

01161  
2e)  
3

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA



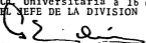
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

Profr. LUIS ESTEVA MARABOTO  
P r e s e n t e

Comunico a usted que a propuesta del COORDINADOR DE LA  
SECCION DE ESTRUCTURAS ha sido designado  
como director de tesis del alumno(a) CESAR AUGUSTO ESGUE-  
RRA AMAYA para obtener el grado de  
M EN I EN ESTRUCTURAS

Mucho he de agradecerle su comunicación, por escrito, de la  
aceptación a esta designación y el nombre de la tesis a de-  
sarrollar.

Atentamente,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 16 de octubre de 1986  
EL JEFE DE LA DIVISION

  
DR. GABRIEL ECHÁVEZ ALDAPE

E. 5. 1



## **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.

## CONTENIDO

CAPITULO	PAG.
1. ANALISIS DE CONFIABILIDAD DE ESTRUCTURAS SUJETAS A SISMOS . PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA . . . . .	1
2. MODELOS PROBABILISTAS DE LAS VARIABLES QUE INFLUYEN EN EL PROBLEMA . . . . .	3
2.1 En relación con la resistencia y ductilidad del sistema. . . . .	3
2.1.1 Concreto . . . . .	3
2.1.2 Acero de refuerzo . . . . .	5
2.1.3 Imperfecciones geométricas . . . . .	6
2.1.4 Ductilidad . . . . .	7
2.2 En relación con las acciones del medio . . . . .	8
2.2.1 Carga viva . . . . .	9
2.2.2 Carga muerta . . . . .	10
2.2.3 Carga sísmica . . . . .	10
3. CRITERIOS Y ALGORITMOS DE ANALISIS . . . . .	11
3.1 Criterios generales . . . . .	11
3.2 Criterio de simulación de Montecarlo. . . . .	14
3.3 Consideraciones especiales de modelación para el análisis dinámico inelástico . . . . .	16
3.3.1 Principales características del programa . . . . .	17
3.4 Criterio para evaluar la capacidad de deformación de entrepiso en marcos de múltiples niveles . . . . .	19
4. CASOS POR ESTUDIAR . . . . .	21
4.1 Descripción de los marcos estructurales . . . . .	21
4.2 Variables de interés seleccionadas . . . . .	25
4.3 Parámetros de sísmicidad del sitio de interés. . . . .	26
5. RESULTADOS . . . . .	28
5.1 Resultados de los casos estudiados . . . . .	28
5.2 Ajuste matemático de funciones que definen los dos primeros momentos estadísticos de O . . . . .	28
5.3 Estimación de la tasa esperada de falla estructural . . . . .	31
6. INTERPRETACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES . . . . .	48
6.1 Interpretación de resultados . . . . .	48
6.2 Conclusiones y recomendaciones . . . . .	50
REFERENCIAS . . . . .	52
FIGURAS . . . . .	55
APENDICE A . . . . .	75
- Registros sísmicos de las 20 simulaciones utilizadas en el estudio . . . . .	76

- Espectros de respuesta correspondientes a los sismos simulados . . . . .	83
- Espectro medio de diseño . . . . .	90

## CAPITULO 1

### ANALISIS DE CONFIABILIDAD DE ESTRUCTURAS SUJETAS A SISMOS. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se entiende por confiabilidad estructural la probabilidad de éxito (entendiéndose por éxito el cumplimiento de una función previamente estipulada) o probabilidad de que una estructura no sobrepase un estado límite. Por estado límite se entiende las condiciones extremas más allá de las cuales el comportamiento de una estructura se considera inaceptable.

La formulación de criterios para diseño sísmico se basa en la información sobre sismicidad, respuesta estructural ante temblores específicos (definidos por uno o varios parámetros simples como pueden ser aceleración máxima, velocidad, desplazamiento del terreno durante un temblor, etc.), estimación de las propiedades de las estructuras (las cuales deben considerarse de manera explícita las incertidumbres asociadas a las características de estructuras reales como son la masa, rigidez, amortiguamiento, resistencia, ductilidad, deterioro) y consideraciones económicas; todos los conceptos anteriores conectados dentro del marco de la teoría de decisiones.

En años recientes se han dedicado importantes esfuerzos al establecimiento de dichos criterios basados en la confiabilidad y en el desarrollo de criterios riesgo-costo-beneficio. Los resultados han sido diversos factores de seguridad y probabilidades de falla compatibles con los costos esperados (aquellos que minimizan funciones del tipo  $f(r) = c + d(p_f)$ , donde "c" es el costo de la construcción, "d" es el costo de daños y "p<sub>f</sub>" es la probabilidad de falla. "c", "d" y "p<sub>f</sub>" dependen del nivel de seguridad "adoptado" para la estructura). Sin embargo, dichos factores de seguridad son valores relativos a los niveles de seguridad que los ingenieros han adoptado sobre la base exclusiva de la intuición y la experiencia. Por tanto, es deseable llegar a establecer valores absolutos para dichos factores, sobre la base única de la teoría probabilista de confiabilidad estructural y deducidos para casos prácticos específicos.

La explicación quizá de la ausencia de esfuerzos encaminados a superar dicha deficiencia radica principalmente en las dificultades que implican el manejo de incertidumbres asociadas con los modelos de riesgo sísmico, la obtención de probabilidades de falla de sistemas con propiedades inciertas sujetos a excitaciones sísmicas aleatorias y la evaluación de las consecuencias de la falla.

En los estudios convencionales de riesgo sísmico que se realizan con objeto de grandes e/o importantes estructuras, se han encauzado los esfuerzos a la obtención de curvas de riesgo sísmico (periodo de retorno vs. intensidades) y a la

determinación del periodo de retorno que deberá considerarse como base de las especificaciones de diseño. Sin embargo, no se ha prestado gran atención al análisis cuantitativo de la influencia que sobre las probabilidades de falla tienen las funciones de densidad de probabilidad de los parámetros estructurales, los valores nominales de diseño, los valores medios y las medidas de dispersión de esos parámetros. Por ello, no se ha llegado a evaluar y comprender debidamente la relación que existe entre las tasas esperadas de falla de ciertos sistemas estructurales (marcos de múltiples niveles, por ejemplo) y la tasa con que se exceden las intensidades de diseño. La necesidad de entender y evaluar esta relación, para el caso específico de marcos estructurales de varios niveles, es lo que motivó el estudio que aquí se presenta (ref.1).

En este estudio se plantea entonces, desarrollar un criterio eficiente que permita evaluar las tasas esperadas de falla de sistemas estructurales modelados como marcos continuos de múltiples niveles, los cuales reflejen las incertidumbres inherentes en las propiedades mecánico-geométricas y de cargas, cuando éstos se encuentren sujetos a la acción aleatoria de sismos.

## CAPITULO 2

### MODELOS PROBABILISTAS DE LAS VARIABLES QUE INFLUYEN EN EL PROBLEMA

Como ya se mencionó , la confiabilidad de un sistema en un medio dado es la probabilidad de que el sistema subsista a todas las acciones ejercidas sobre él por el medio durante un intervalo de tiempo dado . Dicha probabilidad es dependiente de las distribuciones de probabilidad de la resistencia y ductilidad del sistema y de la acción del medio en cada instante dentro del intervalo considerado .

En problemas de confiabilidad sísmica el medio se describe por modelos estocásticos de cargas muertas , vivas y sísmicas , mientras que la resistencia se describe por probabilidades de ocurrencia de modos dados de falla para combinaciones dadas de las cargas mencionadas .

A continuación se presenta una breve descripción de las principales variables que influyen en el problema y de los modelos probabilistas que la literatura disponible ha sugerido para ellas .

#### 2.1 En relación con la resistencia y ductilidad del sistema

Con respecto a las incertidumbres asociadas con factores internos o resistencias se reconocen como principales fuentes de variabilidad las relacionadas con las propiedades de los materiales , las imperfecciones geométricas y las limitantes que implican los modelos teóricos en la evaluación de la resistencia misma . En este estudio se consideran las dos primeras como las más relevantes , por el grado de incertidumbre que estas implican .

De una revisión bibliográfica previa (ref.4 a ref.12) relativa al conocimiento de funciones de probabilidad de las variables que intervienen , así como sus características estadísticas más importantes , se destaca lo siguiente:

##### 2.1.1 Concreto

La resistencia a la compresión del concreto , medida en cilindros estándar , es el índice de calidad más comúnmente reconocido para este material . Con esta propiedad se tratan de correlacionar las diversas características del concreto que intervienen en el diseño y que se refieren a las propiedades del concreto en la estructura , en condiciones generalmente diferentes de las estándar empleadas en los ensayos de cilindros . Las principales causas de la variación de dicha resistencia son las debidas a la variabilidad propia de los elementos que constituyen el concreto , así como su dosificación . También son de mucha importancia , el

procedimiento de mezclado , las condiciones de transporte , colocación , compactación y curado , la edad del concreto , la forma del elemento estructural y la forma de aplicación de las cargas .

Las principales conclusiones que pueden extraerse de estudios realizados en México en años anteriores (ref.4) y en años recientes (ref.5) , así como de estudios análogos realizados en otros países (ref.6) en relación con los tópicos que aquí conciernen , pueden resumirse como sigue:

- La variabilidad de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto se describe adecuadamente con una distribución normal de probabilidades y con una desviación estándar que puede considerarse independiente de la resistencia especificada cuando ésta se encuentra entre 200 y 300 kg/cm<sup>2</sup> . Los valores típicos para la desviación estándar se encuentran comprendidos entre 35 y 40 kg/cm<sup>2</sup> .

-El valor medio de la resistencia a la compresión del concreto excede sólo ligeramente al valor mínimo especificado, por lo que la fracción de eventos que no alcanzan este último valor es elevada , siendo más crítico para los concretos de mayor  $f'_c$  .

-La resistencia a-compresión del concreto en la estructura tiende a ser ligeramente menor que la de cilindros de control, debido principalmente a la diferencia en los procedimientos de curado , al contenido de agua en miembros peraltados, al tamaño y forma de los elementos estructurales , a los procedimientos constructivos , así como también a la diferencia en el estado de esfuerzos a que son sometidos . Para tomar en cuenta lo anterior , la referencia 7. propone relacionar la resistencia en la obra " $f''_{co}$ " con la de cilindros de la siguiente manera :

$$\bar{f}_{co} = 0.75 f'_c + 30 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (2.1)$$

$\bar{f}$  =valor medio de la resistencia en obra ,  
con un coeficiente de variación dado por :

$$v_{co}^2 = v_c^2 + v_s^2 \quad (2.2)$$

donde  $v_s$  es un coeficiente de variación adicional por efecto de los procedimientos constructivos . Este se sugiere tomar como 0.10 .

De las conclusiones presentadas y para fines de este estudio se ha elegido describir la variabilidad de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto por medio de una distribución normal de probabilidades , con una resistencia especificada  $f'_c = 200$  kg/cm<sup>2</sup> , un valor medio  $f_c = 230$  kg/cm<sup>2</sup> , una desviación estándar  $S_c = 38.5$  kg/cm<sup>2</sup> y un coeficiente de variación  $v = 16.74$  % .

Para tomar en cuenta las diferencias observadas con relación a



las resistencias medidas en la obra aplicamos las expresiones anteriormente descritas y llegamos a los siguientes valores : valor medio en la estructura  $f_s = 202.5 \text{ kg/cm}^2$ , desviación estándar  $S_s = 39.49 \text{ kg/cm}^2$  y  $c_{co}$  coeficiente de variación  $v = 19.5 \%$ .

### 2.1.2 Acero de refuerzo

Las variaciones que se observan en la resistencia del acero de refuerzo obedecen a diversas causas , entre las cuales se pueden destacar :

-La variabilidad propia del material por su composición química y su proceso de fabricación . Este último factor se presenta como más relevante en el caso de barras de diferentes diámetros .

-La variabilidad en el área real de la sección transversal.

-La velocidad de aplicación de la carga .

-Las diferencias en la apreciación de los esfuerzos de fluencia y máximo durante el ensaye .

De los estudios estadísticos realizados en México en años anteriores (ref.8), en años recientes (ref.9) y de los efectuados en otros países (ref.10) se pueden destacar las siguientes conclusiones relacionadas con los tópicos de interés del presente estudio :

-La variación de la resistencia de barras de grado 42 (osea con un esfuerzo de fluencia especificado  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  ) puede representarse con una función normal de  $y$  distribución de probabilidades . Para el esfuerzo de fluencia la media de dicha distribución resulta  $\bar{f}_y = 4680 \text{ kg/cm}^2$  y el coeficiente de variación  $v = 9.6 \%$  .Lo anterior implica que la fracción de producción  $y$  que no alcanza la resistencia mínima especificada es de  $14.3 \%$  .

-Existe la tendencia de que la media de los esfuerzos resistentes se reduzca al aumentar el diámetro de las barras .

-De la comparación con los resultados de sondeos previos realizados en el país sobre barras del mismo grado , se aprecia un incremento en las resistencias medias y una disminución en el porcentaje de defectuosos , mientras que las tendencias de variación entre los diámetros y las marcas son semejantes .

-En algunos estudios realizados sobre la producción de otros países se han registrado resistencias francamente superiores a las que corresponden a la producción nacional . Existen casos, sin embargo , en que el porcentaje de defectuosos se acerca al encontrado en el país .

Sobre la base de las investigaciones referidas y para fines de este estudio se modelará la variación de la resistencia del acero de refuerzo (barras del grado 42 , por constituir actualmente más del 90 % del acero que se emplea para refuerzo de estructuras de concreto en México ) con una función normal de distribución de probabilidades , con media  $f_y = 4680$  kg/cm<sup>2</sup> , una desviación estándar  $S_y = 449.28$  kg/cm<sup>2</sup> y un coeficiente de variación  $v_y = 9.6$  % .

### 2.1.3 Imperfecciones geométricas

Las imperfecciones geométricas en los elementos de concreto reforzado son causadas por desviaciones respecto a los valores especificados de la forma y dimensiones de las secciones transversales , la posición de las barras de refuerzo, ganchos y estribos , la horizontalidad y verticalidad de las líneas del concreto , el alineamiento de vigas y columnas y el allanado de las superficies de las estructuras construidas . Las imperfecciones geométricas se presentan durante diferentes fases del proceso de construcción . Por ejemplo , las variaciones en el tamaño y forma son dependientes principalmente del tamaño , forma y calidad de las cimbras usadas , así como también del vaciado y operaciones de vibrado. Por esta razón , las imperfecciones geométricas varían de país a país , región a región y aun de estructura a estructura , dependiendo de la calidad de las técnicas de construcción , equipo y del entrenamiento del personal del sitio en particular .

