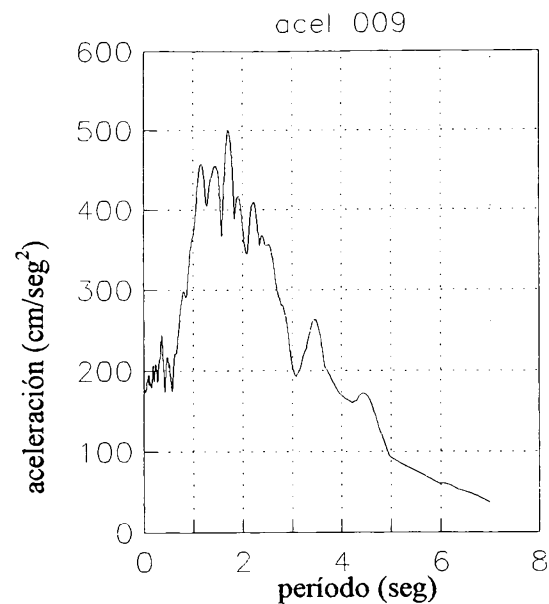
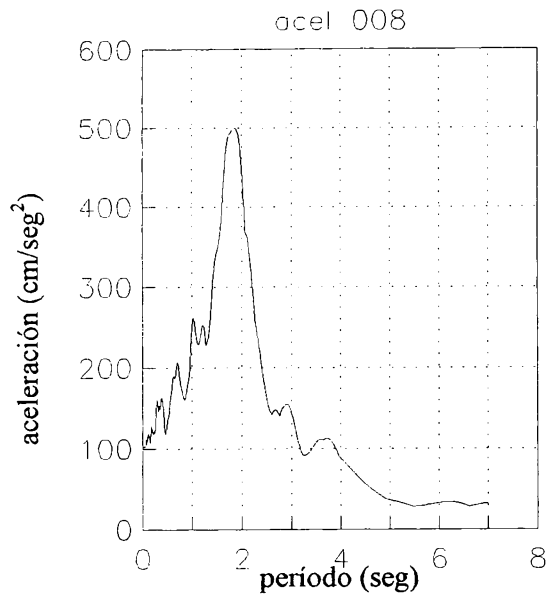
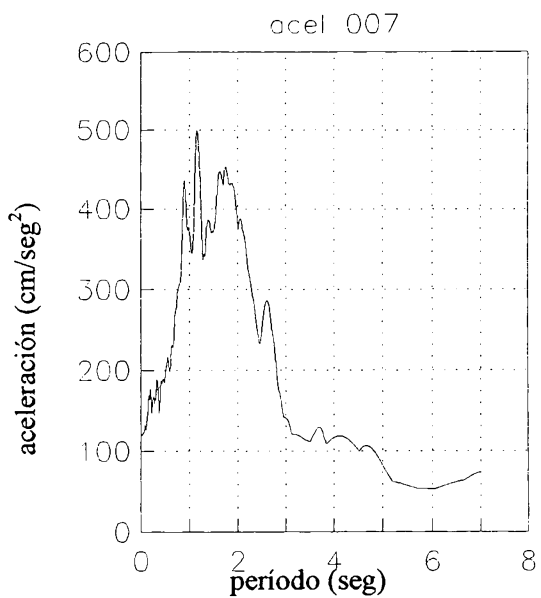


Figura 4.1 (c) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 500  $\text{cm}/\text{seg}^2$

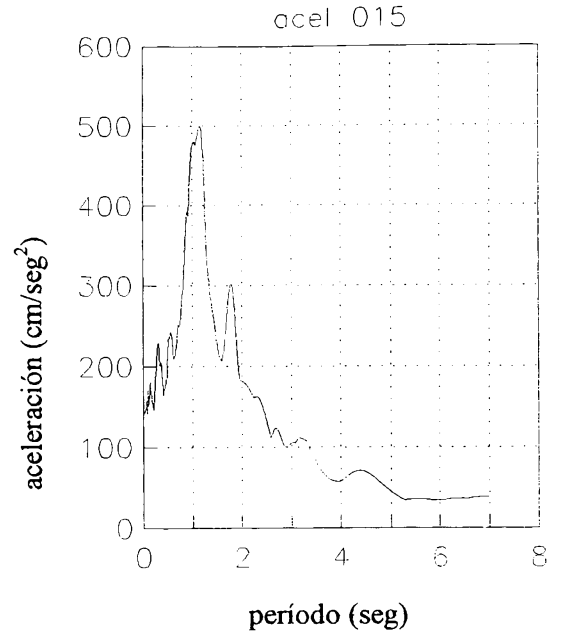
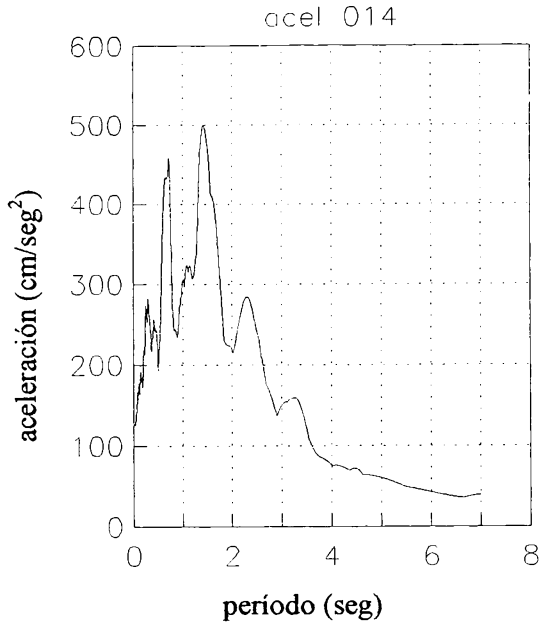
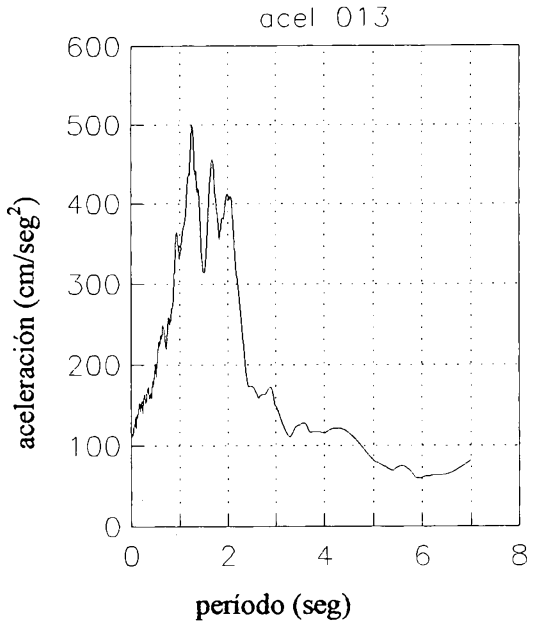


Figura 4.2 (a) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 750 cm/seg<sup>2</sup>

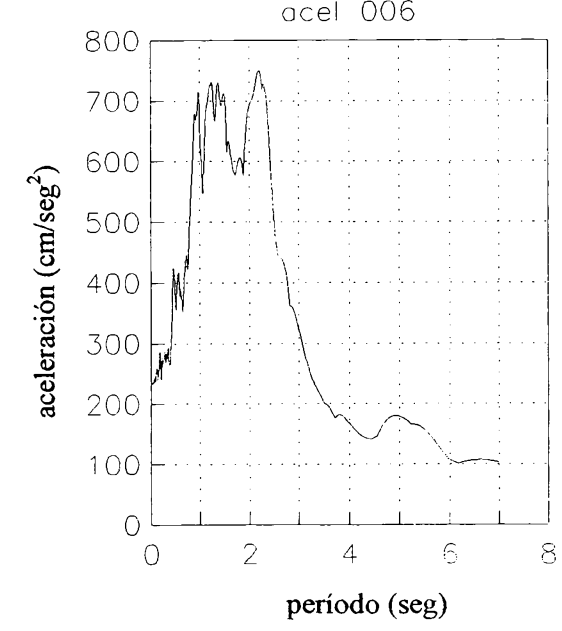
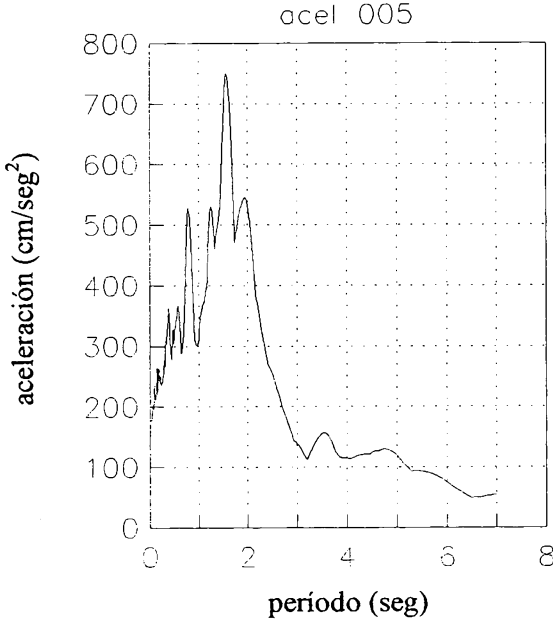
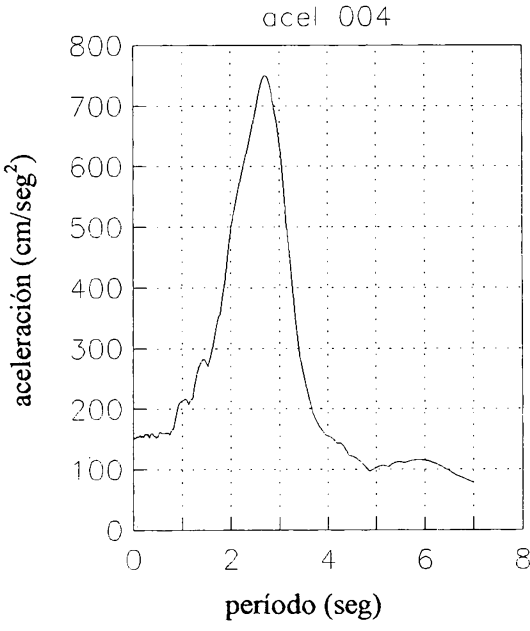
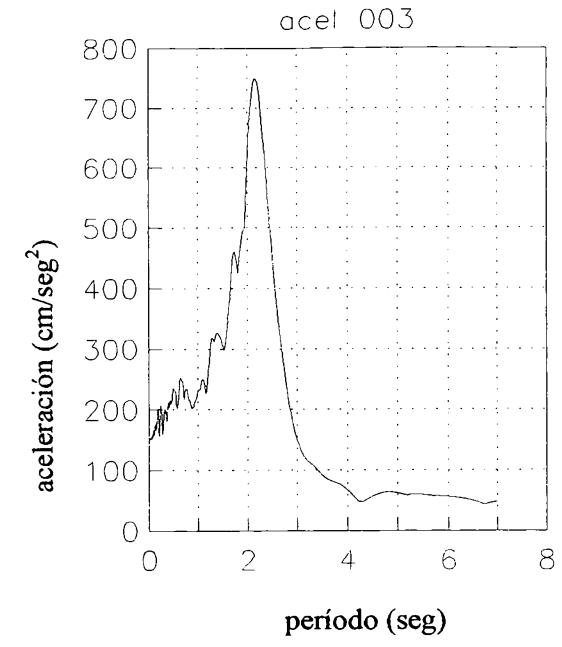
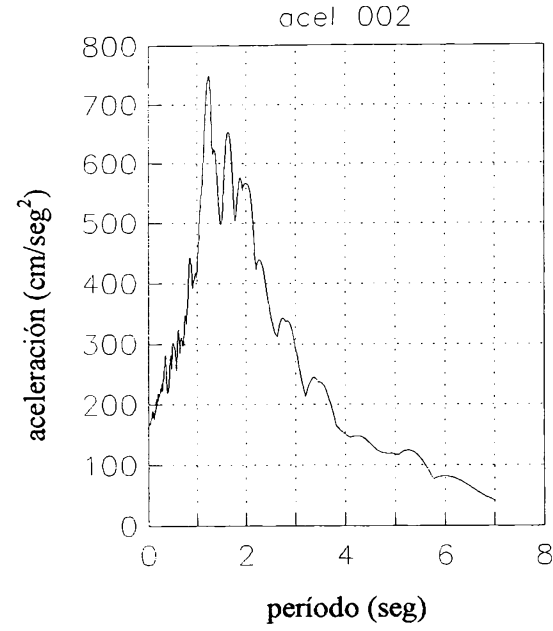
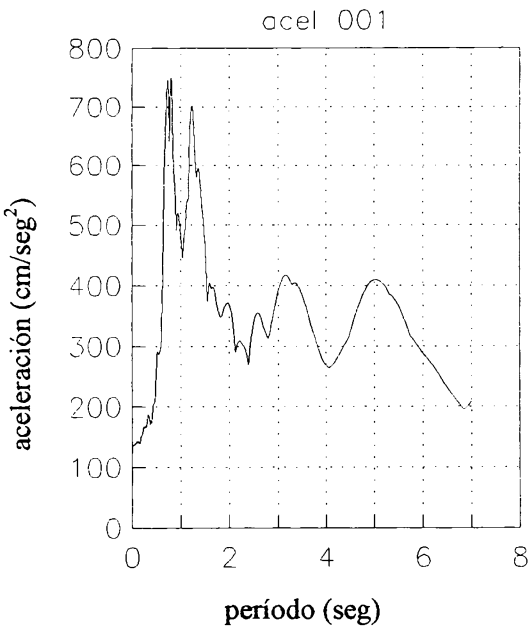


Figura 4.2 (b) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 750 cm/seg<sup>2</sup>

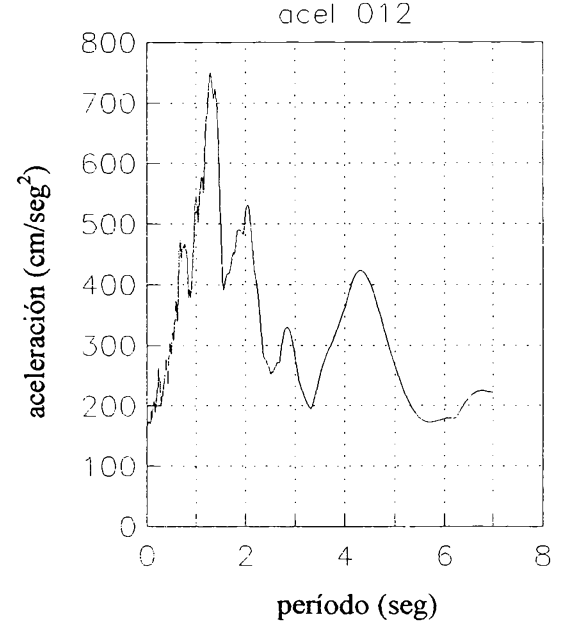
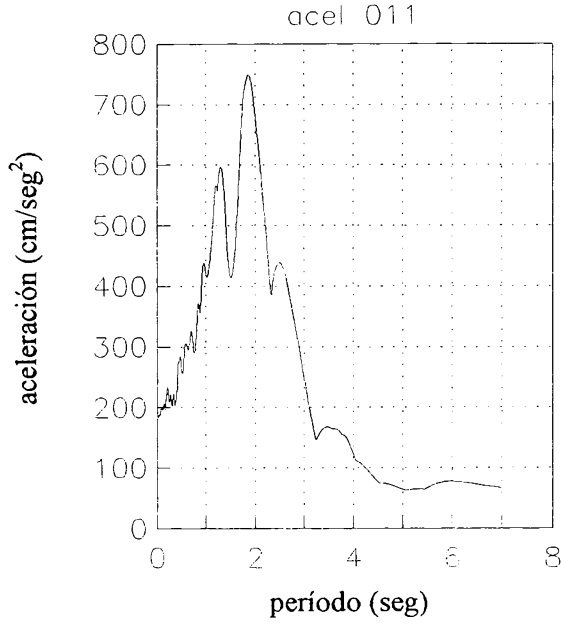
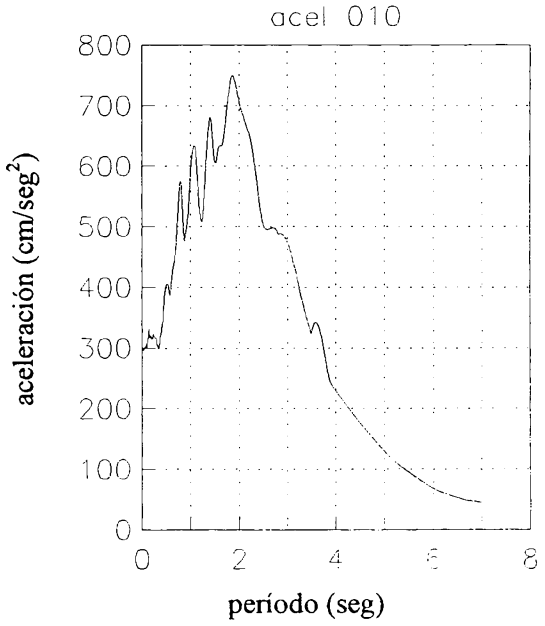
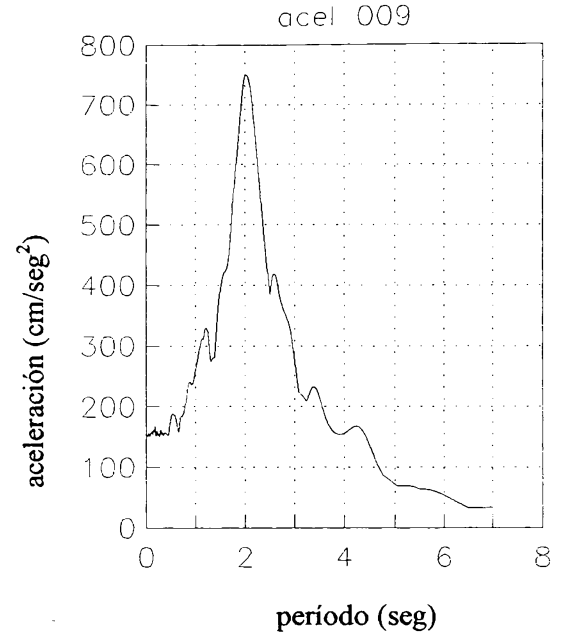
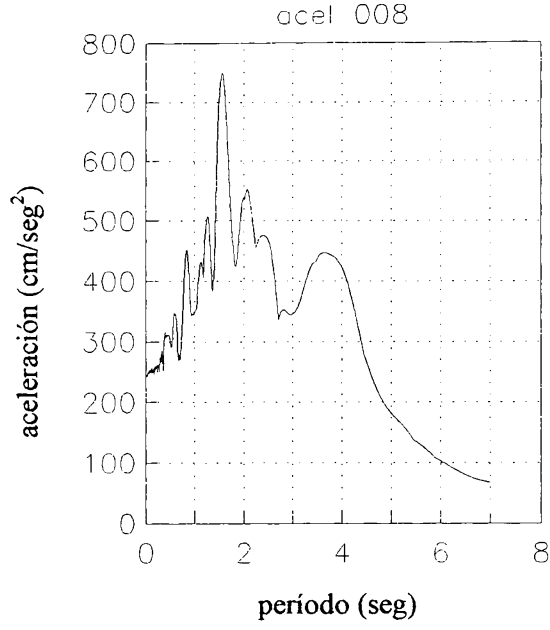
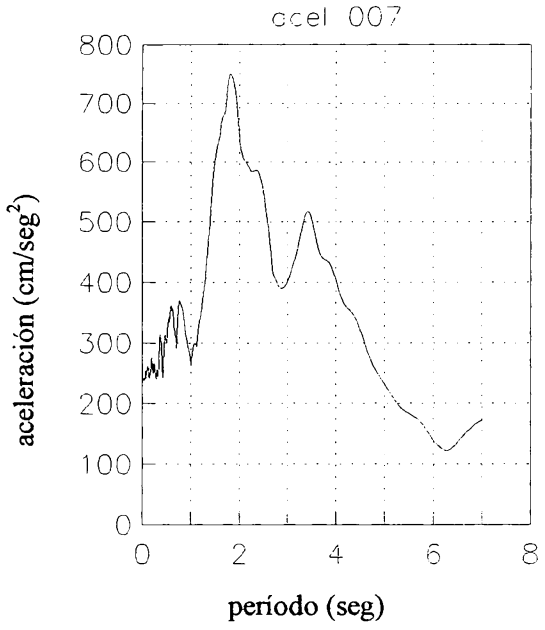


Figura 4.2 (c) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad =  $750 \text{ cm/seg}^2$

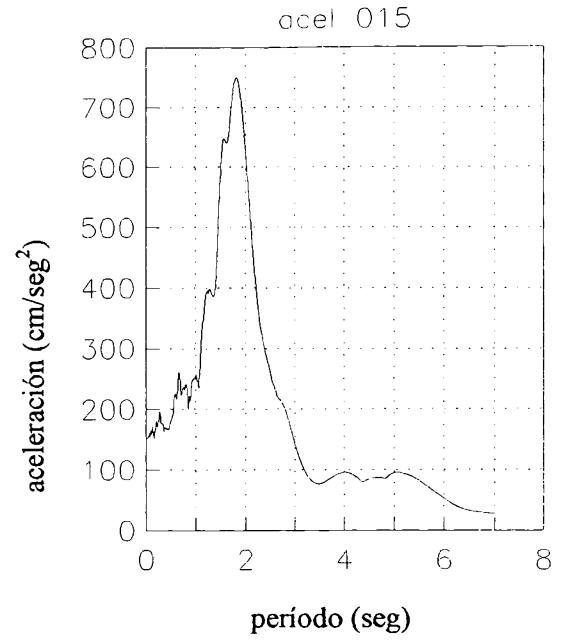
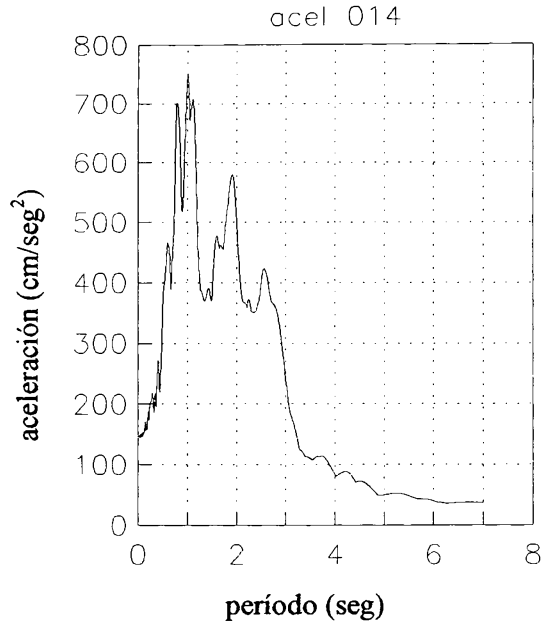
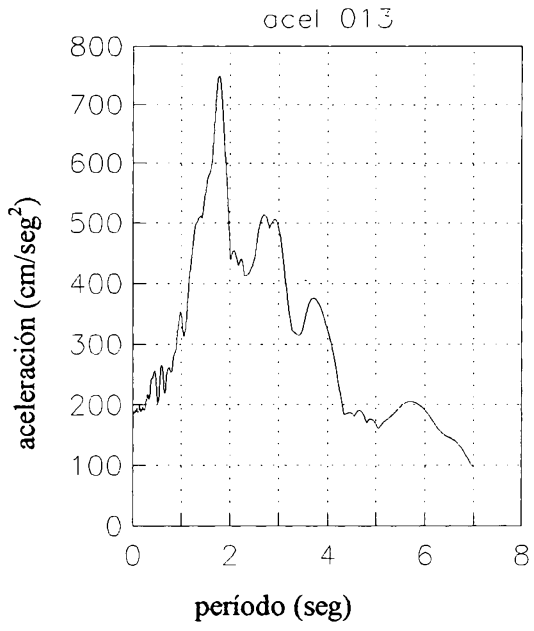


Figura 4.3 (a) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 980  $\text{cm}/\text{seg}^2$

