

01101
les.
1



UNIVERSIDAD NACIONAL
ANTIOQUEÑA

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SECCION DE ESTRUCTURAS

CONFIABILIDAD DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO ANTE LA ACCION DE TEMBLORES

TESIS QUE PRESENTA

RAUL PAREDES LOPEZ

PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA

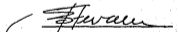
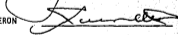
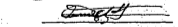

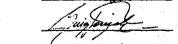
(ESTRUCTURAS)

CREDITOS ASIGNADOS A LA TESIS

10 (DIEZ)

APROBADO POR EL JURADO

PRESIDENTE: DR. LUIS ESTEVA HARABOTO
VOCAL: M. en C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
SECRETARIO: DR. MARIO CHAVEZ GONZALEZ
SUPLENTE: M. en C. ROBERTO STARK FELDMAN
SUPLENTE: DRA. SONIA RUIZ GOMEZ

1986



UNAM – Dirección General de Bibliotecas 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 imágenes, 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 donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

- I. INTRODUCCION
- II. GENERALIDADES SOBRE EL CRITERIO DE ANALISIS PROPUESTO
- III. VARIABILIDAD DE PROPIEDADES ESTRUCTURALES Y DE CARGAS VERTICALES
 1. Propiedades mecánicas y geométricas
 2. Cargas verticales
- IV. SIMULACION DE VARIABLES ALEATORIAS
- V. EVALUACION DE LA TASA ESPERADA DE FALLA ESTRUCTURAL POR UNIDAD DE TIEMPO
 1. Distribución del factor de seguridad
 2. Derivada de (y) respecto a la intensidad y
 3. Tasa media de falla estructural por unidad de tiempo
 4. Intensidades sísmicas de análisis
- VI. DESPLAZAMIENTO RELATIVO RESISTENTE ALEATORIO
 1. Algoritmo propuesto
 2. Simulación de los factores de ductilidad
- VII. APLICACION DEL CRITERIO PROPUESTO
 1. Descripción de marcos analizados
 2. Análisis de resultados
- VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- IX. BIBLIOGRAFIA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IX RECONOCIMIENTO

X BIBLIOGRAFIA

APENDICE A. HIPOTESIS DEL ANALISIS DINAMICO PASO
A PASO

TABLAS

FIGURAS

I. INTRODUCCION

El periodo de recurrencia de intensidades sísmicas que se utiliza para proponer (o elegir) espectros de diseño sísmico estructural está directamente relacionado con las probabilidades de falla que se esperan en las estructuras diseñadas con dichos espectros, o bien con las tasas esperadas de falla de tales estructuras. La selección de dichos periodos de recurrencia teóricamente debe hacerse utilizando criterios de optimización, sin embargo es común hacerlo intuitivamente basándose en el juicio y experiencia del ingeniero diseñador. La razón de lo anterior es debido a que no se ha prestado suficiente atención a calcular relaciones entre tasas esperadas de falla de sistemas estructurales diseñados de acuerdo a un criterio dado, y tasas medias de excedencia de intensidades sísmicas

con las que se diseñaron tales sistemas. Sólomente en casos excepcionales, en los que las consecuencias de falla estructural son de graves consecuencias, suelen hacerse estudios formales de optimación.

Este trabajo está enfocado a presentar un criterio para determinar relaciones entre tasas esperadas de falla de estructuras diseñadas para cierta intensidad sísmica, y tasas esperadas de excedencia de la intensidad sísmica con la que las estructuras fueron nominalmente diseñadas. La formulación que se presenta considera tanto la incertidumbre en las propiedades estructurales como en la excitación sísmica y en las cargas verticales. El criterio se apoya en métodos analíticos y métodos de simulación de Monte Carlo. En la respuesta estructural dinámica se toma en cuenta la no-linealidad del comportamiento de los elementos estructurales. El criterio fue previamente presentado en la referencia 2, sin embargo aquí se detalla su desarrollo y se aplica a marcos de un nivel y una cruzija. Estos se suponen ubicados en terreno duro, los resultados aquí encontrados servirán de base para llegar a establecer recomendaciones sobre la elección de periodos de recurrencia de la intensidad de diseño de marcos estructurales con periodos muy cortos, excitados por temblores con gran contenido de frecuencias altas.

En este trabajo se describe el criterio propuesto, el método de simulación de variables empleado, las características inciertas que se consideran en las estructuras, las estructuras analizadas y las recomendaciones que resultan del estudio.

II. GENERALIDADES SOBRE EL CRITERIO PROPUESTO

Con el fin de obtener la relación entre la tasa esperada de falla de las estructuras, por unidad de tiempo, v_F , y la tasa esperada de temblores con intensidades mayores que la de diseño de las estructuras en estudio por unidad de tiempo, v_y^* , se presenta un criterio que considera tanto la aleatoriedad de las propiedades estructurales como la de la excitación sísmica, y la de las cargas verticales.

Para tomar en cuenta la aleatoriedad de las propiedades estructurales se eligen como variables aleatorias la resistencia a la compresión del concreto, f_c , el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, f_y , las dimensiones de las secciones b y h , y el recubrimiento empleado en dichas secciones, r :

No se incluyen como variables cambios en la longitud de barras por errores constructivos, diferencias en comportamiento del tipo de apoyos supuesto (empotramientos), que pueden modificar de manera muy importante los resultados, pero no pueden estudiarse desde el punto de vista estadístico tan directamente.

Otro efecto que no se considera es la contribución del sistema de piso a la rigidez angular de las trabes ya que cuando la losa se liga a las trabes, aumenta la rigidez. La trabe se puede considerar como una sección T en las zonas en que el momento flexionante sea positivo y rectangular cuando sea negativo. Esto implica que el momento de inercia sea variable a lo largo del claro. Este efecto no se considera en el diseño ni en el análisis paso a paso de casos tratados.

En el cálculo de la resistencia de las estructuras existen además otros factores que también influyen, como son los desplomes y la separación entre columnas, el de las trabes que no sean horizontales, y su separación. Ninguno de estos efectos se toman en cuenta en el presente trabajo.

Cada uno de estos parámetros se supone que tiene una función de distribución de probabilidades (f.d.p.) prescrita, la cual se propone a partir de estudios experimentales realizados por distintos investigadores. En el siguiente capítulo se presenta un breve resumen sobre los resultados de algunas de estas investigaciones.

La aleatoriedad de los parámetros estructurales se considera numéricamente usando el Método de Monte Carlo. Este se describe en detalle en el capítulo IV.

La excitación sísmica se considera aleatoria. Esta se supone que está formada por acelerogramas que pertenecen a una misma familia de procesos estocásticos, es decir que los movimientos a los que están sujetas las estructuras en sus bases tienen igual densidad espectral (contenido de frecuencias), intensidad y duración (ref 1)

La distribución de la respuesta máxima de las estructuras en un lapso de tiempo dado depende tanto de la distribución de la intensidad sísmica máxima en ese intervalo de tiempo como de la distribución de la respuesta máxima para cada intensidad. El primero de estos dos conceptos tiene mayor incertidumbre por lo que se pueden hacer hipótesis razonables sobre la distribución de la respuesta máxima para una intensidad dada.

El criterio que se presenta supone que se conoce la sismicidad del lugar . donde están ubicadas las estructuras en estudio, es decir supone conocida la función de la tasa media de temblores con intensidades mayores a cierta intensidad dada, y, por unidad de tiempo para el sitio de interés, $v(y)$.

Se considera que una estructura falla cuando esta deja de cumplir las funciones para las que fue diseñada.

Es decir, cuando la sollicitación (S) sobrepasa la resistencia (R) de una estructura o de un elemento estructural. Matemáticamente esto puede expresarse como $S/R \geq 1$. En este trabajo se denomina factor de seguridad al cociente $(S/R)_i = Q_i$, en donde i está asociado al modo de falla i-ésimo bajo consideración.

En el criterio que se propone interesa conocer la probabilidad de falla estructural dada una intensidad de la excitación, $P(Q_i \geq 1 | y)$. Para evaluar esto se deben calcular los valores de Q_i que se presentan en las estructuras para distintas intensidades sísmicas, y. Los valores de Q_i pueden elegirse según el estado límite i-ésimo de interés, relaciones de desplazamientos laterales de la estructura, rotaciones plásticas, etc).

Una vez conocidos los valores de $P(Q_i \geq 1 | y)$ es posible evaluar la tasa media de falla estructural deseada mediante la siguiente

te expresión

$$v_F = \int_0^{\infty} \frac{\partial v(u)}{\partial u} P(Q \geq 1|u) du \quad (1)$$

en que

$$\frac{\partial v(u)}{\partial u} = \text{tangente de la función } v(y) \text{ evaluada en } u$$

los otros parámetros se definieron antes.

La deducción de esta ecuación se basa en la suposición de que la tasa de ocurrencia de sismos con intensidades dentro del intervalo $(y, y+dy)$ es igual a $\frac{\partial (y)}{dy} dy$, y que cada uno de estos sismos da lugar a un valor de Q mayor o igual a la unidad en la estructura bajo consideración. La integración se hace de cero hasta un límite superior en función de la sismicidad del lugar de interés para tomar en cuenta todas las posibles intensidades sísmicas que puedan presentarse en el sitio.

Una vez calculado el valor de v_F se obtiene el valor de la relación v_F/v_Y^* . El denominador representa la tasa media de temblores con intensidades mayores a la de diseño de las estructuras en cuestión, su inversa corresponde al período de recurrencia de diseño estructural.

III. VARIABILIDAD DE PROPIEDADES ESTRUCTURALES Y DE CARGAS VERTICALES

1. Propiedades mecánicas y geométricas

En este trabajo se eligen como variables aleatorias la resistencia del concreto, f'_c , el esfuerzo de fluencia del acero, f_y , el peralte y el ancho de los elementos estructurales: h y b , y el recubrimiento, r . Se considera que estos parámetros son los que más influyen en la resistencia de un elemento estructural. Enseguida se sintetizan los resultados obtenidos por diversos investigadores sobre la función de distribución de probabilidades más adecuada, para cada parámetro, según estudios experimentales realizados en diferentes laboratorios.

Resistencia del concreto, f'_c

El esfuerzo de resistencia del concreto depende de varios factores como son: las propiedades de los materiales, las proporciones en la mezcla utilizadas, el transporte, la colocación y el control de calidad.

En la referencia 2 se resumen los resultados sobre los parámetros estadísticos de f'_c sugeridos por varios investigadores dependiendo del control de calidad (Ref 3, 4). Algunos investigadores opinan, basándose en experimentos, que la variación de f'_c puede representarse adecuadamente mediante una f.d.p. gaussiana, algunos otros opinan que es más adecuado usar una función lognormal (Refs. 3, 4, 5). En la tabla 1 se sintetiza lo anterior. En el presente estudio se adopta una distribución normal para representar la distribución de la resistencia del concreto. Los parámetros se toman del estudio de Meli (Ref 8). En el trabajo se considera que la resistencia, f'_c , es de 200 kg/cm^2 , con un valor medio, \bar{f}_c de 230 kg/cm^2 , desviación estándar, $\sigma_{f'_c}$ de 38.5 kg/cm^2 y un coeficiente de variación, $V_{f'_c}$, de 16.8%.

Existen diferentes estudios que indican que la resistencia del concreto en estructuras (obra) es menor que la de los cilindros de control (Ref 3). Las diferencias se deben al procedimiento

de curado y contenido de agua en miembros de gran peralte.

En la ref 6 se presenta la siguiente relación entre la resistencia media en obra, \bar{f}_{co} y la de los cilindros, la cual se obtuvo a partir de un estudio experimental realizado por Petersons

$$\bar{f}_{co} = 0.75 f'_c + 30 \text{ kg/cm}^2$$

y un coeficiente de variación, V_{co} , igual a

$$V_{co}^2 = V_c^2 + V_{ce}^2$$

donde V_{ce} es el coeficiente de variación adicional por efectos de procedimientos de construcción considerado igual a 0.10.

V_c coeficiente de variación de la resistencia del concreto medido en cilindros de control.