Desafortunadamente el proceso de recolección e informe de datos para las imperfecciones geométricas aún no ha sido estandarizado y es difícil comparar resultados de mediciones presentadas por varios investigadores , y por tanto es igualmente difícil emitir conclusiones cuantitativas . Más aún, no hay suficientes datos disponibles de ciertas imperfecciones , como son espaciamento de estribos y separación de vigas y columnas . Como resultado , los modelos probabilistas de las imperfecciones geométricas adoptados en este estudio son consecuencia de la interpretación de la tendencia de los datos disponibles , los cuales fueron tomados de una revisión efectuada por Mirza y McGregor (ref.11). Mientras que algunos investigadores han recomendado el uso de una distribución normal de probabilidades para modelar la variabilidad de la mayoría de las dimensiones , en razón a su simplicidad y versatilidad , otros han preferido el uso de una distribución log-normal para ciertas dimensiones .

Aquí se supondrá que una distribución normal puede ser usada para representar la distribución de una mayoría de las imperfecciones geométricas de los miembros de concreto reforzado.

En lo que respecta a la dimensión de las vigas , la ref.11 sugiere: -Ancho de viga : distribución normal , desviación estándar de 0.37 cm. , valor medio igual al nominal más 0.25 cm. .

-Peralte de la viga :distribución normal ,desviación estándar de 0.54 cm. , valor medio igual al nominal menos 0.28 cm.

-Recubrimiento : distribución normal, desviación estándar de 1.11 cm. , valor medio igual al nominal más 0.16 cm. (En estos datos ,se supusieron recubrimientos nominales superior e inferior de 3 cm. .Se supusieron iguales entre si por sencillez .)

En lo que respecta a dimensión de columnas , la ref.11 propone para las dos dimensiones (en columnas rectangulares): distribución normal, desviación estándar de 0.64 cm. .valor medio igual al nominal más 0.16 cm. .

En cuanto al recubrimiento se sugiere que el error en la colocación del acero pueda ser descrita por una distribución normal con media dada por la ecuación (2.3) y una desviación estándar de 0.166 pulgadas (0.42 cm.).

$$\bar{r}_n = r + 0.25 + 0.004 h \quad (\text{pulg.}) \quad (2.3)$$

donde "h" es la dimensión de la columna y  $r_n$  es el valor nominal.

#### 2.1.4 Ductilidad

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de sufrir deformaciones considerables bajo carga aproximadamente constante , sin padecer daños excesivos o pérdida de resistencia por aplicaciones subsecuentes de carga .

La ductilidad en los materiales no implica necesariamente ductilidad en el sistema, puesto que por ejemplo ,los efectos P- $\Delta$  (efectos de segundo orden) pueden conducir a una falla por inestabilidad cuando la rigidez lateral efectiva es muy baja. El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos resulta generalmente como consecuencia de deformaciones dúctiles locales o concentradas , que tienen lugar en aquellas secciones de una estructura en donde se alcanza la deformación de fluencia .La ductilidad local se puede expresar numéricamente ya sea como la relación de curvatura total a curvatura en el limite de fluencia en una sección dada , o como la relación de rotación total a rotación en el limite de fluencia en el extremo de un miembro.

La ductilidad total o global es una propiedad de la curva carga-deformación expresada en términos de la resultante de las cargas externas actuantes en una porción grande de un sistema dado . Los marcos de edificios, por ejemplo ,son a menudo considerados como sistemas de cortante ,con el fin de estimar su respuesta dinámica no-lineal frente a excitaciones sísmicas ;la ductilidad global se puede entonces expresar en términos de las curvas que relacionan las fuerzas cortantes con las distorsiones laterales de entrepiso.

Los valores numéricos de las ductilidades locales y globales determinados con los criterios antes descritos no coinciden entre si , ni la ductilidad total en un entrepiso dado

idealizado como un segmento de viga de cortante coincide con los valores de las ductilidades concentradas , desarrolladas en las localidades correspondientes al entrepiso , ya que la ductilidad total es función de la relación de las contribuciones a la distorsión del entrepiso , de las deformaciones dúctiles concentradas y de las deformaciones elásticas distribuidas . En estas circunstancias se introduce un acoplamiento considerable entre las deformaciones no lineales de entrepisos adyacentes y como consecuencia el modelo de viga de cortante deja de tener validez .Sea que tenga o no validez el modelo mencionado , las ductilidades nominales de entrepiso son sólo indicadores de sus valores locales y de los factores que contribuyen a las concentraciones de ductilidad .

En términos generales , la ductilidad disponible de una sección de concreto reforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y de compresión , del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de varillas , de las resistencias del concreto y del acero , de la magnitud de la carga axial y del cuidado prestado al detallado de las conexiones entre elementos para evitar fallas por cortante y adherencia .Es evidente que la variabilidad de la ductilidad tanto local como global involucra y depende de una gran cantidad de parámetros (los cuales a su vez dan lugar a diferentes grados de incertidumbre) difíciles de agrupar y modelar a través de una función de distribución de probabilidades como las anteriormente mencionadas . En la literatura disponible al respecto no se encuentran estudios estadísticos de las ductilidades desarrolladas en sistemas estructurales ante la acción de excitaciones sísmicas . Para efectos de este estudio y basados en la experiencia y un buen juicio ingenieril (ref.12), se propone un estudio paramétrico , en el que se modele la variabilidad de la ductilidad global disponible por medio de una función log-normal de distribución de probabilidades , con valores nominales de la ductilidad disponible de 2 y 4 , y coeficientes de variación de 30 y 60 % (ref.12).

## 2.2 En relación con las acciones del medio

En problemas de confiabilidad sísmica el medio se describe por modelos estocásticos de cargas muertas , vivas y sísmicas . En términos generales , las estructuras están sujetas a muchos tipos de cargas; ellas pueden incluir cargas permanentes debidas al peso de la estructura y dispositivos permanentes , cargas vivas debidas a sus ocupantes y mobiliario removible , cargas laterales inducidas por viento y sismos , esfuerzos debidos a temperatura , asentamientos diferenciales , contracción , flujo plástico .El efecto de carga total puede ser debido a muchas posibles combinaciones de tales cargas .

Un tratamiento estadístico del problema de combinación de cargas requiere una definición adecuada de las cargas en

consideración .Las cargas son, en general , dependientes del tiempo y del espacio .Para estudiar sus combinaciones ,debe ser considerada la variabilidad con el tiempo y el espacio .

### 2.2.1 Carga viva

Las cargas vivas son aquellas que provienen del equipo y accesorios móviles , ocupantes y otras cargas no permanentes.La variación temporal de las cargas vivas ha sido ampliamente reconocida . Una representación típica de la variación temporal es como la que se muestra en la figura 2.1. Esta puede ser descompuesta en dos partes ;primero,la carga sostenida, la cual existe en un piso por un largo tiempo , y la extraordinaria o transitoria la cual tiene una intensidad relativamente alta pero cuya duración es muy corta . La carga viva sostenida es aquella que consiste del personal de trabajo normal , mobiliario y equipo .Esta porción de la carga viva total puede tener cambios abruptos de tiempo en tiempo debido a cambio de los propietarios o del uso del área de piso considerada . Ejemplos de cargas extraordinarias incluyen grandes grupos de personas ocupando un área de piso durante ocasiones especiales , concentración de mobiliario en un salón durante una remodelación , entre otros ;su duración podría ser únicamente por unas pocas horas o días .La probabilidad de ocurrencia simultánea de un sismo fuerte y una carga viva transitoria extraordinariamente alta es muy pequeña y ,por tanto, puede ser despreciada . Por esta razón , sólomente la porción de carga viva sostenida se considera normalmente en los modelos probabilistas de la carga viva (ref.13) .

En la literatura disponible se encuentran estudios relacionados con la variación espacial y temporal de la carga viva , como por ejemplo los citados en las referencias 14 , 15 , 16 y 17 .

Para efectos de este estudio y de acuerdo al modelo descrito en la referencia 14 , la variabilidad de la carga viva será descrita por una función de distribución de probabilidades del tipo Gamma , de la forma :

$$f(x) = \frac{\lambda (\lambda x)^k e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} ; x \geq 0 \quad (2.4)$$

Nota: esta distribución corresponde a un instante aleatorio .

en la cual :  $\Gamma(.)$  = función Gamma

$\lambda$  y  $k$  = parámetros dependientes de la media,  $E(X)$ ,  
y la varianza  $var(X)$   
 $x$  = variable aleatoria

$$k = \frac{E(X)^2}{var(X)}$$

$$\lambda = \frac{E(X)}{\text{var}(X)}$$

Los parámetros adoptados son : media de 70 kg/m<sup>2</sup> y coeficiente de variación de 50 por ciento (ref.14 , fig.2 ) .

### 2.2.2 Carga muerta

La carga muerta está constituida por el peso de la estructura y de las instalaciones permanentes. El peso de una estructura se obtiene de su geometría y depende del peso unitario de los elementos y sus dimensiones . El peso de un miembro de concreto reforzado puede ser expresado como:

$$W_d = \text{longitud} \cdot (W_c A_c + W_r A_r) \quad (2.5)$$

donde  $W_c$  y  $W_r$  son los pesos unitarios del concreto y del acero de refuerzo y  $A_c$  y  $A_r$  son sus respectivas áreas . La variabilidad básica de  $W_d$  puede ser fácilmente calculada de la ecuación ( 2.5 ) . Sin embargo , cualquier incertidumbre en la longitud del miembro , peso unitario del refuerzo o del concreto o aun en la sección transversal del miembro de concreto es despreciable en comparación con aquellas que se generan en la evaluación de las cargas vivas. Por esta razón , y para efectos de este estudio se considera que la carga muerta es de tipo determinista .

### 2.2.3 Carga sísmica

La incertidumbre en las cargas sísmicas surge de la aleatoriedad del origen , magnitud , mecanismo de ruptura del sismo , así como de la trayectoria de propagación de las ondas y de la incertidumbre en la respuesta dinámica para una intensidad sísmica dada . A pesar de los enormes obstáculos que dichas incertidumbres implican , con objeto de efectuar análisis dinámicos se requiere que el ingeniero proponga y aproxime modelos analíticos de la estructura , así como de la excitación sísmica prescrita . Para fines de estudios sobre confiabilidad estructural conviene definir la excitación sísmica mediante modelos que consideren la aleatoriedad del movimiento durante un sismo . El modelo matemático que trate de reproducir el fenómeno de manera realista debe considerar la naturaleza evolutiva en intensidad y en contenido de frecuencias .

En este trabajo , con objeto de modelar la excitación sísmica aleatoria , se utilizaron 20 acelerogramas los cuales fueron simulados tomando como base los primeros 30 segundos de la componente norte-sur del sismo de EL CENTRO , CALIFORNIA (18 de mayo de 1940). Los registros de dichos acelerogramas , así como los respectivos espectros de respuesta, incluyendo el espectro medio utilizado para diseño , se muestran en el Apéndice A de este trabajo . Las bases teóricas, al igual que el proceso de simulación que fundamentan los registros aquí utilizados , se describen en las referencias 2 y 3.

## CRITERIOS Y ALGORITMOS DE ANALISIS

3.1 Criterios generales

A continuación se plantean las bases del criterio de análisis seguidas en este trabajo con objeto de evaluar las tasas esperadas de falla de estructuras con propiedades inciertas, diseñadas para una intensidad dada (la cual corresponde a un periodo de recurrencia y a una probabilidad de excedencia prefijados), y sujetas a la acción aleatoria de sismos. Con la idea de proporcionar un marco de referencia conceptual se discutirán previamente algunas ideas, como son:

-Por tasa de falla estructural ( $\lambda_f$ ) se entiende el número esperado de veces que la estructura fallaría por unidad de tiempo, considerando todas las intensidades que puedan ocurrir en esa unidad de tiempo y las correspondientes probabilidades de falla.

-Suponemos conocida para el sitio de interés (donde se suponen ubicadas las estructuras) la curva de riesgo sísmico  $\lambda$ - $y$ , en la cual  $\lambda$  representa el número esperado de veces que se excede una intensidad sísmica dada "y", por unidad de tiempo.

-En este estudio la unidad de tiempo es un año, y la intensidad sísmica "y" se expresará en términos de la aceleración máxima del terreno (cm/seg<sup>2</sup>).

-Se considera aquí definido el tipo de falla de interés: falla dúctil. Significa esto que se supone que las estructuras en consideración han sido proporcionadas y detalladas de tal forma que no pueden sufrir fallas frágiles como son aquellas originadas por cortante, torsión, adherencia.

-Una vez definido el tipo de falla de interés (falla dúctil), conviene adoptar un criterio para fijar con precisión aquello que se entiende por falla. Falla (dúctil) en un marco estructural puede referirse al desarrollo de ductilidades excesivas en las articulaciones plásticas, al desarrollo de ductilidades excesivas en términos de deformaciones laterales o a problemas de inestabilidad. Las dos primeras son formas alternativas de definir la falla, pero dado uno de esos criterios puede haber muchos modos, cada uno de los cuales implica que se exceda la ductilidad aceptable en una sección dada o en un entripiso dado. El tercer criterio (inestabilidad) engloba otra familia de modos de falla, pues incluye los modos de inestabilidad de cada uno de los entripisos.

Así, si se tienen "n" modos potenciales de falla que son significativos y definimos "S<sub>1</sub>" como la máxima amplitud

absoluta de la respuesta en el modo "i" (por ejemplo, la máxima deformación lateral de un entrepiso dado, o la máxima rotación de una articulación dada) y a "R<sub>i</sub>" la correspondiente resistencia o capacidad de deformación (de la porción de estructura o de la sección según el caso) durante un sismo, la falla ocurre en el modo cuyo cociente  $Q = S_i / R_i$  alcanza primero el valor de 1.

En este estudio los modos de falla de interés son los referidos al desarrollo de ductilidades excesivas medidas en términos de deformaciones laterales (desplazamientos relativos de entrepiso) y para este caso, conviene definir la variable

$$Q = \max. (S_j / R_j) \quad (3.1)$$

$$j = 1, 2, \dots, k$$

k: número de pisos de la estructura

y expresar la probabilidad de falla como la probabilidad de que  $Q > 1$ .

-La distribución de la respuesta estructural máxima durante "t" años depende de la distribución de la intensidad sísmica máxima en ese lapso de tiempo y de la distribución de la respuesta estructural máxima para cada intensidad. La incertidumbre asociada al primer concepto es muy superior a la ligada al segundo concepto y por tanto la distribución de la intensidad sísmica máxima domina la distribución de la respuesta máxima en los "t" años mencionados. En razón a lo anterior es factible hacer hipótesis razonables sobre la forma de la función de distribución de "Q",  $f_Q(Q|y)$ , para una intensidad dada (ref.12) y enfocar la atención a determinar los primeros dos momentos estadísticos de "Q" como función de "y".