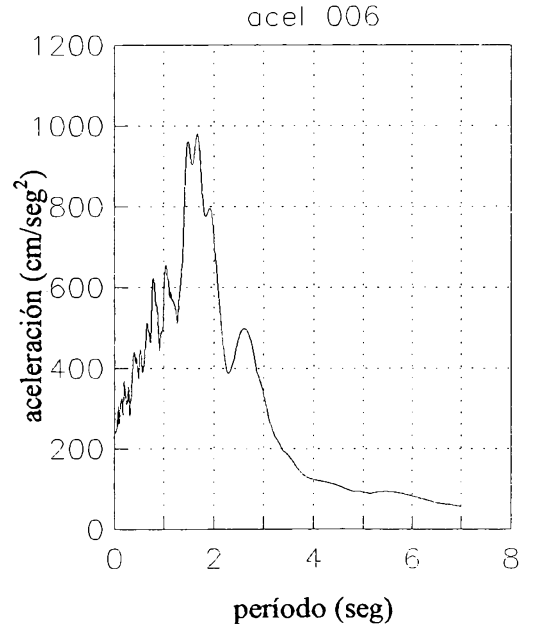
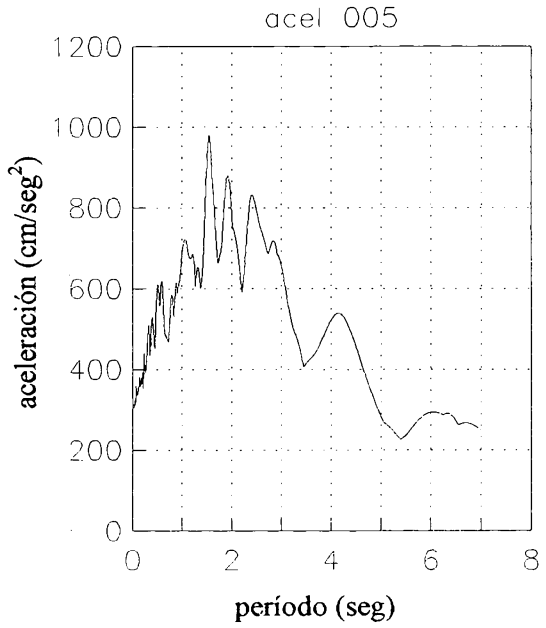
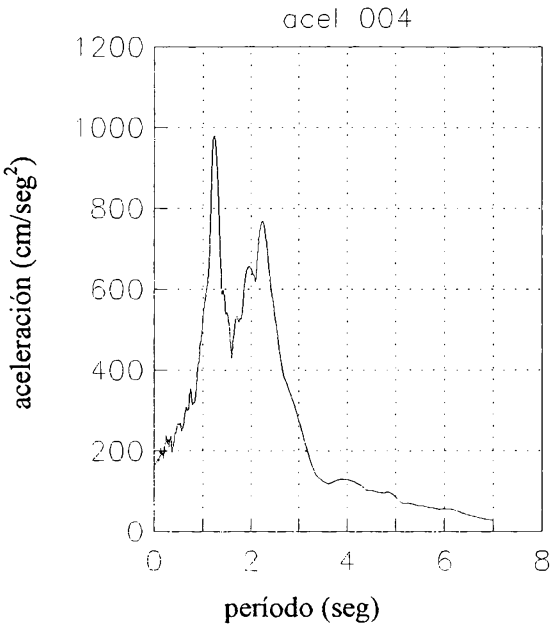
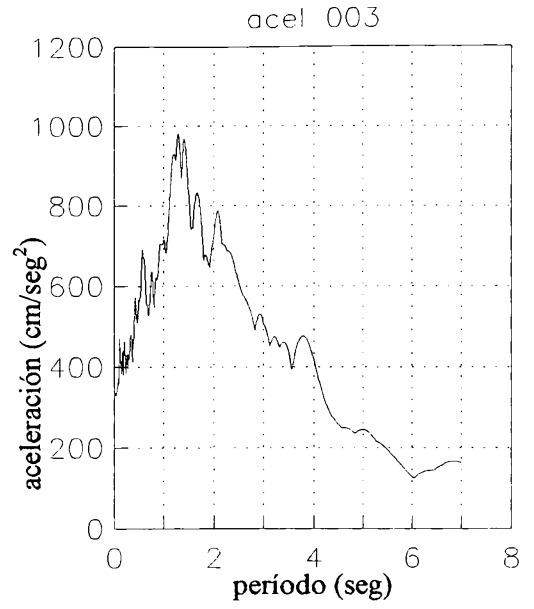
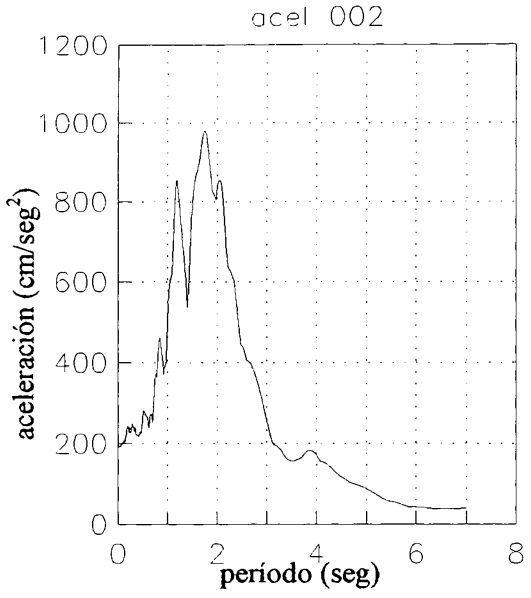
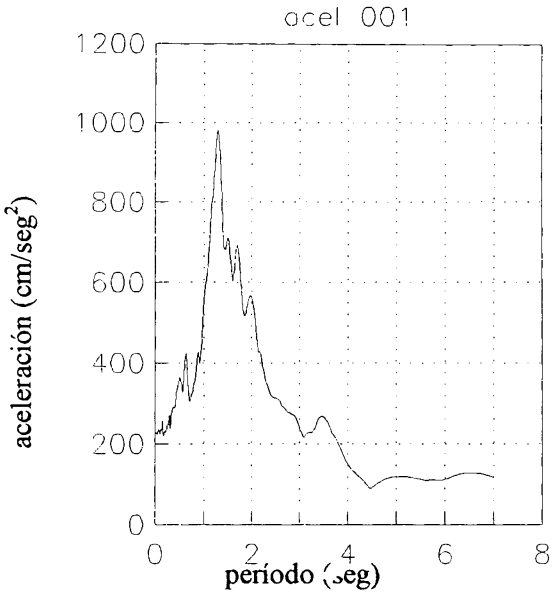


Figura 4.3 (b) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 980  $\text{cm}/\text{seg}^2$

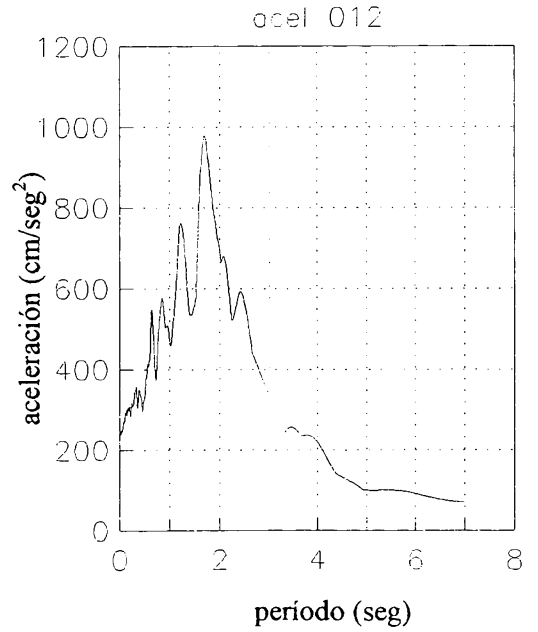
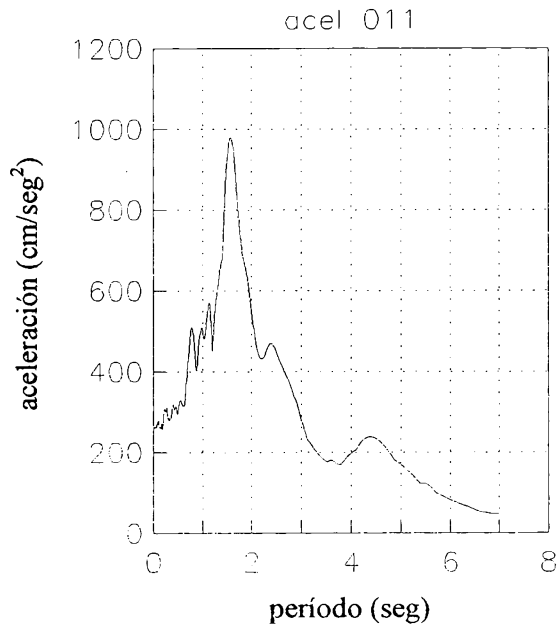
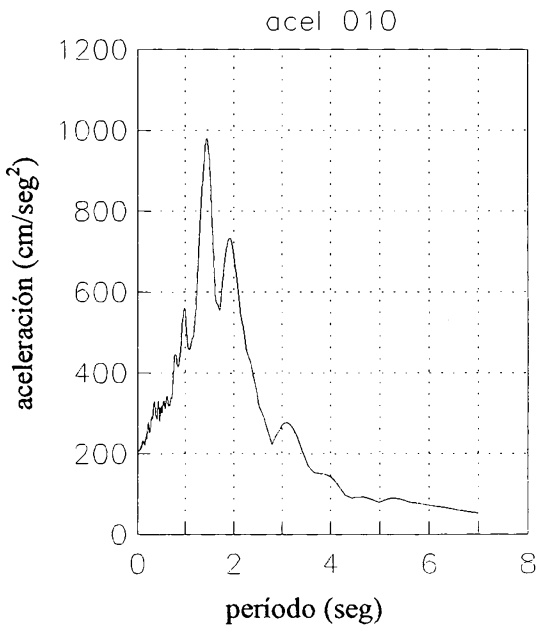
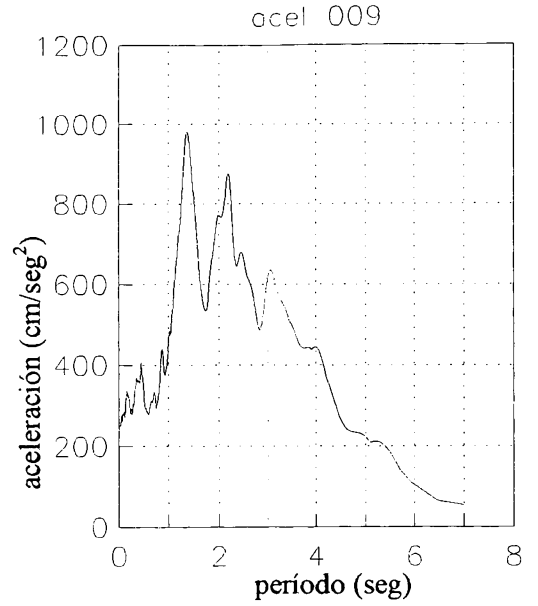
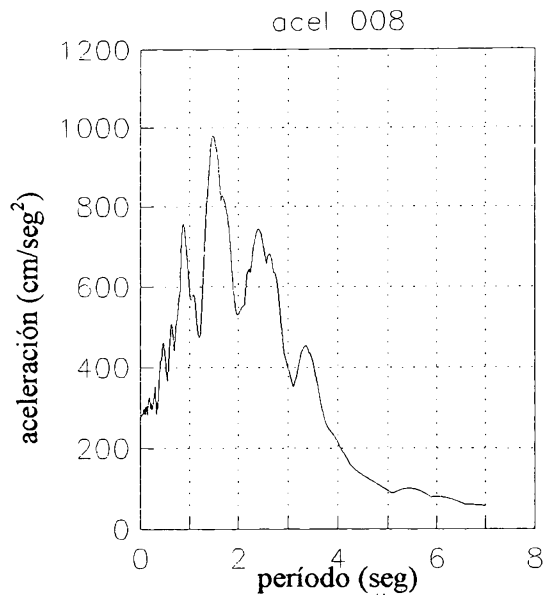
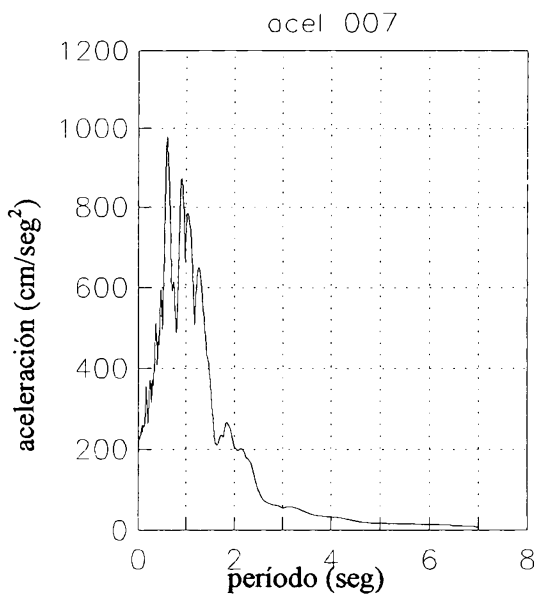


Figura 4.3 (c) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad = 980  $\text{cm}/\text{seg}^2$

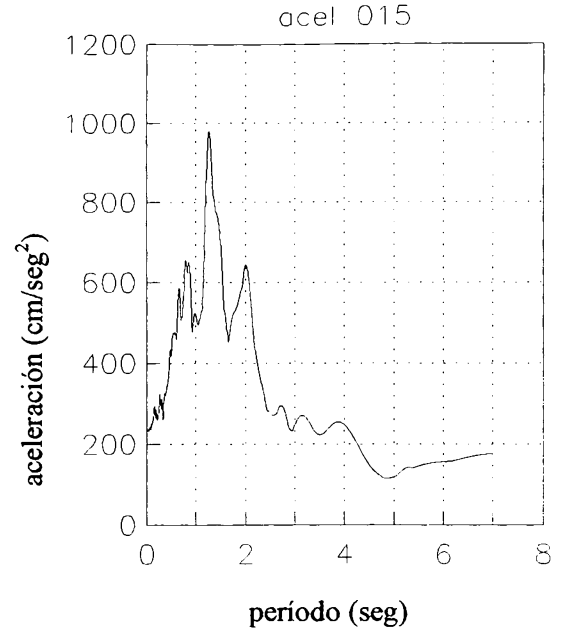
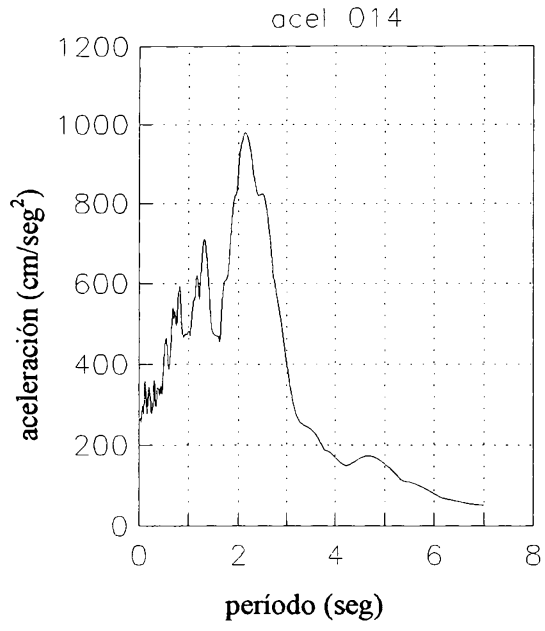
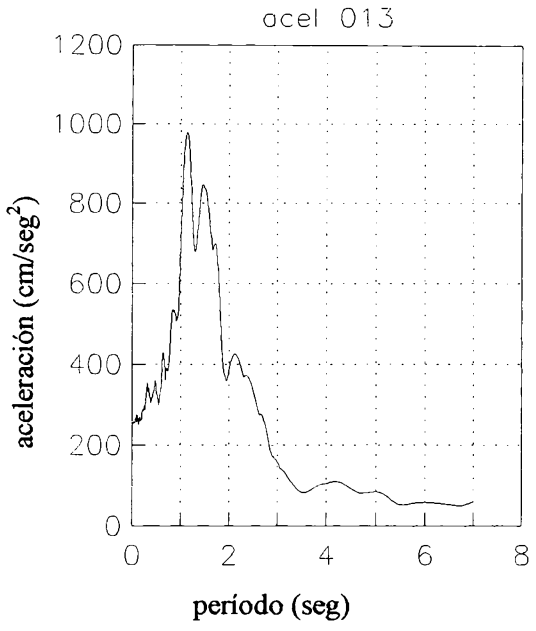


Figura 4.4 (a) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad=1200 cm/seg<sup>2</sup>

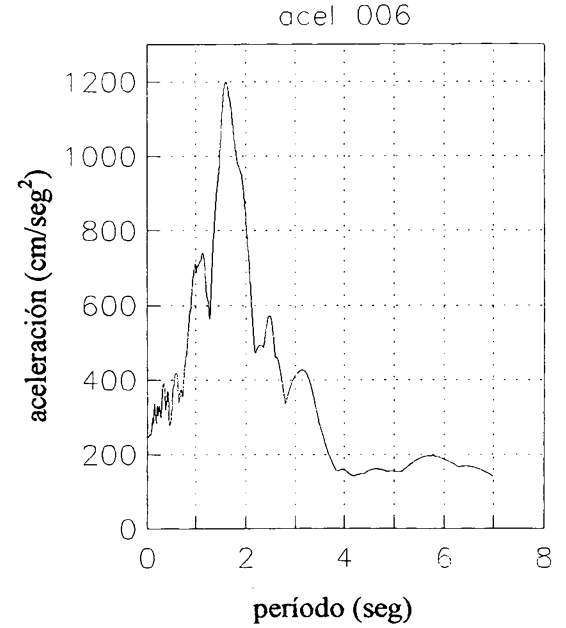
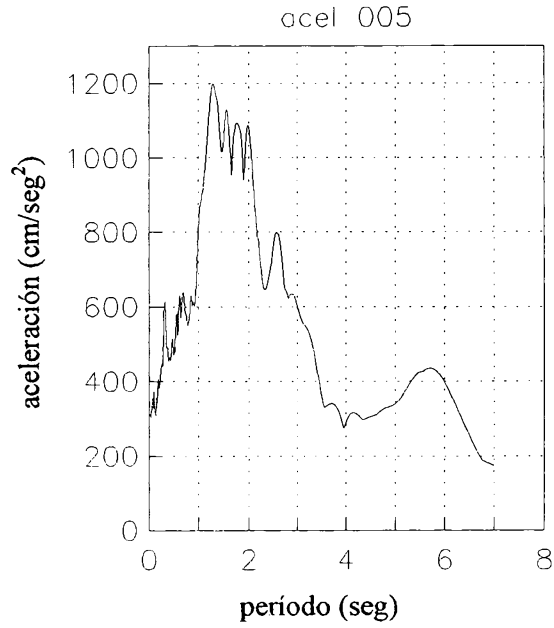
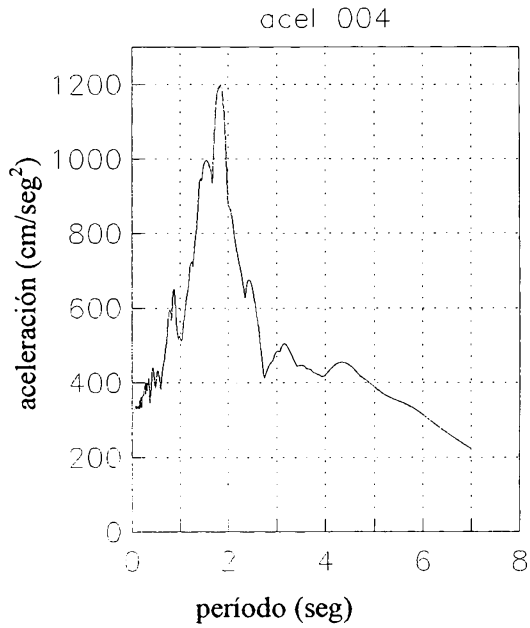
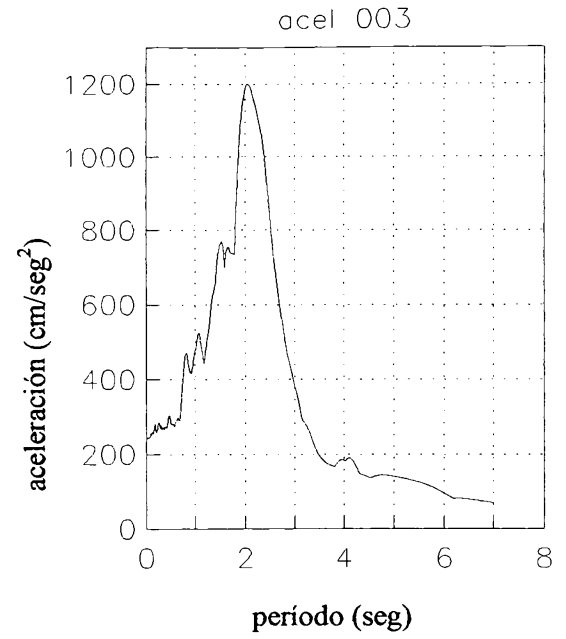
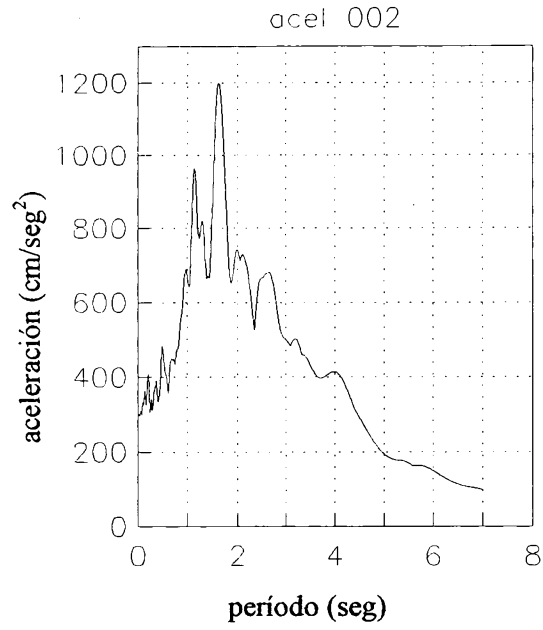
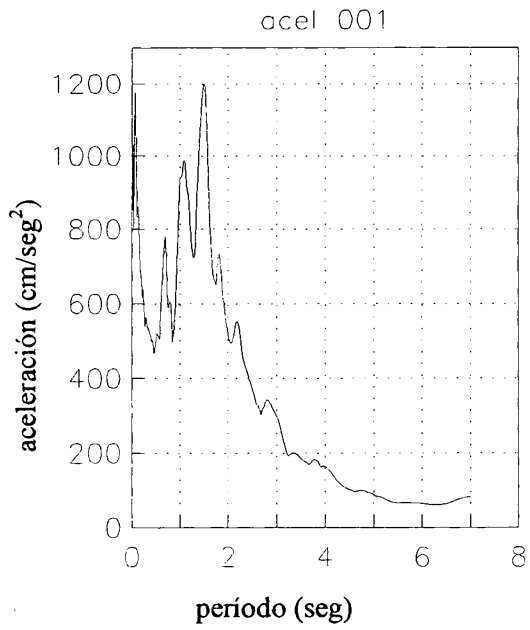


Figura 4.4 (b) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad=200 cm/seg<sup>2</sup>