Si consideramos que la resistencia del concreto en los cilindros, f'_c , es de 200 kg/cm^2 y que V_c es igual a 16.82 se obtiene un valor medio de la resistencia del concreto en la estructura de 202.5 kg/cm^2 y un coeficiente de variación de 18.5%. Estos datos se consideran en este estudio con una función de distribución normal.

Resistencia del acero de refuerzo, f_y

Se han realizado diversos estudios en distintos países con el fin de llegar a proponer una función de distribución del esfuerzo de resistencia del acero, f_y . Algunos investigadores han llegado a la conclusión que la f.d.p. que se ajusta mejor a los histogramas obtenidos es una función beta (Ref 7), otros encuentran que los histogramas presentan asimetría hacia las resistencias bajas y que la distribución normal subestima la fracción de barras con esfuerzo de fluencia inferior al especificado (Ref 8). Meli (Ref 9) menciona que es conservador y válido emplear una f.d.p. normal para aceros de grado 42. En la referencia 2 se presenta un resumen de otros experimentos que se han realizado, en ellos toman en cuenta el diámetro de las varillas y su marca.

Aquí se adopta la función de distribución normal sugerida por Meli con media igual a 4680 kg/cm^2 y coeficiente de variación 9.6%.

Dimensiones de vigas y columnas

Algunos investigadores recomiendan que se emplee una distribución normal para representar la variabilidad del ancho de las vigas, mientras que otros opinan que esta sea lognormal (Ref 7). En las tablas 2 y 3 se presentan algunos datos estadísticos so-

bre mediciones de ancho de vigas coladas en sitio y precoladas, así como el tipo de f.d.p. recomendado (Ref 7). La tabla 4 presenta datos estadísticos respecto a las dimensiones de la sección transversal en columnas (Ref 7). Para este parámetro algunos investigadores opinan que es más adecuado emplear una f.d.p. normal (Ref 7, 8, 9).

En este trabajo se tratan traveses de 20 x 40 m (fig 1). El valor medio de su ancho se toma igual a 20.25 cm y la desviación estándar igual a 0.37 cm de acuerdo con los valores propuestos en la tabla 3. Para el peralte el valor medio se considera de 39.72 con una desviación estándar de 0.54cm. Su función de distribución se supone normal. Para las columnas propuestas, 35x35cm, su valor medio se supone igual a 35.16cm y su desviación estándar igual a 0.64 cm, de acuerdo con los valores propuestos en la tabla 4.

Recubrimiento, r

Algunos investigadores proponen que se emplee una f.d.p. normal (Ref 7) para el recubrimiento de vigas. La tabla 5 presenta datos estadísticos de recubrimiento de traveses coladas en sitio y prefabricadas.

En el presente trabajo se supone para el recubrimiento de vigas una f.d.p. normal con un valor medio igual a 3.32 cm y una desviación estándar de 1.59 cm para el recubrimiento superior, y un valor medio de 3.16 cm una desviación estándar de 1.11 cm pa

ra el inferior, de acuerdo con los datos sugeridos en la tabla 5. Se puede observar que los valores correspondientes al recubrimiento superior son mayores que los del inferior, lo cual es razonable.

Para el recubrimiento de columnas también se ha encontrado que es adecuado suponer una f.d.p. normal (Ref 12, 13). También se han hecho estadísticas sobre mediciones de recubrimientos en columnas de edificios reales en los que se ha encontrado que se ajusta mejor una forma de distribución lognormal (Ref 14).

En el presente trabajo se supone una f.d.p. gaussiana. Para un recubrimiento de 3 cm en columnas de 35 x 35 cm se supone que el valor medio es 3.78 cm y una desviación estándar igual a 0.42 cm. El valor medio se encontró a partir de la siguiente expresión (Ref 13):

$$\bar{r} = r_{\text{esp}} + 0.635 + 0.004 h$$

en que

- \bar{r} = valor medio del recubrimiento
- r_{esp} = recubrimiento especificado
- h = dimensión de la columna

2. Cargas verticales

En este trabajo se considera que las cargas verticales que actúan sobre la estructura son inciertas. La carga muerta varía en relación directa a la variación de las dimensiones de losas, vigas, columnas, elementos no estructurales, etc, por lo que su variación depende de la variación de estas.

La incertidumbre en la carga viva es más difícil de describir ya que depende de los ocupantes de la estructura, de su destino, y de las cargas que actúan en la vecindad del punto de interés (correlación espacial). La variación de ésta con el tiempo puede ser súbita, por ejemplo en eventos extraordinarios como fiestas, reuniones, etc (fig 2). Debido a lo anterior la intensidad de la carga viva a lo largo del tiempo de una estructura puede representarse como un proceso estocástico de Poisson (Ref 15, 16, 17). La f.d.p. de carga viva que ha sido propuesta, con base en muestreos, por algunos investigadores (Ref 16) es de tipo gamma. Esta está dada por la siguiente expresión:

$$f_u(u) = \frac{\lambda(\lambda u)^{k-1} e^{-\lambda u}}{\Gamma(k)}, \quad u \geq 0 \quad (2)$$

en donde

$$k = \frac{m^2}{\text{var}(u)}$$

$$\lambda = \frac{m}{\text{var } u}$$

$$\text{var}(u) = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_s^2 \frac{nd}{A}$$

En lo anterior $\text{var}(u)$ representa la variancia del parámetro u , A es el área en planta del piso del edificio de interés, m es el valor medio de la intensidad de la carga de la población de estructuras que tienen el mismo tipo de destino (oficinas, departamentos, etc), $\Gamma(\cdot)$ es la función gamma; σ_b^2 , σ_f^2 y σ_s^2 representan las variancias que se tienen entre edificios, entre pisos de una misma estructura y de un punto a otro de un mismo piso, d es una constante. La referencia 17 propone que esta constante se tome igual a 0.84 m^2 . En la fig 3 se presenta una curva que representa la función $\sqrt{\text{var}(u(A))}/m$, en función del área, A . Usando ésta se obtiene el valor de la variancia. El valor supuesto de m en este trabajo fue igual a 70 kg/m^2 . La desviación estándar en este trabajo resulta igual a 35 kg/m^2 .

IV. SIMULACION DE VARIABLES ALEATORIAS

Con el fin de considerar la incertidumbre en las propiedades estructurales, en la carga vertical actuante sobre las estructuras y en la ductilidad resistente de ellas se utiliza un algoritmo numérico el cual fue programado en computadora para fines prácticos (PROGRAMA SIM/10). Para ello se utiliza el método de la transformación lineal. (Ref 18) Este se describe enseguida:

Sea \underline{m} el vector de esperanzas de la variable aleatoria que se desea simular, \underline{V} su matriz de covarianzas, y sea \underline{Y} el vector cuyos valores son las variables simuladas con f.d.p. dada.

Se define la siguiente transformación lineal

$$\underline{Y} = \underline{C} \underline{Z}$$

Si se escoge C triangular inferior tal que

$$\begin{aligned} Y &= C_{11}Z_1 \\ Y_2 &= C_{21}Z_1 + C_{22}Z_2 \\ &\cdot \\ &\cdot \\ &\cdot \\ Y_N &= C_{N1}Z_1 + C_{N2}Z_2 + \dots + C_{NN}Z_N \end{aligned}$$

y los elementos sean iguales a

$$E(Y Y^T) = V, \quad E(Z Z^T) = I$$

en donde $E(\cdot)$ representa la esperanza, I la matriz identidad y V la matriz de covarianzas.

Entonces

$$Y Y^T = C Z (C Z)^T$$

Se deduce que

$$C C^T = V$$

Lo cual representa la descomposición de Cholesky. El vector Z , como se expresa antes tiene variancias unitarias. Por lo anterior para simular el vector \underline{Y} con media $\underline{\mu}$ podemos utili-

zar

$$\underline{Y} = \underline{C}\underline{Z} + \underline{m}$$

donde los componentes de \underline{Z} son variables estandarizadas normales, $N(0,1)$.

El procedimiento anterior sirve para simular variables con valor medio y matriz de covariancias prescrito (cualquier función de distribución de probabilidades). En nuestro caso nos interesa simular variables con f.d.p. gaussiana, gamma y log-normal. La f.d.p. gaussiana se emplea para el caso de las variables asociadas a propiedades estructurales (f_c , f_y , b , h , r), la gamma se emplea para la carga viva actuante, y la log-normal para el factor de ductilidad resistente del cual se hablará en el capítulo siguiente.

Para simular variables con f.d.p. prescrita se utiliza el método de la función inversa (Ref 18). Sea una variable aleatoria Y determinada en el dominio (a,b) y que tiene una función de probabilidades $f_y(y)$, cuya función acumulada es $F_Y(y)$. Se busca que se satisfaga la ecuación

$$F_Y(Y) = X$$

donde X es una variable distribuida uniformemente. Se debe cumplir que $F_Y(a) = 0$, $F_Y(b) = 1$.

Se debe cumplir además que

$$P(y \leq Y \leq y + dy) = P(F_Y(y) < X \leq F_Y(y + dy))$$

pero X tiene f.d.p. uniforme en el intervalo (0,1) entonces

$$P(y \leq Y \leq y + dy) = F_Y(y + dy) - F_Y(y) = f_Y(y)dy$$

Para una variable distribuida normalmente $N(0,1)$ tenemos que resolver

$$F_Y(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-t^2/2} dt = X$$

dado que esto implica la determinación de la inversa de la función "error" se han propuesto algoritmos. En este trabajo se usa el propuesto en la ref 19 que consiste en lo siguiente:

Supóngase que U_1 y U_2 son variables aleatorias independientes distribuidas uniformemente en el intervalo (0,1), entonces las variables

$$Z_1 = (-2 \ln U_1)^{1/2} \cos 2\pi U_2$$

$$Z_2 = (-2 \ln U_1)^{1/2} \sin 2\pi U_2$$

son variables independientes con distribución $N(0,1)$.

Para demostrar lo anterior, las ecuaciones anteriores se escriben como

$$z_1 = (2V)^{1/2} \cos 2\pi U$$

$$z_2 = (2V)^{1/2} \sin 2\pi U$$

donde

$$V = -\ln U_1$$

$$U = U_2$$

de donde se obtiene que

$$z_1^2 + z_2^2 = 2V$$

$$\frac{z_2}{z_1} = \tan 2\pi U$$

El Jacobiano de la transformación está dado por

$$J = \begin{vmatrix} \frac{\partial U}{\partial z_1} & \frac{\partial U}{\partial z_2} \\ \frac{\partial V}{\partial z_1} & \frac{\partial V}{\partial z_2} \end{vmatrix} = -\frac{1}{2\pi}$$

con lo que

$$\begin{aligned} f_{z_1, z_2}(z_1, z_2) &= f_{z, V}(u, v) |J| \\ &= \frac{1}{2\pi} \exp\left(-\frac{z_1^2 + z_2^2}{2}\right) \end{aligned}$$

se obtiene la fórmula de la f.d.p. conjunta de dos variables independientes con distribución normal. El algoritmo para generar $N(0, 1)$ es

- a) Se generan dos variables aleatorias U_1 y U_2 con función de distribución uniforme en el intervalo $(0, 1)$
- b) Se calculan Z_1 y Z_2 simultáneamente con los valores de U_1 y U_2 generados.