- Si se pueden conocer la media y varianza de "Q" como función de "y" y suponer una forma adecuada para la función  $f_Q(Q|y)$  es posible entonces calcular la probabilidad de falla en cada intensidad como (ver fig. 3.1) :

$$P(Q > 1|y) = 1 - F_Q(1|y) \quad (3.2)$$

donde  $F_Q(1|y)$  es la distribución de probabilidades acumulada para  $Q > 1$ , condicionada a que la intensidad vale "y".

-Conociendo  $P(Q > 1|y)$ , es posible calcular la tasa de falla estructural,  $\gamma_f$ , como sigue (ref.1) :

$$\gamma_f = \int_0^{\infty} -\frac{d\gamma_f}{dy} P(Q > 1|y) dy \quad (3.3)$$

En donde  $d\gamma_f/dy$  es la pendiente de la curva  $\gamma_f$  vs y, evaluada en "y".

La deducción de la expresión para la tasa de falla estructural



está basada en que la ocurrencia de sismos con intensidades entre "y" y "y+dy" se obtiene como  $(-\dot{\lambda}) / \Delta y dy$ , y que cada uno de esos sismos pueden dar lugar a la ocurrencia de eventos  $Q \geq 1$ . Si se toman en cuenta todas las posibles intensidades sísmicas que puedan ocurrir en el sitio de interés (fijadas por la curva de riesgo sísmico,  $\dot{\lambda}_y - y$ , para el sitio en discusión) y las correspondientes probabilidades de falla que éstas implican, será posible estimar la tasa de falla estructural tal como se definió anteriormente. La integral (3.3) en general se tendrá que efectuar en forma numérica.

-Por razones expuestas anteriormente, obtener  $P(Q \geq 1|y)$  para diversas intensidades "y", de manera de poder aplicar la ecuación (3.3) puede ser excesivamente laborioso. Para reducir el esfuerzo que se requiere para este fin, y como ya se había mencionado, puede adoptarse una forma para la distribución  $f_Q(q|y)$  y luego tratar de obtener la media y varianza,  $E^Q(Q|y)$  y  $var(Q|y)$ , como función continua, por un criterio eficiente (aplicando el criterio de simulación de Montecarlo, que será descrito en detalle en una sección más adelante). Para lograr esto último se propone el siguiente algoritmo de análisis:

1. Selecciónese un número suficientemente grande de valores de intensidad "y" (el límite superior para el valor nominal de las intensidades seleccionadas, puede ser el que la curva  $\dot{\lambda}_y$  - y indique como máximo posible para el sitio de interés).

2. Para cada intensidad "y" seleccionada, escójase en forma aleatoria un acelerograma (de un grupo suficientemente grande de acelerogramas simulados para modelar la excitación sísmica prescrita) y escálese de forma de obtener para dicho registro un valor de aceleración máxima absoluta igual a la intensidad "y" seleccionada (medida en este estudio, como ya se dijo, en términos de la aceleración máxima del terreno). Los registros de esta forma considerados, representarán la excitación sísmica aleatoria que provocará la perturbación de las estructuras.

3. En cada intensidad "y" seleccionada, se propondrá un modelo estructural el cual ha sido diseñado para una intensidad nominal ( $y^*$ ) prescrita, pero cuyo conjunto de propiedades mecánicas, geométricas y de ductilidad, así como las cargas verticales, todas ellas consideradas como variables aleatorias en este estudio, se proporcionarán de acuerdo al criterio de simulación de Montecarlo, el cual considera las diferentes funciones de distribución de probabilidad que describen la variabilidad de dichos parámetros (discutidas en el capítulo 2). Las estructuras de esta forma consideradas reflejarán las incertidumbres en las propiedades de la estructura así como en las cargas verticales.

4. Cada modelo estructural simulado en cada intensidad "y" seleccionada, sujeta a la excitación sísmica que aleatoriamente le correspondió, será analizado dinámicamente

por un procedimiento paso a paso en el tiempo con objeto de obtener su respuesta máxima o lo que aquí se denomina sollicitación "S<sub>j</sub>". Como ya se mencionó, en este estudio la respuesta de interés está referida a los desplazamientos relativos de entrepiso. Por tanto, el subíndice "j" corresponde al entrepiso en consideración.

5. Para cada modelo estructural simulado (correspondiente a cada intensidad "y" seleccionada), será evaluada su resistencia o capacidad de deformación "R<sub>j</sub>" de acuerdo a un criterio adecuado para tal fin; dicho criterio será discutido más adelante en este mismo capítulo ( "R<sub>j</sub>" se refiere a la capacidad de deformación lateral del entrepiso "j" ).

6. Para cada modelo estructural en cada intensidad "y" seleccionada, se evaluará "Q<sub>x</sub>" de acuerdo al criterio ya descrito:

$$Q_x = \max. (S_j / R_j)_x$$

$$j = 1, 2, \dots, k$$

$$x = 1, 2, \dots, p$$

donde "k" es número de pisos de la estructura y "p" es el número total de intensidades consideradas para el estudio.

7. Con los distintos valores de Q<sub>x</sub> obtenidos en cada intensidad y, sobre una gráfica Q<sub>x</sub> vs. y se podrá prever el tipo de relación existente entre ambas variables, para luego hacer un ajuste matemático (por ejemplo por "mínimos cuadrados") de alguna función continua. Dicha función representará el primer momento estadístico: E(O|y), es decir, el valor esperado de O dado y.

8. El segundo momento estadístico o varianza de la estimación S<sup>2</sup>(O|y), se define mediante la expresión:

$$S^2(O|y) = 1/n \sum_{x=1}^n (O_x - E(O|y_x))^2 \quad (3.4)$$

En esta expresión, el subíndice "x" corresponde a cada punto observado y "n" es el total de datos de "O".

### 3.2 Criterio de simulación de Montecarlo

El método de Montecarlo puede ser descrito como una técnica para la solución de problemas numéricos a través del muestreo experimental (referencias 18 y 21). El método normalmente consiste de tres pasos:

1. Simular la variable aleatoria.
2. Resolver el problema determinista un número suficientemente grande de veces, y
3. Analizar estadísticamente los resultados.

Para efectos de este estudio , las variables aleatorias que se consideran son aquellas descritas en el capítulo 2 ,con sus correspondientes funciones de distribución de probabilidad y primeros dos momentos estadísticos .A partir de ésta información , se describe a continuación el procedimiento propuesto para la simulación de los valores particulares de tales parámetros :

-Selección de los puntos críticos de las estructuras por analizar . Dichos puntos críticos deberían corresponder aproximadamente a las secciones de la estructura en donde más posiblemente se formen articulaciones plásticas por efecto de cargas reversibles .

-Selección del tipo de correlación espacial existente para una misma variable , que pueda incidir notoriamente en la respuesta y que refleje el grado de homogeneidad en cuanto a los valores que tomen las diferentes propiedades y características estructurales .Aquí se consideran esencialmente dos tipos de correlación a saber : buena correlación y pobre correlación . Además , se consideran correlaciones para una misma variable entre los extremos de un mismo elemento estructural y entre miembros estructurales distintos .

-A partir de los coeficientes de correlación entre los diversos puntos críticos de la estructura y de sus correspondientes valores de desviación estándar se forma la matriz de covarianzas del sistema .

-Con la matriz de covarianzas del sistema y el vector de valores medios para cada variable aleatoria en consideración, se simulan por el método de transformación lineal los vectores aleatorios que contienen los valores de las diversas variables en cada sección crítica de la estructura .

A continuación se presenta una breve descripción del método de transformación lineal :

un vector aleatorio  $\{Y\}$  , con función de distribución de probabilidad prescrita , vector de valores medios conocido  $\{m\}$  y matriz de covarianzas calculada  $[V]$  , puede ser obtenido de:

$$\{Y\} = [C] \{Z\} + \{m\} \quad (3.5)$$

donde  $\{Z\}$  es un vector de valores aleatorios no correlacionados con distribución normal estándar  $N(0,1)$  ,  $\{m\}$  es el vector de valores medios y  $[C]$  es una matriz resultante de la descomposición de la matriz simétrica y positiva-definida  $[V]$ , en un producto de una matriz triangular inferior  $[C]$  y una matriz triangular superior  $[C]^T$  ,conocido también como descomposición de Cholesky :

$$[C] [C]^T = [V] \quad (3.6)$$

El procedimiento de obtención de los valores aleatorios no correlacionados del vector (Z) está basado en el método de la transformada inversa, el cual se describe a continuación:

Sea X una variable aleatoria con función de distribución de probabilidad acumulada  $F_X(x)$ . Puesto que  $F_X(x)$  es una función no decreciente, la función inversa  $F_X^{-1}(y)$  puede ser definida para cualquier valor de "y" entre 0 y 1 como:  $F_X^{-1}(y)$  es el más pequeño "x" que satisface  $F_X(x) \geq y$  y, esto es,

$$F_X^{-1}(y) = \inf. (x : F_X(x) \geq y) \quad , \quad 0 \leq y \leq 1 \quad (3.7)$$

Probar que si "U" está uniformemente distribuida en el intervalo (0,1), entonces

$$X = F_X^{-1}(U) \quad (3.8)$$

tiene función de distribución acumulada  $F_X(x)$ .

La prueba es directa:

$$P(X \leq x) = P[F_X^{-1}(U) \leq x] = P[U \leq F_X(x)] = F_X(x) \quad (3.9)$$

Así, para obtener un valor de "x" de la variable aleatoria X, se obtiene un valor de "u" de la variable aleatoria U, se calcula  $F_X^{-1}(u)$  y se hace igual a "x" (ver figura 3.2).

El fundamento teórico y matemático de las últimas ideas aquí presentadas se encuentra desarrollado con rigor y detalle en las referencias 18 y 21.

De esta manera, con los criterios anteriormente presentados es factible para cada variable aleatoria simular un conjunto de valores (vector) que definan cada estructura en términos de sus propiedades mecánico-geométricas, de cargas y de ductilidad disponible.

### 3.3 Consideraciones especiales de modelación para el análisis dinámico inelástico

Con el objeto de conocer la respuesta estructural máxima anteriormente discutida, se propone en este estudio conducir los análisis dinámicos inelásticos haciendo uso del programa de computadora DRAIN-2D (ref.22). La bondad de los resultados obtenidos haciendo uso de dicho programa fue probada en estudios analíticos y experimentales llevados a cabo por Moehle y Alarcon (ref.23). Ellos concluyeron, entre otras cosas, que la principal ventaja de los métodos dinámicos (los cuales fueron conducidos con DRAIN-2D) es la capacidad para estimar la respuesta de desplazamientos máximos. Por ésta

razón y por la disponibilidad con que se cuenta para este estudio del DRAIN-2D, los análisis dinámicos de las estructuras de interés serán efectuados haciendo uso de dicho programa.

En lo que sigue, se presentarán brevemente algunas de las principales características e hipótesis de trabajo del programa, relacionadas con los modelos estructurales que aquí se analizarán.

### 3.3.1 Principales características del programa

-La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos discretos. El análisis se efectúa por el método de rigideces directo, con desplazamientos nodales como incógnitas. Cada nodo posee tres grados de libertad de desplazamiento, como en un análisis de marcos planos típico. Sin embargo, es posible que los desplazamientos de traslación o rotación de cualquier nodo o grupo de nodos se especifiquen con valores idénticos o nulos, proporcionando de esta forma al análisis, sustancial libertad en la idealización de la estructura y permitiendo además que el tamaño del problema se reduzca en gran proporción.

-Las masas de la estructura se suponen concentradas en los nodos. La matriz de masas resulta diagonal.

-La excitación sísmica se define por registros de tiempo-historia de aceleración del terreno, los cuales pueden ser diferentes en las direcciones vertical y horizontal. En este estudio solo se considera la dirección horizontal.

-Se supone que todos los puntos de soporte de la estructura se mueven en fase.

-La respuesta dinámica se determina por integración paso a paso, suponiendo aceleración constante dentro de cualquier paso de integración.

-En el método de rigideces directo, la matriz de rigidez de la estructura se obtiene a partir de las matrices individuales de rigidez de los elementos por un proceso simple de adición directa. Cada elemento tiene un número de posibles grados de libertad que constan de los modos de deformación y movimientos de cuerpo rígido. Dichos grados de libertad del elemento deben estar relacionados con los desplazamientos de los nodos a los cuales el elemento se conecta, y por tanto, en última instancia, a los grados de libertad de la estructura.

-Las ecuaciones de equilibrio que deben ser resueltas en cualquier etapa del análisis pueden ser descritas como:

$$[K] \{r\} = \{R\} \quad (3.10)$$

en donde:

$[K]$  = matriz de rigidez de la estructura

- (R)= vector de cargas  
 (r)= vector de incógnitas correspondiente a los  
 grados de libertad de la estructura

En el programa , dichas ecuaciones son resueltas por un algoritmo basado en eliminación Gaussiana . Cuando los desplazamientos nodales han sido determinados , por cinemática se obtienen las deformaciones en el elemento y de estas pueden obtenerse los elementos mecánicos del mismo .

-En el análisis dinámico , la ecuación de equilibrio en un instante cualquiera puede escribirse como :

$$[M] \{d\ddot{r}\} + [C_T] \{d\dot{r}\} + [K_T] \{dr\} = \{dp\} \quad (3.11)$$

en donde  $\{d\ddot{r}\}$ ,  $\{d\dot{r}\}$  y  $\{dr\}$  son los incrementos de aceleración , velocidad y desplazamiento , respectivamente , en los nodos ;  $\{dp\}$  es el incremento de carga aplicada ;  $[M]$  es la matriz de masas , y  $[C_T]$  y  $[K_T]$  son los valores tangentes de las matrices de amortiguamiento y rigidez para la estructura en el estado actual . Para un intervalo finito de tiempo,  $\Delta t$  , la siguiente ecuación se satisface aproximadamente :

$$[M] \{\Delta\ddot{r}\} + [C_T] \{\Delta\dot{r}\} + [K_T] \{\Delta r\} = \{\Delta p\} \quad (3.12)$$

en la cual  $\{\Delta\ddot{r}\}$ ,  $\{\Delta\dot{r}\}$ ,  $\{\Delta r\}$  y  $\{\Delta p\}$  son incrementos finitos de aceleración , velocidad , desplazamiento y carga respectivamente y las matrices de amortiguamiento y rigidez tangente corresponden al estado de la estructura en el comienzo del intervalo de tiempo . Debido a que pueden ocurrir cambios en el estado de la estructura durante el intervalo de tiempo , el nuevo estado obtenido al final del intervalo resolviendo la ecuación (3.12) puede no satisfacer exactamente el equilibrio . El procedimiento usado en el programa determina cualquier error que pueda ser introducido y lo compensa con aplicación de cargas correctivas durante los subsecuentes intervalos de tiempo (ver ref. 22).