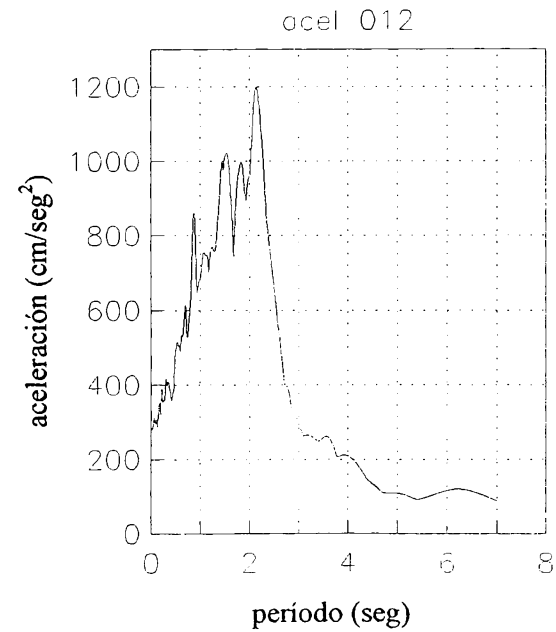
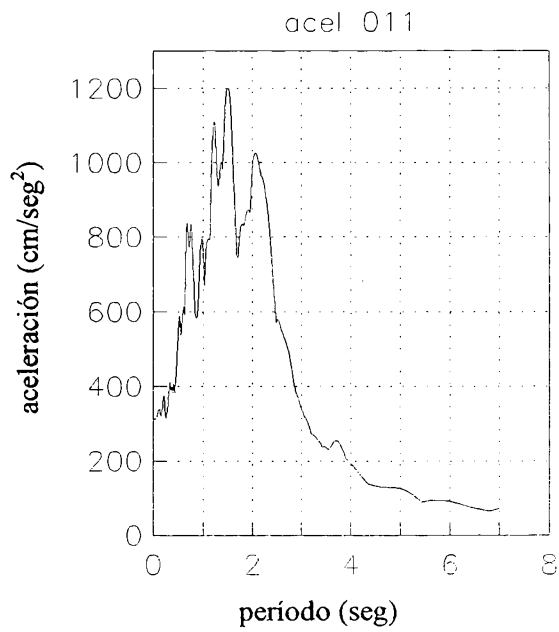
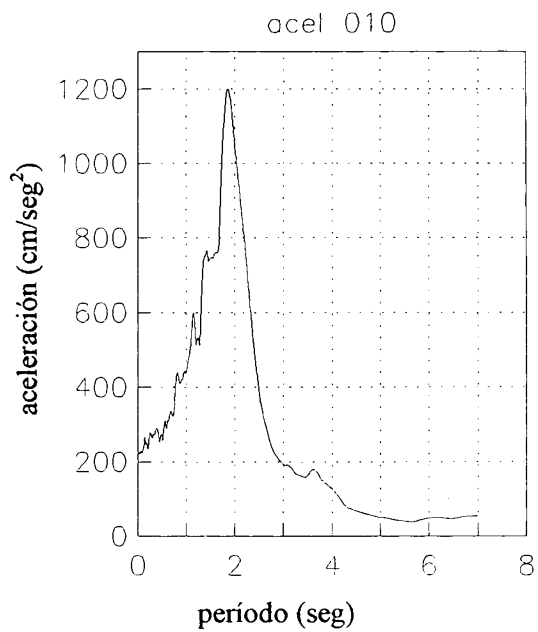
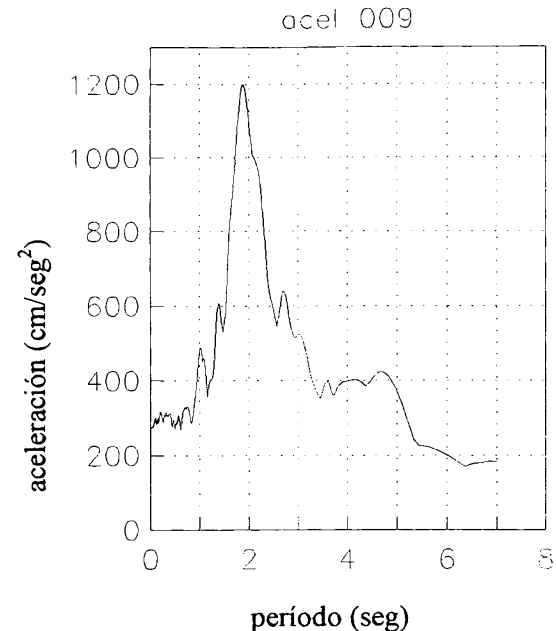
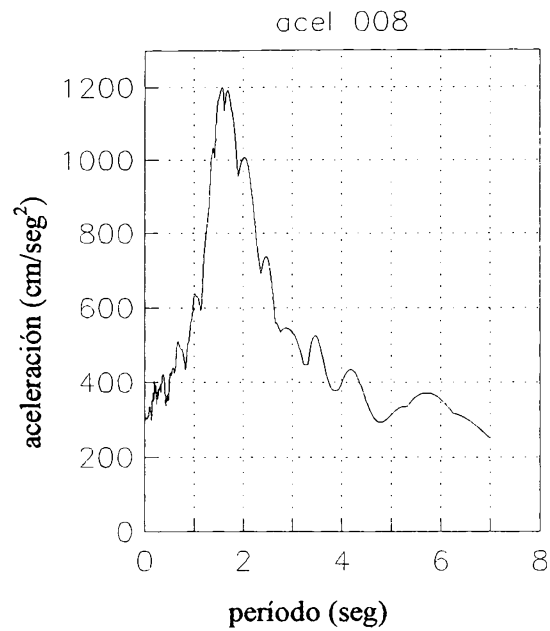
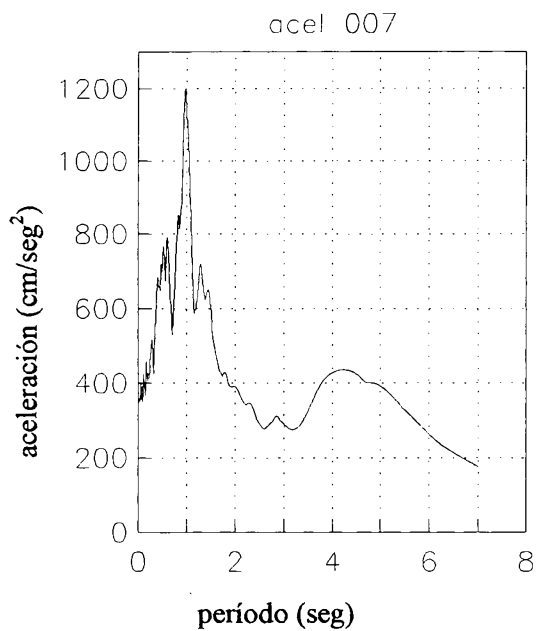
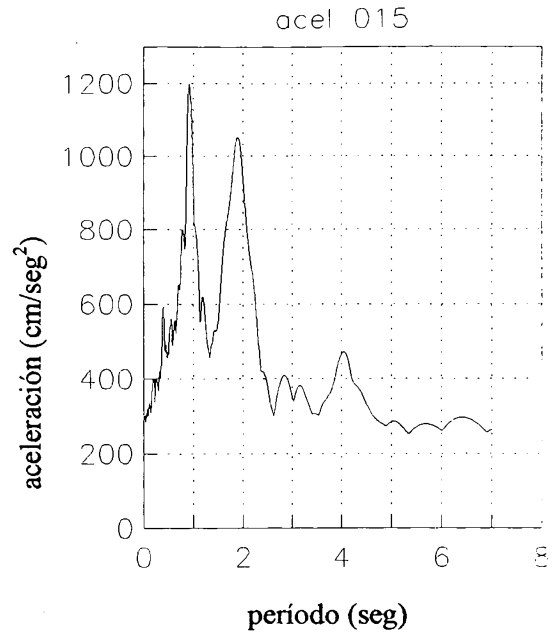
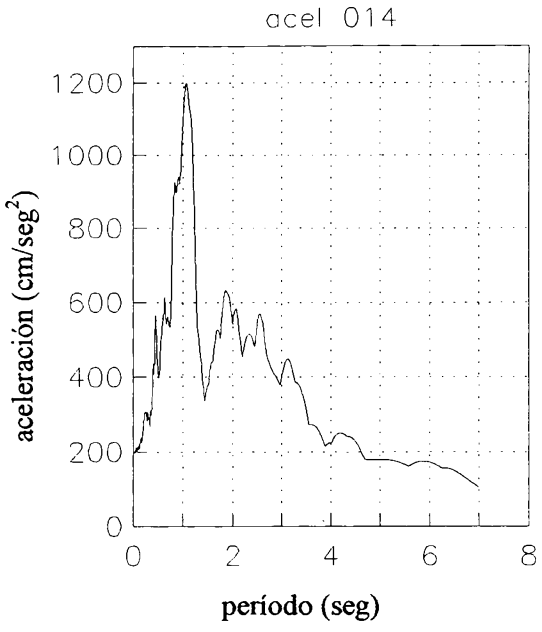
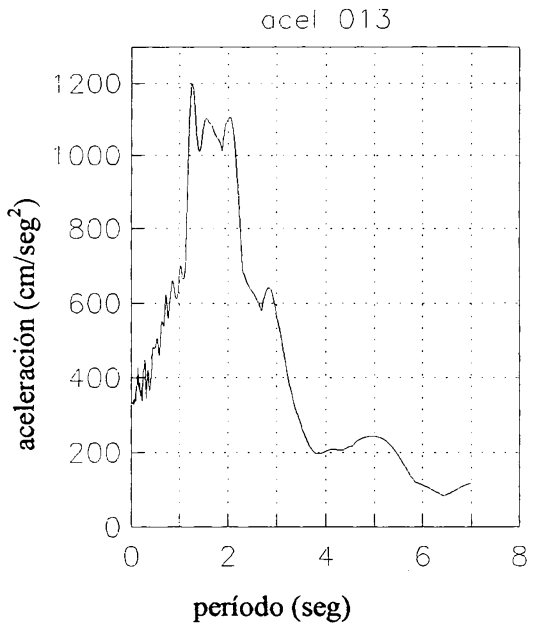


Figura 4.4 (c) Espectros de respuesta de acelerogramas utilizados, intensidad=200  $\text{cm}/\text{seg}^2$



## **5. CASOS ESTUDIADOS**

Una estructura real tiene varios grados de libertad y por lo tanto diferentes modos potenciales de falla ante un sismo. En el presente trabajo, se estudia el comportamiento ante eventos sísmicos de edificios de concreto reforzado, modelados como un conjunto de marcos continuos. Los edificios que se estudian son simétricos en planta y están estructurados de manera que sus marcos son iguales en cada dirección horizontal, por lo que es posible suponer que la respuesta sísmica de estos en cada una de las direcciones horizontales se puede aproximar por la de uno de sus marcos.

El modelo de marco continuo con que se analiza cada uno de los edificios, corresponderá a un marco (interior) cuya masa asociada a cada nivel se toma igual a la masa correspondiente al edificio en el mismo nivel, dividida entre el número de marcos en la dirección horizontal que se estudia. Las cargas gravitacionales (muerta y viva) del modelo de marco continuo se toman iguales a la correspondiente a su área tributaria. La carga vertical sobre el marco incluye las descargas de las crujeías en la dirección perpendicular a él. El modelo de marco continuo

corresponde a la representación convencional de un conjunto de trabes y columnas con rigidez y resistencia finita, además, con las conexiones entre ellas libres de girar como elementos de rigidez infinita.

## 5.1 EDIFICIOS ESTUDIADOS

Se estudió el comportamiento de tres edificios de concreto reforzado de 7, 15 y 20 niveles. Los edificios son simétricos, con planta cuadrada y están estructurados en sus dos direcciones ortogonales con marcos continuos iguales.

La geometría de los edificios es tal que no se considera reducción del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), al cuidar la relación de esbeltez de cada uno de ellos (altura/base).

En las figuras 5.1 a 5.3 se muestran las secciones transversales y la geometría de cada uno de los edificios, así como el valor del periodo fundamental para cada uno de ellos.

Los edificios se analizaron y diseñaron de acuerdo con el reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1993), las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (DDF, 1995) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF, 1996). Los edificios se analizaron tridimensionalmente para tres combinaciones de carga:

- 1.)  $1.4 \cdot (\text{Carga vertical})$
- 2.)  $1.1 \cdot (\text{Carga vertical}) + 1.1 \cdot (\text{carga sísmica})$
- 3.)  $1.1 \cdot (\text{Carga vertical}) - 1.1 \cdot (\text{carga sísmica})$

Donde la carga vertical incluye la carga muerta y viva total o instantánea, según el tipo de combinación realizado. Sólo se consideraron estas combinaciones debido a la simetría que presentan los edificios estudiados.

Las estructuras se consideraron desplantadas en la zona de terreno blando de la ciudad de México y su uso se destina a oficinas. De acuerdo con el Reglamento de construcciones para el DF corresponde a una estructura del grupo B construida sobre la zona III. Para el análisis sísmico, se consideró un factor de comportamiento sísmico de  $Q=4$ , debido a que los edificios cumplen con los requisitos impuestos por las Normas para Estructuras de Concreto del Reglamento del DF en el capítulo 5 de marcos dúctiles. El coeficiente de diseño sísmico para la zona III, se toma con un valor de  $c=0.40$ .

Se consideró además, el requisito del Reglamento del DF que limita las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, debidos a fuerzas laterales sísmicas y cuyo valor no debe exceder 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

Para realizar el diseño de los edificios se utilizó el programa de análisis estructural lineal **Ecogc** (Corona, 1997), en el cual, la carga sísmica se determinó con el método estático de las Normas por Sismo del Reglamento del Distrito Federal. Esta se consideró actuando en una sola dirección horizontal, sin considerar torsión horizontal accidental (no hay excentricidad torsional de rigideces). Esto se realizó, debido a que el programa de análisis no lineal utilizado (IDARC2D), sólo considera el análisis de marcos planos, además se consideró el efecto de amplificación de momentos  $P-\Delta$  (efecto  $P - \delta$ ).

## 5.2 CARGAS UTILIZADAS

En la carga vertical se consideraron además del peso propio de columnas y trabes, cargas distribuidas por nivel con los siguientes valores:

Carga muerta (nominal)	= 600 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva máxima (nominal)	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea (nominal)	= 180 kg/m <sup>2</sup>

La carga muerta corresponde a un sistema de piso formado por una losa artesonada de 30 cm de espesor, constituida con casetones de 60x60x25 cm, con una capa de compresión de 5 cm.

Cuando se realiza el diseño de estructuras utilizando los criterios propuestos por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal o de cualquier otro reglamento, las cargas utilizadas son las denominadas de *trabajo* o *nominales*, que corresponden a valores conservadores con respecto a los que pueden ocurrir en la estructura. Por ejemplo, para evaluar las cargas muertas se toman pesos volumétricos conservadores y frecuentemente también valores conservadores de las dimensiones de los elementos que gravitan sobre la estructura. De igual forma, las cargas vivas que especifican los reglamentos representan valores que son poco probables de ser excedidos durante la vida útil de la estructura.

Un análisis de los pesos volumétricos y cargas vivas especificadas por el reglamento, indica que sus valores tienen una probabilidad de ser excedidos que varía entre 2% y 5%. Por lo tanto, las relaciones que existen entre las cargas nominales y los valores medios de las cargas muertas y vivas se dan por las siguientes ecuaciones (Meli, 1976):

$$S_{dM} = m_{SM} (1 + 2 \cdot C_{wM}) \quad (5.1)$$

$$S_{dV} = m_{SV} (1 + 2 \cdot C_{wV}) \quad (5.2)$$

donde:

$S_{dM}$  = valor de la carga muerta nominal.

$S_{dV}$  = valor de la carga viva nominal.

$m_{SM}$  = valor medio de la carga muerta.

$m_{SV}$  = valor medio de la carga viva.

$C_{wM}$  = coeficiente de variación de la carga muerta.

$C_{wV}$  = coeficiente de variación de la carga viva.

De acuerdo con este autor, el valor del coeficiente de variación de la carga muerta  $C_{wM}$ , puede tomarse como 0.05 en construcciones en las cuales las dimensiones de los elementos

estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión y 0.10 cuando esto no suceda. Se toma como valor típico **0.08**.

Para áreas cargadas no muy pequeñas, puede tomarse el valor del coeficiente de variación de la carga viva como valor típico  $C_{wv}=0.30$ .

Tomando en cuenta las relaciones antes descritas, los valores medios de las cargas muertas y vivas que se utilizaron, son los siguientes:

Carga muerta (media) = 517.25 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva máxima (media) = 156.25 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva instantánea (media) = 112.50 kg/m<sup>2</sup>

### **5.3 CONSIDERACIONES EN EL ANÁLISIS NO LINEAL**

Para efectuar el cálculo de la confiabilidad de cada uno de los sistemas estudiados, es necesario obtener respuestas sísmicas inelásticas del modelo. Estas respuestas se obtienen utilizando el programa de análisis no lineal IDARC2D versión 4.0 (Valles et al, 1996).

A continuación se explican las consideraciones tomadas en el uso del programa IDAR2D; en el apéndice A, se presenta una descripción general del mismo.

#### **5.3.1 Condiciones establecidas en el uso del programa IDAR2D (Valles et al, 1996)**

- a. Se realiza el análisis de un marco plano para cada caso estudiado. El marco analizado es interior.
- b. Una vez que se cuenta con las dimensiones y armados finales de los elementos estructurales, es necesario calcular el diagrama momento–curvatura para obtener la capacidad resistente de cada una de las secciones; este diagrama puede ser calculado discretizando la sección transversal del elemento estructural en pequeñas fibras y fijando

una curvatura, para después determinar la deformación en cada fibra considerando la compatibilidad de deformaciones entre el acero y el concreto. Teniendo como datos las curvas esfuerzo–deformación de los materiales, se obtienen las fuerzas internas de la sección, las cuales deben cumplir con el equilibrio de la misma; una vez conseguido este equilibrio se calcula el momento correspondiente para la curvatura propuesta inicialmente. El proceso se repite tantas veces como curvaturas se propongan hasta que la sección falla (Alamilla, 1996). Algunas hipótesis contempladas en el desarrollo del algoritmo se describen a continuación:

- Las secciones planas permanecen planas después de aplicado el momento.
- Se considera la resistencia a tensión del concreto.
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo y el concreto.
- El valor de la carga axial que actúa en la sección es constante.
- Se conoce la curva esfuerzo–deformación del concreto, donde se considera el efecto del confinamiento proporcionado por los estribos (Park et al, 1982) (ver apéndice B).
- Se conoce la curva esfuerzo–deformación del acero (Rodríguez y Botero, 1996) (ver apéndice B).

A partir de estos diagramas se definen los puntos de capacidad y curvatura para los estados de agrietamiento, fluencia y último de cada elemento, los cuales se ingresan como datos para la ejecución del programa.

- c. Por condiciones inherentes al programa, el comportamiento inelástico del marco se concentra en articulaciones plásticas que ocurren en los extremos de traveses y columnas.
- d. El porcentaje de amortiguamiento viscoso considerado fue del 5 por ciento.
- e. Para el cálculo de la matriz de amortiguamiento se toma la propuesta por Rayleigh, que se calcula con la siguiente expresión:

$$[C] = \alpha_M [M] + \alpha_K [K] \quad (5.3)$$

donde  $\alpha_M$  y  $\alpha_K$  dependen de los valores del porcentaje de amortiguamiento crítico  $\xi$  y la frecuencia circular  $\omega$  del sistema para los dos primeros modos de vibrar, como sigue:

$$\alpha_M = \frac{2\xi_i \omega_i \omega_j^2 - 2\xi_j \omega_j \omega_i^2}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (5.4)$$

$$\alpha_K = \frac{2\xi_j \omega_j - 2\xi_i \omega_i}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (5.5)$$

- f. Para el cálculo de las respuestas dinámicas se consideró la masa correspondiente del marco en cada nivel, concentrada en forma equitativa en los nodos formados por la unión de vigas y columnas, debido a que el programa lo requiere de esa manera.
- g. Para el cálculo de la respuesta inelástica del marco, éste se analizó con la carga gravitacional correspondiente al área tributaria distribuida en las vigas antes de la aplicación del sismo, para que el sistema estuviese sujeto a un estado de esfuerzos estáticos, en el que realmente se encuentra una estructura cualquiera antes de estar sujeta a cargas accidentales, posteriormente, cuando se le aplica el sismo se induce un estado de esfuerzos generalmente mayores que los estáticos debidos a cargas cíclicas.

### 5.3.2 Modelo histerético

El modelo histerético incluido dentro de un programa de cómputo es parte fundamental para el desarrollo de cualquier análisis inelástico de una estructura. El programa IDARC2D incluye el modelo de Park de tres parámetros (Park et al, 1987). Los parámetros que definen éste modelo se presentan en el apéndice A.

Para el uso del modelo de los tres parámetros, se definió la variación de la respuesta inelástica al cambio de la rigidez y resistencia dentro de la estructura, considerando además, el efecto producido por el cierre y apertura de grietas durante la aplicación de cargas cíclicas (Slip);

para ello se propuso encontrar dicha respuesta considerando los índices que proporcionan dicho comportamiento propuestos en el programa IDARC2D, el comportamiento requerido se muestra en la figura 5.4.

## 5.4 INCERTIDUMBRE EN PROPIEDADES ESTRUCTURALES

En los análisis sísmicos inelásticos para cada uno de los modelos estudiados, se consideran como valores conocidos (determinísticos) los armados longitudinal y transversal de las columnas y trabes, obtenidas mediante el diseño del edificio, y los siguientes parámetros del modelo:

- El valor de la carga muerta y viva instantánea de cada nivel.
- Para las trabes y columnas
  - La resistencia del concreto a compresión ( $f'_c$ )
  - El esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ )
- Los parámetros que definen la curva esfuerzo–deformación del acero ( $f_{su}$ ,  $\epsilon_{sh}$  y  $\epsilon_{su}$ ).

Como se mencionó en la sección 5.2, generalmente se utilizan en el diseño valores de resistencia o de carga denominados de *trabajo* o *nominales*, que corresponden a valores conservadores con respecto a los que pueden estar presentes en la estructura, por lo que en lo referente a la resistencia del concreto y acero utilizados se tomaron valores medios.

La resistencia nominal del concreto utilizada para el diseño de todos los elementos estructurales es de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , sin embargo el correspondiente valor medio de resistencia varía para vigas y columnas, por lo que se tomaron en consideración los siguientes valores medios:

$$f'_c = 213.00 \text{ kg/cm}^2, \text{ valor medio de resistencia para columnas.}$$

$f'_c = 239.55 \text{ kg/cm}^2$ , valor medio de resistencia para trabes.

Para el caso del acero, se utiliza una resistencia nominal de fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , para la cual corresponde un valor medio de  $4680 \text{ kg/cm}^2$ .

En lo referente a los parámetros de la curva esfuerzo–deformación del acero, se consideraron los siguientes valores medios:

$$f_{su} = 7491 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.00880$$

$$\varepsilon_{su} = 0.11710$$

Periodo = 0.996 seg.  
 Relación de esbeltez = 1.43

Sección de Traves:  
 35 x 50 (nivel 1 a 4)  
 30 x 40 (nivel 5 a 7)

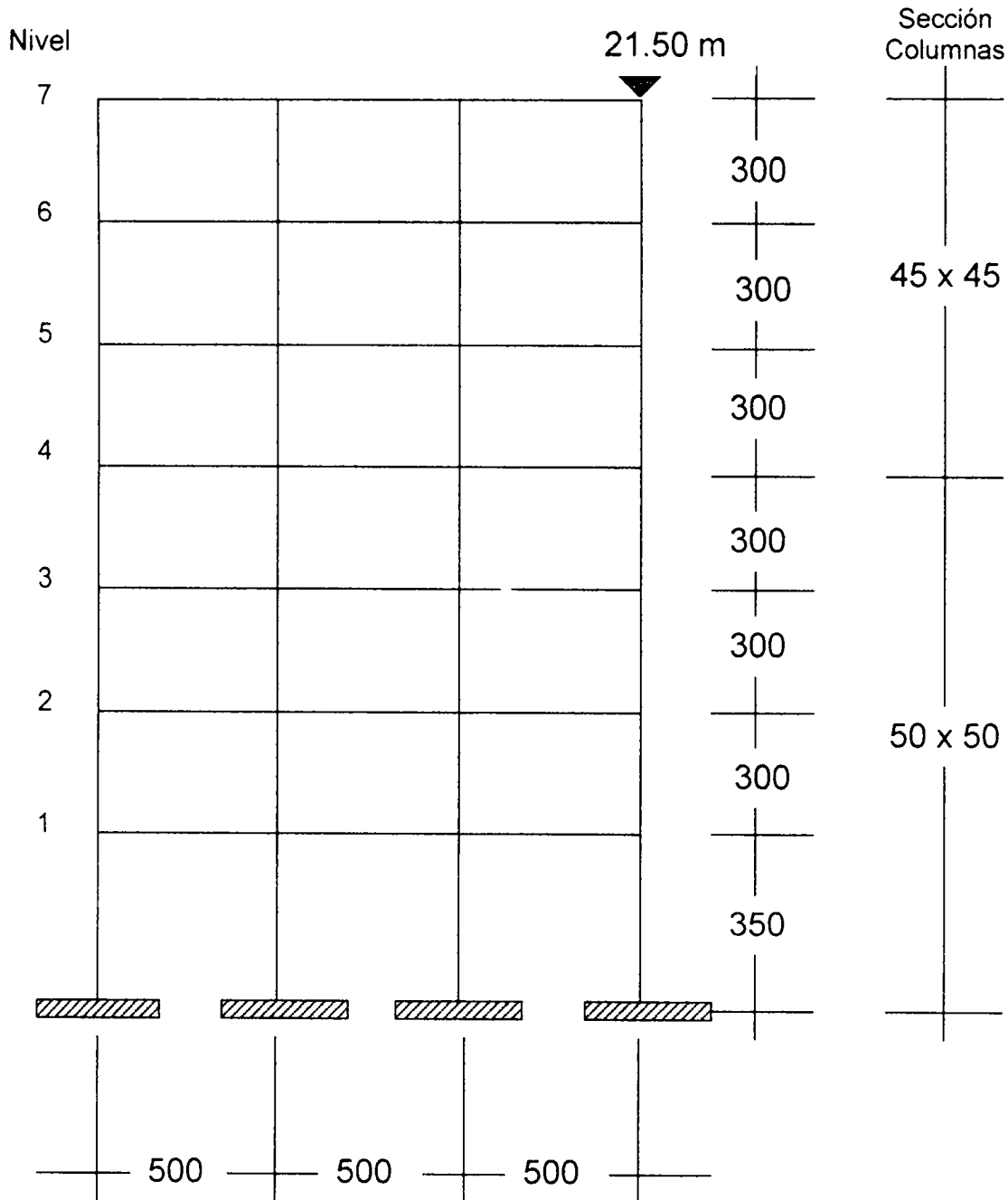


Figura 5.1. Geometría edificio de 7 niveles

Sección de Traves:
   
40 x 85 (nivel 1 a 6)
   
35 x 80 (nivel 7 a 10)
   
35 x 70 (nivel 11 a 13)
   
25 x 60 (nivel 14 a 15)

Periodo = 1.250 seg.
   