Para simular variables Y con distribución lognormal con media m_y y desviación estándar σ_y se emplea el mismo algoritmo que para distribución normal pero después se efectúan cambios de variables, de la siguiente forma:

Sea X una variable aleatoria con distribución normal con media m_x y desviación estándar σ_x . Entonces $Y = e^X$ tiene distribución lognormal

$$f_Y(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_y} \exp \left[-\frac{(\ln y - m_x)^2}{2 \sigma_x^2} \right], \quad 0 < y < \infty$$

El algoritmo es

- a) Generar una variable aleatoria Z con distribución normal $N(0,1)$
- b) Se obtiene $X = m_x + \sigma_x Z$
- c) Se calcula $Y = e^X$

Para simular variables con distribución gamma, la función de distribución de la carga viva se puede expresar como

$$f_U(u) = \frac{\lambda^{\alpha-1} e^{-\lambda u}}{\Gamma(\alpha)} \quad u \geq 0, \alpha > 0, \lambda > 0$$

donde

$$\lambda = \frac{1}{K}$$

$$\alpha = K$$

A este tipo de función de distribución se le denomina $G(\alpha, \lambda)$. Abrens y Dieter (ref 19) sugieren un método para generar variables aleatorias con una función de distribución $G(\alpha, \lambda)$ con $\alpha > 1$. El procedimiento emplea la distribución truncada de Cauchy. El algoritmo es el siguiente

- a) Calcular $v = \alpha - 1$
- b) Generar una variable W aleatoria con función de distribución uniforme comprendida en el rango $(0, 1)$.
- c) Calcular $Y' = v + \beta \tan \pi (W - \frac{1}{2})$
- d) Generar una variable aleatoria V de la forma exponencial e^{-x} para $x \geq 0$.
- e) Si $V < \ln[1 + (Y' - v)^2 / \beta^2] + v \ln(Y'/v) - Y' + v$ la variable Y' se acepta, si no
- f) Ir al paso b.

La variable V se puede obtener con el método de la transfor-

mación inversa.

Una vez obtenidas las simulaciones de las variables f_c , f_y , b , h y r se procede a evaluar los momentos flexionantes de fluencia M_y , (resistentes) de las vigas y de las columnas (para una carga axial dada obtenida determinísticamente) y las curvaturas de fluencia, ψ_y , para cada sección correspondiente a los puntos nodales elegidos de la estructura que interesa (ver fig 1). De esta manera se simulan tantos marcos estructurales con propiedades inciertas (que obedecen ciertas leyes probabilísticas) como se desee. La obtención de M_y y ψ_y se sistematizó mediante una subrutina de cómputo (MTO/FLUEN).

Cada marco se somete a una carga viva más una muerta. La simulación de la carga viva puede hacerse como se menciona en párrafos anteriores. La muerta depende de las dimensiones simuladas. Cada marco simulado tiene distinto valor de carga vertical actuante.

La excitación sísmica actuando en las estructuras está dada por acelerogramas simulados previamente (Ref 20). Dado que se cuenta con acelerogramas sintéticos, a cada uno de ellos se le asigna un valor entero en orden ascendente. Se simulan números enteros que se encuentran dentro del número de acelerogramas disponibles. En el orden que se obtengan las simulaciones se excitan las estructuras con los acelerogra-

mas sintéticos correspondientes con intensidades variando en forma ascendente. Esto se explica en el capítulo siguiente.

V. EVALUACION DE LA TASA ESPERADA DE FALLA ESTRUCTURAL
POR UNIDAD DE TIEMPO

1. Distribución del factor de seguridad, Q

Como es sabido nos interesa evaluar la integral siguiente (ec 1):

$$\gamma_F = \int_0^{\infty} \frac{\partial v(u)}{\partial u} P(Q \geq 1|u) du$$

mencionada y explicada en el capítulo II. Para ello es necesario evaluar, a su vez, la probabilidad de que el factor de seguridad Q sea mayor o igual a uno (condición de falla) para una intensidad sísmica dada, $P(Q \geq 1|y)$. Para evaluar esto es necesario conocer la función distribución de probabilidades del factor Q para distintos valores de la intensidad y, $f_Q(q|y)$. Una mane-

ra de lograrlo es obtener suficientes valores de Q para suficientes valores de la intensidad, y ajustar la función de distribución más adecuada para cada intensidad. Obviamente el hacer esto representa mucho esfuerzo de cómputo por lo que no es costeable. Aquí se propone una manera alternativa aproximada para evaluar los primeros dos momentos estadísticos de $f_Q(q|y)$. Esto implica suponer una forma para dicha función. A fin de evaluar la media, $E(Q|y)$, y la variancia, $\sigma^2(Q|y)$, condicionadas a la intensidad, se propone seguir el siguiente algoritmo (Ref 2):

- a) Diseñar la estructura de interés para cierta intensidad sísmica asociada a un período de recurrencia dado
- b) Construir el modelo estructural de dicha estructura y asignarle los puntos nodales de interés necesarios para el análisis
- c) Hacer n simulaciones con f.d.p. prescrita de las variables f_c , f_y , b , h y r para cada sección transversal de los puntos nodales asociados a n estructuras
- d) A partir de estas simulaciones obtener los valores correspondientes de M_y y Ψ_y para cada sección de las n estructuras. Por lo que se tienen n marcos con propiedades aleatorias,

es decir con rigideces locales aleatorias en cada punto nodal

- e) Simular números aleatorios enteros que correspondan a sismos sintéticos. Con éstos se excitan los n marcos anteriormente simulados
- f) Obtener n cargas verticales aleatorias mediante simulaciones. Estas se supondrán actuando sobre los n marcos
- g) Excitar los n marcos con los sismos sintéticos para distintas intensidades sísmicas y obtener su respuesta "paso a paso". Esta respuesta corresponde a la variable S (solicitudión) que se menciona en el capítulo II
- h) Seleccionar el modo de falla que interesa. En este trabajo se eligen las amplitudes máximas relativas de entrepiso, S_i .
- i) Obtener para cada uno de los marcos simulados su resistencia correspondiente al modo i -ésimo de falla de interés, R_i . En nuestro caso este corresponde a que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso solicitante no sobrepase el desplazamiento resistente. La manera de obtener el desplazamiento resistente aleatorio se menciona en el capítulo siguiente

j) Calcular los cocientes $S_i/R_i = Q_i$ asociados a distintas intensidades sísmicas, y. Dibujar estos de manera que las ordenadas sean los valores de Q_i y las abscisas los valores de las intensidades. La obtención de la magnitud de las intensidades se explica más adelante en este capítulo. (De aquí en adelante se omite el subíndice i en la explicación ya que se sobreentiende que se trata del modo de falla elegido)

k) Ajustar una curva a los anteriores puntos. Esto puede ser utilizando el método de mínimos cuadrados. Esta curva representa el valor medio de Q , para valores dados de y , $E(Q|y)$

l) Para cada valor de intensidad elegida para el análisis (y_j , $j = 1, n$) obtener $X_j = Q_j - E(Q|y_j)$, $j = 1, n$

m) Calcular los valores S_2 de acuerdo a la siguiente definición y dibujar $S_2 - vs - y$

$$S_2(y) = \sum_{y_j \leq y} X_j^2$$

n) Ajustar (por ejemplo por mínimos cuadrados) una curva Σ_y a los valores $S_2(y) - vs - y$

o) Calcular la varianza local de Q , para una intensidad dada, mediante

$$\sigma_Q^2(y) = \text{var}(Q|y) = \frac{dE_y}{dy}$$

en donde dE_y/dy representa la derivada de la curva E_y con respecto a y .

Hasta aquí se ha descrito la manera de evaluar los primeros dos momentos probabilistas de $Q(E(Q) = m_{Q|y}$ y $\sigma_{Q|y}^2$). La forma de la función de distribución de probabilidades se adopta en forma razonable. En este trabajo se adopta una f.d.p., $f_Q(q/y)$, lognormal (no existen valores negativos de Q), es decir

$$f_Q(q|y) = \frac{1}{q \sigma_{\ln Q|y} \sqrt{2\pi}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{1}{\sigma_{\ln Q|y}} \ln \left(\frac{q}{m_{Q|y}} \right) \right]^2 \right\}; \quad q > 0 \quad (3)$$

en donde

$$\sigma_{\ln Q|y} = (\ln(v_{Q|y}^2 + 1))^{1/2}$$

$$m_{Q|y} = e^{m_{\ln Q|y}}, \quad \ln m_{Q|y} = m_{\ln Q|y}$$

$$m_{\ln Q|y} = \ln m_{Q|y} - \frac{1}{2} \sigma_{\ln Q|y}^2$$

$$v_{Q|y} = \sigma_{Q|y} / m_{Q|y}$$

Aquí $m_{Q|y}$ y $\sigma_{Q|y}$ son la media y desviación estándar de Q como

función de y , $V_Q|y$ representa el coeficiente de variación, $\bar{m}_Q|y$ la mediana, $m_{\ln Q}|y$ y $\sigma_{\ln Q}|y$ la media y la desviación estándar del logaritmo de Q como función de y .

La función acumulada $F_Q(q|y)$ está dada por

$$F_Q(q|y) = \int_0^q f_Q(u|y) du \quad (4)$$

2. Derivada de $v(y)$ respecto a la intensidad y

La obtención de $dv(y)/dy$ es directa, ya que se trata de la derivada de la tasa media de ocurrencia de sismos con intensidades mayores que una dada, por unidad de tiempo con respecto a la intensidad. En el presente trabajo se elige la forma de esta función como sigue (Ref 21)

$$v_Y(y) = K y^{-r} \left(1 - \left(\frac{y}{y_M} \right)^e \right) \quad (5)$$

donde K , r , y_M y e son factores que dependen de la sismicidad del sitio de interés. En el presente trabajo se utilizan los parámetros obtenidos para aceleración (y) en la referencia 22, los cuales son iguales a $K = 79.6$, $r = 1.6$, $e = 0.544$ y $y_M = 550 \text{ cm/s}^2$. Sustituyendo estos valores en la anterior ecuación y derivándola con respecto a la aceleración (intensidad) se obtiene

$$\begin{aligned} \frac{dv(y)}{dy} &= -Kry^{-r-1} \left(1 - \left(\frac{y}{y_M}\right)^e\right) + Ky^{-r} \left(\frac{-ey}{y_M^e}\right) \\ &= -127.36 y^{-2.6} \left(1 - \frac{y^{0.544}}{30.95}\right) \\ &\quad + 79.6 y^{-1.6} \left(\frac{-0.544 y^{-0.456}}{30.95}\right) \end{aligned}$$

3. Tasa media de falla estructural por unidad de tiempo

Teniendo en cuenta lo anterior se procede a evaluar v_F (ec. 1) la cual puede expresarse como

$$v_F = - \int_0^{y_M} \left[-Kry^{-r-1} \left(1 - \left(\frac{y}{y_M}\right)^e\right) - Ky^{-r} e \frac{y^{e-1}}{y_M^e} \right] [1 - F_Q(q \geq |y)] dy \quad (6)$$

Aquí $F_Q(Q|y)$ es la función acumulada de la distribución $f_Q(q|y)$ la cual se ha supuesto de tipo lognormal (ec 3). A fin de evaluar esta función debemos considerar lo siguiente

$$\begin{aligned} F_Q(q|y) &= P[Q \leq q|y] = P[\ln Q \leq \ln q|y] \\ &= P[X \leq \ln q|y] = F_X(\ln q) = F_X(x) \end{aligned}$$

En donde se ha definido la variable aleatoria $X = \ln Q$ cuya distribución es gaussiana con parámetros $N(m_x, \sigma_x^2)$. Normalizando la función (normal estándar) de modo que sus parámetros sean $N(0, 1)$ se tiene que su correspondiente función acumulada resul-

ta igual a $F_x\left(\frac{x - m_x}{\sigma_x}\right)$, o sea

$$F_Q(q|y) = F_U\left(\frac{\ln q - m_{\ln Q}}{\sigma_{\ln Q}}\right)$$

pero en la ec. 3 se definió que $m_{\ln Q|y} = \ln \check{m}_{Q|y}$ por lo tanto sustituyendo esta equivalencia queda

$$\begin{aligned} F_Q(q|y) &= F_U\left(\frac{\ln q - \ln \check{m}_{Q|y}}{\sigma_{\ln Q}}\right) = F_U\left(\frac{\ln(q/\check{m}_{Q|y})}{\sigma_{\ln Q}}\right) \\ &= F_U(u|y) \end{aligned}$$

en que $u = \ln(q/\check{m}_{Q|y})/\sigma_{\ln Q}$. Si se hace $q = 1$ y $\check{m}_{Q|y} = e^{m_x}$, se obtiene finalmente $u = \ln(1/e^{m_x})/\sigma_x$.