-Se formula un modelo de vigas de concreto reforzado , el cual exhibe propiedades de degradación de rigidez flexionante cuando está sujeto a cargas cíclicas .

En este modelo , la fluencia puede tener lugar solamente en articulaciones plásticas concentradas en los extremos del elemento . El endurecimiento por deformación del acero de refuerzo y la degradación de la rigidez flexionante son tomadas en cuenta suponiendo que el elemento consiste en un elemento viga elástico lineal con resortes rotacionales no-lineales en cada extremo (ver figura 3.3) . Todos los efectos de deformaciones plásticas , incluyendo los efectos de degradación de rigidez , son introducidos por medio de relaciones momento-rotación para los resortes rotacionales . La relación momento-rotación para cada articulación es una versión del modelo de Takeda (ver figura 3.4) . La

relación básica está en la forma de una curva bilineal , con una rigidez inicial y una subsecuente rigidez de endurecimiento por deformación , las cuales son características de condiciones de carga monotónicas .

-Para efectos de este estudio y de pruebas de sensibilidad de la respuesta que condujeran a un mínimo esfuerzo computacional , se seleccionó un paso de integración " $\Delta t$ " de 0.014 segundos . Se supuso un amortiguamiento viscoso del 5% del crítico , el cual se encuentra en el rango sugerido por Newmark y Hall (ref.24) para respuesta cerca del nivel de cedencia . Tanto en los elementos viga como en los elemento columna se consideraron los efectos de degradación de la rigidez flexionante y de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo .

Se asignó un valor inicial muy grande a la rigidez elástica del resorte (EI) , de tal forma que cada articulación es esencialmente rígida hasta la cedencia . Se supuso una relación de rigidez de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo a rigidez elástica del resorte de 0.02 .

-Como se mencionó anteriormente , la respuesta de interés en este estudio se refiere a los desplazamientos relativos máximos de cada entrepiso .

### 3.4 Criterio para evaluar la capacidad de deformación de entrepiso en marcos estructurales de múltiples niveles

Puesto que el interés aquí está centrado en el modo de falla referido al desarrollo de ductilidades excesivas medidas en términos de deformaciones laterales , o más explícitamente , de desplazamientos relativos de entrepiso , es necesario determinar previamente cuál será la capacidad de deformación, o resistencia, de cada entrepiso en cada uno de los marcos estructurales que se analicen .

Determinar la capacidad de deformación de los entrepisos en un marco estructural implica considerar un sistema de cargas con una distribución específica que actúa sobre dicho marco . Teniendo en cuenta que al actuar un sismo la distribución de fuerzas inerciales puede tomar diversas configuraciones que desconocemos de antemano , se hace necesario adoptar un criterio para definir dicha configuración . Parece razonable pensar que una distribución lineal (que varía de cero en la base a máxima en la parte superior del marco considerado ) de fuerzas estáticas aproxime razonablemente bien las distribuciones de carga que podrían presentarse , si se tiene en cuenta que tal distribución produce al marco configuraciones semejantes a las del primer modo de vibrar .

Así , la capacidad de deformación ( $R_u$ ) de cada entrepiso en un marco estructural podría definirse en términos de la curva que relaciona la fuerza cortante con la distorsión lateral del entrepiso , cuando el sistema se encuentra sujeto a cargas estáticas monotónicamente crecientes . Curvas típicas de comportamiento para un entrepiso , son como la que se indica en la figura 3.5 .

El criterio seguido en este estudio para determinar el desplazamiento relativo de cedencia de un entrepiso a partir de su curva de comportamiento se ilustra también en la figura 3.5. De lo anterior, se puede definir la capacidad de deformación o resistencia de entrepiso como

$$R_j = \mu_j d_{yj} \quad (3.13)$$

donde :  $j$  = entrepiso considerado  
 $\mu_j$  = factor de ductilidad simulado para el entrepiso "j"  
 $d_{yj}$  = desplazamiento relativo de cedencia del entrepiso "j"

Para mantener congruencia en la modelación, se propone en este estudio efectuar los análisis estáticos inelásticos haciendo uso del mismo programa de computadora (DRAIN-2D), ya mencionado para los análisis dinámicos inelásticos. Los análisis estáticos se efectuarán introduciendo elementos y masas ficticias (con fines que se explican a continuación). El modelo analítico se ilustra en la figura 3.6. Como se muestra, todas las masas son eliminadas de la estructura original con objeto de que en el marco no se desarrollen fuerzas inerciales y éste funcione como un resorte en el sistema; así mismo, un elemento rígido con grandes masas (que contrarresten los efectos de vibración dinámica) se adiciona al sistema. El elemento rígido se fija a cada nivel de piso por medio de resortes, los cuales poseen una rigidez definida de acuerdo con la distribución de carga lateral estática deseada (con tal fin, se requiere que las rigideces de los resortes sean muy pequeñas comparadas con las del marco). El sistema se excita por medio de un pulso de aceleración triangular que mueve lentamente el elemento rígido lejano a la estructura. De esta forma, los resortes se deforman y desarrollan fuerzas que son aplicadas monotónicamente a la estructura. Las propiedades del sistema se definen de tal forma de lograr una distribución de cargas laterales que varían linealmente de cero en la base a un máximo en la parte superior de la estructura. En todos los otros aspectos, la modelación analítica de las estructuras de prueba será idéntica a la usada para los análisis dinámicos inelásticos.



## CASOS POR ESTUDIAR

Con el objeto de aplicar el criterio anteriormente descrito para conocer las tasas esperadas de falla estructural en marcos típicos de múltiples niveles, se presentan a continuación una descripción del modelo estructural seleccionado para tal fin, las variables de interés que, en una primera aproximación, se considera puedan tener influencia significativa en las tasas esperadas de falla, y finalmente, una descripción de los parámetros de sismicidad (que se suponen conocidos en este estudio) del sitio de interés donde se suponen ubicadas las estructuras.

#### 4.1 Descripción de los marcos estructurales

El modelo estructural que se ilustra en la figura 4.1 representa en dimensiones y características un marco continuo de múltiples niveles de los más comúnmente empleados en proyectos de edificios a base de marcos de concreto reforzado.

Se supone que los marcos aquí estudiados pertenecen a un sistema a base de marcos como se indica en la figura mencionada.

De una evaluación preliminar de cargas, suponiendo que el destino de la construcción es para oficinas (clasificación según el uso, grupo B, Reglamento del Distrito Federal "R.D.F-76"), se efectuó un predimensionamiento de las secciones, escogiendo unas secciones transversales cuyos valores nominales son los que se indican en la tabla 4.2. Por sencillez, se tomaron valores nominales idénticos de las secciones transversales de las vigas para los tres elementos (20x40 cm.) y de igual manera para las columnas de los tres niveles (35x35 cm.).

En el proporcionamiento de secciones y dimensiones generales del marco se siguieron recomendaciones dadas en la referencia 26, en cuanto a la esbeltez de la estructura (relación de la altura a ancho efectivo de la estructura,  $H/W < 3$ ) para evitar contribuciones importantes de las deformaciones por fuerza normal a la deformación total, así como también en lo relacionado con el índice de rotación nodal (relación de suma de rigideces relativas de trabes ( $I/L$ ) a suma de rigideces relativas de columnas en que se apoyan las trabes en cuestión, valuado en el piso medio del marco  $< 0.1$ ) para buscar un comportamiento de marco en la estructura en vez de "voladizo disfrazado de marco" (ref. 26).

Para fines de diseño, se analizaron los marcos por el método estático considerando las diferentes combinaciones de cargas especificadas en el R.D.F-76:

$$\begin{array}{l} 1.4 \text{ (CM +CV)} \\ 1.1 \text{ (CM +CV +CS)} \end{array} \quad (4.1)$$

donde : CM = carga muerta  
 CV = carga viva  
 CS = carga sismica

y las fuerzas laterales que representan la carga sismica fueron obtenidas con base en el coeficiente sismico que resulta del espectro medio (fig. A-1 , apéndice A) calculado para las 20 simulaciones del sismo de El Centro , California .

Para efectos del estudio que aqui se presenta , se analizaron y diseñaron un total de 3 marcos , con características que a continuación se detallan :

TABLA 4.1 PRINCIPALES PARAMETROS PARA EL ANALISIS ESTADICO DE LOS MARCOS ESTUDIADOS

MARCO #	PERIODO FUND. DE LA ESTRUCT. (SEG.)	DUCTILIDAD NOMIN. DE DISEÑO	COEFIC. SISMICO (r.p.d.) <sup>*</sup>
1	0.85	2	0.248
2	0.85	4	0.124
3	0.36	4	0.174

\* r.p.d.= reducido por ductilidad

Nota: conviene aclarar que para pasar de una estructura con periodo inicial de 0.85 seg. a una de 0.36 seg. sin modificar las secciones iniciales de la estructura , se multiplicaron todas las rigideces de los elementos por un factor (F) de forma de obtener una nueva estructura con el periodo deseado. Dicho factor resultó ser:

$$F = w_2^2 / w_1^2$$

En donde :  $w_2$  = frecuencia deseada para la nueva estructura .  
 $w_1$  = frecuencia inicial correspondiente a las secciones originalmente propuestas .

En el caso particular aqui considerado , en el que se deseaba pasar de una estructura de 0.85 seg. a una de 0.36 seg. , F resultó ser igual a 5.60 .

TABLA 4.2

## PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LAS VARIABLES ALEATORIAS CONSIDERADAS

VARIABLE ALEATORIA	f.d.p. ADOPTADA	VALOR NOMINAL	VALOR MEDIO	DESVIACION ESTANDAR
$f_c$	normal	200 k/cm <sup>2</sup>	202.5	39.49
$f_y$	normal	4200 K/cm <sup>2</sup>	4680	449.28
vigas	b	20 cm	20.25	0.37
	h	40 cm	39.72	0.54
columnas	b	35 cm	35.16	0.64
	h	35 cm	35.16	0.64
r	vigas	3 cm	3.16	1.11
	columnas	3 cm	3.78	0.42
C V	gamma		70 k/m <sup>2</sup>	35
ductilidad	lognormal	2	3.28	0.984
		4	6.56	1.968

f.d.p. =función de distribución de probabilidad

C V =carga viva

r =recubrimiento

b y h =dimensiones de las secciones transversales

$f_c$  =resistencia a la compresión del concreto

$f_y$  =esfuerzo de fluencia del acero

TABLA 4.3

AREAS DE ACERO PROPORCIONADAS EN EL DISEÑO A LAS SECCIONES CRITICAS

DUCTILIDAD NOMINAL	MARCO 1		MARCO 2		MARCO 3	
	2	4	4	4	4	4
SECCION CRITICA	AS <sub>1</sub> ( CM <sup>2</sup> )	ASP <sub>1</sub> ( CM <sup>2</sup> )	AS <sub>2</sub> ( CM <sup>2</sup> )	ASP <sub>2</sub> ( CM <sup>2</sup> )	AS <sub>3</sub> ( CM <sup>2</sup> )	ASP <sub>3</sub> ( CM <sup>2</sup> )
1	6.00	6.00	4.00	4.00	4.96	4.96
2	6.58	11.70	2.58	7.87	2.68	8.38
3	4.00	4.00	4.00	2.58	3.57	*1.44
4	6.00	6.00	4.00	4.00	4.96	4.96
5	6.00	6.00	*4.00	*4.00	3.77	3.77
6	5.29	10.40	2.58	7.87	1.89	8.09
7	4.00	2.58	4.00	2.58	3.18	*1.05
8	6.00	6.00	*4.00	*4.00	3.77	3.77
9	6.00	6.00	*4.00	*4.00	5.95	5.95
10	*1.42	6.60	*1.42	5.68	*0.21	5.61
11	4.00	2.58	4.00	*1.42	3.98	1.85
12	6.00	6.00	*4.00	*4.00	5.95	5.95

\* condición de acero mínimo

° área de acero estimada únicamente con el objeto de proporcionar secciones doblemente reforzadas

Nota : en los marcos 1 y 2 las áreas de acero fueron ajustadas al área correspondiente a varillas enteras ( diámetros comerciales ) más próxima .

#### 4.2 Variables de interés seleccionadas

Con el objeto de evaluar la influencia que sobre las probabilidades de falla estructural tienen algunos de los principales parámetros estructurales, se han seleccionado aquí para su estudio las siguientes variables :

-Periodo : T

-Ductilidad :  $\mu$

-Coeficiente de variación de la ductilidad :  $V_{\mu}$

-Tipo de correlación espacial existente entre los distintos miembros estructurales , para las diferentes variables aleatorias consideradas ( $f_c$  ,  $f_y$  , b, h y r) : C

En cuanto al periodo, se seleccionaron dos valores que considerados en relación con el espectro medio de diseño (ver fig.A-1 ,apéndice A) representan el primero ( $T_1 = 0.85$  seg.), un periodo relativamente largo , que cae en la parte descendente del espectro y para el cual los efectos de pérdida de rigidez del sistema ante cargas reversibles reportan condiciones favorables en cuanto a la respuesta del sistema , y el segundo , un periodo más corto ( $T_2 = 0.36$  seg.), que se encuentra próximo al intervalo de valores para los cuales la respuesta del sistema es máxima . Para éste último valor considerado, los efectos de pérdida de rigidez del sistema son críticos en cuanto a que lo conducen a mayores respuestas .

En relación con la ductilidad , se consideran en este estudio dos valores típicos que, cumpliendo con ciertos requerimientos previos , son los que usualmente especifican los códigos de diseño (por ejemplo, R.D.F-76) para considerar en el análisis de estructuras como las aquí estudiadas. Dichos valores son  $\mu_1 = 2$  y  $\mu_2 = 4$  .

Así mismo, en razón del tipo de falla contemplada en este estudio (falla dúctil) , se consideró de vital importancia efectuar un análisis cuantitativo de la influencia que sobre las probabilidades de falla tienen las medidas de dispersión de la ductilidad . Para tal fin y dado que no se conoce la existencia de información estadística de dicho parámetro , se recurre aquí a la experiencia y buen juicio ingenieril (ref.12) para proponer valores del coeficiente de variación de la ductilidad de  $V_{\mu 1} = 0.3$  y  $V_{\mu 2} = 0.6$  .