Relación de esbeltez = 2.50

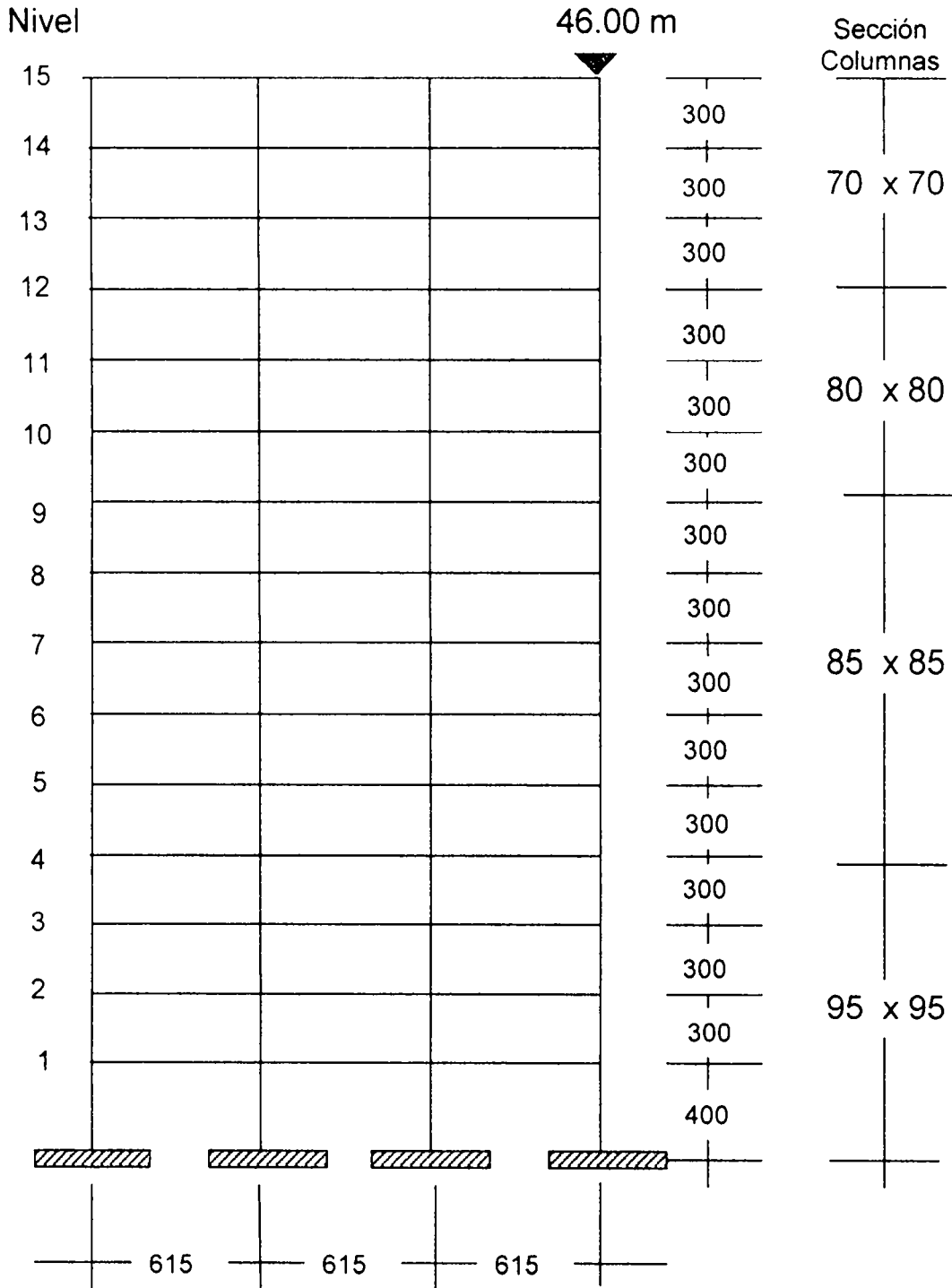


Figura 5.2. Geometría edificio de 15 niveles

Periodo = 1.421 seg.  
 Relación de esbeltez = 2.50

Sección de Trabes:  
 50 x 100 (nivel 1 a 5)  
 50 x 95 (nivel 6 a 8)  
 50 x 90 (nivel 9 a 12)  
 40 x 80 (nivel 13 a 15)  
 40 x 70 (nivel 16 a 18)  
 35 x 60 (nivel 19 a 20)

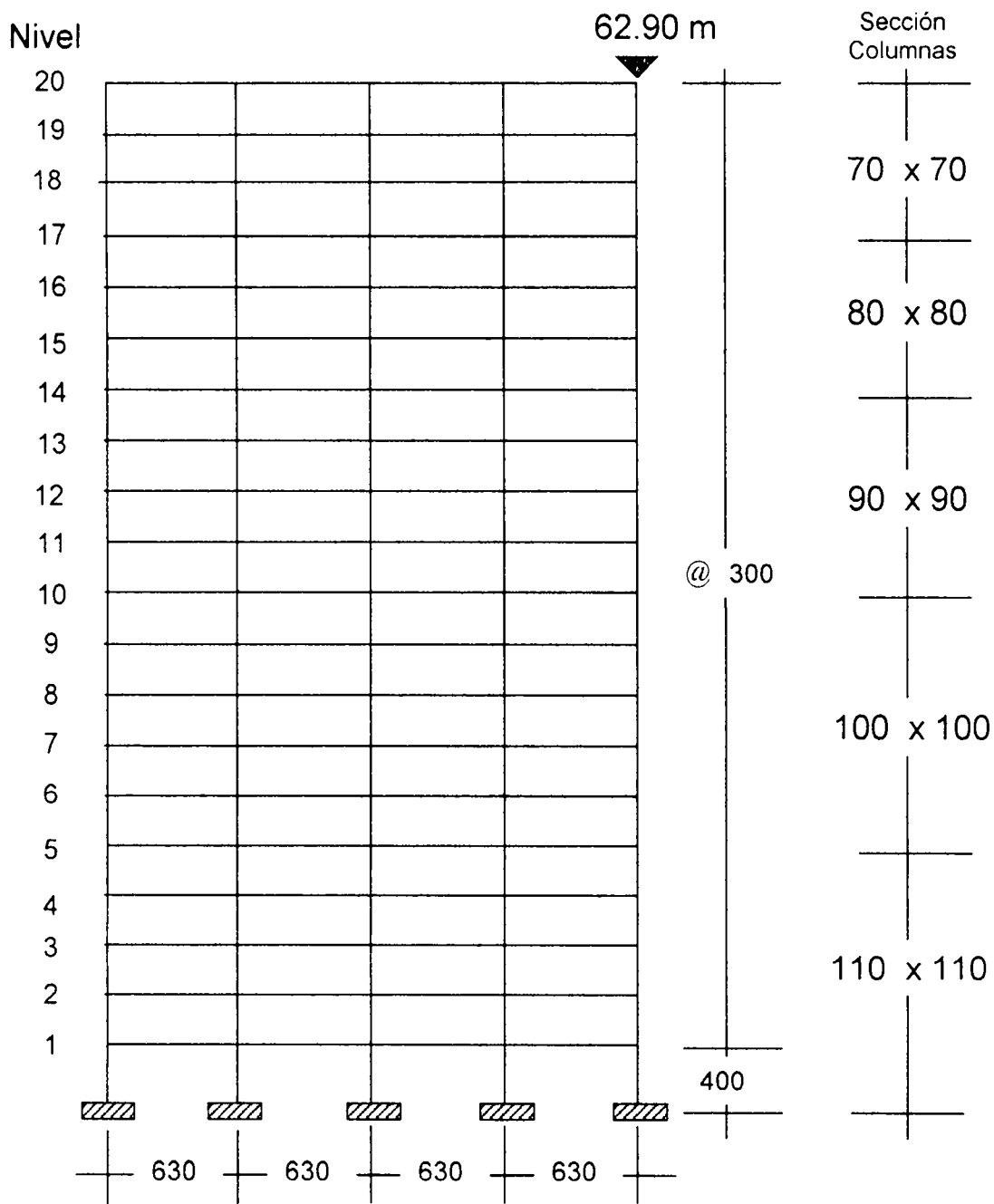
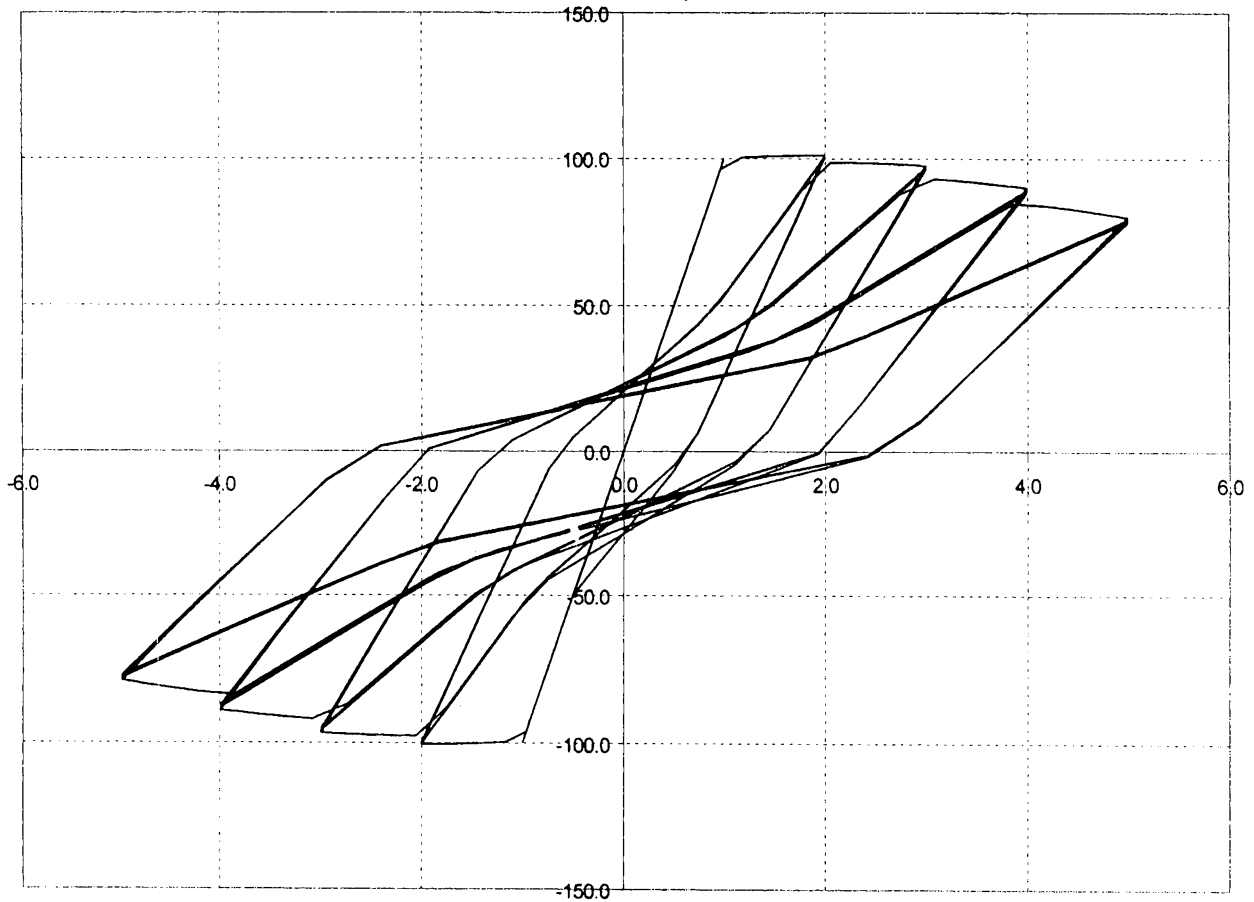


Figura 5.3. Geometría edificio de 20 niveles



$(\alpha=5, \beta_1=0.5, \beta_2=0.2, \gamma=0.5, \mu_{ult}=10)$   
Variables que definen el comportamiento histerético.

Figura 5.4.- Degradación combinada, modelo de los tres parámetros de Park (1987).

## **6. RESULTADOS Y CONCLUSIONES**

### **6.1 RESULTADOS**

En relación con la respuesta estructural, en las gráficas de las figs. 6.1 a 6.3 se muestran los valores del factor “f”, que corresponden a desplazamientos máximos obtenidos para la condición de falla, de cada edificio estudiado.

En dichas gráficas se observa que para todos los casos de estudio existe una relación lineal entre los desplazamientos con los valores del factor “f”. Además, esta relación lineal varía para cada una de las intensidades consideradas en este trabajo. Para la intensidad de 500  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , que corresponde a la menor intensidad considerada, se presentan los máximos valores de “f” para cualquiera de los valores de desplazamientos de falla. Sin embargo, los valores más bajos ocurren para la mayor intensidad considerada 1200  $\text{cm}/\text{seg}^2$ . Se observa además, que la posición que guarda cada una de las relaciones lineales varía una con respecto a otra, separándose a medida que se presentan los máximos valores de desplazamientos de falla.

Los desplazamientos máximos se presentan en el caso del edificio de 7 niveles para una intensidad de  $980 \text{ cm/seg}^2$ ; en el edificio de 15 niveles para la intensidad de  $1200 \text{ cm/seg}^2$  y para el edificio de 20 niveles se presenta el máximo desplazamiento para la intensidad de  $1200 \text{ cm/seg}^2$ .

En cuanto al daño provocado a las estructuras al aplicar un sismo de intensidad dada, sin escalar, se tienen las siguientes observaciones referidas a los resultados obtenidos y mostrados en las figs. 6.4 a 6.7:

Para la intensidad de  $500 \text{ cm/seg}^2$ , se observa en la figura 6.4, que los índices de daño y los desplazamientos provocados a la estructura guardan una relación aproximadamente lineal que representa un comportamiento esperado, debido a que a medida que aumentan los desplazamientos aumenta el daño global en la estructura, además, se distinguen zonas que separan el comportamiento de cada uno de los sistemas estructurales considerados. En este caso, los mayores índices de daño se presentan en la estructura de 15 niveles, sin embargo los menores índices de daño se presentan para la estructura de 20 niveles, el edificio de 7 niveles se encuentra en un punto medio entre los dos casos anteriores.

En la figura 6.5 que corresponde a la intensidad de  $750 \text{ cm/seg}^2$ , los máximos índices de daño se presentan para el edificio de 7 niveles pero con índices de daño tres veces mayores que en el caso anterior, para un desplazamiento determinado, el menor índice de daño se presenta en el edificio de 20 niveles.

En las figuras 6.6 y 6.7, se presentan los resultados para las intensidades de  $980 \text{ cm/seg}^2$  y  $1200 \text{ cm/seg}^2$  respectivamente, en ambos casos, el mayor índice de daño se presenta en el edificio de 7 niveles y el menor índice se presenta en el edificio de 20 niveles, la diferencia radica en que para la intensidad de  $1200 \text{ cm/seg}^2$  se tienen índices de daño mayores.

Si se comparan las cuatro gráficas antes mencionadas, se observa que a medida que incrementa el valor de la intensidad, también aumenta el valor del índice de daño y consecuentemente se tiene un aumento de los desplazamientos en las estructuras.

En las tablas 6.1 a 6.3 se pueden observar los valores obtenidos para cada caso estudiado, que fueron utilizados para el cálculo del factor "F".

Los valores de confiabilidad obtenidos en cada uno de los casos estudiados, se presentan en la figura 6.8, donde se observa que estos valores disminuyen a medida de que se aumenta el valor de la intensidad de estudio.

Para la intensidad de  $500 \text{ cm/seg}^2$ , se obtienen valores de confiabilidad mayores para el edificio de 7 niveles y menores para el edificio de 15 niveles.

En la intensidad de  $750 \text{ cm/seg}^2$ , se tiene una mayor confiabilidad para el edificio de 20 niveles y, una confiabilidad semejante en los otros dos casos.

Para las dos intensidades restantes,  $980$  y  $1200 \text{ cm/seg}^2$ , los valores máximos de la confiabilidad se presentan en la estructura de 20 niveles, y los mínimos para el edificio de 7 niveles.

Con base en los resultados comentados en los párrafos anteriores se pueden establecer las siguientes conclusiones.

## 6.2 CONCLUSIONES

- Los valores de confiabilidad calculados decrecen a medida que se aumenta la intensidad, lo cual es lo esperado.
- Para valores de intensidad de  $500 \text{ cm/seg}^2$ , el índice de confiabilidad calculado es mayor para estructuras de periodo corto (en los casos estudiados corresponde al edificio de 7

niveles), pero sin embargo, para intensidades mayores la confiabilidad aumenta para las estructuras de periodo largo (edificio de 20 niveles).

- La razón por la que probablemente aumenta la confiabilidad en estructuras de periodo largo, es la influencia del aumento en los grados de libertad del sistema, que permite disipar una mayor cantidad de energía ante la acción de un sismo, al contar con un mayor número de elementos para ello.
  
- Al ser comparados los valores de confiabilidad obtenidos en el presente trabajo, con los obtenidos por Esteva, et al. (1997), donde se considera un indicador de ductilidad de entrepiso inspirado en modelos convencionales de fatiga, se tiene una variación de un 20% en los valores del índice de confiabilidad calculado, ésta variación puede deberse a los siguientes aspectos:
  - Características inciertas
  - Modelo de degradación
  - Características geométricas de los elementos estructurales
  - Forma de medir el daño
  - Indicador de daño (desplazamiento en la punta del edificio)

**Tabla 6.1 Valores de “ f ” para las intensidades estudiadas, Edificio de 7 niveles**

$T = 0.996 \text{ seg.}$

$$f = \frac{d_{MAX\{ID=1.0\}} \cdot (4 \cdot \pi^2)}{(I \cdot T^2)}$$

Donde:

- $d_{MAX}$  = Desplazamiento máximo del ultimo nivel para la condición de falla.
- $T^2$  = Periodo del sistema para el primer modo de vibrar (en seg.).
- $I$  = es la Intensidad del acelerograma (aceleración espectral máxima para un 5% de amortiguamiento crítico) utilizado en cada caso

INTENSIDAD DE 1200 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		DespMAX (cm)	Índice de Daño
1190,00	3,94643	46,595	0,225
1631,20	5,40959	67,886	0,715
1110,10	3,68145	41,384	0,411
1166,80	3,86949	117,054	0,879
1191,50	3,95140	182,700	0,745
912,00	3,02449	63,549	0,249
2105,30	6,98186	29,384	0,136
1208,00	4,00612	114,904	0,432
1399,30	4,64053	33,194	0,144
1126,30	3,73518	52,440	0,223
913,48	3,02940	94,593	0,393
2061,00	6,83495	74,051	0,304
1585,70	5,25870	86,001	0,334
2271,00	7,53138	30,405	0,160
1110,40	3,68245	56,887	0,467

INTENSIDAD DE 980 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		DespMAX (cm)	Índice de Daño
1290,20	5,23925	41,933	0,358
1091,40	4,43196	44,916	0,254
1839,40	7,46945	68,221	0,313
1089,30	4,42344	42,403	0,348
1607,00	6,52572	108,884	0,358
1368,30	5,55640	50,343	0,211
947,85	3,84904	26,049	0,130
2356,70	9,57010	94,180	0,299
3017,50	12,25349	103,467	0,420
1093,70	4,44130	37,492	0,161
1291,20	5,24331	33,355	0,144

... Continua Tabla 6.1

3339,80	13,56228	39,203	0,170
1295,50	5,26078	41,383	0,182
2317,30	9,41011	38,967	0,154
1544,30	6,27110	62,779	0,251

INTENSIDAD DE 750 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		DespMAX (cm)	Índice de Daño
588,37	3,12196	13,585	0,076
902,44	4,78846	12,997	0,078
953,00	5,05673	6,483	0,025
1301,70	6,90698	4,020	0,017
1576,80	8,36669	8,970	0,041
1216,40	6,45437	31,685	0,155
1224,40	6,49682	9,430	0,035
1793,10	9,51441	10,350	0,049
1512,10	8,02339	5,162	0,019
1140,40	6,05110	43,066	0,165
1185,10	6,28828	15,054	0,055
1967,00	10,43714	22,918	0,267
1389,50	7,37286	7,660	0,028
829,45	4,40116	22,214	0,115
1076,80	5,71363	7,480	0,030

INTENSIDAD DE 500 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		despMAX (cm)	Índice de Daño
1448,50	11,52888	11,484	0,054
1295,20	10,30873	6,436	0,025
1347,70	10,72659	16,070	0,067
1716,30	13,66034	7,445	0,031
1440,10	11,46202	5,314	0,026
1216,10	9,67916	9,034	0,029
937,10	7,45855	12,108	0,050
1174,30	9,34647	5,075	0,020
1408,20	11,20812	9,665	0,037
874,31	6,95879	5,941	0,024
1355,40	10,78788	4,750	0,021
1446,30	11,51137	5,370	0,023
1031,10	8,20671	8,378	0,046
1159,70	9,23026	6,153	0,026
1114,70	8,87210	6,241	0,026

**Tabla 6.2 Valores de “ f ” para las intensidades estudiadas, Edificio de 15 niveles**

$T = 1.25 \text{ seg.}$

$$f = \frac{d_{MAX[ID=1.0]} \cdot (4 \cdot \pi^2)}{(I \cdot T^2)}$$

Donde:

- $d_{MAX}$  = Desplazamiento máximo del ultimo nivel para la condición de falla.
- $T^2$  = Periodo del sistema para el primer modo de vibrar (en seg.).
- $I$  = es la Intensidad del acelerograma (aceleración espectral máxima para un 5% de amortiguamiento crítico) utilizado en cada caso

INTENSIDAD DE 1200 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		DespMAX (cm)	Índice de Daño
1287,700	2,7118	46.850	0.178
1647,700	3,4699	69.863	0.214
1461,100	3,0769	92.265	0.260
2392,500	5,0384	93.740	0.416
1574,300	3,3153	104.35	0.283
1606,900	3,3840	58.311	0.172
2347,300	4,9432	31.087	0.099
1750,700	3,6868	99.670	0.273
1630,200	3,4330	83.199	0.244
1074,200	2,2622	74.020	0.184
1078,600	2,2714	112.376	0.277
1497,700	3,1540	66.827	0.213
1448,100	3,0495	80.355	0.386
1444,900	3,0428	26.519	0.109
5226,200	11,0058	73.223	0.182

INTENSIDAD DE 980 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	Para acelerograma sin escalar	
		DespMAX (cm)	Índice de Daño
1388,00	3,5792	65.105	0.185
1390,60	3,5859	38.454	0.133
1251,60	3,2274	46.276	0.183
4966,70	12,8074	67.002	0.186
2017,40	5,2022	85.948	0.207
1458,70	3,7615	40.287	0.143
2769,60	7,1418	18.053	0.070
1728,90	4,4582	64.649	0.178
1904,30	4,9105	74.622	0.187

4763,70	12,2839	75.279	0.205
4599,30	11,8600	110.034	0.270
1494,10	3,8528	73.335	0.219
1199,40	3,0928	50.836	0.132
1433,60	3,6967	32.322	0.118
1668,50	4,3025	54.903	0.146

INTENSIDAD DE 750 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		DespMAX (cm)	Índice de Daño
2814,30	9,4826	17.870	0.062
1321,70	4,4534	34.715	0.118
1234,30	4,1589	12.599	0.030
1905,90	6,4218	8.136	0.021
1139,90	3,8408	27.099	0.091
1385,90	4,6697	32.947	0.125
2722,40	9,1729	17.742	0.048
2134,90	7,1934	26.687	0.079
2006,20	6,7598	10.033	0.026
2023,70	6,8187	44.286	0.136
1746,40	5,8844	25.494	0.074
1843,10	6,2102	25.634	0.091
1748,30	5,8908	18.928	0.049
1341,50	4,5201	18.942	0.065
1140,20	3,8418	17.296	0.047

INTENSIDAD DE 500 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		DespMAX (cm)	Índice de Daño
1733,40	8,7609	16.970	0.049
1086,70	5,4923	7.760	0.021
1804,60	9,1207	20.765	0.043
1986,40	10,0396	18.600	0.057
2564,20	12,9598	12.860	0.032
1590,70	8,0396	12.549	0.036
1502,70	7,5949	16.136	0.062
1427,20	7,2133	12.996	0.033
1928,90	9,7489	18.423	0.059
1469,50	7,4271	12.491	0.032
849,04	4,2912	8.996	0.028
1461,20	7,3851	9.307	0.029
1193,70	6,0331	19.997	0.086
1495,90	7,5605	12.527	0.031
785,32	3,9691	17.860	0.049

**Tabla 6.3 Valores de “ f ” para las intensidades estudiadas, Edificio de 20 niveles**

$T = 1.421 \text{ seg.}$

$$f = \frac{d_{MAX [ID=1.0]} \cdot (4 \cdot \pi^2)}{(I \cdot T^2)}$$

Donde:

- $d_{MAX}$  = Desplazamiento máximo del ultimo nivel para la condición de falla.
- $T^2$  = Periodo del sistema para el primer modo de vibrar (en seg.).
- $I$  = es la Intensidad del acelerograma (aceleración espectral máxima para un 5% de amortiguamiento crítico) utilizado en cada caso

INTENSIDAD DE 1200 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		<u>DespMAX (cm)</u>	Índice de Daño
2532,80	4,12535	50,84	0,152
1863,20	3,03472	70,5	0,194
1973,10	3,21373	93,15	0,223
2690,90	4,38286	93,63	0,221
1899,30	3,09352	96,14	0,257
1434,20	2,33598	55,07	0,157
1436,20	2,33924	34,43	0,082
1746,20	2,84416	108,6	0,233
1904,70	3,10232	74,34	0,214
1810,10	2,94824	73,72	0,189
1953,30	3,18148	115,38	0,243
4249,00	6,92064	70,07	0,185
1944,20	3,16665	92,44	0,202
5575,90	9,08186	72,19	0,183
1652,70	2,69187	70,88	0,162