Con el fin de evaluar $F_U(u|y)$ se recurre a un algoritmo recomendado por Rosenblueth (Ref 23). El dice que el valor de la función acumulada de una distribución normal estándar puede evaluarse directamente a través de la siguiente expresión

$$F_U(u) = \Phi(-u) = \left(\frac{Au}{1+2u} + \frac{1}{1+Bu+Cu+Duz+p+Epu} \right) / 2 e^z$$

donde $A = (2\pi)^{1/2}$, $B = 1.604$, $C = 3.91$, $D = 4.45$, $E = .73$

$$z = u^2/2, \quad p = 2.93 u^2$$

El mismo autor (Ref 23) menciona que los errores relativos que

se pueden introducir usando esta expresión son menores que 0.02% por lo que se considera que la aproximación obtenida es confiable.

Después de obtener los valores de $F_Q(q)$ para distintos valores de y , se calcula $P_Q(Q \geq 1 | y) = 1 - F_Q(q \geq 1 | y)$ y se sustituye en la ec. 6. La evaluación de la integral dada en la ec. 6 se hace en forma numérica, por ejemplo, usando el método de integración trapezoidal. El límite superior de la integral corresponde a la intensidad máxima esperada en el sitio de interés, en nuestro caso es $y_M = 550 \text{ cm/s}^2$.

4. Intensidades sísmicas de análisis

La elección de las intensidades sísmicas de análisis, y_j , $j = 1, n$, se basa en lo siguiente: el límite inferior de estas intensidades corresponde al 80% de la intensidad nominal del terreno y el límite superior a la intensidad máxima del terreno esperada en el sitio (y_M).

Entre un extremo y otro (superior e inferior) se seleccionan puntos aproximadamente equidistantes. Las intensidades obtenidas y_j , $j = 1, n$ son las aceleraciones máximas absolutas que deben de tener los sismos simulados, por lo que estos se deben de escalar para tener tales aceleraciones.

VI. DESPLAZAMIENTO RELATIVO RESISTENTE ALEATORIO, μ

1. Algoritmo propuesto

Como se mencionó en el capítulo anterior es necesario evaluar la resistencia asociada al modo de falla que interesa (R_i). En nuestro caso es el desplazamiento lateral relativo de entrepiso máximo que puede resistir la estructura sin dejar de cumplir las funciones para las que fue diseñada y sin dañarse, ante sollicitaciones dinámicas. Con el fin de evaluar dicho desplazamiento se propone el siguiente algoritmo:

1. Se simulan los factores de ductilidad μ tal que obedezcan a una f.d.p. lognormal, tomando como dato el factor de ductilidad nominal de diseño μ^* y el coeficiente de variación su-

puesto para este factor de ductilidad. Dicho sea de paso: no se encontraron en la literatura estudios confiables sobre los valores de coeficientes de variación de μ . (En este estudio se adoptan iguales a 0.3 y 0.5). Mas adelante se menciona la manera en que se simula μ .

2. Se obtienen los valores del desplazamiento de fluencia de cada entrepiso de las estructuras simuladas (para el caso que aquí se trata de un solo nivel, este corresponde a la estructura) d_y (La forma de hacer esto se describe más adelante).
3. Se multiplican los coeficientes de ductilidad simulados, μ , por los desplazamientos laterales de fluencia, d_y

$$d_u = \mu d_y$$

— aquí d_u representa el desplazamiento lateral último disponible.

2. Simulación de los factores de ductilidad

Se supone que la distribución de probabilidad que tienen los factores de ductilidad es de tipo lognormal con media $\bar{\mu}$ y coeficiente de variación V_μ , y que tiene valores distintos de cero en el

intervalo $(1, \infty)$, ya que no es razonable que tenga valores inferiores a la unidad. Con el fin de obtener valores simulados de esta variable, que aquí llamamos μ , primeramente trasladamos la función $f_{\mu}(m)$ hacia el origen. Expresado matemáticamente esto equivale a definir una nueva variable $w = \mu - 1$ con distribución lognormal. Posteriormente efectuamos un cambio de variable de modo que definimos otra variable con distribución normal $X = \ln w = \ln (\mu - 1)$. Simulamos suficientes valores de X y realizamos el proceso inverso, es decir convertir la variable $\mu - 1 = e^X$, y despejar el valor $\mu = e^X + 1$.

El valor nominal del factor de ductilidad de diseño se denomina aquí μ^* . A partir de este se puede obtener $w^* = \mu^* - 1$ con este valor y el coeficiente de variación V_w es posible calcular el valor medio de w mediante la siguiente expresión (Ref 16)

$$\bar{w} = w^* e^{\alpha \beta V_w^2}$$

en donde β es el índice de confiabilidad (aquí supuesto igual a 3) y α es un coeficiente igual a 0.55. La media y la varianza de la variable $X = \ln w$ están dadas por las relaciones similares a las de la ec. 3, estas son:

$$\bar{X} = \ln w - \frac{1}{2} \sigma_X^2$$

$$\sigma_X^2 = \ln (V_w^2 + 1)$$

Los valores de X se simulan según el algoritmo mencionado en el capítulo IV. Posteriormente se deben convertir a la variable original μ que es la de interés.

VII. APLICACION DEL CRITERIO PROPUESTO

1. Descripción de marcos analizados

Para aplicar el criterio propuesto se eligieron dos modelos (M1 y M2) de un nivel y una crujía (fig 4a). Se consideró que pertenecen al grupo B (cuyas consecuencias de falla no son de grave importancia), de acuerdo con lo especificado en el Reglamento del Distrito Federal de 1976. Los marcos tienen una altura de 3 m y un ancho de 6 y 3 m respectivamente. En la fig 4.b se muestra el área tributaria empleada para calcular las acciones gravitacionales.

Cada modelo se diseñó de acuerdo con las normas de concreto reforzado del Reglamento. Para fines de diseño se analizaron los marcos modalmente usando el espectro medio obtenido

con las simulaciones mencionadas en el capítulo IV (fig 5). Los factores de ductilidad de diseño supuestos fueron de 1, 2,4 y 6. En total se diseñaron 8 estructuras, cuatro correspondientes al modelo M1 y cuatro al M2. Las características estructurales de cada marco se muestran en las tablas 6 y 7. En estos diseños se respetó la cantidad de acero mínimo que fija el RDF-76.

Enseguida se obtuvo la tasa de falla para cada diseño de la siguiente forma:

a) Se simularon 8 marcos de acuerdo con las funciones de probabilidad y el método mencionado en los capítulos II y III. En la simulación se consideró que las propiedades estructurales entre un elemento y otro estaban bien correlacionados (factores de correlación iguales a uno). Es deseable realizar en el futuro estudio para distintos coeficientes de correlación.

b) Cada uno de los 8 marcos se excitó con un sismo simulado elegido en forma aleatoria de los descritos en la referencia 19 (función de distribución uniforme). Para variar la intensidad de excitación se empleó un factor de escala tal que las aceleraciones máximas de cada sismo estuvieran comprendidas entre 245 y 550 cm/s^2 .

En la aplicación del criterio propuesto se supuso que la so-

licitación (S) es la demanda de los desplazamientos laterales máximos que pueden presentarse en el punto nodal 2 de cada marco (fig 4). Para el análisis se empleó el programa DRAIN-2 (ref 24). Las hipótesis y el método que emplea este programa se describen en el apéndice A. En las tablas 8 y 9 se presentan los resultados de cada análisis.

c) A continuación se obtuvo la resistencia (R) de cada marco. Se consideró que dicha resistencia es la capacidad de desplazamiento lateral del nudo 2 en cada marco (fig 4c), la cual se define como

$$d_u = \mu d_y$$

donde μ = ductilidad disponible en la estructura
 d_y = desplazamiento lateral de fluencia
 d_u = desplazamiento lateral último disponible
en la estructura

La ductilidad disponible es la ductilidad que es capaz de desarrollar una estructura un instante antes de que se considere que ha fallado. Al simular μ se consideraron dos casos; en el primero se supuso un coeficiente de variación de 0.3 (caso 1) y en el segundo de 0.5 (caso 2).

Para calcular d_y se aplicó a cada marco una aceleración lineal que se incrementó monotónicamente hasta que se presentó el mecanismo de falla, procurando que los efectos dinámicos fueran despreciables (fig 4c). Se obtuvo la gráfica carga-

desplazamiento lateral de cada marco (fig 4.c). En esta grafica los puntos de quiebre corresponden al instante en que aparece la primera articulación plástica, la segunda, la tercera y la cuarta. El desplazamiento de fluencia de la estructura se definió como la intersección de la primera y la última pendiente de la gráfica mencionada (fig 4.c). Los valores obtenidos se muestran en la tabla 10. Los resultados de μ y d_u se presentan en las tablas 11 y 12 para los dos casos mencionados anteriormente.

d) De cada marco se obtuvieron los valores de $Q = S/R$, considerando que la resistencia (R) está dada por los dos casos indicados en el inciso anterior. En las figs 6 a 9 se muestran los puntos de $Q = S/R$ obtenidos, así como la curva ajustada de la esperanza de Q dada una aceleración y ($E(Q | y)$).

e) Posteriormente se obtuvo la desviación de Q dada una intensidad y $\sigma(Q | y)$ de acuerdo con lo mencionado en el capítulo V. En las figs 10 a 13 se muestra la variable $S_2(y)$ y la curva $E(y)$ ajustada. En la tabla 13 se indican las expresiones de las curvas obtenidas para $E(Q | y)$ y $\sigma(Q | y)$.

f) A continuación se evaluó la tasa media de ocurrencia de falla (ec 1). Se hizo la hipótesis de que $Q = S/R$ tenía una función de distribución lognormal (Cap. V).

En la tabla 13 se muestra la tasa media de ocurrencia de falla (v_F), la tasa media de excedencia de la intensidad sísmica con que se diseñaron los marcos (v^*) y la relación entre éstas para los casos estudiados.

2. Análisis de resultados

La variación de la resistencia de un elemento estructural depende del trabajo conjunto de las propiedades mencionadas en el capítulo III. Los marcos simulados con las funciones de distribución de probabilidad propuestas en dicho capítulo presentan un coeficiente de variación en la resistencia de las columnas que oscila entre 5 y 10% mientras que para las trabes entre 7 y 15% aproximadamente.

Se puede observar que los desplazamientos máximos del punto nodal 2 (fig 4) obtenidos al excitarse las estructuras del modelo M1 con los sismos simulados, son similares para las estructuras diseñadas con diferente factor de ductilidad (μ^*) y analizadas con un a misma intensidad (tabla 8). Para el modelo M2 (tabla 9) se tiene prácticamente la misma respuesta para una misma intensidad de análisis independiente del factor de ductilidad de diseño debido a que en el diseño sísmico de dicho modelo se requiere sólo la cantidad de acero mínimo (según el Reglamento del Distrito Federal) para resistir los elementos mecánicos de diseño. Sería deseable contar con análisis sin que se haya impuesto el requisito de acero mínimo.

Para el modelo M1 los desplazamientos de fluencia, d_y , que se tienen en el punto nodal 2, son mayores para los marcos que se diseñaron con un factor de ductilidad mayor (tabla 10).

Sólo cuando se tiene un factor μ^* de 4 y 6 se presentan valores de d_y similares, ya que en dichos diseños gobernó la con-

dición de carga vertical, por lo que las variaciones se deben solamente a la incertidumbre de las propiedades estructurales de los marcos.

En el modelo M2, los valores de d_y son similares e independientes del factor de ductilidad de diseño, debido a la restricción de acero mínima mencionada anteriormente.

En las figs 6 a 9 se observa que los valores de $Q = S/R$ para una misma intensidad son mayores para el modelo M2 que para el M1. Esto se debe a que este modelo tiene una resistencia ($R=d_u$) menor, y una sollicitación ($S=d_a$) mayor al compararse con el modelo M1 para excitaciones de análisis mayores que 339 cm/s^2 .

Al comparar los valores de Q para los dos casos mencionados con anterioridad se observa que estos son menores para el caso 2 ($v_p=0.5$) porque al considerar un coeficiente de variación mayor en la ductilidad disponible en la estructura se obtienen valores de esperanzas de resistencia (d_u) mayores.