Finalmente , con la idea de evaluar la influencia que sobre las probabilidades de falla presenta el grado de correlación en las propiedades consideradas de los diferentes elementos dentro de una estructura , se han definido para su estudio dos tipos de correlación : buena correlación (BC) y pobre correlación (PC) . La primera indica que tanto las propiedades

mecánicas ( $f_c$  y  $f_y$ ) como las características geométricas ( $b, h$  y  $r$ ) de las diferentes secciones de la estructura se encuentran perfectamente correlacionadas (coeficientes de correlación entre diferentes secciones = 0.99). La segunda, por el contrario, refleja una pobre correlación entre los valores que toman las distintas variables en los diferentes miembros de la estructura (coeficientes de correlación entre las distintas secciones de interés de 0.6 para  $f_c$  y 0.8 para las demás variables).

Para desarrollar el criterio anteriormente propuesto, una vez que se han definido las variables por observar, se plantea conducir el estudio conforme a la secuencia mostrada en el diagrama de la figura 4.2.

La organización planteada en la figura mencionada obedece a la búsqueda por evaluar la influencia de los parámetros anteriormente descritos en las tasas de falla estructural. Así, los casos 1 y 2 comparan la influencia de la ductilidad, los casos 3 y 4 del coeficiente de variación de la ductilidad, los casos 3 y 5 del tipo de correlación espacial existente y el 2 y 5 del periodo de la estructura, cubriendo de esta forma la totalidad de variables por observar que se seleccionaron en este estudio.

#### 4.3 Parámetros de sismicidad del sitio de interés

Como ya se mencionó, en este estudio se suponen conocidos los parámetros que definen la sismicidad del sitio de interés. Para el caso que aquí concierne, se adoptan los resultados obtenidos de un estudio reciente de sismicidad (ref.25) de la central termoeléctrica Lázaro Cárdenas, en el cual los parámetros obtenidos son los que se describen a continuación:

La curva que define la sismicidad del sitio de interés ( $\lambda_y$ ) está expresada como:

$$\lambda_y = K y^{-r} [1 - (y/y_m)^e] \quad (4.2)$$

donde:  $\lambda_y$  = tasa de excedencia de la intensidad "y" (1/año)

$y_m$  = intensidad máxima probable para ese sitio.

K, r, e = parámetros dependientes del sitio.

En el estudio mencionado, los valores obtenidos para dichos parámetros fueron:

$K = 129.5$ ,  $r = 1.6$ ,  $e = 1.0$ ,  $y_m = 1125 \text{ cm/seg}^2$ .

Por tanto, para la intensidad nominal de diseño  $y^*$  (o aceleración máxima del terreno, ver fig. 4.3) cuyo valor corresponde al promedio de las aceleraciones máximas de los 20 registros simulados y que es de  $y^* = 275.66 \text{ cm/seg}^2$ , la ecuación (4.2) arroja un valor para la tasa de excedencia de

la intensidad nominal de diseño de  $\gamma_{y^*} = 0.0122$ .  
 Por otra parte, puesto que al evaluar la tasa de falla estructural  $\gamma_f$ , ecuación (3.3), es necesario evaluar la pendiente de la curva  $\gamma_y - y$ , ésta se describirá a continuación como:

$$\frac{d\gamma_y}{dy} = -K r y^{-(r+1)} \left( 1 - y^e / y_m^e \right) - K y^{-r} \left( e y^{e-1} / y_m^e \right) \quad (4.3)$$

y sustituyendo en los valores de los parámetros del sitio de interés, resulta:

$$-\frac{d\gamma_y}{dy} = 207.2 y^{-2.6} - 6.9070 \times 10^{-2} y^{-1.6} \quad (4.4)$$

## CAPITULO 5

### RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en un total de 80 marcos simulados con distintas características, agrupados de forma tal de observar la incidencia de las distintas variables en la tasa de falla estructural y denominados como caso 1 a caso 5 para distinguir el caso particular de estudio. Posteriormente, y para continuar con el criterio anteriormente planteado (capítulo 3), se describe el ajuste matemático a funciones que definen los primeros dos momentos estadísticos de la variable "O" en cada uno de los casos de interés planteados en este estudio, y finalmente se evalúan las tasas de falla estructural de los diferentes casos estudiados.

#### 5.1 Resultados de los casos estudiados

Los resultados de los 5 casos aquí estudiados se presentan en las tablas 5.1 a 5.5. Una representación gráfica (O vs. y) de dichos resultados puede verse en las figuras 5.1 a 5.3, donde se encuentran agrupados de acuerdo a la variable en observación.

#### 5.2 Ajuste matemático de funciones que definen los dos primeros momentos estadísticos de "O"

El ajuste matemático a funciones que definen los dos primeros momentos estadísticos de "O", y que a continuación se describe, se efectúa sobre la base de 32 datos por variable de interés, obtenidos para "O" de las pruebas sobre los modelos estructurales ya descritos.

Así, para observar la influencia de los parámetros ductilidad ( $\mu$ ) y coeficiente de variación de la ductilidad ( $V_{\mu}$ ), sobre las tasas esperadas de falla estructural, el procedimiento de ajuste (regresión) empleado, es como sigue:

De la observación de la tendencia que muestran los datos de "O" en la gráfica de "O" vs. "Y", se propone una función que describa en forma aproximada el comportamiento de dichas variables (ver figuras 5.1 a 5.3). En el caso de la variable "A", y con base en los 32 resultados (de estructuras con  $T=0.85$  seg.,  $V_{\mu}=0.3$ , PC y  $\mu^*=2$  ó  $\mu^*=4$ ) obtenidos para "O", se propone una función exponencial del tipo:

$$E(O) = K y^a \quad (5.1)$$

donde "K" y "a" son constantes desconocidas.

Dado que la forma supuesta para la distribución  $f_O(q)$  es del tipo log-normal, conviene operar con la función:



$$E(\ln Q) = \ln K + a \ln y \quad (5.2)$$

Con objeto de ajustar el valor de la constante "a", a partir de los 32 resultados obtenidos de "Q" (que involucran  $\mu^1 = 2$  y  $\mu^2 = 4$ ) y obtener una función que defina la tendencia general de la variable, se procede por "mínimos cuadrados" de la siguiente manera:

Se define:

$$\begin{aligned} \text{Error} = E_i &= \ln Q_i - \ln K - a \ln y_i \\ \sum_{i=1}^n E_i^2 &= \sum_{i=1}^n (\ln Q_i - \ln K - a \ln y_i)^2 \end{aligned}$$

n = número total de datos de "Q" (32 en este caso)

Haciendo  $A = \ln K$ , entonces:

$$\frac{d \sum_{i=1}^n E_i^2}{d A} = -2 \sum_{i=1}^n (\ln Q_i - A - a \ln y_i) = 0$$

$$\frac{d \sum_{i=1}^n E_i^2}{d a} = -2 \sum_{i=1}^n (\ln Q_i - A - a \ln y_i) \ln y_i = 0$$

Son dos ecuaciones con dos incógnitas que pueden ser escritas como:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n \ln Q_i &= \sum_{i=1}^n A + a \sum_{i=1}^n \ln y_i \\ \sum_{i=1}^n \ln Q_i \ln y_i &= \sum_{i=1}^n A \ln y_i + a \sum_{i=1}^n (\ln y_i)^2 \end{aligned}$$

O matricialmente:

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n \ln Q_i \\ \sum_{i=1}^n \ln Q_i \ln y_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} n & \sum_{i=1}^n \ln y_i \\ \sum_{i=1}^n \ln y_i & \sum_{i=1}^n (\ln y_i)^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ a \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema, se obtienen "K" y "a".

A continuación, con el propósito de definir la función para cada valor particular de la variable en estudio, se propone una función exponencial del tipo:

$$E(Q) = K y^a e^{b\mu} \quad (5.3)$$

$$\text{ó} \quad E(\ln Q) = \ln K + a \ln y + b\mu \quad (5.4)$$

en la cual "a" es una constante conocida (fijada del análisis previo), y "K" y "b" son constantes desconocidas. Por un procedimiento como el anteriormente descrito de minimización del error, se llega a un sistema de ecuaciones del tipo:

$$\sum_{i=1}^n \ln Q_i - a \ln y_i = \sum_{i=1}^n B + b \mu_i$$

$$\sum_{i=1}^n (\ln Q_i) \mu_i - a \mu_i \ln y_i = \sum_{i=1}^n B \mu_i + b (\mu_i)^2$$

donde,  $B = \ln K$ .

Escritas matricialmente:

$$\begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^n \ln Q_i - a \ln y_i \\ \sum_{i=1}^n (\ln Q_i) \mu_i - a \mu_i \ln y_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} n & \sum_{i=1}^n \mu_i \\ \sum_{i=1}^n \mu_i & \sum_{i=1}^n (\mu_i)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} B \\ b \end{Bmatrix}$$

Del cual se pueden conocer los valores de "K" y "b", y obtener entonces las funciones buscadas como:

$$E(\ln Q | y, \mu) = \ln K + a \ln y + b\mu.$$

Y el segundo momento estadístico o variancia de "Q" puede ser evaluado como:

$$S^2(\ln Q) = 1/n \sum_{i=1}^n (\ln Q_i - E(\ln Q_i | y, \mu))^2$$

La aplicación del criterio anteriormente descrito al caso de la variable "ductilidad" ( $\mu$ ) se muestra en la tabla 5.6 y las expresiones de los 2 primeros momentos estadísticos obtenidas son como siguen:

$$E(\ln Q | y, \mu) = -7.779 + 1.258 \ln y - 0.069\mu$$

$$S(\ln Q) = 0.3659$$

Procediendo en forma análoga para el caso de la variable

"coeficiente de variación de la ductilidad" ( $V_{\mu}$ ), sobre la base de 32 resultados (de estructuras con  $T=0.36$  seg.,  $\mu^k=4$ , BC y  $V_{\mu}=0.3$  ó  $V_{\mu}=0.6$ ) obtenidos para "Q", se realizan los cálculos estadísticos que se muestran en la tabla 5.7. Las expresiones de media o valor esperado y desviación estándar obtenidas son:

$$E(\ln Q | y, V_{\mu}) = -12.492 + 2.175 \ln y - 1.023 V_{\mu}$$

$$S(\ln Q) = 0.417$$

Para el caso de la variable "tipo de correlación espacial", dado que los dos tipos de correlación considerados no se ven representados por un valor numérico fijo como en el caso de las variables ya descritas, la regresión se efectúa en forma independiente, sobre la base de 16 resultados (de estructuras con  $T=0.36$  seg.,  $\mu^k=4$ ,  $V_{\mu}=0.3$  y BC o PC) obtenidos para cada tipo de correlación espacial, y nuevamente, de observar la tendencia que muestran los datos se proponen funciones como las descritas por la ecuación (5.2).

Los cálculos estadísticos efectuados se muestran en las tablas 5.8 y 5.9 y las expresiones obtenidas para los primeros 2 momentos estadísticos son como siguen:

Para el caso de pobre correlación espacial (PC): -

$$E(\ln Q | PC) = -14.656 + 2.463 \ln y$$

$$S(\ln Q) = 0.381$$

Para el caso de buena correlación espacial (BC): -

$$E(\ln Q | BC) = -13.132 + 2.229 \ln y$$

$$S(\ln Q) = 0.345$$

La representación gráfica de las funciones de ajuste obtenidas en los diferentes casos estudiados se muestran en las figuras 5.1 a 5.3.

### 5.3 Estimación de la tasa esperada de falla estructural ( $\gamma_f$ )

Se presenta a continuación el criterio seguido en la evaluación numérica de la tasa de falla estructural, en los diferentes casos de interés.

Teniendo en cuenta que:

$$\gamma_f = \int_0^m \frac{d\gamma_y}{dy} [P(Q > 1 | y)] dy$$

y que:  $P(Q > 1 | y) = 1 - F_Q(1 | y)$

donde  $F_Q(q | y)$  es la función de distribución acumulada de "Q" (la cual se supuso log-normal).

Entonces:

$$F_Q(q|y) = P(Q \leq q|y) = P(\ln Q \leq \ln q|y) = P(X \leq \ln q|y) = F_X(x) \quad (5.5)$$

si se define la variable aleatoria  $X = \ln Q$ , con distribución Gaussiana y parámetros  $N(m_X, S_X^2)$ :

Transformando  $X$  de manera de obtener para la nueva variable una distribución  $N(0,1)$ , la función acumulada resulta:

$$F_X\left(\frac{x - m_X}{S_X}\right) = F_U\left(\frac{\ln q - m_{\ln Q}}{S_{\ln Q}}\right) = F_Q(q|y) \quad (5.6)$$

donde  $F_U$  es una distribución Gaussiana con parámetros  $N(0,1)$ . Reescribiendo:

$$F_Q(q|y) = F_U\left[\frac{\ln(q/\hat{m}_Q)}{S_{\ln Q}}\right] = F_U(u|y) \quad (5.7)$$

$$\text{Si } u = \ln(q/\hat{m}_Q) / S_{\ln Q}, \text{ y } \hat{m}_Q = e^{m_X}.$$

Si además,  $q = 1$ , se tiene que:

$$u = \ln(1/e^{m_X}) / S_X \quad (5.8)$$

Donde:  $m_X$  es el valor esperado del  $\ln Q$ :  $E(\ln Q)$

$S_X$  es la desviación estándar:  $S(\ln Q)$ .

Por otra parte, considerando la aproximación propuesta por E. Rosenblueth (ref.27) para la evaluación de  $F_U(u|y)$ , dada como:

$$F_U(-u) = \left( \frac{Au}{1+u^2} + \frac{1}{1 + Bu + Cz + Dzu + P + EPu} \right) / 2e^z$$

donde,  $A = (2/\pi)^{0.5}$ ,  $B = 1.604$ ,  $C = 3.91$ ,  $D = 4.45$ ,

$$E = 0.73, z = u^2 / 2, P = 2.93 z^2.$$

es posible evaluar  $P(Q > 1|y)$  de la siguiente forma:

$$\text{si } u > 0, \text{ entonces } P(Q > 1|y) = F_U(-u)$$

$$\text{si } u < 0, \text{ entonces } P(Q > 1|y) = 1 - F_U(u)$$

Entonces, de acuerdo al criterio descrito y sobre la base de las expresiones obtenidas para los dos primeros momentos estadísticos en cada uno de los casos estudiados, se presenta en las tablas 5.10 a 5.15 la evaluación numérica de las tasas esperadas de falla estructural. Así mismo, una representación gráfica de los resultados obtenidos se ilustra en las figuras 5.4 a 5.11.