INTENSIDAD DE 980 cm/seg <sup>2</sup>			
[ID=1.0] DespMAX (mm)	f	para acelerograma sin escalar	
		<u>DespMAX (cm)</u>	Índice de Daño
2400,00	4,78659	80,75	0,183
1322,30	2,63721	44,67	0,132
1342,00	2,67650	20,15	0,06
2920,00	5,82368	70,62	0,168
3940,60	7,85918	44,12	0,118
2816,10	5,61646	93,74	0,237
1303,00	2,59872	56,46	0,127
2931,50	5,84662	37,3	0,101
4700,90	9,37553	45,19	0,105
1534,60	3,06063	76,9	0,195

2404,80	4,79616	82,97	0,229
2986,40	5,95611	61,16	0,162
2442,40	4,87115	58,24	0,158
1910,96	3,81124	63,3	0,179
3414,00	6,80892	38,35	0,128

<b>INTENSIDAD DE 750 cm/seg<sup>2</sup></b>			
<b>[ID=1.0] DespMAX (mm)</b>	<b>f</b>	<b>para acelerograma sin escalara</b>	
		<b><u>DespMAX (cm)</u></b>	<b>Índice de Daño</b>
4160,20	10,84161	19,49	0,055
1963,40	5,11668	34,26	0,098
1443,10	3,76076	15,296	0,041
2542,00	6,62453	8,514	0,02
2520,20	6,56772	31,79	0,087
1534,50	3,99896	31,29	0,106
2704,40	7,04775	13,97	0,029
2921,00	7,61222	27,28	0,067
1542,30	4,01928	12,08	0,022
1963,80	5,11773	43,27	0,101
1816,40	4,73360	25,12	0,054
1806,70	4,70832	27,18	0,072
1750,20	4,56108	17,33	0,038
1844,60	4,80709	22,18	0,055
1513,80	3,94501	18,27	0,047

<b>INTENSIDAD DE 500 cm/seg<sup>2</sup></b>			
<b>[ID=1.0] DespMAX (mm)</b>	<b>f</b>	<b>para acelerograma sin escalara</b>	
		<b><u>DespMAX (cm)</u></b>	<b>índice daño</b>
1980,60	7,74226	17,02	0,04
3686,10	14,40914	6,705	0,013
1646,10	6,43468	18,16	0,038
1763,80	6,89478	19,84	0,046
3348,80	13,09062	10,23	0,023
1503,40	5,87686	12,47	0,028
2185,00	8,54127	20,67	0,077
1673,40	6,54140	13,58	0,025
2388,80	9,33793	23,28	0,053
1595,70	6,23767	11,13	0,023
1047,60	4,09512	12,19	0,029
1653,90	6,46517	11,79	0,023
1023,56	4,00115	23,05	0,062
4045,90	15,81562	17,38	0,035
915,66	3,57936	20,36	0,042

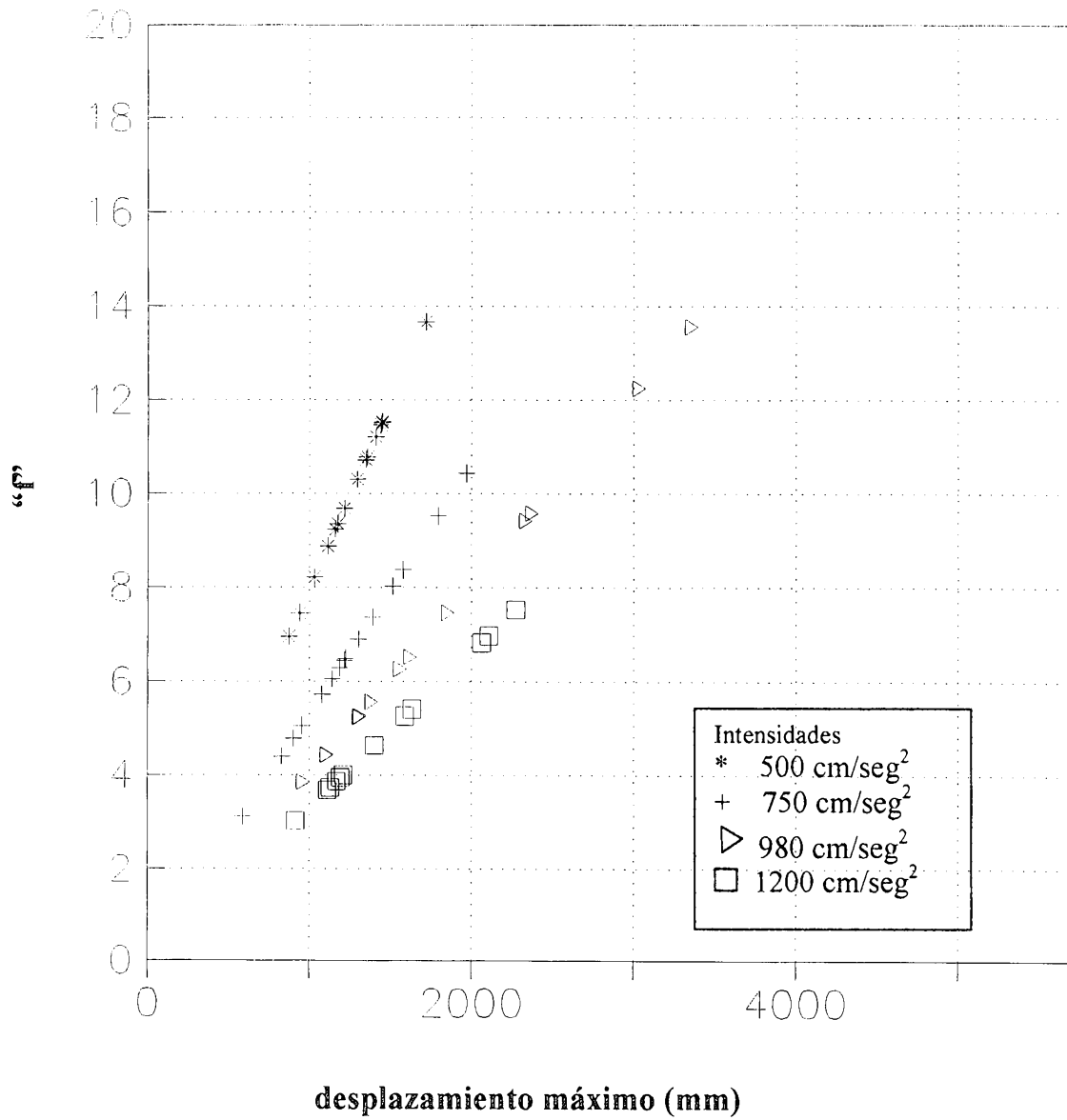


Figura 6.1 Valores de "f" contra el desplazamiento máximo en la condición de falla, para el edificio de 7 niveles, para las intensidades consideradas.

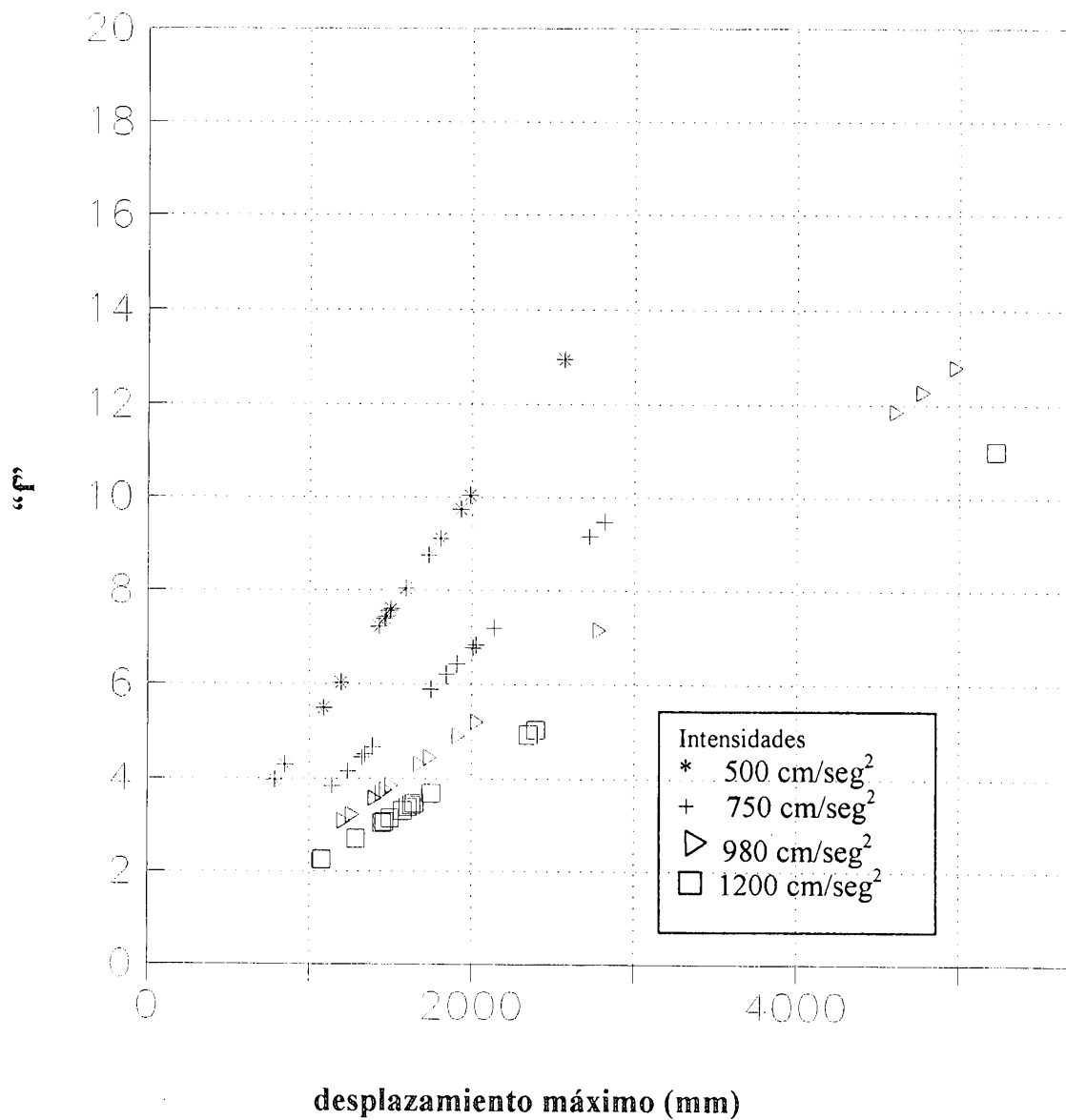


Figura 6.2 Valores de "f" contra el desplazamiento máximo en la condición de falla, para el edificio de 15 niveles, para las intensidades consideradas.

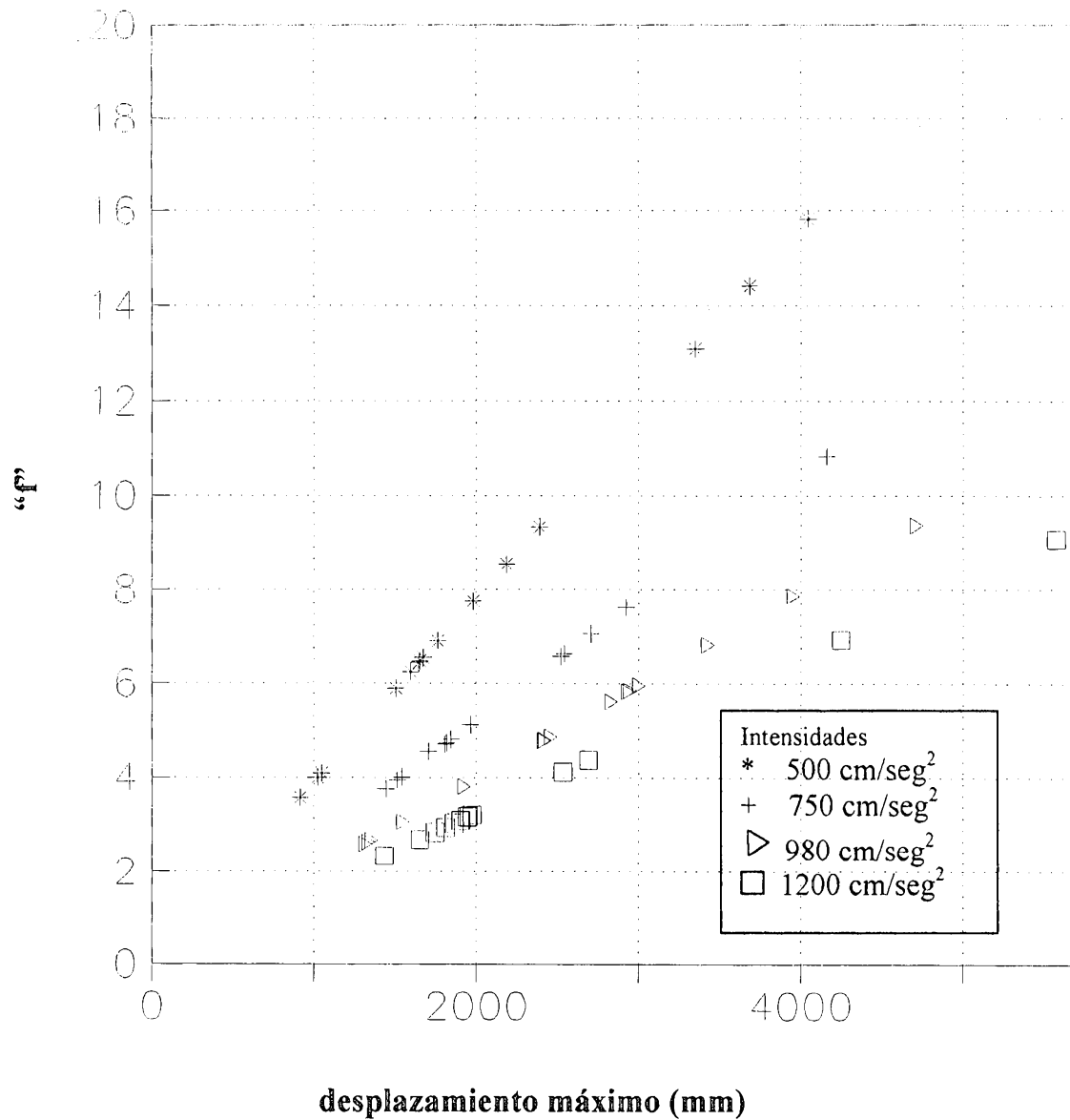


Figura 6.3 Valores de "f" contra el desplazamiento máximo en la condición de falla, para el edificio de 20 niveles, para las intensidades consideradas.

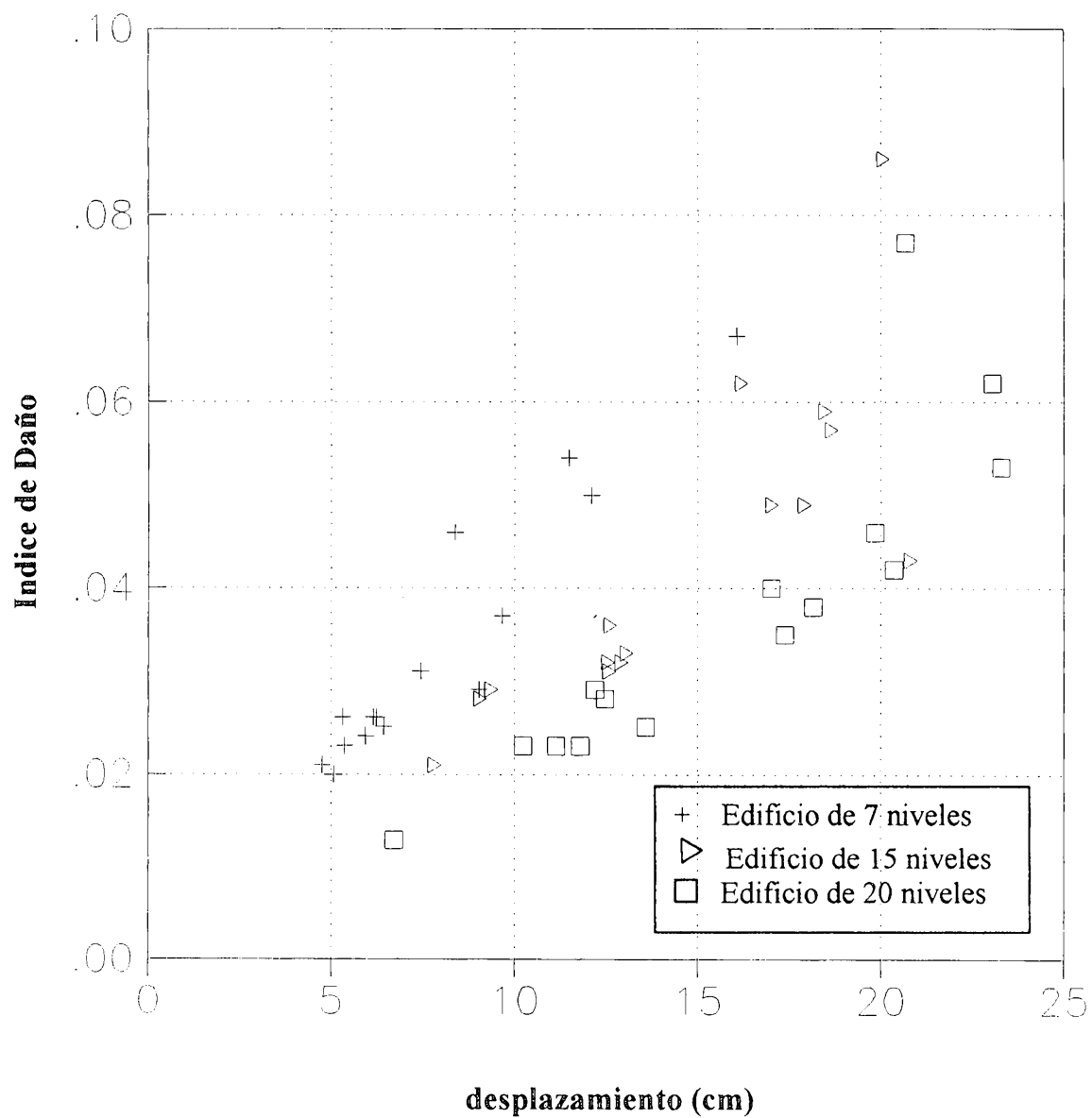


Figura 6.4 Índice de Daño contra el desplazamiento para acelerogramas sin escalar.  
Intensidad = 500 cm/seg<sup>2</sup>.

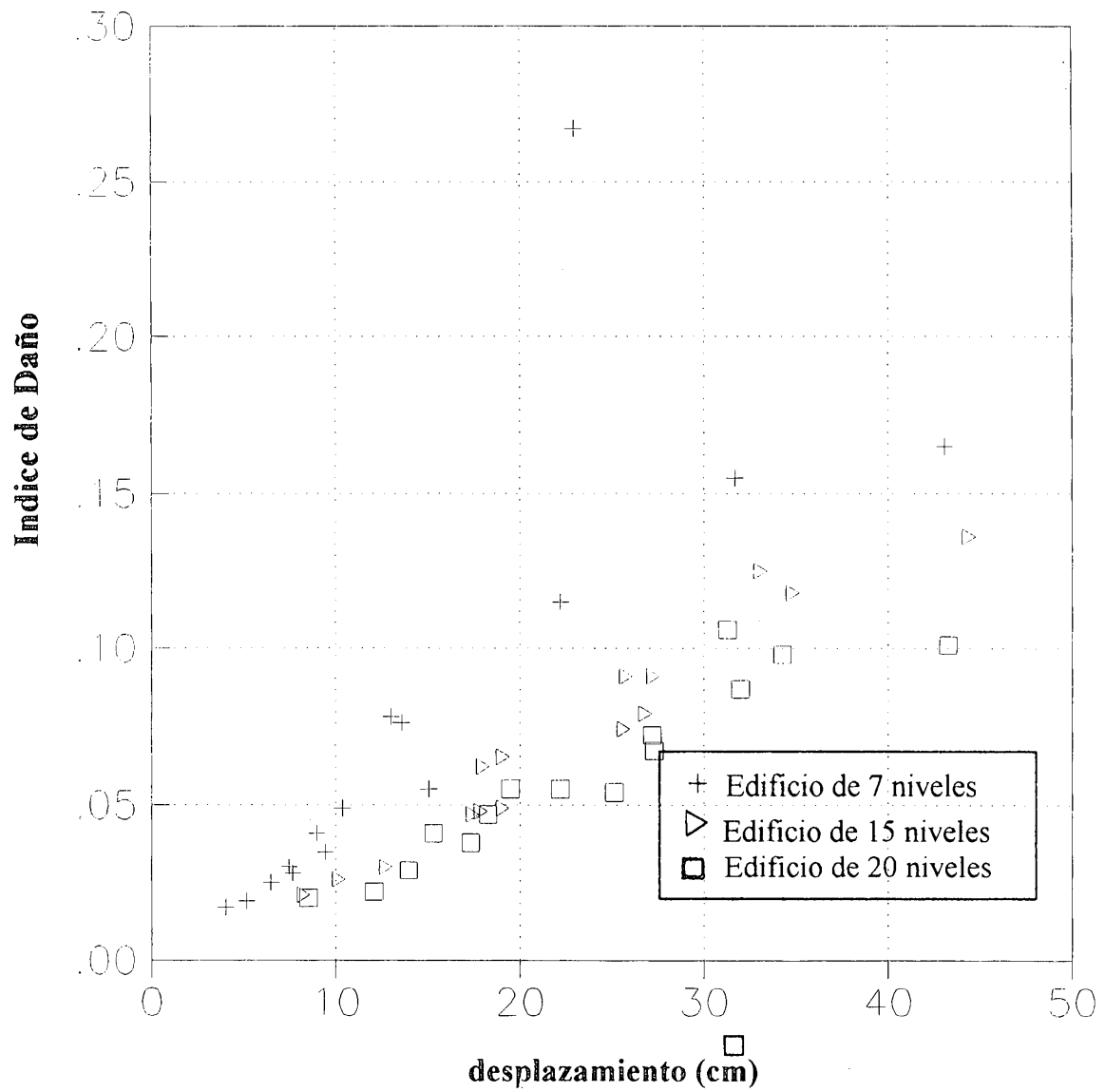


Figura 6.5 Índice de Daño contra el desplazamiento para acelerogramas sin escalar.  
Intensidad =  $750 \text{ cm/seg}^2$ .

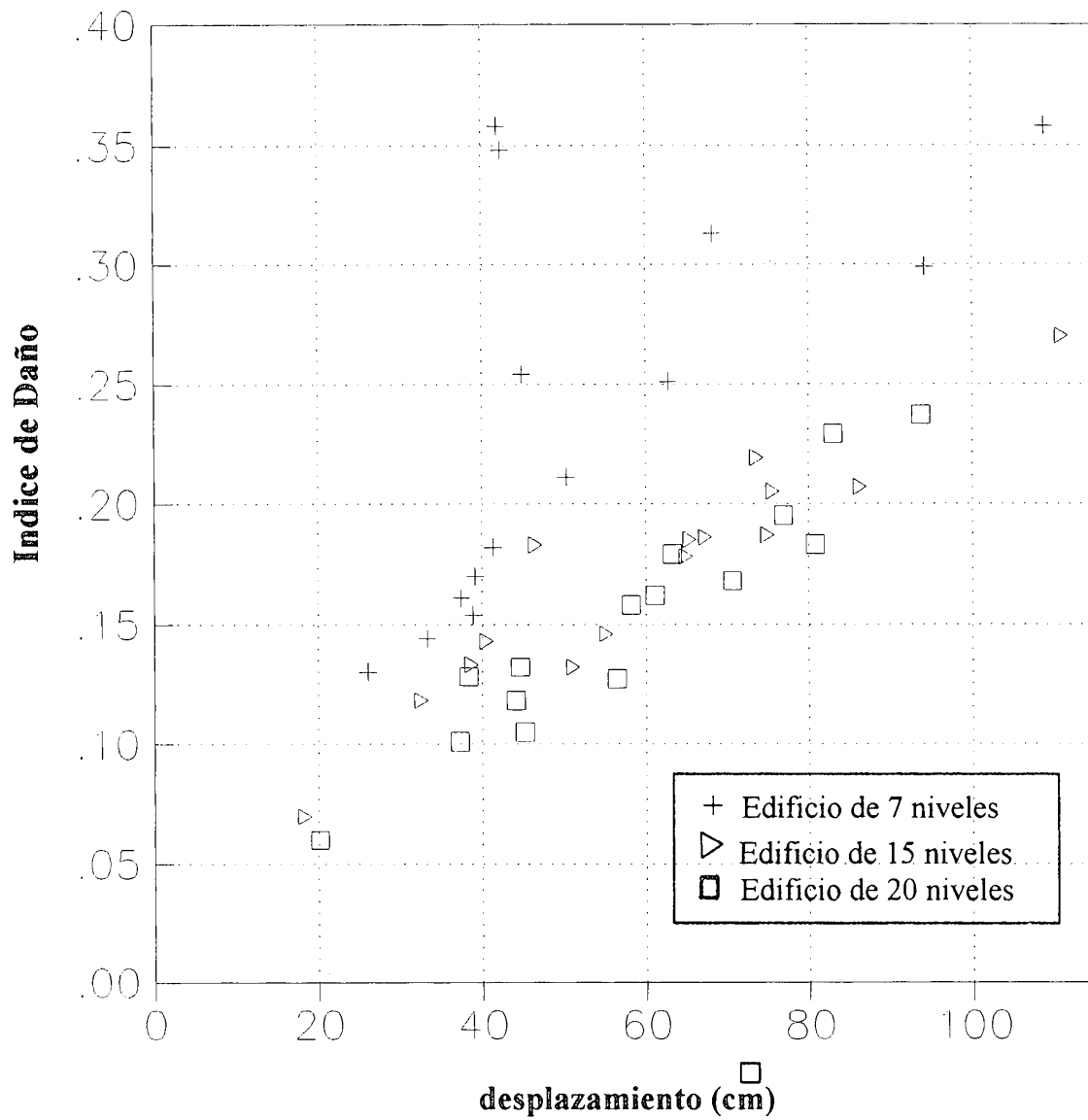


Figura 6.6 Índice de Daño contra el desplazamiento para acelerogramas sin escalar.  
Intensidad =  $980 \text{ cm/seg}^2$ .