Se observa (tabla 13) que los valores de la esperanza ($E(Q | y)$) y la desviación ($(Q | y)$) disminuyen cuando el factor de ductilidad nominal de diseño es mayor, para una determinada intensidad. La tasa media de ocurrencia de falla (v_f) es menor cuando μ^* aumenta excepto para el caso 2 modelo M1. Al compararse v_f para los dos modelos se observa que M1 pre-

senta valores más pequeños.

La relación v_p/v^* es menor que la unidad para el modelo M1, mientras que para M2 los valores son cercanos o mayores a uno.

En los casos analizados se empleó una carga uniformemente distribuida equivalente a la carga trapezoidal o triangular que se tendría en el marco (fig 4). Esta carga uniforme es tal que los momentos flexionantes son iguales a los de la carga original, pero provocan fuerzas cortantes mayores (25% aproximadamente).

VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presenta un criterio para obtener la relación que existe entre las tasas esperadas de falla de sistemas estructurales con propiedades inciertas, diseñados con una determinada intensidad sísmica y la tasa esperada de ocurrencia de temblores con una intensidad mayor o igual a dicha intensidad. En la investigación no se toman en cuenta los efectos de torsiones sísmicas, ni la interacción dinámica suelo-estructura. Se supuso que los elementos estructurales fallaban en flexión.

Las conclusiones que se obtuvieron para los casos analizados son las siguientes:

- a) Para los marcos de periodo fundamental de vibración de 0.36 s, en donde los efectos del sismo influyen para el diseño, la relación entre la tasa media de ocurrencia de falla y la tasa media de intensidad sísmica con la que se diseñaron los marcos (V_F/V^*) es menor que la unidad (varía entre 0.46 y 0.38). Esta

relación disminuye ligeramente cuando se supone que la resistencia de la estructura es mayor (caso 2); para este caso las relaciones varían entre 0.43 y 0.39.

b) En los casos en que gobernó el diseño por carga gravitacional (modelo M1 diseñado con $\mu^*=4$ y 6) las relaciones v_F/v^* son menores que uno. Al aumentar la resistencia (v_μ de 0.3 a 0.5) aumenta la relación v_F/v^* . Dicha relación oscila entre 0.30 y 0.40. Estos valores no deben considerarse para proponer espectros de diseño sísmico, ya que se refieren a marcos en los que gobierna el diseño por carga vertical.

c) Para los marcos que tienen un periodo de 0.14 s en los que la cantidad de acero requerida es la mínima fijada en el Reglamento del Distrito Federal-76, la relación v_F/v^* toma valores cercanos o mayores que uno (0.66 - 2.07). En estos casos el considerar que la estructura tiene una resistencia mayor (caso 2) disminuye dicha relación. Se hace incapié en que la relación v_F/v^* no debe de tomarse como regla general, ya que estos resultados están alterados por la condición de acero mínimo que recomienda el RDF-76 para el diseño y, por lo tanto, la resistencia de los marcos (modelo M2) es mayor que la requerida.

Si se observa la relación que existe entre la sollicitación (S) de cada marco y el desplazamiento de fluencia (fig 14), ésta es mayor para los marcos con un periodo de vibración de 0.14 s. Esto ocasiona que la relación de v_F/v^* tenga valores en los modelos M2 (incluso mayores que uno).

La diferencia entre los valores de v_F/v^* correspondientes a marcos con periodos iguales a 0.36 y 0.14 s puede deberse a la diferen

cia que existe entre el modelo M1 y el M2 en la longitud de sus claros. Esto propicia que la rigidez lateral sea mayor en el modelo M2 que en el M1 y por lo tanto se presentan comportamientos diferentes.

Es recomendable efectuar estudios sobre la variación de v_p/v^* para sismos simulados, espectros de diseño y tasa media de intensidades menores o iguales a Y representativos del Distrito Federal para obtener resultados válidos para el país y efectuar recomendaciones de diseño. Además se deben de considerar estructuras con periodos fundamentales de vibración mayores a los aquí estudiados que cubran casos típicos para llegar a conclusiones definitivas sobre la formulación de espectros sísmicos de diseño. En estos estudios se deben de considerar modelos de varios pisos, ya que las conclusiones mencionadas en los incisos anteriores pueden ser diferentes.

Es necesario también emplear un número de simulaciones mayor al considerado en los ejemplos, ya que el tamaño de la muestra influye en la confianza de los resultados.

- IX RECONOCIMIENTO

Mi más sincero agradecimiento a la Dra. Sonia Ruiz G. y al Dr. Luis Esteva M. por su valiosa dirección y apoyo, así como a las personas que intervinieron de una u otra forma para la realización de esta tesis.

Este trabajo forma parte de un proyecto del Instituto de Ingeniería (UNAM).

X BIBLIOGRAFIA

1. Ruiz, S.E., Arias, A. y Sandoval, H., "Simulación de temblores como procesos estocásticos no estacionarios", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 440, junio, 1981."
2. Ruiz, S.E., Paredes L.R, Esteva L y Galarza, V., "Confiabilidad de sistemas estructurales ante la acción de temblores", Instituto de Ingeniería, UNAM, Primer informe semestral para CONACyT, julio, 1985
3. Mirza, S.A., Hatzinikolas, M. y MacGregor, J., "Statistical descriptions of Strength of Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 105, No. ST6, junio, 1979.

4. Trejo, C., "Observaciones estadísticas de la variación de la resistencia del concreto en México, D.F.". Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1970.
5. Meli, R. y Villanueva, J.M., "Análisis estadístico de la resistencia en compresión de concretos fabricados en el Distrito Federal", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre, 1984.
6. Meli, R., "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, junio, 1976.
7. Mirza, S. A. y MacGregor, J., "Variations in Dimensions of Reinforced Concrete Members", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 105, No. ST4, abril, 1979.
8. Mora Delgado, J.L. y Aguillón Coello, E.J., "Estudio estadístico de las propiedades físicas del acero de refuerzo", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1975.
9. Villanueva, J.M. y Meli, R., "Análisis estadístico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos

en México", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre, 1984.

10. Villanueva, J.M., Arias, A. y Meli, R., "Estudio estadístico de las imperfecciones en columnas de concreto", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, mayo, 1984.
11. Allen, D. F., "Probabilistic study of reinforced concrete in bending", Technical paper No. 311 NRC, Division of Building Research, Ottawa, 1970.
12. Drysdale, R. G., "Placement errors for reinforcing in concrete columns", ACI, noviembre, 1973.
13. Grant, L. H., "A Monte Carlo study of the strength variability of rectangular tied reinforced concrete columns", Tesis, Universidad de Alberta, Canadá; 1976.
14. Mendoza, C. J., Andrade, A. y Valenzuela, F., "Variación de las dimensiones y la posición del acero de refuerzo en las estructuras de concreto", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1975.
15. Esteva, L., "Structural load systems", Second Interna-

tional Conference on Applications of Statistics and Probability to Soils and Structural Engineering, Sydney, Australia, 1979.

16. Pier, J. C. y Cornell, C. A., "Spatial and temporal variability of live loads", Journal of the Structural Division, ASCE, No. ST5, mayo, 1973.
17. McGuire, R. K. y Cornell, C. A., "Live load effects in office buildings", Journal of the Structural Division, ASCE, No. ST7, julio, 1974.
18. Elishakoff, I., Probabilistic methods in the theory of structures, Ed. John Wiley & Sons, 1976.
19. Rubinstein, R. Y., Simulation and the Monte Carlo Method, John Wiley and Sons, New York, 1981.
20. Ruiz, S. E., Paredes-López R., y Galarza, V. "Reliability of structures under earthquakes", aceptado en el VIII Congreso Europeo de Ingeniería Sísmica, Lisboa, Portugal, sept 1986.
21. Esteva, L., "Damage and risk considerations for selecting seismic design requirements", IABSE Congress, Vancouver,

Canadá, Sept. 1984.

22. Ruiz, S. E., Mendoza-Otero E., Esteva L., y Acevedo W., "Análisis de la sismicidad de la Central Termoeléctrica Lázaro Cárdenas", Informe elaborado para la Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Ingeniería, UNAM, Febrero 1986.
23. Rosenblueth E., "On computing normal reliabilities" Structural Safety, Vol 2, 1985, pp. 165-167.
24. Powell, G. H., "General purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures", Universidad de Berkeley, California, septiembre, 1973.

APENDICE "A"

HIPOTESIS DEL ANALISIS DINAMICO PASO A PASO

Cuando una estructura se somete a sismo intensos se tiene un comportamiento inelástico el cual depende fundamentalmente de la variación de rigidez causada por el agrietamiento progresivo del concreto y la fluencia del acero de refuerzo longitudinal. En el análisis es necesario tomar en cuenta que las características de rigidez y de absorción de energía varían continuamente, por lo que, se presenta una relación no lineal entre fuerzas y desplazamientos.

Para obtener la respuesta de los marcos, en este trabajo se emplea el programa DRAIN-2 (ref 24) por considerar que los resultados que se obtienen con el programa son adecuados.

El programa emplea el método de integración paso a paso. Las hipótesis que se emplean son las siguientes:

A. Hipótesis de la estructura

- 1) El análisis se realiza en dos dimensiones.
- 2) A cada nodo se le asignan tres grados de libertad, como en un análisis típico de marcos planos. Sin embargo, los grados de libertad de la estructura pueden disminuirse si algunos desplazamientos se restringen o un grupo de nodos tienen desplazamientos idénticos.

- 3) La masa de la estructura se concentra en los nodos tal que la matriz de masas es diagonal.
- 4) Se considera que los marcos descansan sobre una base in finitamente rígida y que sus apoyos se mueven en fase.
- 5) El movimiento del terreno se considera sólo en la direc ción horizontal paralela al plano del marco.
- 6) Las fuerzas de amortiguamiento actúan en cada nivel de piso en dirección horizontal y se consideran funciones de la velocidad horizontal del piso relativa al terreno. La matriz de amortiguamiento es la suma de una parte proporcional de la matriz de masas (constante) y una parte proporcional a la matriz de rigidez (variable).

B. Hipótesis de los miembros estructurales y juntas

- 1) La fluencia se concentra en articulaciones plásticas lo calizadas en los extremos del elemento. El comportamien to después de la fluencia y la degradación de la rigidez se aproxima suponiendo que un miembro estructural consta de un elemento elástico lineal con un resorte en cada extremo (fig. A.1).
- 2) La deformación plástica y los efectos de degradación de la rigidez se introducen por medio de la relación nomen to-rotación de los resortes.
- 3) Para tomar en cuenta la degradación de la rigidez se em plean las reglas de Takeda.

- 4) La junta, que está formada por la parte común entre una viga y una columna, se supone infinitamente rígida.

C. Hipótesis de la integración numérica

La ecuación de movimiento se puede resolver numéricamente por diferentes procedimientos.

El método que aquí se emplea (de aceleración constante) se basa en conceptos simples, obteniéndose buenos resultados con poco esfuerzo de cálculo. El método de integración paso a paso supone lo siguiente:

- 1) La aceleración tiene un valor constante en un intervalo de tiempo.
- 2) Las propiedades del sistema (masa, rigidez y amortiguamiento) permanecen constantes en un intervalo de tiempo.

Ninguna de estas hipótesis es rigurosamente cierta, pero el error a que conducen es pequeño si se usa un incremento de tiempo adecuado. Los errores se acumulan a cada intervalo de integración; sin embargo, esto se evita si se impone la condición de equilibrio total a cada paso del análisis.

Modelado de miembros estructurales

Cuando una estructura se somete a sismos intensos, su respuesta depende fundamentalmente de la variación de rigidez causada por el agrietamiento progresivo del concreto y la fluencia del acero de refuerzo longitudinal.

Para representar estos efectos, en el programa empleado se modela cada miembro estructural con los siguientes elementos: un elemento elástico con deformaciones debidas a flexión; dos resortes de flexión, para representar la relación momento-rotación inelástica, y dos zonas rígidas (fig A.1).