TABLA 5.1

## CASO 1

T=0.85 SEG.,  $\mu = 2$ ,  $\nu = 0.3$ , PC

estruc. simul. #	intens. cm/seg <sup>2</sup>	S <sub>j</sub> (cm) *			R <sub>j</sub> (cm) **			Q = max.S <sub>j</sub> /R <sub>j</sub>
		entrep.1	entrep.2	entrep.3	entrep.1	entrep.2	entrep.3	
1	247	2.01	2.65	1.72	5.89	6.77	4.83	0.39
2	247	2.23	2.66	2.13	8.15	11.39	4.86	0.44
3	278	2.67	2.80	2.07	9.05	9.02	5.23	0.40
4	278	3.29	3.20	2.54	5.48	13.14	8.22	0.60
5	309	2.65	2.82	1.97	3.27	6.74	4.84	0.81
6	309	2.73	3.00	2.34	11.25	6.78	10.18	0.44
7	355	2.18	2.85	2.43	5.48	12.67	11.60	0.40
8	355	4.16	3.62	2.52	6.57	13.60	6.79	0.63
9	402	3.88	3.98	3.18	4.16	13.78	6.62	0.93
10	402	6.63	6.15	3.70	8.89	8.97	4.40	0.84
11	448	5.13	4.51	2.69	11.84	9.80	5.00	0.54
12	448	8.16	7.50	5.14	4.90	8.21	7.16	1.67
13	494	4.27	4.27	3.45	12.56	11.46	6.10	0.57
14	494	4.23	4.06	3.02	5.83	14.72	12.24	0.73
15	550	10.19	9.53	7.71	8.80	11.04	7.29	1.16
16	550	3.43	3.09	2.15	7.14	9.32	6.69	0.48
17	800	10.58	9.70	7.11	5.24	7.72	5.22	2.02
18	800	11.24	10.34	7.12	6.46	10.08	6.99	1.74
19	900	6.92	5.87	4.78	6.86	9.25	7.64	1.01
20	1000	19.14	20.06	18.99	7.18	11.91	9.62	2.67
21	1000	19.27	17.98	9.39	8.68	10.53	4.73	2.22

\* S<sub>j</sub>(solicitud en el entrepiso "j"):obtenidos del análisis paso a paso

\*\* R<sub>j</sub>(capacidad de deformación de entrepiso "j"):  
 obtenidos del análisis estático inelástico, como:  $R_j = \mu_j d_{y_j}$   
 $\mu_j$ =ductilidad disponible simulada para el entrepiso "j"  
 $d_{y_j}$ =desplazamiento de fluencia para el entrepiso "j"

TABLA 5.2

## CASO 2

T=0.85 SEG.,  $\mu=4$ ,  $V\mu=0.3$ , PC

estruc. simul. #	intens. cm/seg <sup>2</sup>	$S_j$ (cm) *			$R_j$ (cm) **			Q = max. $S_j/R_j$
		entrep.1	entrep.2	entrep.3	entrep.1	entrep.2	entrep.3	
1	247	2.19	2.20	1.55	10.57	19.28	8.20	0.21
2	278	2.45	2.40	1.25	8.16	10.43	10.36	0.30
3	309	3.78	3.35	2.04	11.26	12.10	9.35	0.34
4	355	4.67	4.67	3.42	7.18	15.75	8.75	0.65
5	402	5.78	5.58	3.23	13.18	9.16	17.54	0.61
6	448	6.38	5.93	3.06	6.70	12.62	12.73	0.95
7	494	10.85	10.12	4.70	11.72	17.24	6.53	0.93
8	550	4.11	4.07	3.37	8.17	9.43	7.17	0.50
9	800	21.97	21.61	14.87	7.28	12.92	9.73	3.02
10	900	17.38	16.70	10.55	7.91	11.15	9.21	2.20
11	1000	18.40	17.39	10.95	13.55	20.61	8.35	1.36

\*  $S_j$ (solicitud en el entrepiso "j"): obtenidos de análisis paso a paso

\*\*  $R_j$ (capacidad de deformación del entrepiso "j"): obtenidos del análisis estático inelástico, como  $R_j = \mu_j d_{y_j}$   
 $\mu_j$ =ductilidad disponible simulada en el entrepiso "j"  
 $d_{y_j}$ =desplazamiento de fluencia en el entrepiso "j"

TABLA 5.3

CASO 3

T=0.36 SEG.,  $\mu^*=4$ ,  $\nu_{\mu}=0.3$ , BC

estruc. simul. #	intens. cm/seg <sup>2</sup>	$S_j$ (cm) *			$R_j$ (cm) **			Q = max. $S_j/R_j$
		entrep.1	entrep.2	entrep.3	entrep.1	entrep.2	entrep.3	
1	247	0.95	1.07	0.93	1.36	2.73	2.05	0.70
2	278	0.59	0.55	0.36	2.00	2.46	0.97	0.37
3	309	0.99	0.99	0.70	1.56	1.91	1.56	0.63
4	309	0.80	0.81	0.64	1.99	2.99	2.57	0.40
5	355	1.70	1.68	1.37	1.66	2.64	2.17	1.02
6	402	1.85	2.08	1.88	1.64	2.18	1.29	1.46
7	448	2.76	2.84	2.31	2.56	2.90	1.22	1.89
8	448	4.04	4.18	3.74	1.35	2.83	2.38	2.99
9	494	2.21	2.33	2.07	2.19	1.19	2.18	1.96
10	550	3.09	3.16	2.64	1.55	3.18	1.81	1.99
11	700	5.35	5.61	4.37	2.50	2.15	1.13	3.87
12	700	7.68	8.21	5.35	1.45	1.64	1.57	5.30
13	800	9.08	9.53	6.47	1.86	2.61	2.02	4.88
14	900	6.70	7.20	6.48	1.68	2.88	2.60	3.99
15	1000	17.51	20.09	14.91	1.54	1.69	1.54	11.89
16	1000	17.27	19.11	13.43	2.12	2.58	0.99	13.57

\*  $S_j$ (solicitud en el entrepiso "j"): obtenidos de análisis paso a paso

\*\*  $R_j$ (capacidad de deformación del entrepiso "j"): obtenidos del análisis estático inelástico, como  $R_j = \mu_j d_{yj}$   
 $\mu_j$ =ductilidad disponible simulada en el entrepiso "j"  
 $d_{yj}$ =desplazamiento de fluencia en el entrepiso "j"

TABLA 5.4

CASO 4

$$T=0.36 \text{ SEG.}, \mu^*=4, \nu_{\mu}=0.6, BC$$

estruc. simul. #	intens. cm/seg <sup>2</sup>	S <sub>j</sub> (cm) *			R <sub>j</sub> (cm) **			Q = max. S <sub>j</sub> / R <sub>j</sub>
		entrep.1	entrep.2	entrep.3	entrep.1	entrep.2	entrep.3	
1	247	0.61	0.58	0.40	2.19	2.34	2.25	0.28
2	278	0.65	0.63	0.42	3.50	6.68	7.29	0.19
3	309	1.26	1.24	0.96	2.45	3.97	3.54	0.51
4	309	0.94	1.05	0.87	2.28	2.75	1.03	0.84
5	355	1.53	1.66	1.41	5.49	6.21	1.53	0.92
6	402	2.82	2.82	2.59	1.48	4.15	5.82	1.91
7	448	1.84	1.94	1.70	4.12	1.14	4.15	1.70
8	448	1.45	1.45	1.31	2.02	6.11	1.86	0.72
9	494	2.79	2.92	2.80	6.24	3.30	1.37	2.04
10	550	4.82	4.86	2.82	1.67	1.70	2.66	2.89
11	700	6.88	7.00	4.50	2.93	4.83	4.14	2.35
12	700	3.81	3.81	3.64	2.39	4.28	4.35	1.59
13	800	4.01	4.30	3.62	2.10	1.84	1.62	2.34
14	900	14.41	15.46	10.96	3.51	4.61	1.08	10.15
15	1000	9.43	10.87	6.52	2.01	3.92	3.91	4.69
16	1000	13.86	15.31	10.18	7.32	1.82	7.50	8.41

36

\* S<sub>j</sub>(solicitud en el entrepiso "j"): obtenidos de análisis paso a paso

\*\* R<sub>j</sub>(capacidad de deformación del entrepiso "j"):  
obtenidos del análisis estático inelástico, como  $R_j = \mu_j d_{y_j}$   
 $\mu_j$  = ductilidad disponible simulada en el entrepiso "j"  
 $d_{y_j}$  = desplazamiento de fluencia en el entrepiso "j"



TABLA 5.5

CASO 5

T=0.36 SEG.,  $\mu^* = 4$ ,  $V_{\mu} = 0.3$ . PC

estruc. simul. #	intens. cm/seg <sup>2</sup>	$S_j$ (cm) *			$R_j$ (cm) **			Q = max. $S_j/R_j$
		entrep.1	entrep.2	entrep.3	entrep.1	entrep.2	entrep.3	
1	247	0.68	0.71	0.48	1.75	3.01	2.47	0.39
2	278	0.63	0.72	0.59	1.54	2.39	1.72	0.41
3	309	1.11	1.25	1.02	2.83	2.68	1.23	0.83
4	309	1.19	1.19	1.05	1.32	2.94	1.57	0.90
5	355	0.96	0.99	0.83	2.27	1.40	2.08	0.71
6	402	1.17	1.28	1.05	1.63	2.64	2.31	0.72
7	448	1.79	1.73	1.53	2.31	2.19	1.28	1.20
8	448	2.93	2.82	1.80	1.44	1.64	1.18	2.04
9	494	1.65	1.59	1.00	1.80	2.36	1.78	0.92
10	550	2.42	2.45	2.24	1.72	3.66	3.20	1.41
11	700	10.22	10.68	7.91	1.42	1.75	1.79	7.20
12	700	10.37	10.43	7.09	2.20	2.57	1.03	6.88
13	800	6.81	7.67	5.20	1.59	3.42	1.75	4.28
14	900	12.16	13.34	8.71	2.87	1.66	2.63	8.04
15	1000	22.12	21.64	11.95	1.31	3.32	1.98	16.89
16	1000	12.01	13.91	10.33	1.88	2.83	1.20	8.61

\*  $S_j$  (solicitud en el entrepiso "j"): obtenidos de análisis paso a paso

\*\*  $R_j$  (capacidad de deformación del entrepiso "j"): obtenidos del análisis estático inelástico, como  $R_j = \mu_j d_{yf}$   
 $\mu_j$  = ductilidad disponible simulada en el entrepiso "j"  
 $d_{yf}$  = desplazamiento de fluencia en el entrepiso "j"

TABLA 5.6

TABLA DE CALCULOS ESTADISTICOS(CASOS 1 Y 2)

1 y	2 0	3 $\mu$	4 $\mu^2$	5 Ln 0	6 Ln y	7 (Ln y) <sup>2</sup>	8 Ln 0 Ln y	9 Ln y	10 $\mu(\text{Ln } 0)$	11 $\mu(\text{Ln } y)$	12 E(Ln 0/y)	13 (5-12) <sup>2</sup>
247	0.390	2	4	-0.942	5.509	30.353	-5.188	6.931	-1.883	13.862	-0.966	0.002
247	0.440	2	4	-0.821	5.509	30.353	-4.523	6.931	-1.642	13.862	-0.966	0.027
247	0.210	4	16	-1.561	5.509	30.353	-8.598	6.931	-6.243	27.723	-1.124	0.191
278	0.400	2	4	-0.916	5.628	31.670	-5.157	7.080	-1.833	14.159	-0.837	0.006
278	0.600	2	4	-0.511	5.628	31.670	-2.875	7.080	-1.022	14.159	-0.837	0.106
278	0.300	4	16	-1.204	5.628	31.670	-6.776	7.080	-4.816	28.318	-0.975	0.052
309	0.810	2	4	-0.211	5.733	32.871	-1.208	7.213	-0.421	14.425	-0.704	0.243
309	0.440	2	4	-0.821	5.733	32.871	-4.707	7.213	-1.642	14.425	-0.704	0.014
309	0.340	4	16	-1.079	5.733	32.871	-6.185	7.213	-4.315	28.850	-0.842	0.056
355	0.400	2	4	-0.916	5.872	34.482	-5.381	7.387	-1.833	14.774	-0.530	0.149
355	0.630	2	4	-0.462	5.872	34.482	-2.713	7.387	-0.924	14.774	-0.530	0.005
355	0.650	4	16	-0.431	5.872	34.482	-2.530	7.387	-1.723	29.548	-0.668	0.056
402	0.930	2	4	-0.073	5.996	35.957	-0.435	7.544	-0.145	15.087	-0.373	0.090
402	0.840	2	4	-0.174	5.996	35.957	-1.046	7.544	-0.349	15.087	-0.373	0.039
402	0.610	4	16	-0.494	5.996	35.957	-2.964	7.544	-1.977	30.174	-0.511	0.000
448	0.540	2	4	-0.616	6.105	37.269	-3.762	7.680	-1.232	15.360	-0.237	0.144
448	1.670	2	4	0.513	6.105	37.269	3.131	7.680	1.026	15.360	-0.237	0.562
448	0.950	4	16	-0.051	6.105	37.269	-0.313	7.680	-0.295	30.719	-0.375	0.105
494	0.570	2	4	-0.562	6.203	38.471	-3.487	7.803	-1.124	15.606	-0.114	0.201
494	0.730	2	4	-0.315	6.203	38.471	-1.952	7.803	-0.629	15.606	-0.114	0.040
494	0.930	4	16	-0.073	6.203	38.471	-0.450	7.803	-0.290	31.211	-0.252	0.032
550	1.160	2	4	0.148	6.310	39.815	0.937	7.938	0.297	15.876	0.021	0.016
550	0.480	2	4	-0.734	6.310	39.815	-4.631	7.938	-1.468	15.876	0.021	0.570
550	0.500	4	16	-0.693	6.310	39.815	-4.374	7.938	-2.773	31.752	-0.117	0.332
800	2.020	2	4	0.703	6.685	44.684	4.700	8.409	1.406	16.818	0.492	0.045
800	1.740	2	4	0.554	6.685	44.684	3.703	8.409	1.108	16.818	0.492	0.004
800	3.020	4	16	1.105	6.685	44.684	7.388	8.409	4.421	33.637	0.354	0.564
900	1.010	2	4	0.010	6.802	46.273	0.068	8.557	0.020	17.115	0.640	0.397
900	2.200	4	16	0.788	6.802	46.273	5.363	8.557	3.154	34.230	0.502	0.082
1000	2.670	2	4	0.982	6.908	47.717	6.784	8.690	1.964	17.380	0.773	0.044
1000	2.220	2	4	0.798	6.908	47.717	5.509	8.690	1.595	17.380	0.773	0.001
1000	1.360	4	16	0.307	6.908	47.717	2.124	8.690	1.230	34.760	0.635	0.107
$\Sigma$	86.000	260.000		-7.750	196.450	1212.415	-39.547	247.135	-22.269	664.731		4.284