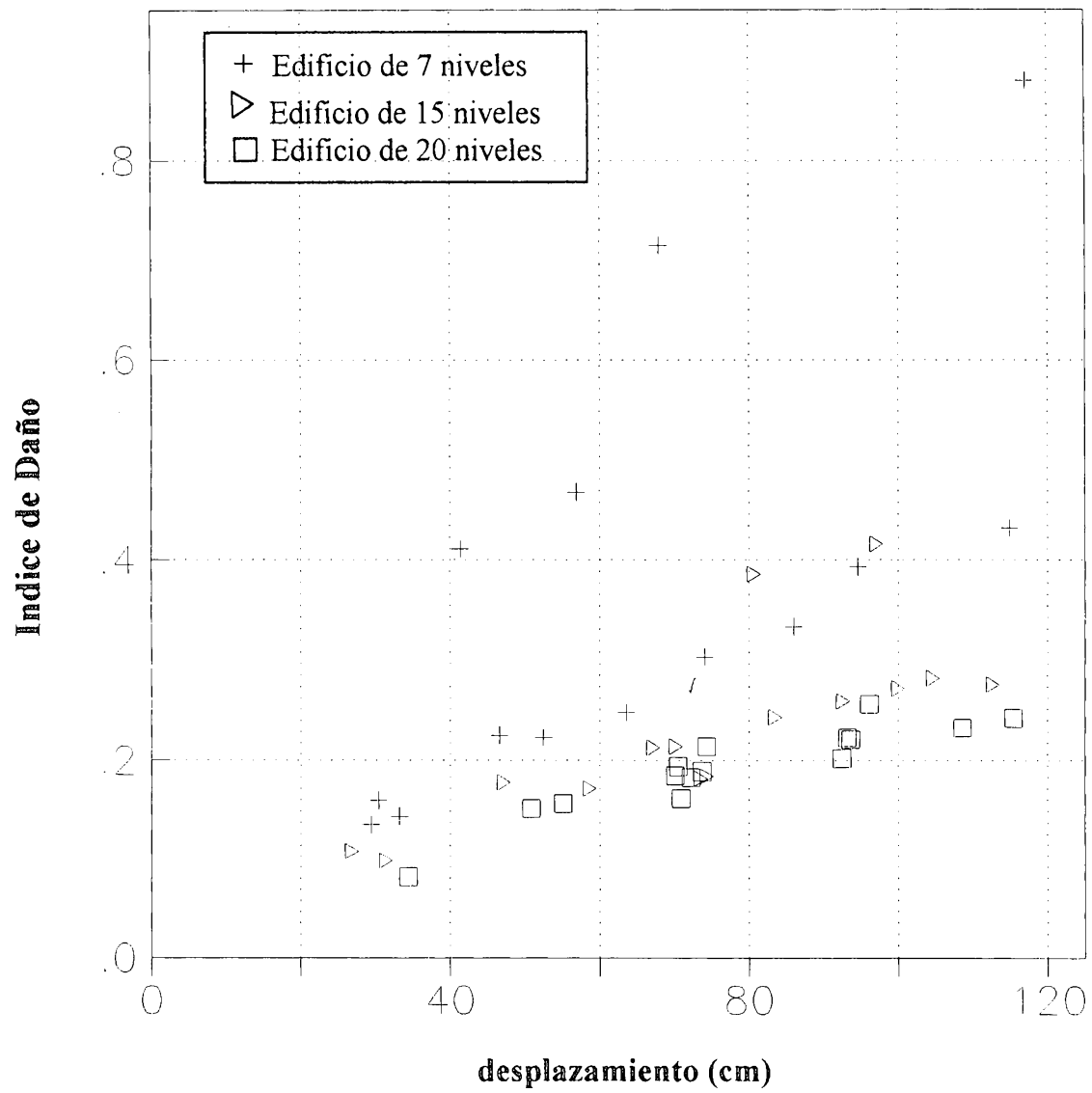


Figura 6.7 Índice de Daño contra el desplazamiento para acelerogramas sin escalar.  
Intensidad =  $1200 \text{ cm/seg}^2$ .

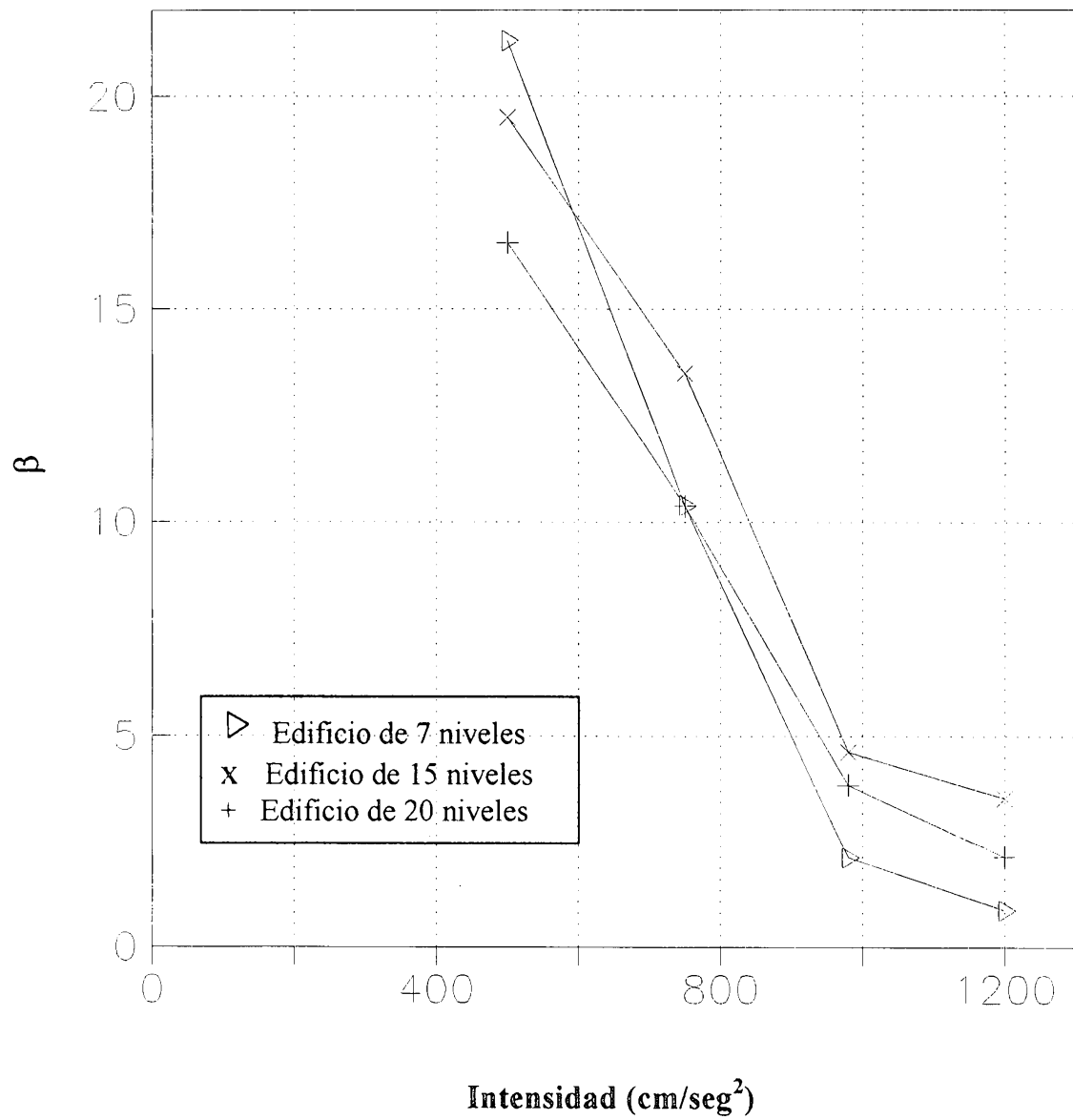


Figura 6.8 Valores de Confiabilidad calculados para cada una de las intensidades consideradas.

## 7. REFERENCIAS

1. Alamilla, J. y Esteva, L., “ **Modelos Estocásticos del Movimiento del Terreno Modulados en Amplitud y Contenido de Frecuencia** ”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 1997.
2. Ang, A. H. S: and Tang, W. H., “ **Probability Concepts in Engineering Planning and Design** ”, Vol. 1, John Wiley and Sons Inc., New York 1975.
3. Baker, A. and Amarakone, A., “ **Inelastic Hyperstatic Frames Analysis** ”, American Concrete Intitute / ASCE, No. SP-12, Detroit 1965.
4. Bazán Zurita, E. Y Meli Piralla, R., “ **Manual de Diseño Sísmico de Edificios** ”, Editorial Limusa, México D.F. 1987.
5. Chung, S., Meyer, C. And Shinozuka, M., “ **Modeling of Concrete Damage** ”, American Concrete Institute, Structural Journal, V. 86, No. 3, May-June 1989.

6. Collins, K., Wen, Y. and Foutch, D., "**Investigation of Alternative Seismic Design Procedures for Standard Buildings**", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 600. University of Illinois, May 1995.
7. Departamento del Distrito Federal, "**Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**", Diario Oficial de la Federación, 1993.
8. Departamento del Distrito Federal, "**Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 27 de Febrero de 1995.
9. Departamento del Distrito Federal, "**Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 25 de Mayo de 1996.
10. Esteva, M. and Ruiz, S., "**Seismic Failure Rates of Multistory Frames**", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 2, February, 1989.
11. Esteva, L., Mendoza, E., Díaz, O. y Alamilla, J., "**Metodología y Bases para Diseño Sísmico para Niveles de Confiabilidad Especificados**", Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 7547. Octubre, 1997.
12. Guerrero, R., Reinoso, E. y Ordaz, M., "**Acelerogramas Analíticos Empleados para Estimar el Comportamiento Estructural de Edificios en la Zona de Lago de la Ciudad de México**", Revista de Ingeniería Sísmica, No 58, 23-39, Enero -Junio, 1998.
13. Kent, D. and Park, R., "**Flexural Members with Confined Concrete**", ASCE, Vol. 97, No. ST7, 1971.
14. Kunnath, S. K., Miller, A. M. and Lobo, R. F., "**IDARC Versión 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures**", Technical Report NECEER-92-0022. Buffalo New York. August 31, 1992.
15. Meli Piralla, R., "**Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**", Instituto de Ingeniería, Publicación No 375, UNAM, Junio de 1976.

16. Meli Piralla, R., “ **Diseño Estructural** ”, Editorial Limusa, Primera. Edición, México 1987.
17. Meyer, P., “ **Probabilidad y Aplicaciones Estadísticas** ”, Fondo Educativo Interamericano S. A., México D. F.. 1973. Segunda Edición.
18. Miller, Irving and Freud, Jhon, “ **Probabilidad y Estadística para Ingenieros** ”, Prentice-Hall Hispanoamericana S. A., México D. F., 1988. Cuarta Edición.
19. Ordaz, Mario, “ **Sismicidad y Riesgo Sísmico** ”, Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., México, 1997.
20. Park, Y., Ang, H. S. and Wen, K., “ **Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings** ”, Journal of Structural Engineering. Vol. III, No. 4, April, 1985.
21. Park, Y., Reinhorn, A. And Kunnath, S. K., “ **IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear - Wall Structures** ”, Technical Report NECEER-92-0022. Buffalo New York. July 20, 1987.
22. Rodríguez, M., y Botero J., “ **Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México** ”, Instituto de Ingeniería, Publicación No 575, UNAM, Enero de 1996.
23. Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez, S. and Singh, S., “ **Stochastic Seismic Damage Estimation in Reinforced Concrete Frames** ”, 7<sup>th</sup> National Conference on Earthquake Engineering, Queretaro, México, November 19-21, 1987.
24. Ross, M. S., “ **A Course in Simulation** ”, Macmillan Publishing Company, New York, 1990.
25. Scott, B. D., Park, R. and Priestley, M. J. N., “ **Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates** ”, Technical Paper of the ACI journal, Vol. 002, No. 8061, January-February, 1982.

26. Singhal, Ajay, “ **Stochastic Seismic Damage Estimation in Reinforced Concrete Frames** ”, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 1863, Stanford, 1996.
  
27. Valles, R., Reinhorn, A., Kunnath, C. Li. and A. Madam, “ **IDARC Versión 4.0: A Computer Program of the Inelastic Damage Analysis of Buildings** ”, Technical Report NECEER-96-0010. Buffalo New York. June 3, 1996.

## APÉNDICE A

# PROGRAMA DE ANÁLISIS DE DAÑO INELÁSTICO DE EDIFICIOS IDARC2D VERSIÓN 4.0

**R. E. Valles, A. M. Reinhorn**  
**Universidad del Estado de New York, Buffalo**

El programa Idarc2d fue desarrollado suponiendo que los diafragmas de los pisos tienen rigidez horizontal, por lo que se requiere sólo un grado de libertad horizontal por nivel. Las estructuras son modeladas como una serie de marcos planos ligados por un diafragma rígido horizontal. Cada marco se encuentra en un plano vertical y no se consideran efectos de torsión.

Los elementos estructurales que pueden ser modelados son los siguientes:

- Elementos columna
- Elementos viga
- Muros de cortante
- Columnas de borde
- Vigas transversales
- Elementos con articulaciones plásticas
- Amortiguadores Visco-Elástico
- Amortiguadores de Fricción
- Amortiguadores Histeréticos
- Elementos paneles de relleno
- Momentos inducidos

El programa permite el cálculo de la relación momento-curvatura de forma interna para los elementos viga, columna y muros de cortante, mediante la discretización de la sección en franjas, se utiliza un proceso iterativo donde se proponen curvaturas y se calcula el equilibrio en la sección, este proceso es semejante al descrito en el capítulo 5. Cuando se desea que el

programa calcule la relación momento-curvatura, se requiere proporcionar en el archivo de datos las características que definen las curvas esfuerzo-deformación de los materiales.

El comportamiento histerético de los elementos estructurales que se pueden considerar son los siguientes:

- Modelo de los tres parámetros de Park
- Modelo trilineal de Acero
- Modelo Bilineal
- Modelo de Kelvin
- Modelo de Maxwell
- Modelo histerético suave

Cada uno de estos modelos histeréticos, pueden ser empleados para elementos estructurales diferentes. Las columnas, vigas, muros de cortante y articulaciones plásticas, pueden ser modelados usando un modelo trilineal de Park, trilineal de acero, o modelo bilineal. Los amortiguadores visco-elásticos son modelados usando el modelo de Kelvin o el de Maxwell, mientras que los muros divisorios son modelados usando modelos histeréticos suaves. En las figuras A-1 y A-2, se muestran cada uno de los modelos disponibles en el programa.

En el modelo de los tres parámetros de Park disponible, se considera degradación de rigidez, deterioro de resistencia, respuesta no simétrica y envolvente monotónica trilineal.

Los tipos de análisis disponibles en el programa son los siguientes:

- **Análisis Estático no lineal**

Este tipo de análisis se inicia con la evaluación del estado de esfuerzos al que están sometidos los miembros de la estructura, bajo la acción de cargas gravitacionales, vivas y muertas, para la posterior aplicación de cargas monotónicas, cíclicas o sísmicas. Las

cargas estáticas pueden ser especificadas como cargas distribuidas en las vigas, como fuerzas concentradas o momentos aplicados en los nodos.

- **Análisis no lineal Pushover**

Se consideran dos opciones que permiten el control de la falla inducida a la estructura: *control de fuerzas o control de desplazamientos*. En la primera opción, la estructura se sujeta a una distribución incremental de fuerzas laterales y los desplazamientos provocados son calculados. En la segunda opción, la estructura se sujeta a desplazamientos conocidos y las fuerzas laterales necesarias para generar estas deformaciones son calculadas.

- **Análisis Dinámico no lineal**

En esta opción, se utiliza el método de integración Beta de Newmark, donde se tiene predeterminado el uso del método de aceleración constante para la evaluación de la integración numérica, sin embargo puede utilizarse el método de aceleración lineal.

La matriz de amortiguamiento usada en el programa puede ser elegida por el usuario de entre las siguientes opciones:

- Amortiguamiento proporcional a la masa
- Amortiguamiento proporcional a la rigidez
- Amortiguamiento de Rayleigh

- **Análisis Quasi estático no lineal**

Se utiliza cuando se requiere aplicar cargas cíclicas a sistemas estructurales, estas pueden ser aplicadas mediante aplicación de fuerzas o control de las deformaciones.

Otras de las consideraciones que toma en cuenta el IDARC2D son las siguientes:

La masa de la estructura se supone concentrada en los nodos actuando en forma independiente, de modo que la matriz de masa es diagonal.

La excitación sísmica se define por la historia de aceleraciones en el tiempo, las cuales pueden ser diferentes en las direcciones horizontal y vertical. Los apoyos de la estructura se suponen moviéndose en fase con el terreno, por lo que no se considera interacción suelo estructura. Pueden ser considerados efectos de segundo orden  $P-\Delta$ .

El indicador de falla de la estructura se mide mediante el índice de daño propuesto por Park y Ang (1985).

El programa ofrece una serie de opciones que permiten conocer el estado de la estructura en instantes de tiempo que pueden ser definidos por el usuario. A continuación se presenta dos archivos típicos que maneja el Idarc, uno de entrada de datos y otro de salida de datos, para uno de los edificios estudiados en el presente trabajo.

## A.1 ARCHIVO DE DATOS DE ENTRADA TÍPICO, USADOS EN EL IDARC2D

### Análisis del edificio de 7 niveles

Control de Datos

7,1,2,1,0,1, 0, 1

Elementos tipo

14,14,0,0,0,0,0,0,0,0

Elementos datos

28,21,0,0,0,0,0,0,0

Sistema de unidades (KN, mm)

2

Elevaciones del marco

3500.0,6500.0,9500.0,12500.0,15500.0,18500.0,21500.0

Numero de marcos duplicados

1

Número de líneas de columnas

4

Peso concentrado en los nodos para análisis modal

1, 1, 87.05, 87.05, 87.05, 87.05

2, 1, 87.05, 87.05, 87.05, 87.05

3, 1, 87.05, 87.05, 87.05, 87.05

4, 1, 83.69, 83.69, 83.69, 83.69

5, 1, 78.84, 78.84, 78.84, 78.84

6, 1, 78.84, 78.84, 78.84, 78.84

7, 1, 64.54, 64.54, 64.54, 64.54

Opción Momento vs Curvatura

0

## Propiedades del Concreto

1, 0.02260, 20.870, 0.2, 2.982e-3, 0.0, 0.0

2, 0.02354, 21.274, 0.2, 3.039e-3, 0.0, 0.0

## propiedades del acero

1, 0.449, 0.7349, 206.01, 3.433, 3.0

## Control del modelo histerético.

2

1, 1, 5.0, 0.5, 0.2, 0.5, 0

2, 1, 5.0, 0.5, 0.2, 0.5, 0

## Columna tipo

0

## Datos de Columnas tipo

1

1,1,1,609.59,3500.0,0.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,729.0,9.53,90.0,1.0

1

2,1,1,1167.49,3000.0,250.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,625.0,9.53,90.0,1.0

1

3,1,1,959.91,3000.0,250.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,625.0,9.53,90.0,1.0

1

4,1,1,751.25,3000.0,250.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,625.0,9.53,90.0,1.0

1

5,1,1,546.81,3000.0,250.0,200.0

-1,450.0,450.0,50.0,506.25,9.53,80.0,1.0

1

6,1,1,357.77,3000.0,200.0,200.0

-1,450.0,450.0,50.0,506.25,9.53,80.0,1.0

1

7,1,1,168.24,3000.0,200.0,200.0

-1,450.0,450.0,50.0,506.25,9.53,80.0,1.0

1

8,1,1,1722.05,3500.0,0.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,919.00,9.53,90.0,1.0

1

9,1,1,1981.23,3000.0,250.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,625.0,9.53,90.0,1.0

1

10,1,1,1634.35,3000.0,250.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,625.00,9.53,90.0,1.0

1

11,1,1,1292.37,3000.0,250.0,250.0

-1,500.0,500.0,50.0,625.00,9.53,90.0,1.0

1

12,1,1,956.77,3000.0,250.0,200.0

-1,450.0,450.0,50.0,506.25,9.53,80.0,1.0

1

13,1,1,631.57,3000.0,200.0,200.0

-1,450.0,450.0,50.0,506.25,9.53,80.0,1.0

1

14,1,1,309.11,3000.0,200.0,200.0

-1,450.0,450.0,50.0,506.25,9.53,80.0,1.0

## Opción tipo de Viga

0

## Datos de vigas tipo

1,2,1,5000.0,250.0,250.0

2,500.0,350.0,0.0,0.50,0,1066.0,1596.0,9.53,125.0

2,500.0,350.0,0.0,0.50,0,983.0,1447.0,9.53,125.0

2,2,1,5000.0,250.0,250.0

2,500.0,350.0,0.0,0.50,0,990.0,1619.0,9.53,125.0

2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,1024.0,1405.0,9.53,125.0  
 3,2,1,5000.0,250.0,250.0  
 2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,826.0,1495.0,9.53,125.0  
 2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,921.0,1235.0,9.53,125.0  
 4,2,1,5000.0,250.0,250.0  
 2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,714.0,1384.0,9.53,125.0  
 2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,811.0,1095.0,9.53,125.0  
 5,2,1,5000.0,225.0,225.0  
 2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,534.0,1157.0,9.53,100.0  
 2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,490.0,970.0,9.53,100.0  
 6,2,1,5000.0,225.0,225.0  
 2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,434.0,923.0,9.53,100.0  
 2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,344.0,720.0,9.53,100.0  
 7,2,1,5000.0,225.0,225.0  
 2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,285.0,578.0,9.53,100.0  
 2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,285.0,479.0,9.53,100.0  
 8,2,1,5000.0,250.0,250.0  
 -2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,892.0,1403.0,9.53,125.0  
 9,2,1,5000.0,250.0,250.0  
 -2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,946.0,1455.0,9.53,125.0  
 10,2,1,5000.0,250.0,250.0  
 -2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,840.0,1336.0,9.53,125.0  
 11,2,1,5000.0,250.0,250.0  
 -2,500.0,350.0,0.0,0.0,50.0,722.0,1129.0,9.53,125.0  
 12,2,1,5000.0,225.0,225.0  
 -2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,498.0,1070.0,9.53,100.0  
 13,2,1,5000.0,225.0,225.0  
 -2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,398.0,841.0,9.53,100.0  
 14,2,1,5000.0,225.0,225.0  
 -2,400.0,300.0,0.0,0.0,50.0,285.0,557.0,9.53,100.0

#### Conectividad en Columnas

1, 1, 1,1,0,1  
 2, 8, 1,2,0,1  
 3, 8, 1,3,0,1  
 4, 1, 1,4,0,1  
 5, 2, 1,1,1,2  
 6, 9, 1,2,1,2  
 7, 9, 1,3,1,2  
 8, 2, 1,4,1,2  
 9, 3, 1,1,2,3  
 10,10,1,2,2,3  
 11,10,1,3,2,3  
 12,3, 1,4,2,3  
 13,4, 1,1,3,4  
 14,11,1,2,3,4  
 15,11,1,3,3,4  
 16,4, 1,4,3,4  
 17,5, 1,1,4,5  
 18,12,1,2,4,5  
 19,12,1,3,4,5  
 20,5, 1,4,4,5  
 21,6, 1,1,5,6  
 22,13,1,2,5,6  
 23,13,1,3,5,6  
 24,6, 1,4,5,6  
 25,7, 1,1,6,7  
 26,14,1,2,6,7  
 27,14,1,3,6,7  
 28,7, 1,4,6,7