1) Elemento elástico

Este elemento simula la deformación por flexión elástica de una sección. Para modelar el comportamiento de una sección se emplea la curva primaria momento-curvatura se emplea la curva primaria momento-curvatura idealizada por tramos lineales (fig A.2), donde el primer punto de quiebre está definido en el instante en que el acero a tensión empieza a fluir y el otro cuando el concreto de la fibra extrema sujeta a compresión se aplasta. Sus valores se calculan con la geometría de la sección, las hipótesis de Euler-Bernoulli, las propiedades de los materiales, las condiciones de equilibrio de fuerzas y compatibili

dad de deformaciones.

2) Resorte de flexión

La relación momento-rotación para este elemento se genera en el programa de acuerdo con las características de momento-curvatura definidas para el elemento elástico. Al principio se asigna un valor grande de rigidez al resorte, tal que éste es rígido hasta que empieza a fluir.

La pendiente que se asigna a la relación momento-rotación después de la fluencia es la correspondiente a la relación P- δ de una viga en voladizo (fig 'A.3).

Las propiedades del resorte basadas en la relación P- δ de la viga en voladizo también reproducen la relación momento-rotación de una viga con curvatura doble.

3) Zonas rígida

La unión entre la columna y la trabe se considera infinitamente rígida a flexión. Esto implica que debe considerarse como tal en el cálculo de la rigidez de columnas y de trabes. La longitud de la zona rígida depende de la geometría particular de los elementos que concurren al nudó.

Método de análisis

Para obtener la solución de la ecuación de movimiento se emplea el método de aceleración constante. Para cualquier incremento de tiempo dado, el procedimiento de análisis de una estructura se puede resumir en los siguientes pasos:

- 1) Se obtiene la matriz de rigidez instantánea de los miembros.
- 2) Se forma la matriz de rigidez estructural instantáneas.
- 3) Se plantea la ecuación de movimiento de acuerdo con la condición de equilibrio de las fuerzas inerciales, disipativas, restitutivas y las externas.
- 4) Se obtienen los incrementos de desplazamiento de cada nodo, los cuales se transforman en incrementos de desplazamientos en los extremos de los miembros.

El incremento de fuerzas en los miembros se calcula utilizando la matriz de rigidez instantánea y los incrementos anteriores más el calculado en el intervalo en cuestión.

Al completarse el último paso, se termina el análisis para el intervalo considerado y el procedimiento se repite el número

de veces necesario para obtener la respuesta completa de la estructura.

Es necesario mencionar que la respuesta de los marcos puede variar si se emplea otro método de análisis, pero en este trabajo no se estudió tal efecto.

En el análisis se toman en cuenta las deformaciones axiales y de flexión. Para obtener la rigidez a flexión se calcula la matriz de rigidez del elemento elástico, se invierte y se le suman los valores de los coeficientes de flexibilidad de los resortes de flexión.

En cualquier intervalo de tiempo la respuesta que se tiene al integrar la ecuación de movimiento se expresa mediante los incrementos de desplazamientos de los nodos, con lo que se obtienen posteriormente los incrementos de deformaciones y fuerzas en los elementos.

Como la relación entre la fuerza y la deformación del elemento se representa por tramos lineales, un cambio de pendiente corresponde a la fluencia del elemento o a un punto de descarga posterior a la fluencia (fig A.4).

Si durante un intervalo de tiempo no se presenta un cambio de pendiente, la respuesta obtenida puede considerarse correcta, pero si ocurren cambios de pendiente, el comportamiento no es

lineal y los desplazamientos obtenidos en los nudos no son correctos por considerarse un comportamiento lineal en el intervalo (fig A.5). Esto origina que se presente una fuerza de desequilibrio y que el equilibrio dinámico no se cumpla.

Para evitar los errores que provienen de la acumulación de fuerzas de desequilibrio de cada intervalo de tiempo, la fuerza que se tiene en el intervalo de paso i se aplica como carga ficticia correctiva en el $i+1$ para restablecer el equilibrio. La carga ficticia sólo se aplica en un periodo corto de tiempo y se considera, que para casos prácticos, sus efectos pueden ser despreciables.

Por otro lado, se considera que el amortiguamiento está formado por una parte proporcional de la matriz de rigidez y otra a la de masas. La primera puede variar de un intervalo de tiempo a otro, por lo que, la matriz de amortiguamiento también varía. Esto introduce fuerzas de desequilibrio al inicio del siguiente paso de integración. Esto se corrige aplicando una carga correctiva correspondiente al cambio de la fuerza de amortiguamiento en el siguiente intervalo de tiempo.

TABLA 1 FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES PARA
 LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL CONCRETO SUGERIDA
 POR DIFERENTES INVESTIGADORES

INVESTIGADOR	Tipo de función de distribución de probabilidad de la resistencia	COMENTARIOS
Julian, O.G. Salon, R y Reintz, R.C.	normal normal	ref 3
Freudental, A.M., Julian, O.G., Salon, R. y Reintz, R.C.	lognormal	para concreto con control de calidad pobre (coeficientes de variación menores que 15% a 20%) ref 3
Rüsçh, H., Sell, R., y Rackwitz	normal	ref 3
Trejo, D. C.	normal	ref 4
Meli, R.	normal	$200 \text{ kg/cm}^2 \leq 300 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{f'_c}{\text{MPa}}$ ref 5

TABLA 2 MUESTREO DEL ANCHO DE VIGAS REALIZADO POR DIFERENTES INVESTIGADORES (Ref 6)

Vigas coladas en sitio					Vigas precoladas					
Número de datos	Medida Nominal (cm)	Media de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Distribución recomendada	Número de datos	Medida nominal (cm)	Media de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Distribución recomendada	Investigador
Ancho del alma										
60	29.31	+0.13	0.19	normal	-	-	-	-	-	AASAD
-	-	-	-	-	474	35.0	+0.15	0.32	normal	Van den Berg
					123	35.0	-0.38	0.71	-	
195	30.0	+0.36	0.40	-	-	-	-	-	-	Hernández y Martínez
60	30.48	0.00	0.16	lognormal	-	-	-	-	-	Connolly
315*	29.21-30.48	+0.25	0.37	normal	597*	35.0	+0.05	0.48	normal	-
Ancho de patines										
					119	50.01	+0.23	0.42	-	Jacobson y Widmark
					101	60.00	+0.61	0.68	-	Van den Berg
					220*	50.01-60.0	+0.41	0.59	normal	-

* valores pesados propuestos

TABLA 3 MUESTREO DE LA PROFUNDIDAD DE VIGAS REALIZADO POR DIFERENTES INVESTIGADORES (Ref 6')

Vigas coladas en sitio					Vigas precoladas					
Número de datos	Medida Nominal (cm)	Medida de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Distribución recomendada	Número de datos	Medida Nominal (cm)	Medida de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Distribución recomendada	Investigador
60	67.50	+0.03	0.39	normal	-	-	-	-	-	MSHO
-	-	-	-	-	119	55.00	+0.23	0.42	-	Jacobson y Nidmark
-	-	-	-	-	516	60.00	+0.46	0.35	normal	Van den Berg
-	-	-	-	-	48	75.00	+0.23	0.22	-	Joahnsson y Warris
-	-	-	-	-	54	97.51	-0.02	0.46	-	
48	45.72	-0.64	0.48	lognormal	-	-	-	-	-	Connolly
108*	45.7-67.5	-0.28	0.54	normal	737*	55.0-97.51	+0.36	0.40	normal	-

* Valores pesados propuestos

TABLA 4

MUESTREO DE LAS DIMENSIONES DE LA SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNAS
(Ref 6)

Columnas coladas en sitio				Columnas precoladas				
Número de datos	Medida nominal (cm)	Medía de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Número de datos	Medida nominal (cm)	Medía de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Investigador
1844	30.48-76.20	+0.15	0.71	-	-	-	-	Tao y Zelman
510	50.0 -30.0	+0.38	0.42	-	-	-	-	Hernández y Martínez
-	-	-	-	136	20-40	+0.15	0.39	Jacobson y Widmark
-	-	-	-	60	35	-0.18	0.22	Klingberg
-	-	-	-	60	35	+0.20	0.16	
-	-	-	-	433**	30-33	-0.03	0.23	Van den Berg
2354*	30.0 -76.2	+0.20	0.67	256*	20-40	+0.08	0.35	-
Descripción	Valores propuestos							Distribución recomendada
Columna rectangular	27.94-76.20	+0.16	0.64		17.78-40.64	+0.08	0.32	normal
Columna circular	27.94-33.0	0	0.48		27.94-33.0	0	0.24	normal

* valores pesados propuestos

** columnas circulares

TABLA 5 MUESTREO DEL RECUBRIMIENTO EN TRABES (Ref 6)

Trabes colados en sitio				Trabes prefabricados				
Número de datos	Desviación estándar (cm)	Media de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Número de datos	Medida Nominal (cm)	Media de la desviación del valor nominal (cm)	Desviación estándar (cm)	Investigador
-	-	-	-	188	2.5	+1.30	0.28	Hernández y Martínez
48	3.81	+0.28	1.57	18	1.91	+0.33	1.02	Connolly
				48	2.54	+0.10	1.19	
48*	3.81	+0.28	1.57	66*	1.91-2.54	+0.15	1.15	-
Descripción	Parámetros sugeridos para el recubrimiento de vigas							Distribución
Ancho del alma	29.94-30.48	+0.24	0.48		35.56	0	0.48	normal
recubrimiento superior	2.54- 3.81	+0.32 -0.64	1.59 1.75		5.08-6.35	0 +0.32	0.79 0.87	normal
recubrimiento inferior	1.91-2.54	+0.16 -0.48	1.11 1.27		1.91	0 +0.32	0.79 0.87	normal
Espaciamento de trabes y claros	-	0	1.75			0	0,87	normal

* valores pesados propuestos

TABLA 6 PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO M1

DATOS		Factor de ductilidad nominal de diseño (μ^*)			
		1	2	4	6
Dimensiones de columnas (cm X cm)		35X35	35X35	35X35	35X35
Dimensiones de traveses (cm X cm)		20X40	20X40	20X40	20X40
Area de acero de refuerzo longitudinal en los extremos de las traveses (cm ²)	A_S	3.96	1.42	1.42	1.42
	A'_S	11.40	8.55	5.94	5.94
Area de acero de refuerzo longitudinal en la parte central de las traveses (cm ²) -	A_S	4.67	4.67	4.67	4.67
	A'_S	1.42	1.42	1.42	1.42
Area de acero de refuerzo longitudinal en las columnas (cm ²) $A_S = A'_S$		14.28	8.2	4.96	4.96

Periodo fundamental $T=0.36$ s
 Resistencia del concreto $f'_c=250$ kg/cm²
 Resistencia del acero $f_y=4200$ kg/cm²
 Recubrimiento $r \leq 3$ cm

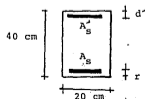


TABLA 7 PRINCIPALES DATOS DE DISEÑO PARA EL MODELO M2

DATOS		Factor de ductilidad nominal de diseño (μ^*)			
		1	2	4	6
Dimensiones de columnas (cm X cm)		35X35	35X35	35X35	35X35
Dimensiones de trabes (cm Xcm)		20X40	20X40	20X40	20X40
Area de acero de refuerzo longitudinal en los extremos de las trabes (cm ²)	A_s	1.42	1.42	1.42	1.42
	A'_s	2.14	1.74	1.74	1.74
Area de acero de refuerzo longitudinal en la parte central de las trabes (cm ²)	A_s	1.74	1.74	1.74	1.74
	A'_s	1.42	1.42	1.42	1.42
Area de acero de refuerzo longitudinal en las columnas (cm ²) $A_s = A'_s$		2.91	2.91	2.91	2.91

Periodo fundamental $T=0.14$ s
 Resistencia del concreto $f'_c=250$ kg/cm²
 Resistencia del acero $f_y=4200$ kg/cm²
 Recubrimiento $r=d \leq 3y$ cm
 Módulo de elasticidad $E_c=8500|f'_c$