TABLA 5.7

TABLA DE CALCULOS ESTADÍSTICOS (CASOS 3 Y 4)

1 y	2 Q	3 %	4 $\frac{y}{\Sigma y}$	5 Ln Q	6 Ln y	7 (Ln y) <sup>2</sup>	8 Ln Q Ln y	9 Ln y	10 $\frac{y}{\Sigma y} (\ln Q)$	11 $\frac{y}{\Sigma y} (\ln y)$	12 E(Ln Q/y)	13 (5-12) <sup>2</sup>
247	0.700	0.3	0.09	-0.357	5.509	30.353	-1.965	11.983	-0.107	3.595	-0.816	0.211
278	0.370	0.3	0.09	-0.994	5.628	31.670	-5.595	12.240	-0.298	3.672	-0.559	0.189
309	0.630	0.3	0.09	-0.462	5.733	32.871	-2.649	12.470	-0.139	3.741	-0.329	0.018
309	0.400	0.3	0.09	-0.916	5.733	32.871	-5.253	12.470	-0.275	3.741	-0.329	0.345
355	1.020	0.3	0.09	0.020	5.872	34.482	0.116	12.772	0.006	3.832	-0.027	0.002
402	1.460	0.3	0.09	0.378	5.996	35.957	2.269	13.042	0.114	3.913	0.243	0.018
448	1.890	0.3	0.09	0.637	6.105	37.269	3.886	13.278	0.191	3.993	0.479	0.025
448	2.990	0.3	0.09	1.095	6.105	37.269	6.686	13.278	0.329	3.983	0.479	0.380
494	1.960	0.3	0.09	0.673	6.203	38.471	4.174	13.491	0.202	4.047	0.692	.000
550	1.990	0.3	0.09	0.688	6.310	39.815	4.342	13.724	0.206	4.117	0.925	0.056
700	3.870	0.3	0.09	1.353	6.551	42.917	8.865	14.249	0.406	4.275	1.450	0.009
700	5.300	0.3	0.09	1.668	6.551	42.917	10.925	14.249	0.500	4.275	1.450	0.047
800	4.880	0.3	0.09	1.585	6.685	44.684	10.596	14.539	0.476	4.362	1.740	0.024
900	3.990	0.3	0.09	1.384	6.802	46.273	9.413	14.795	0.415	4.439	1.996	0.375
1000	11.890	0.3	0.09	2.476	6.908	47.717	17.102	15.024	0.743	4.507	2.225	0.063
1000	13.570	0.3	0.09	2.608	6.908	47.717	18.014	15.024	0.782	4.587	2.225	0.147
247	0.280	0.6	0.36	-1.273	5.509	30.353	-7.013	11.983	-0.764	7.190	-1.123	0.022
278	0.190	0.6	0.36	-1.661	5.628	31.670	-9.346	12.240	-0.996	7.344	-0.866	0.632
309	0.510	0.6	0.36	-0.673	5.733	32.871	-3.861	12.470	-0.404	7.482	-0.636	0.001
309	0.840	0.6	0.36	-0.174	5.733	32.871	-1.000	12.470	-0.105	7.482	-0.636	0.213
355	0.920	0.6	0.36	-0.083	5.872	34.482	-0.480	12.772	-0.050	7.663	-0.334	0.063
402	1.990	0.6	0.36	0.688	5.996	35.957	4.126	13.042	0.413	7.825	-0.064	0.566
448	1.700	0.6	0.36	0.531	6.105	37.269	3.239	13.278	0.318	7.967	0.172	0.129
448	0.720	0.6	0.36	-0.329	6.105	37.269	-2.005	13.278	-0.197	7.967	0.172	0.251
494	2.040	0.6	0.36	0.713	6.203	38.471	4.422	13.491	0.428	8.094	0.385	0.108
550	2.890	0.6	0.36	1.061	6.310	39.815	6.696	13.724	0.637	8.234	0.618	0.196
700	2.350	0.6	0.36	0.854	6.551	42.917	5.597	14.249	0.513	8.549	1.143	0.083
700	1.590	0.6	0.36	0.464	6.551	42.917	3.038	14.249	0.278	8.549	1.143	0.461
800	2.340	0.6	0.36	0.850	6.685	44.684	5.653	14.539	0.510	8.723	1.433	0.340
900	10.150	0.6	0.36	2.317	6.802	46.273	15.764	14.795	1.390	8.877	1.689	0.395
1000	4.690	0.6	0.36	1.545	6.908	47.717	10.675	15.024	0.927	9.015	1.919	0.140
1000	8.410	0.6	0.36	2.129	6.908	47.717	14.710	15.024	1.278	9.015	1.919	0.044
$\Sigma$	14.400		7.200	18.796	199.198	1246.505	131.165	433.256	7.727	194.965		5.553

TABLA 5.8

TABLA DE CALCULOS ESTADISTICOS (CASO 5)

1 y	2 Q	3 Ln Q	4 Ln y	5 (Ln y) <sup>2</sup>	6 Ln Q Ln y	7 E(Ln Q/y)	8 (3-7) <sup>2</sup>
247	0.390	-0.942	5.509	30.353	-5.188	-1.086	0.021
278	0.410	-0.892	5.628	31.670	-5.018	-0.795	0.009
309	0.830	-0.186	5.733	32.871	-1.068	-0.535	0.122
309	0.900	-0.105	5.733	32.871	-0.604	-0.535	0.185
355	0.710	-0.342	5.872	34.482	-2.011	-0.193	0.022
402	0.720	-0.329	5.996	35.957	-1.970	0.113	0.195
448	1.200	0.182	6.105	37.269	1.113	0.380	0.039
448	2.040	0.713	6.105	37.269	4.352	0.380	0.111
494	0.920	-0.083	6.203	38.471	-0.517	0.621	0.496
550	1.410	0.344	6.310	39.815	2.168	0.885	0.293
700	7.200	1.974	6.551	42.917	12.932	1.479	0.245
700	6.880	1.929	6.551	42.917	12.635	1.479	0.202
800	4.280	1.454	6.685	44.684	9.719	1.808	0.125
900	8.040	2.084	6.802	46.273	14.179	2.098	.000
1000	16.890	2.827	6.908	47.717	19.526	2.358	0.220
1000	8.610	2.153	6.908	47.717	14.872	2.358	0.042
	Σ	10.780	99.599	623.253	75.121		2.327

TABLA 5.9

TABLA DE CALCULOS ESTADISTICOS (CASO 3)

1 y	2 Q	3 Ln Q	4 Ln y	5 (Ln y) <sup>2</sup>	6 Ln Q Ln y	7 E(Ln Q/y)	8 (3-7) <sup>2</sup>
247	0.700	-0.357	5.509	30.353	-1.965	-0.852	0.245
278	0.370	-0.994	5.628	31.670	-5.595	-0.588	0.165
309	0.630	-0.462	5.733	32.871	-2.649	-0.352	0.012
309	0.400	-0.916	5.733	32.871	-5.253	-0.352	0.318
355	1.020	0.020	5.872	34.482	0.116	-0.043	0.004
402	1.460	0.378	5.996	35.957	2.269	0.234	0.021
448	1.890	0.637	6.105	37.269	3.886	0.476	0.026
448	2.990	1.095	6.105	37.269	6.686	0.476	0.383
494	1.960	0.673	6.203	38.471	4.174	0.693	.000
550	1.990	0.688	6.310	39.815	4.342	0.933	0.060
700	3.870	1.353	6.551	42.917	8.865	1.470	0.014
700	5.300	1.668	6.551	42.917	10.925	1.470	0.039
800	4.880	1.585	6.685	44.684	10.596	1.768	0.033
900	3.990	1.384	6.802	46.273	9.413	2.031	0.419
1000	11.890	2.476	6.908	47.717	17.102	2.265	0.044
1000	13.570	2.608	6.908	47.717	18.014	2.265	0.118
	Σ	11.835	99.599	623.253	80.927		1.902

TABLA 5.10

CUADRO RESUMEN PARA LA OBTENCIÓN DE LA TASA DE FALLA ESTRUCTURAL

Marco tres niveles,  $T=0.85$ ,  $K^*=2$ ,  $V_{u^*}=0.3$ , PC

$y$ (cm/seg <sup>2</sup> )	$-d \dot{y}/dy$	U	F	P	$-d \dot{y}/dy \times P$
50	7.794E-3	8.187	1.338E-16	1.338E-16	1.043E-18
100	1.264E-3	5.804	3.237E-9	3.237E-9	4.091E-12
150	4.328E-4	4.410	5.169E-6	5.169E-6	2.237E-9
200	2.013E-4	3.421	3.121E-4	3.121E-4	6.280E-8
250	1.107E-4	2.654	3.980E-3	3.980E-3	4.404E-7
300	6.763E-5	2.027	2.134E-2	2.134E-2	1.443E-6
350	4.446E-5	1.497	6.721E-2	6.721E-2	2.988E-6
400	3.082E-5	1.038	1.497E-1	1.497E-1	4.614E-6
450	2.226E-5	6.329E-1	2.634E-1	2.634E-1	5.862E-6
500	1.659E-5	2.706E-1	3.934E-1	3.934E-1	6.527E-6
550	1.269E-5	-5.706E-2	4.772E-1	5.228E-1	6.635E-6
600	9.915E-6	-3.562E-1	3.609E-1	6.391E-1	6.337E-6
650	7.884E-6	-6.314E-1	2.638E-1	7.362E-1	5.804E-6
700	6.364E-6	-8.862E-1	1.877E-1	8.123E-1	5.169E-6
750	5.203E-6	-1.123	1.306E-1	8.694E-1	4.524E-6
800	4.302E-6	-1.345	8.927E-2	9.107E-1	3.918E-6
850	3.591E-6	-1.554	6.013E-2	9.399E-1	3.375E-6
900	3.023E-6	-1.750	4.004E-2	9.600E-1	2.902E-6
950	2.564E-6	-1.936	2.643E-2	9.736E-1	2.496E-6
1000	2.189E-6	-2.112	1.732E-2	9.827E-1	2.151E-6
1050	1.880E-6	-2.280	1.130E-2	9.887E-1	1.859E-6
1100	1.623E-6	-2.440	7.340E-3	9.927E-1	1.611E-6
1150	1.408E-6	-2.539	4.757E-3	9.952E-1	1.401E-6

$$\dot{y}_f = \int_0^{y_m} -d \dot{y}/dy [P(0, 1/y)] dy$$

Por integración numérica utilizando la regla de Simpson:

$$\dot{y}_f = 3.472E-3; \text{ Entonces } \dot{y}_f / \dot{y}_y^* = 0.2846$$

Nota:  $y^* = 275.66$  cm/seg<sup>2</sup> y  $\dot{y}_y^* = 0.0122$

TABLA 5.11

CUADRO RESUMEN PARA LA OBTENCIÓN DE LA TASA DE FALLA ESTRUCTURAL

Marco tres niveles ,  $T=0.85$  ,  $R^*=4$  ,  $V_R=0.3$  . PC

$y(\text{cm/seg}^2)$	$-d \dot{y}/dy$	U	F	P	$-d \dot{y}/dy \times P$
50	7.794E-3	8.564	5.437E-18	5.437E-18	4.238E-20
100	1.264E-3	6.181	3.181E-10	3.181E-10	4.020E-13
150	4.328E-4	4.787	8.459E-7	8.459E-7	3.661E-10
200	2.013E-4	3.798	7.292E-5	7.292E-5	1.467E-8
250	1.107E-4	3.031	1.219E-3	1.219E-3	1.349E-7
300	6.763E-5	2.404	8.107E-3	8.107E-3	5.483E-7
350	4.446E-5	1.874	3.046E-2	3.046E-2	1.354E-6
400	3.082E-5	1.415	7.854E-2	7.854E-2	2.421E-6
450	2.226E-5	1.010	1.562E-1	1.562E-1	3.477E-6
500	1.659E-5	6.478E-1	2.585E-1	2.585E-1	4.289E-6
550	1.269E-5	3.201E-1	3.745E-1	3.745E-1	4.753E-6
600	9.915E-6	2.094E-2	4.916E-1	4.916E-1	4.874E-6
650	7.884E-6	-2.543E-1	3.997E-1	6.003E-1	4.733E-6
700	6.364E-6	-5.090E-1	3.053E-1	6.947E-1	4.421E-6
750	5.203E-6	-7.462E-1	2.277E-1	7.723E-1	4.018E-6
800	4.302E-6	-9.681E-1	1.665E-1	8.335E-1	3.586E-6
850	3.591E-6	-1.177	1.197E-1	8.803E-1	3.161E-6
900	3.023E-6	-1.373	8.487E-2	9.151E-1	2.767E-6
950	2.564E-6	-1.559	5.950E-2	9.405E-1	2.412E-6
1000	2.189E-6	-1.735	4.134E-2	9.587E-1	2.099E-6
1050	1.880E-6	-1.903	2.852E-2	9.715E-1	1.827E-6
1100	1.623E-6	-2.063	1.956E-2	9.804E-1	1.592E-6
1150	1.408E-6	-2.216	1.335E-2	9.866E-1	1.389E-6

43

$$\dot{y}_f = \int_0^{y_m} d \dot{y}/dy [P (Q \dot{y}/y)] dy$$

Por integración numérica utilizando la regla de Simpson:

$$\dot{y}_f = 2.660E-3 \quad ; \quad \text{Entonces} \quad \dot{y}_f / \dot{y}_y^* = 0.2180$$

Nota :  $y^* = 275.66 \text{ cm/seg}^2$  y  $\dot{y}_y^* = 0.0122$

TABLA 5.12

CUADRO RESUMEN PARA LA OBTENCION DE LA TASA DE FALLA ESTRUCTURAL

Marco tres niveles , T=0.36 ,  $\mu^*=4$  ,  $V_R=0.3$  , BC

$y(\text{cm/seg})^2$	$-d \dot{y}/dy$	U	F	P	$-d \dot{y}/dy \times P$
50	7.794E-3	1.029E1	3.976E-25	3.976E-25	3.099E-27
100	1.264E-3	6.673	1.253E-11	1.253E-11	1.583E-14
150	4.328E-4	4.558	2.580E-6	2.580E-6	1.117E-9
200	2.013E-4	3.058	1.115E-3	1.115E-3	2.245E-7
250	1.107E-4	1.894	2.913E-2	2.913E-2	3.223E-6
300	6.763E-5	9.429E-1	1.729E-1	1.729E-1	1.169E-5
350	4.446E-5	1.388E-1	4.448E-1	4.448E-1	1.977E-5
400	3.082E-5	-5.576E-1	2.885E-1	7.115E-1	2.193E-5
450	2.226E-5	-1.172	1.206E-1	8.794E-1	1.957E-5
500	1.659E-5	-1.722	4.258E-2	9.574E-1	1.588E-5
550	1.269E-5	-2.219	1.326E-2	9.867E-1	1.252E-5
600	9.915E-6	-2.672	3.765E-3	9.962E-1	9.877E-6
650	7.884E-6	-3.090	1.001E-3	9.990E-1	7.876E-6
700	6.364E-6	-3.476	2.540E-4	9.997E-1	6.362E-6
750	5.203E-6	-3.836	6.244E-5	9.999E-1	5.203E-6
800	4.302E-6	-4.173	1.503E-5	1.000	4.302E-6
850	3.591E-6	-4.489	3.575E-6	1.000	3.591E-6
900	3.023E-6	-4.787	8.452E-7	1.000	3.023E-6
950	2.564E-6	-5.069	1.996E-7	1.000	2.564E-6
1000	2.189E-6	-5.337	4.729E-8	1.000	2.189E-6
1050	1.880E-6	-5.591	1.127E-8	1.000	1.880E-6
1100	1.623E-6	-5.834	2.706E-9	1.000	1.623E-6
1150	1.408E-6	-6.066	6.564E-10	1.000	1.408E-6