#### Conectividad en Vigas

1, 1, 1,1,1,2  
 2, 8, 1,1,2,3

3, 1, 1,1,3,4  
 4, 2, 2,1,1,2  
 5, 9, 2,1,2,3  
 6, 2, 2,1,3,4  
 7, 3, 3,1,1,2  
 8,10, 3,1,2,3  
 9, 3, 3,1,3,4  
 10,4, 4,1,1,2  
 11,11,4,1,2,3  
 12, 4,4,1,3,4  
 13, 5,5,1,1,2  
 14,12,5,1,2,3  
 15, 5,5,1,3,4  
 16, 6,6,1,1,2  
 17,13,6,1,2,3  
 18, 6,6,1,3,4  
 19, 7,7,1,1,2  
 20,14,7,1,2,3  
 21, 7,7,1,3,4

#### Tipo de Análisis

3

#### Cargas Estáticas

21,0,0,24

10,2

#### Cargas Distribuidas

1,1,0.0185

2,2,0.0185

3,3,0.0185

4,4,0.0185

5,5,0.0185

6,6,0.0185

7,7,0.0185

8,8,0.0185

9,9,0.0185

10,10,0.0185

11,11,0.0185

12,12,0.0185

13,13,0.01721

14,14,0.01721

15,15,0.01721

16,16,0.01721

17,17,0.01721

18,18,0.01721

19,19,0.01721

20,20,0.01721

21,21,0.01721

#### Cargas Concentradas

1,1,1,1,17.658

2,1,1,2,17.658

3,1,1,3,17.658

4,1,1,4,17.658

5,1,2,1,17.658

6,1,2,2,17.658

7,1,2,3,17.658

8,1,2,4,17.658

9,1,3,1,17.658

10,1,3,2,17.658

11,1,3,3,17.658

12,1,3,4,17.658

13,1,4,1,14.303

14,1,4,2,14.303

15,1,4,3,14.303



## \*\*\*\*\* ELEMENT INFORMATION \*\*\*\*\*

NO. OF TYPES OF COLUMNS ..... 14  
 NO. OF TYPES OF BEAMS ..... 14  
 NO. OF TYPES OF SHEAR WALLS ..... 0  
 NO. OF TYPES OF EDGE COLUMNS ..... 0  
 NO. OF TYPES OF TRANSVERSE BEAMS ..... 0  
 NO. OF TYPES OF DISCRETE SPRINGS ..... 0  
 NO. OF TYPES OF VISCOUS DAMPERS ..... 0  
 NO. OF TYPES OF FRICTION DAMPERS ..... 0  
 NO. OF TYPES OF HYSTERETIC DAMPERS ..... 0  
 NO. OF TYPES OF INFILL PANELS ..... 0  
 NUMBER OF COLUMNS ..... 28  
 NUMBER OF BEAMS ..... 21  
 NUMBER OF SHEAR WALLS ..... 0  
 NUMBER OF EDGE COLUMNS ..... 0  
 NUMBER OF TRANSVERSE BEAMS ..... 0  
 NUMBER OF DISCRETE SPRINGS ..... 0  
 NUMBER OF MOMENT RELEASES ..... 0  
 NUMBER OF BRACES ..... 0  
 NUMBER OF INFILL PANELS ..... 0

SYSTEM OF UNITS: MM, kN

## \*\*\*\*\* STORY HEIGHTS \*\*\*\*\*

STORY	HEIGHT FROM BASE
7	21500.0000
6	18500.0000
5	15500.0000
4	12500.0000
3	9500.0000
2	6500.0000
1	3500.0000

## \*\*\*\*\* PROPERTIES FOR HYSTERETIC RULE \*\*\*\*\*

NO. OF TYPES OF HYSTERETIC RULES: 2

RULE NO.	STIFFNESS DEGRADING FACTOR	STRENGTH DEGRADING FACTOR (DUCTILITY)	STRENGTH DEGRADING FACTOR (ENERGY)	TARGET SLIP FACTOR	TYPE
1	5.000	.500	.200	.500	0
2	5.000	.500	.200	.500	0

## \*\*\*\*\* FRAME ELEVATION AND ELEMENT TYPES \*\*\*\*\*

## ELEVATION OF FRAME NO. 1

019	020	021	
025	026	027	028
016	017	018	
021	022	023	024
013	014	015	
017	018	019	020
010	011	012	
013	014	015	016
007	008	009	
009	010	011	012
004	005	006	
005	006	007	008
001	002	003	
001	002	003	004

## NOTATION:

- = BEAM                                    NUMBERS INDICATE ELEMENT TYPES  
! = COLUMN                                   COLUMN TYPE NUMBERS ON RIGHT  
W = SHEAR WALL                            SHEAR WALL NUMBERS ON LEFT, AND  
I = EDGE COLUMN                            EDGE COLUMN NUMBERS BELOW COLUMN TYPES

## \*\*\*\*\* LOADING DATA \*\*\*\*\*

NO. OF UNIFORMLY LOADED BEAMS ..... 21  
NO. OF Laterally LOADED NODES ..... 0  
NO. OF APPLIED NODAL MOMENTS ..... 0  
NO. OF CONCENTRATED VERTICAL LOADS .... 24  
NO. OF STEPS FOR STATIC ANALYSIS ..... 10

## \*\*\*\*\* D Y N A M I C    A N A L Y S I S \*\*\*\*\*

## INPUT DATA:

## \*\*\*\*\* DETAILS OF INPUT BASE MOTION \*\*\*\*\*

MAX SCALED VALUE OF HORIZONTAL COMPONENT (g):    .465  
MAX SCALED VALUE OF VERTICAL COMPONENT (g):       .000  
TIME INTERVAL OF ANALYSIS (SEC):                   .0050  
TOTAL DURATION OF RESPONSE ANALYSIS (SEC):       60.000  
DAMPING COEFFICIENT (% OF CRITICAL):               .050

DAMPING TYPE: RAYLEIGH DAMPING  
 VERTICAL COMPONENT OF BASE MOTION: 0  
 (=0, NOT INCLUDED; =1, INCLUDED)  
 WAVE NAME: Nombre del Archivo acelerograma  
 NO. OF POINTS IN INPUT BASE MOTION: 5400  
 TIME INTERVAL OF INPUT WAVE (SEC): .020

\*\*\*\*\* OUTPUT CONTROL DATA \*\*\*\*\*  
 NO. OF STORIES FOR WHICH OUTPUT IS REQUIRED: 1  
 NO. STORY NUMBER  
 1 7

\*\*\*\*\* MODAL ANALYSIS \*\*\*\*\*

MODE	FREQUENCY (Hz)	PERIOD (SEC)	MODAL PARTICIPATION FACTOR	MODAL WEIGHT (WEIGHT UNITS)	RELATIVE MODAL WEIGHT (%)
1	1.26	.79	.4302	71.465	3.151
2	3.34	.30	.1710	11.288	.498
3	6.43	.16	.0972	3.649	.161
4	9.70	.10	-.0646	1.610	.071
5	14.08	.07	-.0455	.799	.035
6	18.53	.05	.0299	.346	.015
7	23.97	.04	.0190	.139	.006

TOTAL WEIGHT..... 2268.240

\*\*\*\*\* EIGEN VECTORS (MAXIMUM NORMALIZED) \*\*\*\*\*

STORY	1	2	3	4	5	6	7
7	1.000	-1.000	.962	.934	-.535	-.278	.068
6	.903	-.468	-.308	-1.000	1.000	.691	-.205
5	.752	.201	-1.000	-.562	-.660	-1.000	.431
4	.594	.660	-.540	.905	-.517	.790	-.750
3	.456	.777	.325	.675	.873	-.050	1.000
2	.306	.662	.897	-.568	.217	-.720	-.955
1	.147	.364	.717	-.969	-.954	.777	.596

\*\*\*\*\* EIGEN VECTORS (MASS NORMALIZED) \*\*\*\*\*

STORY	1	2	3	4	5	6	7
7	3.258	-3.311	2.777	2.379	-1.521	-.836	.207
6	2.942	-1.549	-.888	-2.547	2.841	2.076	-.625
5	2.450	.665	-2.886	-1.432	-1.876	-3.005	1.316
4	1.934	2.186	-1.558	2.305	-1.470	2.374	-2.291
3	1.486	2.573	.938	1.719	2.480	-.150	3.055
2	.996	2.193	2.588	-1.446	.617	-2.163	-2.919
1	.479	1.204	2.070	-2.468	-2.711	2.335	1.821

\*\*\*\*\* END OF MODAL ANALYSIS \*\*\*\*\*

SEQUENCE OF COMPONENT CRACKING/YIELDING

-----  
 CURRENT TIME: .9150  
 BEAM 19: CRACK INITIATED AT RGHT

CURRENT TIME: .9300  
 BEAM 21: CRACK INITIATED AT RGHT

CURRENT TIME: .9350  
 BEAM 18: CRACK INITIATED AT RGHT

CURRENT TIME: .9450  
 BEAM 20: CRACK INITIATED AT RGHT

COLUMN 23: CRACK INITIATED AT TOP  
 BEAM 4: YIELDING DETECTED AT RGHT

CURRENT TIME: 16.0150  
 COLUMN 22: CRACK INITIATED AT TOP

BEAM 6: YIELDING DETECTED AT RIGHT  
CURRENT TIME: 16.0200

COLUMN 4: YIELDING DETECTED AT TOP  
CURRENT TIME: 31.7950

COLUMN 13: YIELDING DETECTED AT BOT  
CURRENT TIME: 35.9900

COLUMN 23: YIELDING DETECTED AT TOP

\*\*\*\*\* MAXIMUM RESPONSE \*\*\*\*\*

STORY	STORY SHEAR	DRIFT RATIO(%)	STORY DRIFT	DISPLACEMENT	VELOCITY	ACCELERATION
STORY VELOCITY DRIFT						NO.
7	461.75	46.30	1388.9119	2319.2560	2555.7172	9316.2327
1672.9813						
6	338.70	22.92	687.5735	1016.7082	1971.1474	7252.4796
780.3880						
5	463.91	8.05	241.3900	727.1521	1676.1882	7794.1545
506.4588						
4	609.16	4.57	137.1048	510.8046	1245.2503	6660.5452
490.4478						
3	620.16	4.33	129.9368	377.2245	846.7494	9176.3240
389.8530						
2	663.93	4.21	126.4304	254.2305	621.3449	8768.7431
310.8868						
1	728.58	3.66	128.0033	128.0033	354.5881	7170.8396
354.5881						

\*\*\*\*\* MAXIMUM FORCES \*\*\*\*\*  
(TIME AT MAXIMUM)

\*\*\* COLUMNS \*\*\*

NO.		MOMENT	MOMENT	SHEAR	SHEAR	AXIAL	AXIAL	MOMENT
DEMAND/CAPACITY		(+)	(-)	(+)	(-)	(TENS)	(COMP)	(+)
								(-)
1	BOT	.2576E+06	-.2821E+06	.1167E+03	-.1377E+03	.1241E+03	-.9328E+03	1.018
1.115		( 21.63)	( 29.61)	( 31.24)	( 22.36)	( 21.66)	( 26.41)	
	TOP	.1791E+06	-.2567E+06					.708
1.014		( 22.36)	( 31.23)					
2	BOT	.4609E+06	-.4866E+06	.2032E+03	-.2308E+03	.0000E+00	-.7118E+03	1.008
1.064		( 21.63)	( 29.65)	( 16.58)	( 22.36)	( .00)	( 25.31)	
	TOP	.2801E+06	-.3699E+06					.612
.809		( 22.36)	( 31.23)					
3	BOT	.4612E+06	-.4863E+06	.2081E+03	-.2341E+03	.0000E+00	-.7830E+03	1.008
1.063		( 21.63)	( 29.65)	( 31.24)	( 22.36)	( .00)	( 26.61)	
	TOP	.2911E+06	-.3535E+06					.636
.773		( 22.36)	( 31.23)					
4	BOT	.2565E+06	-.2812E+06	.1190E+03	-.1259E+03	.1725E+03	-.8962E+03	1.014
1.111		( 16.70)	( 29.65)	( 16.52)	( 22.36)	( 26.54)	( 21.66)	
	TOP	.1392E+06	-.2568E+06					.550
1.015		( 22.36)	( 31.23)					
5	BOT	.1288E+06	-.3054E+06	.9418E+02	-.2150E+03	.8055E+02	-.7656E+03	.392
.929		( 16.75)	( 26.60)	( 21.60)	( 29.63)	( 21.66)	( 26.41)	
	TOP	.3266E+06	-.1997E+06					.993
.607		( 26.36)	( 31.26)					
6	BOT	.2426E+06	-.3574E+06	.1868E+03	-.2001E+03	.0000E+00	-.6052E+03	.570
.839		( 16.75)	( 26.60)	( 21.60)	( 22.46)	( .00)	( 25.31)	

.880	TOP	.3269E+06	-.3750E+06						.767
		( 22.40)	( 31.27)						
7	BOT	.2765E+06	-.3535E+06	.2376E+03	-.2034E+03	.0000E+00	-.6689E+03		.649
.830		( 31.61)	( 26.60)	( 31.58)	( 22.47)	( .00)	( 26.74)		
.981	TOP	.3304E+06	-.4178E+06						.776
		( 22.40)	( 31.27)						
8	BOT	.1717E+06	-.2496E+06	.1260E+03	-.1084E+03	.1235E+03	-.7331E+03		.522
.759		( 16.75)	( 26.60)	( 21.59)	( 22.47)	( 26.54)	( 21.66)		
.809	TOP	.2090E+06	-.2659E+06						.636
		( 22.39)	( 31.26)						
9	BOT	.2963E+06	-.2048E+06	.1385E+03	-.1164E+03	.3690E+02	-.5944E+03		.990
.684		( 31.63)	( 26.58)	( 33.14)	( 26.58)	( 21.73)	( 26.41)		
.733	TOP	.2604E+06	-.2196E+06						.870
		( 22.44)	( 44.15)						
10	BOT	.3855E+06	-.3633E+06	.2018E+03	-.2189E+03	.0000E+00	-.4989E+03		.983
.926		( 31.75)	( 26.57)	( 31.75)	( 26.39)	( .00)	( 25.31)		
.859	TOP	.3839E+06	-.3368E+06						.979
		( 26.39)	( 31.26)						
11	BOT	.3839E+06	-.3812E+06	.1980E+03	-.2593E+03	.0000E+00	-.5576E+03		.979
.972		( 31.75)	( 26.57)	( 31.75)	( 29.50)	( .00)	( 26.68)		
.675	TOP	.3841E+06	-.2648E+06						.979
		( 26.39)	( 31.30)						
12	BOT	.2968E+06	-.2223E+06	.1427E+03	-.9016E+02	.6993E+02	-.5729E+03		.992
.743		( 31.62)	( 26.58)	( 31.62)	( 26.58)	( 26.55)	( 21.73)		
.672	TOP	.2266E+06	-.2011E+06						.757
		( 22.44)	( 31.30)						
13	BOT	.2620E+06	-.2176E+06	.9938E+02	-.1470E+03	.4890E+01	-.4317E+03	1.002	
.833		( 32.00)	( 26.66)	( 25.75)	( 29.48)	( 21.73)	( 26.41)		
.746	TOP	.2591E+06	-.1949E+06						.991
		( 29.48)	( 43.99)						
14	BOT	.3477E+06	-.2967E+06	.1760E+03	-.2447E+03	.0000E+00	-.3957E+03		.996
.850		( 31.74)	( 26.66)	( 25.75)	( 26.56)	( .00)	( 25.31)		
.696	TOP	.3473E+06	-.2429E+06						.995
		( 26.56)	( 16.75)						
15	BOT	.3478E+06	-.2934E+06	.2208E+03	-.1787E+03	.0000E+00	-.4439E+03		.996
.840		( 25.74)	( 26.66)	( 31.57)	( 22.63)	( .00)	( 26.68)		
.843	TOP	.2804E+06	-.2942E+06						.803
		( 22.44)	( 31.22)						
16	BOT	.2596E+06	-.1922E+06	.1093E+03	-.9370E+02	.2530E+02	-.4192E+03		.993
.735		( 25.78)	( 26.66)	( 21.73)	( 26.55)	( 22.63)	( 21.73)		
.721	TOP	.1672E+06	-.1884E+06						.640
		( 22.44)	( 31.16)						
17	BOT	.1899E+06	-.1944E+06	.7519E+02	-.1230E+03	.0000E+00	-.2819E+03	1.063	
1.089		( 32.03)	( 46.26)	( 21.77)	( 26.52)	( .00)	( 26.41)		
.637	TOP	.1774E+06	-.1137E+06						.994
		( 26.52)	( 16.71)						
18	BOT	.2551E+06	-.2169E+06	.1490E+03	-.1336E+03	.0000E+00	-.2861E+03	1.067	
.907		( 31.85)	( 43.52)	( 23.37)	( 22.62)	( .00)	( 26.04)		
.760	TOP	.1874E+06	-.1816E+06						.784
		( 22.61)	( 16.71)						
19	BOT	.2436E+06	-.2637E+06	.1501E+03	-.1751E+03	.0000E+00	-.3339E+03	1.019	
1.103		( 32.02)	( 43.52)	( 21.70)	( 29.40)	( .00)	( 40.70)		
.777	TOP	.2373E+06	-.1858E+06						.993
		( 26.18)	( 16.71)						

20	BOT	.1901E+06	-.1898E+06	.1066E+03	-.7238E+02	.0000E+00	-.2803E+03	1.065
1.063		( 32.03)	( 46.32)	( 21.70)	( 26.68)	( .00)	( 21.79)	
	TOP	.1046E+06	-.1559E+06					.586
		( 22.35)	( 31.14)					
21	BOT	.1540E+06	-.1788E+06	.6749E+02	-.9035E+02	.0000E+00	-.1715E+03	1.054
1.223		( 32.17)	( 50.00)	( 31.69)	( 26.45)	( .00)	( 26.41)	
	TOP	.1500E+06	-.1157E+06					1.026
		( 22.68)	( 43.86)					
22	BOT	.1918E+06	-.2273E+06	.1136E+03	-.1516E+03	.0000E+00	-.1864E+03	.996
1.181		( 32.16)	( 43.94)	( 25.79)	( 26.90)	( .00)	( 26.04)	
	TOP	.1993E+06	-.1825E+06					1.036
		( 26.90)	( 23.35)					
23	BOT	.2300E+06	-.1911E+06	.1238E+03	-.1107E+03	.0000E+00	-.2279E+03	1.195
.993		( 32.17)	( 46.36)	( 25.80)	( 22.68)	( .00)	( 26.81)	
	TOP	.2113E+06	-.1923E+06					1.098
		( 41.85)	( 23.34)					
24	BOT	.1594E+06	-.1625E+06	.7555E+02	-.8719E+02	.0000E+00	-.1704E+03	1.091
1.112		( 32.16)	( 46.35)	( 23.42)	( 28.59)	( .00)	( 21.79)	
	TOP	.1453E+06	-.1367E+06					.994
		( 26.26)	( 23.34)					
25	BOT	.1397E+06	-.1614E+06	.5591E+02	-.8610E+02	.0000E+00	-.7163E+02	1.214
1.403		( 32.26)	( 43.85)	( 25.86)	( 43.85)	( .00)	( 26.41)	
	TOP	.9427E+05	-.4032E+05					.819
		( 26.44)	( 18.34)					
26	BOT	.6431E+05	-.3600E+06	.6567E+02	-.3055E+03	.0000E+00	-.8580E+02	.459
2.571		( 23.49)	( 43.85)	( 23.49)	( 43.85)	( .00)	( 20.95)	
	TOP	.4496E+06	-.1174E+06					3.211
		( 32.26)	( 21.80)					
27	BOT	.1748E+06	-.1892E+06	.7712E+02	-.1211E+03	.0000E+00	-.1266E+03	1.249
1.351		( 32.25)	( 30.05)	( 21.85)	( 26.93)	( .00)	( 26.68)	
	TOP	.1585E+06	-.1242E+06					1.132
		( 26.94)	( 21.82)					
28	BOT	.2891E+06	-.1190E+06	.2490E+03	-.5329E+02	.0000E+00	-.7036E+02	2.513
1.034		( 32.26)	( 26.91)	( 32.26)	( 26.89)	( .00)	( 21.86)	
	TOP	.3418E+05	-.3732E+06					.297
3.244		( 26.53)	( 43.84)					

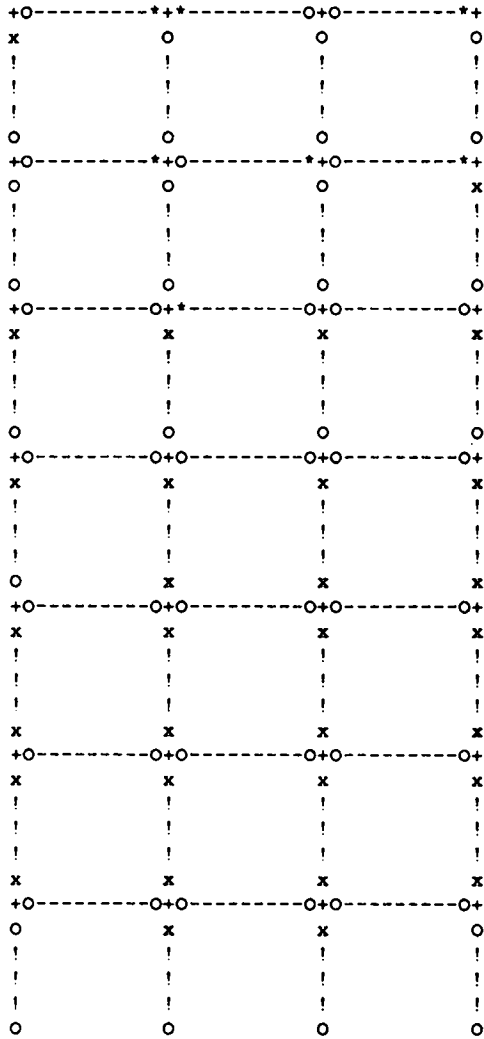
\*\*\* BEAMS \*\*\*

NO.		MOMENT (+)	MOMENT (-)	SHEAR (+)	SHEAR (-)	MOMENT (+)	DEMAND/CAPACITY (-)
1	LEFT	.2103E+06	-.2956E+06	.1066E+03	-.1088E+03	1.076	1.022
		( 25.60)	( 22.49)				
	RGHT	.1940E+06	-.2705E+06			1.074	1.027
		( 22.49)	( 16.75)				
2	LEFT	.1787E+06	-.2611E+06	.9751E+02	-.9764E+02	1.087	1.021
		( 25.60)	( 22.49)				
	RGHT	.1783E+06	-.2624E+06			1.085	1.026
		( 22.49)	( 16.77)				
3	LEFT	.2099E+06	-.2963E+06	.1064E+03	-.1089E+03	1.074	1.024
		( 25.60)	( 22.49)				
	RGHT	.1940E+06	-.2702E+06			1.074	1.026
		( 22.49)	( 16.75)				
4	LEFT	.1974E+06	-.2987E+06	.1020E+03	-.1108E+03	1.084	1.021
		( 25.66)	( 26.61)				
	RGHT	.2004E+06	-.2645E+06			1.067	1.033
		( 26.47)	( 16.76)				
5	LEFT	.1873E+06	-.2743E+06	.1017E+03	-.1022E+03	1.078	1.035

		( 25.65)	( 26.61)				
	RGHT	.1861E+06	-.2726E+06		1.071	1.029	
		( 26.46)	( 16.76)				
6	LEFT	.1957E+06	-.3005E+06	.1019E+03	-.1112E+03	1.075	1.028
		( 25.65)	( 26.61)				
	RGHT	.1999E+06	-.2650E+06			1.064	1.036
		( 26.54)	( 16.76)				
7	LEFT	.1671E+06	-.2813E+06	.8858E+02	-.1020E+03	1.095	1.031
		( 25.69)	( 26.63)				
	RGHT	.1810E+06	-.2331E+06			1.067	1.033
		( 22.60)	( 16.77)				
8	LEFT	.1671E+06	-.2530E+06	.9270E+02	-.9228E+02	1.079	1.038
		( 23.34)	( 26.63)				
	RGHT	.1665E+06	-.2508E+06			1.075	1.030
		( 22.60)	( 16.77)				
9	LEFT	.1671E+06	-.2818E+06	.8859E+02	-.1021E+03	1.095	1.033
		( 25.69)	( 26.63)				
	RGHT	.1806E+06	-.2337E+06			1.065	1.036
		( 22.60)	( 16.77)				
10	LEFT	.1496E+06	-.2640E+06	.7938E+02	-.9269E+02	1.124	1.047
		( 23.37)	( 26.66)				
	RGHT	.1592E+06	-.2082E+06			1.062	1.037
		( 22.62)	( 21.75)				
11	LEFT	.1461E+06	-.2118E+06	.7988E+02	-.7893E+02	1.088	1.025
		( 21.75)	( 26.66)				
	RGHT	.1450E+06	-.2134E+06			1.080	1.032
		( 22.62)	( 21.75)				
12	LEFT	.1497E+06	-.2642E+06	.7944E+02	-.9252E+02	1.125	1.047
		( 23.36)	( 26.66)				
	RGHT	.1585E+06	-.2088E+06			1.057	1.040
		( 22.63)	( 21.75)				
13	LEFT	.8950E+05	-.1637E+06	.5055E+02	-.5377E+02	1.173	1.024
		( 27.74)	( 26.70)				
	RGHT	.8213E+05	-.1429E+06			1.170	1.049
		( 26.46)	( 31.95)				
14	LEFT	.8488E+05	-.1550E+06	.5228E+02	-.5276E+02	1.189	1.036
		( 25.80)	( 26.70)				
	RGHT	.8551E+05	-.1534E+06			1.198	1.026
		( 26.55)	( 23.40)				
15	LEFT	.8934E+05	-.1640E+06	.5043E+02	-.5373E+02	1.171	1.027
		( 27.77)	( 26.70)				
	RGHT	.8214E+05	-.1414E+06			1.170	1.038
		( 26.43)	( 31.86)				
16	LEFT	.7430E+05	-.1366E+06	.3895E+02	-.4269E+02	1.186	1.052
		( 27.74)	( 26.77)				
	RGHT	.5987E+05	-.1040E+06			1.202	1.020
		( 26.42)	( 21.82)				
17	LEFT	.6877E+05	-.1227E+06	.4183E+02	-.4185E+02	1.188	1.035
		( 25.84)	( 26.67)				
	RGHT	.6912E+05	-.1221E+06			1.194	1.030
		( 26.49)	( 23.45)				
18	LEFT	.7426E+05	-.1367E+06	.3900E+02	-.4285E+02	1.185	1.054
		( 27.77)	( 26.75)				
	RGHT	.5977E+05	-.1047E+06			1.200	1.027
		( 26.45)	( 23.45)				
19	LEFT	.4527E+05	-.8489E+05	.2488E+02	-.2807E+02	1.086	1.029
		( 25.85)	( 22.74)				
	RGHT	.4330E+05	-.7118E+05			1.036	1.035
		( 26.42)	( 18.39)				
20	LEFT	.4829E+05	-.8108E+05	.2737E+02	-.2626E+02	1.155	1.023
		( 26.73)	( 22.74)				
	RGHT	.4305E+05	-.8190E+05			1.029	1.033
		( 26.42)	( 21.64)				
21	LEFT	.4796E+05	-.8470E+05	.2489E+02	-.2794E+02	1.151	1.027
		( 27.64)	( 26.43)				
	RGHT	.4377E+05	-.7099E+05			1.047	1.032
		( 26.89)	( 18.39)				