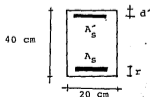


TABLA 8 Valor absoluto de los desplazamientos laterales del nudo 2 de la estructura con periodo fundamental de vibración igual a 0.36 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1,2,4 y 6

Estructura simulada No.	Intensidad de excitación (y) (cm/s ²)	Desplazamiento lateral del nudo 2 (d _s) (m)			
		$\mu^*=1$	$\mu^*=2$	$\mu^*=4$	$\mu^*=6$
1	555	0.0162	0.04232	0.04927	0.06280
2	493	0.03337	0.03335	0.03188	0.02637
3	432	0.02635	0.03126	0.02739	0.02337
4	370	0.01896	0.01541	0.02438	0.01977
5	339	0.02289	0.02557	0.01322	0.02288
6	308	0.01610	0.02359	0.01531	0.01545
7	277	0.01407	0.01368	0.01213	0.01265
8	246	0.01739	0.00992	0.01455	0.01208

TABLA 9 Valor absoluto de los desplazamientos laterales del nudo 2 de la estructura con periodo fundamental de vibración igual a 0.14 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1, 2, 4 y 6

Estructura simulada No.	Intensidad de excitación (y) (cm/s ²)	Desplazamiento lateral del nudo 2 (d _s) (m)			
		$\mu^*=1$	$\mu^*=2$	$\mu^*=4$	$\mu^*=6$
1	555	0.09750	0.04576	0.08216	0.09082
2	493	0.03200	0.08701	0.04399	0.07661
3	432	0.04512	0.02433	0.04078	0.04020
4	370	0.00991	0.01460	0.02629	0.01991
5	339	0.00835	0.01663	0.01892	0.01488
6	308	0.01918	0.01291	0.01184	0.01485
7	277	0.01443	0.00751	0.00879	0.00868
8	246	0.00735	0.00574	0.00598	0.00930

TABLA 10. DESPLAZAMIENTO LATERAL DE FLUENCIA, d_y , DEL PUNTO NODAL 2 EN ESTRUCTURAS CON PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACION DE 0.36 s Y 0.14 s, CORRESPONDIENTES A MARCOS CON DUCTILIDADES NOMINALES DE DISEÑO μ^* DE 1, 2, 4 Y 6

Estructura simulada No.	Desplazamiento lateral de fluencia (m)			
	T = 0.36 s			
	$\mu^*=1$	$\mu^*=2$	$\mu^*=4$	$\mu^*=6$
1	0.02479	0.01844	0.01123	0.01526
2	0.02331	0.01578	0.01180	0.01016
3	0.02519	0.01874	0.01189	0.01335
4	0.02585	0.01526	0.01103	0.01387
5	0.03119	0.01939	0.01102	0.01213
6	0.02613	0.02068	0.01207	0.01107
7	0.03029	0.01267	0.01025	0.01210
8	0.02456	0.01472	0.01054	0.00986

Estructura simulada No.	Desplazamiento lateral de fluencia (m)			
	T = 0.14 s			
	$\mu^*=1$	$\mu^*=2$	$\mu^*=4$	$\mu^*=6$
1	0.00377	0.00377	0.00501	0.00382
2	0.00455	0.00437	0.00459	0.00452
3	0.00384	0.00380	0.00388	0.00578
4	0.00407	0.00461	0.00566	0.00432
5	0.00468	0.00391	0.00513	0.00428
6	0.00388	0.00426	0.00502	0.00564
7	0.00514	0.00411	0.00480	0.00524
8	0.00399	0.00428	0.00422	0.00424

T periodo fundamental de vibración

TABLA 11. DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS DISPONIBLES EN ESTRUCTURAS CON PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACION DE 0.36 Y 0.14 s OBTENIDOS CON $V_{\mu} = 0.3$ (CASO 1), CORRESPONDIENTES A MARCOS CON DUCTILIDADES NOMINALES DE DISEÑO μ^* DE 1, 2, 4 Y 6

Estructura símulada	Desplazamientos últimos (en m), y ductilidades disponibles en las estructuras							
	T = 0.36 s							
	$\mu^* = 1$		$\mu^* = 2$		$\mu^* = 4$		$\mu^* = 6$	
No.	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u
1	2.27	0.05627	2.62	0.04831	8.15	0.09152	13.29	0.20281
2	1.28	0.02984	3.20	0.05050	11.51	0.13582	7.53	0.07650
3	1.14	0.02872	4.01	0.07515	7.77	0.09239	14.51	0.19371
4	1.29	0.0333	3.10	0.04731	5.73	0.06320	9.33	0.12941
5	2.05	0.06394	5.31	0.10296	7.96	0.08772	8.48	0.10286
6	1.52	0.03972	2.92	0.06039	6.52	0.0787	12.05	0.13339
7	1.50	0.04544	2.53	0.03206	5.89	0.0637	10.76	0.13020
8	1.51	0.03709	3.03	0.04460	5.58	0.05881	12.74	0.12562

Estructura símulada	Desplazamientos últimos (en m), y ductilidades disponibles en las estructuras							
	T = 0.14 s							
	$\mu^* = 1$		$\mu^* = 2$		$\mu^* = 4$		$\mu^* = 6$	
No.	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u
1	1.95	0.00735	2.09	0.00788	5.08	0.02550	7.92	0.03025
2	1.28	0.00582	3.13	0.01370	4.64	0.02130	9.41	0.04253
3	1.44	0.00553	5.06	0.01923	6.61	0.02565	6.50	0.03757
4	1.70	0.00692	3.39	0.01563	7.22	0.04087	14.36	0.06204
5	1.51	0.00707	3.76	0.01470	7.57	0.03883	6.80	0.0290
6	1.18	0.00458	3.13	0.01333	8.88	0.04458	4.75	0.02679
7	1.62	0.00833	2.58	0.01060	6.51	0.03125	14.52	0.0768
8	1.82	0.00726	2.93	0.01254	5.68	0.02397	9.29	0.03939

T período fundamental de vibración

μ ductilidad disponible en la estructura obtenida con $V_{\mu} = 0.3$

d_u desplazamiento último disponible en la estructura

V_{μ} coeficiente de variación para la ductilidad disponible

TABLA 12. DESPLAZAMIENTOS ÚLTIMOS DISPONIBLES EN ESTRUCTURAS CON PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACION DE 0.36 Y 0.14 s OBTENIDOS CON $V_u=0.5$ (CASO 2), CORRESPONDIENTES A MARCOS CON DUCTILIDADES NOMINALES DE DISEÑO μ^* DE 1, 2, 4 y 6

Estructuras <u>si</u> muladas	Desplazamientos últimos (en m), y ductilidades disponibles en las estructuras							
	T = 0.36 s							
	$\mu^* = 1$		$\mu^* = 2$		$\mu^* = 4$		$\mu^* = 6$	
No.	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u
1	1.68	0.04165	2.64	0.04868	5.29	0.05941	7.11	0.10850
2	1.96	0.04569	6.12	0.09656	10.40	0.12272	16.36	0.16622
3	1.85	0.04660	4.51	0.08452	7.24	0.08608	6.11	0.09157
4	4.28	0.11064	3.16	0.04822	13.76	0.15177	11.48	0.15923
5	1.79	0.05583	3.27	0.06341	5.90	0.06502	18.41	0.22331
6	1.52	0.03972	2.20	0.04550	11.28	0.14743	5.81	0.06432
7	2.45	0.07421	3.53	0.04473	5.59	0.05730	8.35	0.10104
8	2.57	0.06312	2.88	0.04239	8.82	0.09296	4.32	0.04260

Estructuras <u>si</u> mulada	Desplazamientos últimos (en m), y ductilidades disponibles en las estructuras							
	T = 0.14 s							
	$\mu^* = 1$		$\mu^* = 2$		$\mu^* = 4$		$\mu^* = 6$	
No.	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u	μ	d_u
1	1.25	0.00471	4.01	0.01512	11.10	0.05571	6.74	0.02575
2	1.47	0.00669	3.01	0.01318	6.26	0.02873	9.29	0.04199
3	3.14	0.01206	1.30	0.00494	12.40	0.04811	22.23	0.12849
4	2.02	0.00822	3.57	0.01646	7.65	0.04330	7.18	0.03102
5	1.10	0.00515	6.74	0.02635	5.75	0.02950	8.61	0.03685
6	3.00	0.01164	3.49	0.01487	7.83	0.03931	32.26	0.18195
7	2.99	0.01537	3.60	0.01480	16.64	0.07987	8.57	0.04491
8	1.51	0.00602	4.37	0.01870	10.14	0.04279	15.97	0.06771

T periodo fundamental de vibración

μ ductilidad disponible en la estructura obtenido con $V_u=0.5$

d_u desplazamiento último disponible en la estructura

V_u^b coeficiente de variación para la ductilidad disponible

TABLA 13. Ecuaciones de la esperanza $E(Q | y)$, desviación $\sigma(Q | y)$ de Q dada una aceleración y , y tasas medias de ocurrencias de falla (v_F) para estructuras con periodos fundamentales de 0.36 y 0.14 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1,2,4 y 6

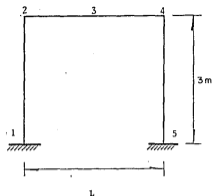
Caso	T	Factor de ductilidad μ^*	$E(Q y)$	$\sigma(Q y)$	v_F	v_F/v^*	Observaciones de diseño	
1	0.36 (M1)	1	$-0.06034+0.00172y; E(Q/y)=0, y < 35$	0.03162	1.054×10^{-3}	0.469		gobierna (CH+CV+CS) 1.1
		2	$-0.21888+0.00176y; E(Q/y)=0, y < 124$	0.01612	8.546×10^{-4}	0.381		
		4	$-0.01517+0.00078y; E(Q/y)=0, y < 19$	0.01378	8.185×10^{-4}	0.365		gobierna (CH+CV) 1.4
		6	$-0.10174+0.00075y; E(Q/y)=0, y < 135$	0.00949	6.907×10^{-4}	0.308		
	0.14 (M2)	1	$-8.33348+0.03413y; E(Q/y)=0, y < 244$	0.35071	4.656×10^{-3}	2.078	AM	gobierna (CH+CV+CS) 1.1
		2	$-5.15383+0.01948y; E(Q/y)=0; y < 264$	0.18939	3.512×10^{-3}	1.568	AM	
		4	$-2.58321+0.00975y; E(Q/y)=0; y < 265$	0.03688	2.304×10^{-3}	1.028	AM	
		6	$-2.27898+0.00855y; E^*(Q/y)=0; y < 266$	0.05157	2.217×10^{-3}	0.990	AM	
2	0.36 (M1)	1	$-0.25504+0.00184y; E(Q/y)=0, y < 138$	0.01817	8.907×10^{-4}	0.397		gobierna (CH+CV+CS) 1.1
		2	$-0.03815+0.00121y; E(Q/y)=0; y < 31$	0.02168	9.679×10^{-4}	0.432		
		4	$-0.35267+0.00168y; E(Q/y)=0, y < 210$	0.01975	9.155×10^{-4}	0.408		gobierna (CH+CV) 1.4
		6	$-0.06528+0.00080y; E(Q/y)=0, y < 82$	0.01703	8.715×10^{-4}	0.389		
	0.14 (M2)	1	$-14.03378+0.04902y; E(Q/y)=0, y < 286$	0.48137	3.753×10^{-3}	1.675	AM	
		2	$-4.20810+0.01702y; E(Q/y)=0, y < 247$	0.23369	3.769×10^{-3}	1.682	AM	gobierna (CH+CV+CS) 1.1
		4	$-1.17341+0.00458y; E(Q/y)=0, y < 235$	0.02049	1.483×10^{-3}	0.662	AM	
		6	$-2.77878+0.00971y; E(Q/y)=0, y < 286$	0.08637	2.263×10^{-3}	1.010	AM	

Caso 1 resistencia obtenida con V_{μ} igual a 0.3

Caso 2 resistencia obtenida con V_{μ} igual a 0.5

A M estructuras con acero mínimo especificado en RDF-76

T periodo fundamental de vibración



Resistencia del concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Columnas de $35 \times 35 \text{ cm}$
 Trabes de $20 \times 40 \text{ cm}$

Marcos @ 5 m .