\*\*\*\*\* DAMAGED STATE OF FRAMES \*\*\*\*\*

FINAL STATE OF FRAME NO. 1



NOTATION:

- = BEAM
- ! = COLUMN
- W = SHEAR WALL
- I = EDGE COLUMN
- x = YIELD
- o = SEVERE YIELD
- FOR EDGE COLS: C: COMPRESSION
- T: TENSION
- O: TENSILE YIELD

\*\*\*\*\* DAMAGE ANALYSIS \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* MODIFIED PARK-ANG-WEN MODEL \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* DAMAGE DATA: COLUMNS

NO.	*DEFORMATION*		***STRENGTH***		HYST. ENERGY	TOTAL DAMAGE
	BOT	TOP	BOT	TOP		
1	.041	.009	.012	.000	.3772E+05	.053
2	.055	.012	.014	.000	.6040E+05	.069
3	.055	.012	.014	.000	.6063E+05	.069
4	.039	.010	.012	.000	.3721E+05	.050
5	.006	.007	.000	.000	.1135E+04	.007

6	.016	.023	.001	.000	.1516E+04	.017
7	.015	.025	.001	.000	.1619E+04	.017
8	.006	.010	.000	.000	.9021E+03	.007
9	.009	.014	.001	.000	.3220E+04	.011
10	.009	.010	.001	.000	.4235E+04	.011
11	.009	.009	.001	.000	.4366E+04	.011
12	.010	.009	.001	.000	.2913E+04	.011
13	.006	.005	.001	.000	.3642E+04	.007
14	.008	.007	.002	.000	.5558E+04	.010
15	.009	.008	.002	.000	.6333E+04	.011
16	.006	.005	.001	.000	.3372E+04	.007
17	.094	.049	.012	.001	.2440E+05	.103
18	.112	.076	.012	.002	.3092E+05	.117
19	.114	.057	.015	.002	.3514E+05	.122
20	.097	.067	.012	.002	.2657E+05	.104
21	.186	.107	.020	.007	.3996E+05	.181
22	.281	.121	.033	.001	.4067E+05	.310
23	.312	.399	.011	.012	.2731E+05	.367
24	.166	.124	.019	.004	.3384E+05	.175
25	.256	.121	.059	.001	.7206E+05	.312
26	.196	1.149	.049	.158	.3775E+06	1.055
27	.215	.130	.046	.004	.9036E+05	.251
28	.311	1.286	.020	.227	.2972E+06	1.415

## \*\*\*\*\* DAMAGE DATA: BEAMS

=====

NO.	**DEFORMATION**		***STRENGTH***		HYST. ENERGY	TOTAL DAMAGE
	LEFT	RIGHT	LEFT	RIGHT		
1	.266	.260	.124	.136	.7381E+05	.392
2	.258	.260	.133	.141	.6467E+05	.396
3	.270	.264	.123	.138	.7411E+05	.397
4	.281	.260	.136	.126	.7334E+05	.402
5	.254	.251	.139	.144	.6958E+05	.394
6	.267	.265	.137	.131	.7485E+05	.400
7	.298	.288	.172	.138	.7099E+05	.448
8	.280	.285	.162	.166	.6915E+05	.447
9	.277	.293	.170	.141	.7127E+05	.441
10	.318	.333	.203	.169	.7312E+05	.511
11	.342	.340	.178	.182	.6631E+05	.521
12	.296	.346	.200	.171	.7298E+05	.506
13	.611	.586	.215	.184	.5197E+05	.801
14	.607	.547	.199	.009	.2620E+05	.795
15	.585	.621	.219	.251	.6072E+05	.838
16	1.482	1.564	.285	.203	.4860E+05	1.767
17	1.446	1.964	.445	.136	.5854E+05	1.940
18	1.847	1.771	.427	.218	.6516E+05	1.190
19	3.683	8.504	.445	.234	.5001E+05	1.760
20	8.325	3.453	.243	.017	.2014E+05	1.235
21	2.784	9.428	.024	.172	.1477E+05	1.798

## \*\*\*\*\* RESULTS OF DAMAGE ANALYSIS \*\*\*\*\*

## DAMAGE INDEX STATISTICS OF FRAME NO. 1

!	1.76	!	1.23	!	1.80	!	
!	(0.05)	!	(0.02)	!	(0.02)	!	
!	0.31	!	1.06	!	0.25	!	1.41
!	(.08)	!	(.41)	!	(.10)	!	(.32)
!		!		!		!	
!	1.77	!	1.94	!	1.19	!	
!	(0.15)	!	(0.19)	!	(0.21)	!	
!	0.18	!	0.31	!	0.37	!	0.17
!	(.13)	!	(.13)	!	(.09)	!	(.11)
!		!		!		!	
!	0.80	!	0.79	!	0.84	!	
!	(0.20)	!	(0.10)	!	(0.24)	!	
!	0.10	!	0.12	!	0.12	!	0.10
!	(.10)	!	(.12)	!	(.14)	!	(.10)
!		!		!		!	
!	0.51	!	0.52	!	0.51	!	
!	(0.32)	!	(0.29)	!	(0.32)	!	
!	0.01	!	0.01	!	0.01	!	0.01
!	(.02)	!	(.02)	!	(.03)	!	(.01)
!		!		!		!	
!	0.45	!	0.45	!	0.44	!	
!	(0.31)	!	(0.31)	!	(0.32)	!	
!	0.01	!	0.01	!	0.01	!	0.01
!	(.01)	!	(.02)	!	(.02)	!	(.01)
!		!		!		!	
!	0.40	!	0.39	!	0.40	!	
!	(0.33)	!	(0.31)	!	(0.34)	!	
!	0.01	!	0.02	!	0.02	!	0.01
!	(.01)	!	(.01)	!	(.01)	!	(.00)
!		!		!		!	
!	0.39	!	0.40	!	0.40	!	
!	(0.18)	!	(0.16)	!	(0.18)	!	
!	0.05	!	0.07	!	0.07	!	0.05
!	(.09)	!	(.15)	!	(.15)	!	(.09)
!		!		!		!	

VALUES IN PARANTHESIS INDICATE ENERGY RATIOS

## \*\*\*\*\* STORY LEVEL DAMAGE INDICES \*\*\*\*\*

STORY	BEAM-SLAB DAMAGE	COL-WALL DAMAGE	WEIGHTING FACTOR
7	.633	.937	.357
6	1.089	.114	.122
5	.443	.052	.099
4	.471	.001	.090
3	.416	.001	.088
2	.389	.000	.086
1	.206	.030	.158
OVERALL STRUCTURAL DAMAGE :		.906	

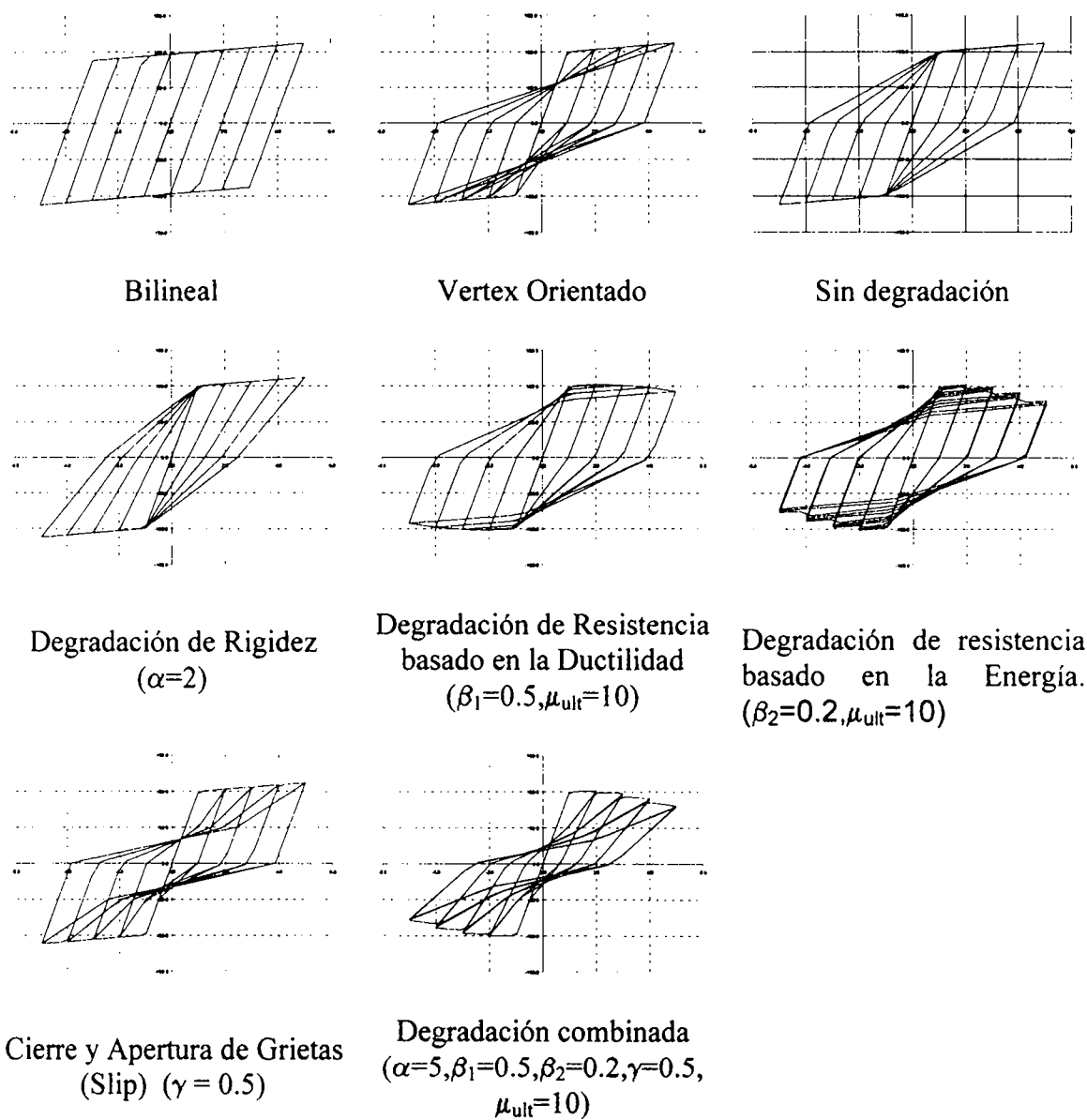


Figura A-1 Parámetros que definen el comportamiento Histerético, para modelos Multilineales, disponibles en el IDARC2D

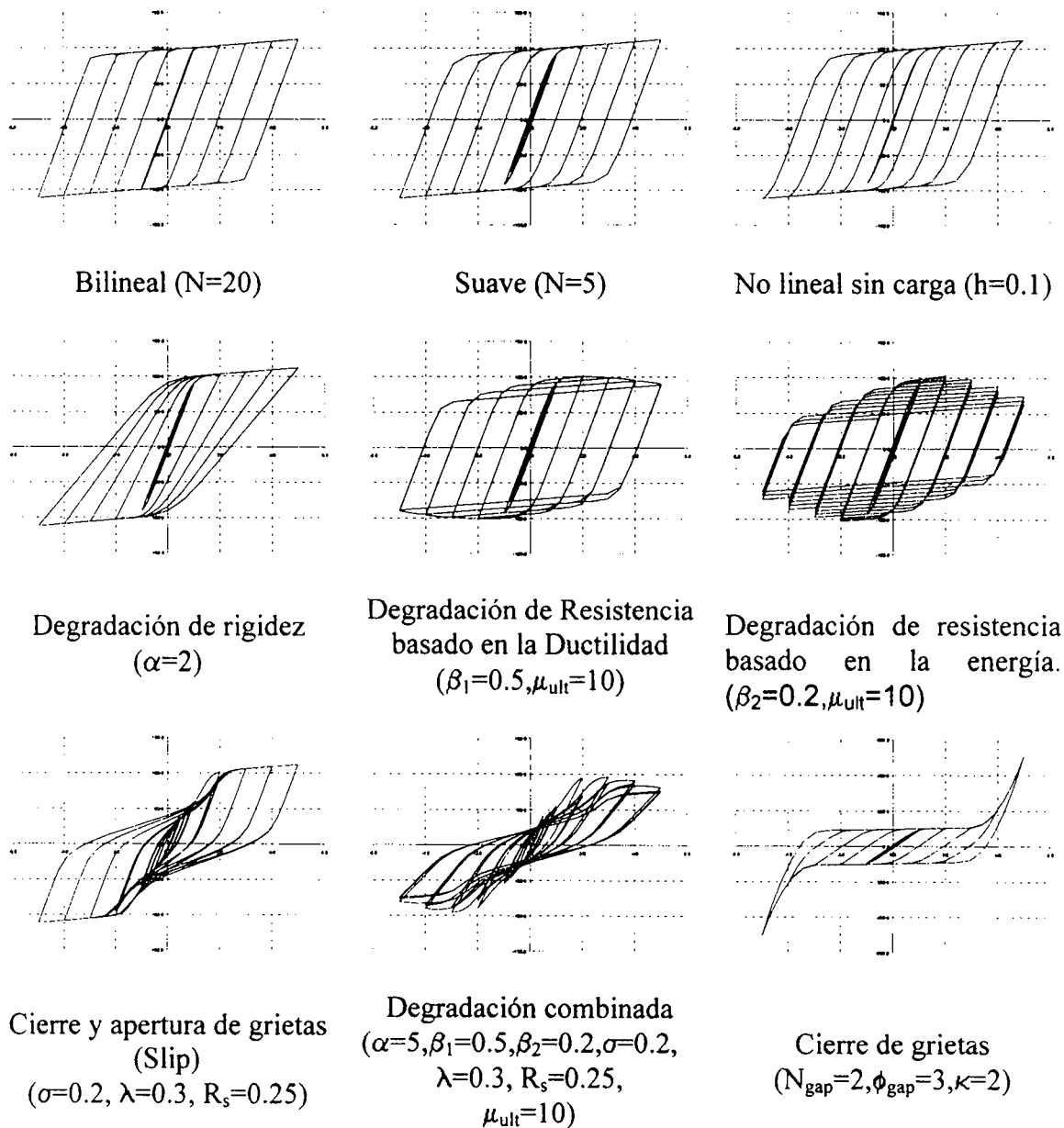


Figura A-2 Parámetros que definen el comportamiento histerético, para modelos suaves (Smooth), disponibles en el IDARC2D.

## APÉNDICE B

### MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL ACERO Y CONCRETO

#### B-1.- MODELO DEL CONCRETO CONFINADO

Se utiliza el modelo de concreto confinado propuesto por Kent y Park (1971), y modificado por Scott, Park y Priestley (1982), que toma en cuenta la capacidad del concreto para disipar energía en el rango inelástico, proporcionada por el refuerzo transversal.

En este modelo, se considera la curva esfuerzo deformación del concreto dividida en dos zonas como se muestra en la figura b-1. Estas zonas quedan definidas principalmente por medio del parámetro **K**, que toma en cuenta la sobre resistencia presente en el concreto proporcionada por el confinamiento de los estribos.

El esfuerzo máximo obtenido  $Kf'_c$ , es alcanzado a una deformación de  $0.002K$ . Las relaciones esfuerzos–deformación del modelo son las siguientes:

Para una deformación unitaria  $\varepsilon_c \leq 0.002K$  se tiene un esfuerzo en el concreto de:

$$f_c = Kf'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (\text{b.1})$$

si la deformación unitaria toma el valor  $\varepsilon_c > 0.002K$ , el esfuerzo en el concreto vale:

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002K)] \quad (\text{b.2})$$

pero este esfuerzo no puede ser menor que  $0.2Kf'_c$ .

El parámetro  $K$  se calcula como:

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c'} \quad (\text{b.3})$$

y

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f_c'}{145 f_c' - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002 K} \quad (\text{b.4})$$

donde:

$\varepsilon_c$  = deformación unitaria longitudinal del concreto

$f_c$  = esfuerzo longitudinal en el concreto (MPa)

$f_c'$  = resistencia a compresión simple de un cilindro de concreto (MPa)

$f_{yh}$  = esfuerzo de fluencia de los estribos (MPa)

$\rho_s$  = relación del volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto confinado, medido fuera del perímetro de los estribos

$h''$  = ancho del núcleo de concreto confinado, medido desde el perímetro de los estribos (mm)

$S_h$  = espaciamiento centro a centro de los estribos (mm)

La deformación última del concreto confinado está asociada con la pérdida del confinamiento del concreto, está asociada con la falla del refuerzo transversal, que de acuerdo con Scott, Park y Priestley (1982) se define como:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.9 \rho_s \left[ \frac{f_{yh}}{3050} \right] \quad (\text{b.5})$$

donde:

$\rho_s$  = relación del volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto confinado, medido fuera del perímetro de los estribos.

$f_{yh}$  = esfuerzo de fluencia de estribos en  $\text{kg/cm}^2$ .

## B-2.- MODELO DEL ACERO DE REFUERZO

Se utiliza el modelo propuesto por Rodríguez y Botero (1996), que considera la curva esfuerzo deformación del acero como de tipo elastoplástico, considerando el endurecimiento por deformación. Esta curva se muestra en la figura b-2, donde se observa que ésta se encuentra dividida en tres zona, que se describen a continuación:

### 1: Zona elástica

Esta ocurre en el intervalo  $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$ , donde  $\epsilon_s$  es la deformación de la barra de refuerzo. El esfuerzo en este intervalo de deformaciones se puede evaluar como:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (\text{b.6})$$

donde  $E_s$ , es el módulo de elasticidad del acero.

### 2. Zona de fluencia

Ocurre en el intervalo  $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ , en el que  $\epsilon_{sh}$  es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo en esta zona se evalúa como:

$$f_s = f_y \quad (\text{b.7})$$

### 3. Zona de endurecimiento por deformación

En el modelo empleado, se considera que la deformación última,  $\epsilon_{su}$ , es la correspondiente al esfuerzo máximo alcanzado en la barra  $f_{su}$ . Esta zona se ubica en el intervalo  $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ .

La zona de endurecimiento por deformación se define mediante la siguiente expresión (Mander, 1984):

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^P \quad (\text{b.8})$$

el valor de  $P$  se evalúa con la siguiente expresión:

$$P = E_{sh} \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \quad (\text{b.9})$$

Los parámetros que definen la curva esfuerzo deformación del modelo, fueron obtenidos por medio de ensayos para aceros producidos en México (Rodríguez y Botero, 1996), con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. En la tabla b-1, se muestran los resultados obtenidos para varillas de diámetro grande.

	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{sh}$	$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{su}$	<b>P</b>
<b>X</b>	4577	0.0088	7491	0.1171	3.474
<b>S</b>	169	0.0022	199	0.0120	0.2646
<b>V</b>	0.0370	0.2490	0.0270	0.1020	0.0760

Donde:

- X** = Media aritmética
- S** = Desviación estándar
- V** = Coeficiente de Variación

**Tabla b-1. Estadísticas de barras ensayadas de diámetro grande  
(Rodríguez y Botero, 1996)**

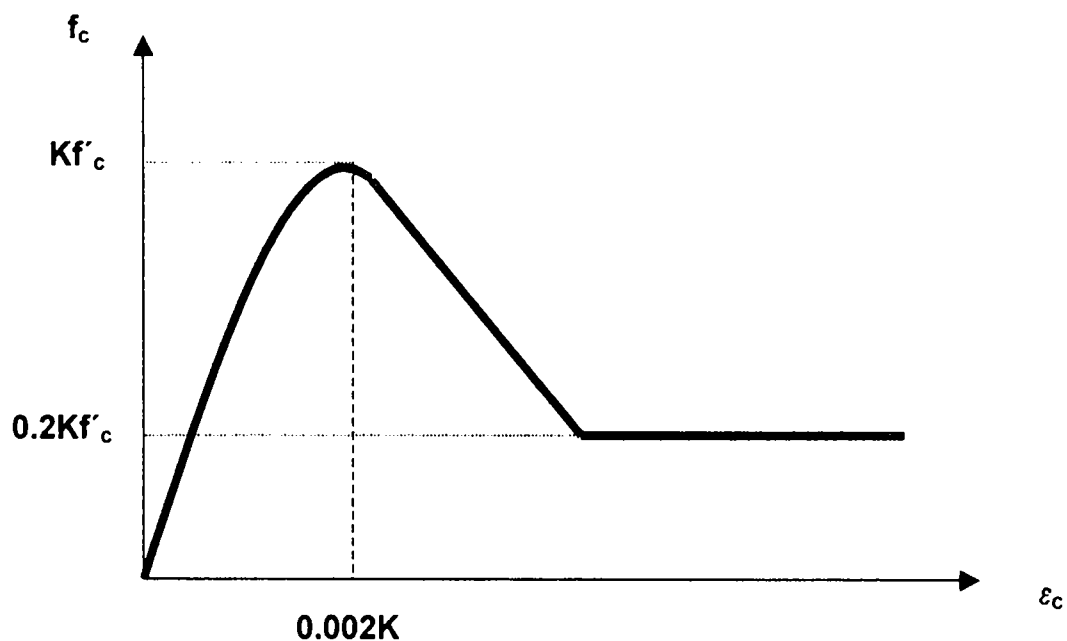


Figura b-1 Curva Esfuerzo – Deformación del Concreto Confinado

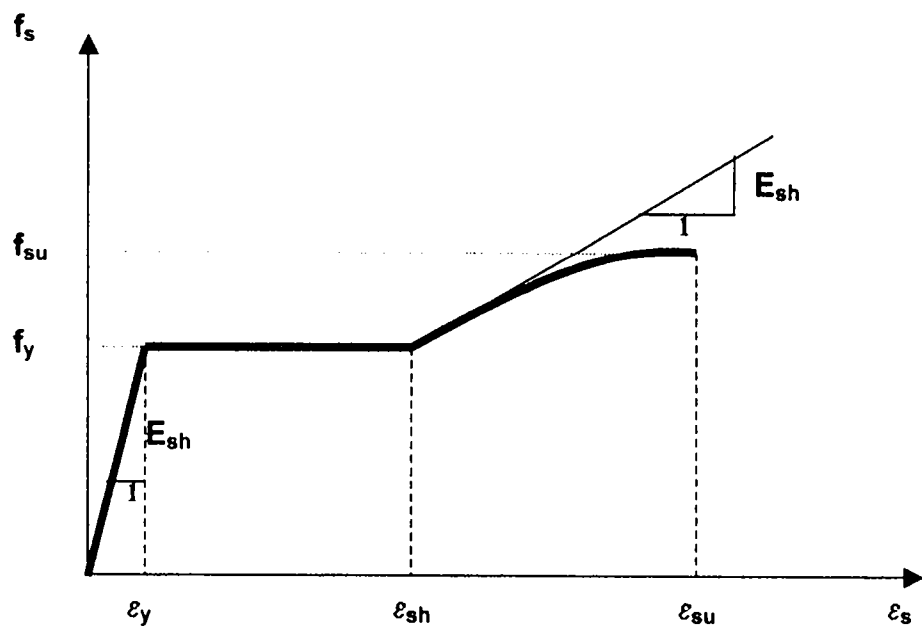


Figura b-2 Curva Esfuerzo – Deformación del Acero de Refuerzo