$L = 66.3 \text{ m}$

Fig 1 Estructura de concreto reforzado propuesta

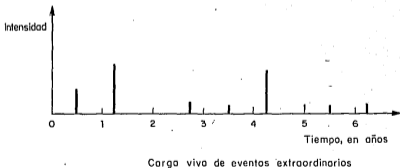


Fig 2 Variación de las cargas gravitacionales con el tiempo

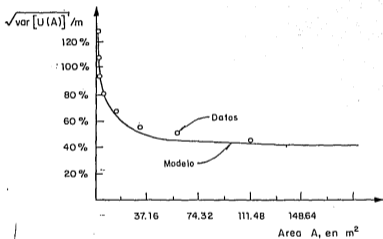
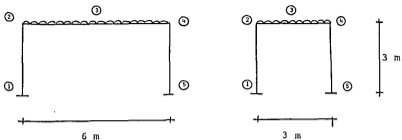


Fig 3 Comparación de los datos con el modelo propuesto (ref 16)

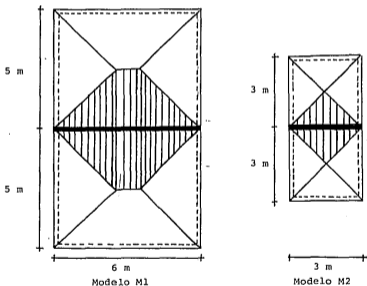


Modelo M1

Modelo M2

columnas de 35X35 (cm)
trabes de 20X40 (cm)

a) elevación

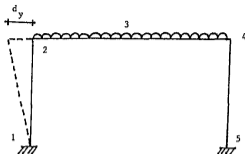


Modelo M1

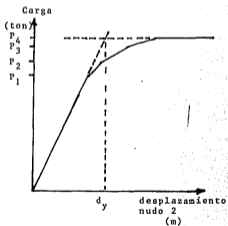
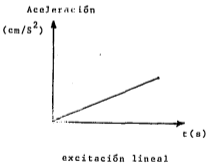
Modelo M2

b) planta

Fig 4 Dimensiones de los casos analizados

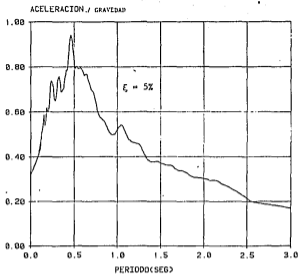


desplazamiento de fluencia

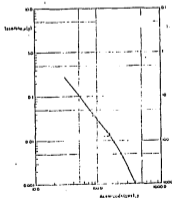


Gráfica carga-desplazamiento

Fig 4.c Definición del desplazamiento de fluencia en una estructura



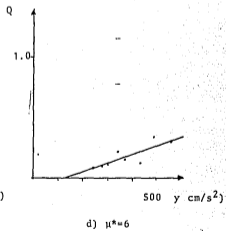
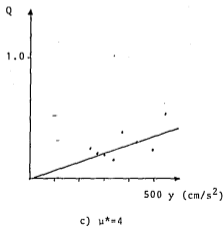
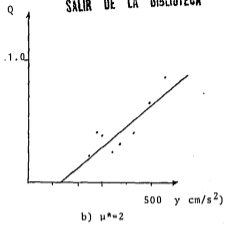
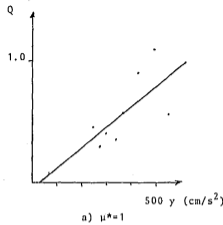
a) Espectro medio de diseño



b) Tasa media de temblores, por unidad de tiempo, cuya intensidad Y es mayor o igual a y

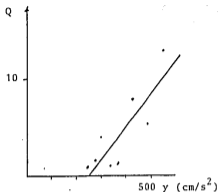
Fig 5 Características sísmicas del sitio de interés

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

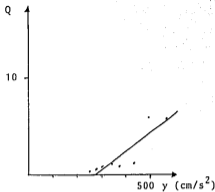


CASO 1

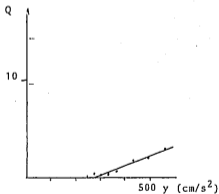
Fig 6. Ecuación de la esperanza de $Q=S/R$ ajustada a las estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.36 s correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1,2, 4 y 6



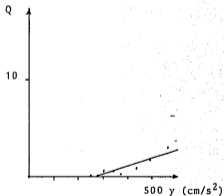
a) $\mu^*=1$



b) $\mu^*=2$



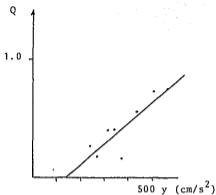
c) $\mu^*=4$



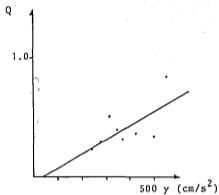
d) $\mu^*=6$

CASO 1

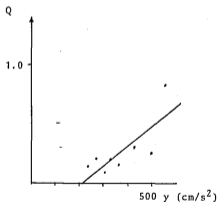
Fig 7 Ecuación de la esperanza de $Q=S/R$ ajustada a las estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.14 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1,2, 4 y 6



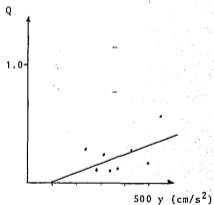
a) $\mu^*=1$



b) $\mu^*=2$



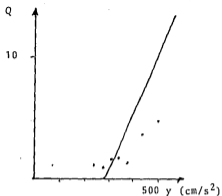
c) $\mu^*=4$



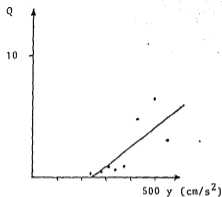
d) $\mu^*=6$

CASO 2

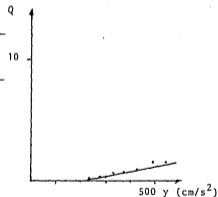
Fig 8 Ecuación de la esperanza de $Q=S/R$ ajustada a las estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.36 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1,2, 4 y 6



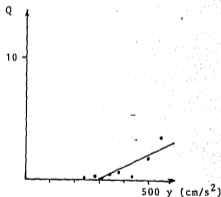
a) $\mu^*=1$



b) $\mu^*=2$



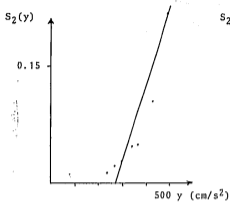
c) $\mu^*=4$



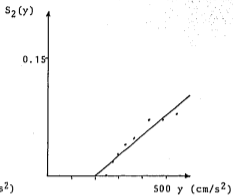
d) $\mu^*=6$

CASO 2

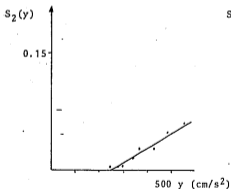
Fig 9 Ecuación de la esperanza de $Q=S/R$ ajustada a las estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.14 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1, 2, 4 y 6



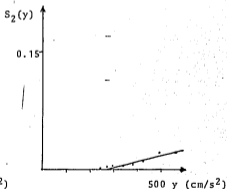
a) $\mu^*=1$



b) $\mu^*=2$



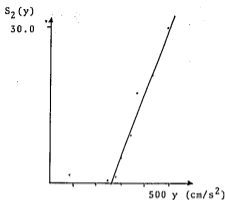
c) $\mu^*=4$



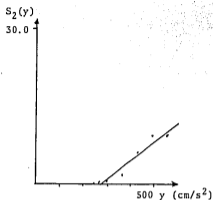
d) $\mu^*=6$

CASO 1

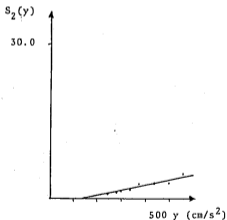
Fig 10 Ecuación de la variación de Q con respecto a $E(Q|y)$ ajustada a estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.36 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño $\bar{\mu}^*$ de 1,2,4 y 6



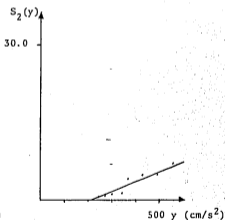
a) $\mu^*=1$



b) $\mu^*=2$



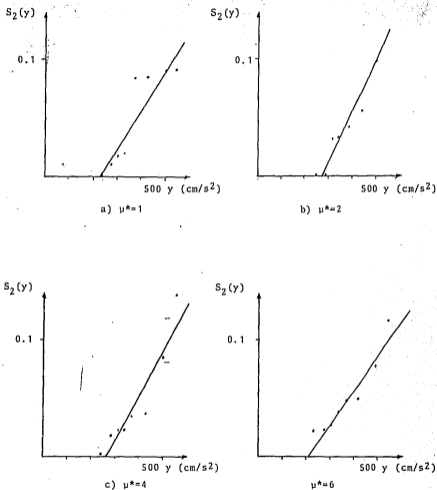
c) $\mu^*=4$



d) $\mu^*=6$

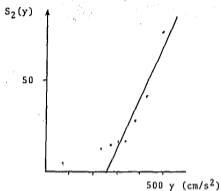
CASO 1

Fig 11 Ecuación de la variación de Q con respecto a $E(Q|y)$ ajustada a estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.14 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1,2,4 y 6

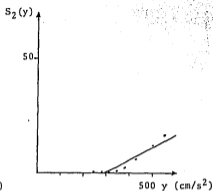


CASO 2

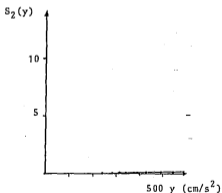
Fig 12 Ecuación de variación de Q con respecto a $E(Q|y)$ ajustada a estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.36 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1,2,4 y 6



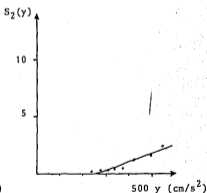
a) $\mu^*=1$



b) $\mu^*=2$



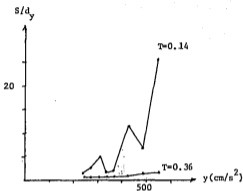
c) $\mu^*=4$



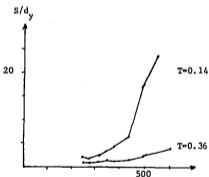
d) $\mu^*=6$

CASO 2

Fig 13 Ecuación de la variación de Q con respecto a $E(Q, y)$ ajustada a estructuras con periodo fundamental de vibración de 0.14 s, correspondientes a marcos con ductilidades nominales de diseño μ^* de 1, 2, 4 y 6



a) Factor de ductilidad de diseño igual a 1



b) Factor de ductilidad de diseño igual a 4

FIG 14 Relación entre la sollicitación (S) y el desplazamiento de fluencia, d_y , para marcos con un periodo fundamental de 0.36 y 0.14s, diseñados con un factor de ductilidad nominal de 1 y 4.

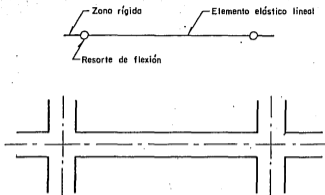


Fig A.1 Idealización de un miembro estructural

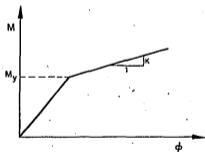
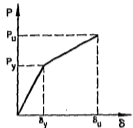


Fig A.2 Relación momento (M)—curvatura (ϕ) idealizado



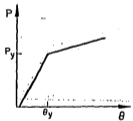
a) Viga



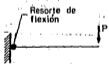
d) Relación P- δ



b) Voladizo equivalente



e) Relación P- θ



c) Voladizo idealizado

Fig A.5 Relación carga-rotación de un resorte de flexión

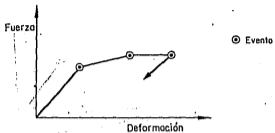


Fig A.4 Comportamiento no lineal

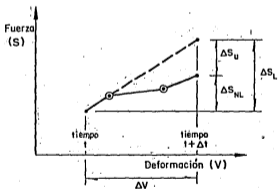


Fig A.5 Incremento de fuerza