44

$$\dot{V}_F = \int_0^{y_m} d \dot{y}/dy [P(0, 1/y)] dy$$

Por integración numérica utilizando la regla de Simpson :

$$\dot{V}_F = 7.703E-3 ; \text{Entonces } \dot{V}_F / \dot{y}^* = 0.6314$$

Nota :  $y^* = 275.66 \text{ cm/seg}^2$  y  $\dot{y}^* = 0.0122$



TABLA 5.13

CUADRO RESUMEN PARA LA OBTENCIÓN DE LA TASA DE FALLA ESTRUCTURAL

Marco tres niveles ,  $T=0.36$  ,  $\mu^*=4$  ,  $\nu_x=0.6$  , BC

$y$ (cm/seg <sup>2</sup> )	$-d \dot{y}_y/dy$	U	F	P	$-d \dot{y}_y/dy \times P$
50	7.794E-3	1.102E1	1.458E-28	1.458E-28	1.137E-30
100	1.264E-3	7.409	6.363E-14	6.363E-14	8.041E-17
150	4.328E-4	5.294	5.978E-8	5.978E-8	2.587E-11
200	2.013E-4	3.794	7.422E-5	7.422E-5	1.494E-8
250	1.107E-4	2.630	4.272E-3	4.272E-3	4.727E-7
300	6.763E-5	1.679	4.659E-2	4.659E-2	3.151E-6
350	4.446E-5	8.748E-1	1.908E-1	1.908E-1	8.483E-6
400	3.082E-5	1.783E-1	4.293E-1	4.293E-1	1.323E-5
450	2.226E-5	-4.360E-1	3.314E-1	6.686E-1	1.488E-5
500	1.659E-5	-9.855E-1	1.622E-1	8.378E-1	1.390E-5
550	1.269E-5	-1.483	6.909E-2	9.309E-1	1.181E-5
600	9.915E-6	-1.937	2.640E-2	9.736E-1	9.653E-6
650	7.884E-6	-2.354	9.287E-3	9.907E-1	7.811E-6
700	6.364E-6	-2.741	3.067E-3	9.969E-1	6.345E-6
750	5.203E-6	-3.100	9.664E-4	9.990E-1	5.198E-6
800	4.302E-6	-3.437	2.941E-4	9.997E-1	4.301E-6
850	3.591E-6	-3.753	8.730E-5	9.999E-1	3.591E-6
900	3.023E-6	-4.051	2.546E-5	1.000	3.023E-6
950	2.564E-6	-4.333	7.343E-6	1.000	2.564E-6
1000	2.189E-6	-4.601	2.104E-6	1.000	2.189E-6
1050	1.880E-6	-4.855	6.009E-7	1.000	1.880E-6
1100	1.623E-6	-5.098	1.716E-7	1.000	1.623E-6
1150	1.408E-6	-5.330	4.915E-8	1.000	1.408E-6

$$\dot{y}_F = \int_0^{y^*} d \dot{y}_y/dy [P (G \times 1/y)] dy$$

Por integración numérica utilizando la regla de Simpson :

$$\dot{y}_F = 5.742E-3 \quad ; \text{Entonces} \quad \dot{y}_F / \dot{y}_y^* = 0.4707$$

Nota :  $y^* = 275.66$  cm/seg<sup>2</sup> y  $\dot{y}_y^* = 0.0122$

TABLA 5.14

CUADRO RESUMEN PARA LA OBTENCION DE LA TASA DE FALLA ESTRUCTURAL

Marco tres niveles ,  $T=0.36$  ,  $\mu^*=4$  ,  $V_x=0.3$  , PC

$y(\text{cm/seg}^2)$	$-d \dot{y}/dy$	U	F	P	$-d \dot{y}/dy \times P$
50	7.794E-3	1.318E1	5.900E-40	5.900E-40	4.599E-42
100	1.264E-3	8.697	1.708E-18	1.708E-18	2.158E-21
150	4.328E-4	6.076	6.176E-10	6.176E-10	2.673E-13
200	2.013E-4	4.216	1.244E-5	1.244E-5	2.504E-9
250	1.107E-4	2.773	2.774E-3	2.774E-3	3.070E-7
300	6.763E-5	1.595	5.539E-2	5.539E-2	3.746E-6
350	4.446E-5	5.982E-1	2.748E-1	2.748E-1	1.222E-5
400	3.082E-5	-2.650E-1	3.956E-1	6.044E-1	1.863E-5
450	2.226E-5	-1.026	1.523E-1	8.477E-1	1.887E-5
500	1.659E-5	-1.708	4.386E-2	9.561E-1	1.586E-5
550	1.269E-5	-2.324	1.007E-2	9.899E-1	1.256E-5
600	9.915E-6	-2.886	1.950E-3	9.981E-1	9.895E-6
650	7.884E-6	-3.404	3.325E-4	9.997E-1	7.882E-6
700	6.364E-6	-3.883	5.165E-5	9.999E-1	6.364E-6
750	5.203E-6	-4.329	7.500E-6	1.000	5.203E-6
800	4.302E-6	-4.746	1.038E-6	1.000	4.302E-6
850	3.591E-6	-5.138	1.390E-7	1.000	3.591E-6
900	3.023E-6	-5.507	1.822E-8	1.000	3.023E-6
950	2.564E-6	-5.857	2.359E-9	1.000	2.564E-6
1000	2.189E-6	-6.188	3.038E-10	1.000	2.189E-6
1050	1.880E-6	-6.504	3.914E-11	1.000	1.880E-6
1100	1.623E-6	-6.805	5.067E-12	1.000	1.623E-6
1150	1.408E-6	-7.092	6.612E-13	1.000	1.408E-6

$$\dot{y}_F = \int_0^{y_m} d \dot{y}/dy [P ( 0 \leq 1/y )] dy$$

Por integración numérica utilizando la regla de Simpson :

$$\dot{y}_F = 6.568E-3 \quad ; \quad \text{Entonces } \dot{y}_F / \dot{y}_y^* = 0.5384$$

Nota :  $y^* = 275.66 \text{ cm/seg}^2$     y     $\dot{y}_y^* = 0.0122$

TABLA 5.15

CUADRO RESUMEN PARA LA OBTENCIÓN DE LA TASA DE FALLA ESTRUCTURAL

Marco tres niveles ,  $T=0.36$  ,  $\mu=4$  ,  $V_{\mu}=0.3$  , BC

$y(\text{cm}/\text{seg}^2)$	$-d \dot{y}/dy$	U	F	P	$-d \dot{y}/dy \times P$
50	7.794E-3	1.279E1	9.481E-38	9.481E-38	7.390E-40
100	1.264E-3	8.310	4.771E-17	4.771E-17	6.029E-20
150	4.328E-4	5.691	6.326E-9	6.326E-9	2.738E-12
200	2.013E-4	3.832	6.355E-5	6.355E-5	1.279E-8
250	1.107E-4	2.390	8.417E-3	8.417E-3	9.313E-7
300	6.763E-5	1.212	1.127E-1	1.127E-1	7.621E-6
350	4.446E-5	2.164E-1	4.144E-1	4.144E-1	1.842E-5
400	3.082E-5	-6.463E-1	2.590E-1	7.410E-1	2.284E-5
450	2.226E-5	-1.407	7.968E-2	9.203E-1	2.048E-5
500	1.659E-5	-2.088	1.840E-2	9.816E-1	1.629E-5
550	1.269E-5	-2.704	3.428E-3	9.966E-1	1.265E-5
600	9.915E-6	-3.266	5.455E-4	9.995E-1	9.909E-6
650	7.884E-6	-3.783	7.745E-5	9.999E-1	7.884E-6
700	6.364E-6	-4.262	1.014E-5	1.000	6.364E-6
750	5.203E-6	-4.708	1.253E-6	1.000	5.203E-6
800	4.302E-6	-5.125	1.491E-7	1.000	4.302E-6
850	3.591E-6	-5.516	1.731E-8	1.000	3.591E-6
900	3.023E-6	-5.886	1.983E-9	1.000	3.023E-6
950	2.564E-6	-6.235	2.260E-10	1.000	2.564E-6
1000	2.189E-6	-6.566	2.579E-11	1.000	2.189E-6
1050	1.880E-6	-6.882	2.960E-12	1.000	1.880E-6
1100	1.623E-6	-7.182	3.432E-13	1.000	1.623E-6
1150	1.408E-6	-7.469	4.031E-14	1.000	1.408E-6

$$\dot{y}_f = \int_0^{y_m} d \dot{y}_y / dy [ P ( 0 \leq 1/y \lambda ) ] dy$$

Por integración numérica utilizando la regla de Simpson :

$$\dot{y}_f = 7.422E-3 \quad ; \quad \text{Entonces} \quad \dot{y}_f / \dot{y}_y^* = 0.6084$$

Nota :  $y^* = 275.66 \text{ cm}/\text{sg}^2$        $y \quad \dot{y}_y^* = 0.0122$

## INTERPRETACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

## 6.1 Interpretación de resultados

Para el desarrollo del trabajo que aquí se presenta se escogió un intervalo de intensidades comprendido entre 0.9 y 3.6 veces la intensidad nominal de diseño ( $y^*$ ) ; el límite superior corresponde aproximadamente a la máxima intensidad probable (extraído de la curva de riesgo sísmico) del sitio de interés. En dicho intervalo de intensidades, los resultados obtenidos para la variable "Q" muestran una franca dependencia del período original de las estructuras que se encuentran en estudio. Así, para estructuras analizadas con un período inicial de 0.85 seg., se observa una tendencia de aumento en los resultados al ir creciendo la intensidad de la excitación, mostrando un comportamiento que podría definirse por medio de una función exponencial, pero cuya variación es lenta si se comparan dichos resultados con los obtenidos de los análisis efectuados con marcos de período inicial de 0.36 seg.. En el primer caso ( $T=0.85$  seg.) se obtuvieron los mayores valores de "Q" (relación S/R) del orden de 3, mientras que para el segundo caso ( $T=0.36$  seg.) se encontraron los mayores hasta del orden de 15; además se observó una menor dispersión en los resultados obtenidos en el primer caso mencionado.

Estos resultados ponen de manifiesto la incidencia del efecto desfavorable de la degradación de rigidez en las estructuras cuyo período inicial es menor que el que corresponde a la máxima respuesta (ver fig. A-1, apéndice A), como es el caso de las estructuras analizadas con un período inicial de 0.36 seg..

Por otra parte, al efectuar un análisis comparativo de los resultados obtenidos en estructuras diseñadas con distinto factor de ductilidad nominal (ver figuras 5.1, 5.4 y 5.8) puede verse que las probabilidades de falla disminuyen al aumentar el factor de ductilidad nominal de diseño y como consecuencia de ello, tanto la tasa de falla estructural como la relación  $\dot{y}_f / \dot{y}_f^*$  disminuyen al considerar mayores valores de la ductilidad nominal de diseño. Estos resultados parecen lógicos, si se tiene en cuenta que estructuras que han sido mejor proporcionadas para disipar energía por deformaciones en el rango inelástico (mayor factor de ductilidad disponible), deberían presentar menores probabilidades de falla. En términos de la relación  $\dot{y}_f / \dot{y}_f^*$  los resultados variaron de 0.2160 para  $\mu=4$  a 0.2846 para  $\mu=2$ , es decir la relación resultó ser aproximadamente un 25% menor en el caso de estructuras diseñadas con un factor de ductilidad nominal de 4; visto de otra manera, en estas estructuras analizadas ( $T=0.85$  seg.,  $V_{\mu}=0.3$ , PC) la tasa de falla estructural resultó ser del orden de una cuarta parte de la tasa de excedencia de la intensidad nominal de diseño.

Del análisis comparativo de resultados obtenidos cuando la variable observada fue el coeficiente de variación de la ductilidad (ver figuras 5.2, 5.5 y 5.9) se encontró que las probabilidades de falla disminuyen al aumentar el coeficiente

de variación de la ductilidad. Así, al considerar un coeficiente  $V_{\mu} = 0.3$  la relación  $V_f / V_{y*}$  resultó ser de 0.6314, mientras que para  $V_{\mu} = 0.6$  la relación fue de 0.4707. Al igual que en el caso de la variable " $\mu$ " anteriormente descrita, la relación  $V_f / V_{y*}$  para el caso en que  $V_{\mu} = 0.6$  resultó ser aproximadamente un 25% menor que para el caso de  $V_{\mu} = 0.3$ . La explicación de estos resultados radica quizá principalmente en el hecho de que al considerar que la variabilidad de la ductilidad (función trasladada) está descrita por una función de tipo log-normal, mayores valores del coeficiente de variación de la ductilidad conducen a obtener con una mayor probabilidad valores más altos de la ductilidad disponible en la estructura, y como consecuencia de ello, estructuras con una probabilidad de falla más baja (esto está ligado con la relación que se supuso entre el valor nominal, la media y el coeficiente de variación de la ductilidad).

En esta segunda parte del estudio (estructuras con  $T = 0.36$  seg.,  $\mu = 4$ , BC), la tasa de falla estructural resultó ser aproximadamente la mitad de la tasa con que se excede la intensidad nominal de diseño.

Conviene aquí destacar, la gran diferencia obtenida en los valores de la relación  $V_f / V_{y*}$ , cuando el periodo inicial de la estructura cambia de 0.85 seg. a 0.36 seg.

En el caso de estructuras con periodo inicial de 0.85 seg., las tasas de falla estructural resultan ser del orden de un 50% de las obtenidas en estructuras con periodo inicial de 0.36 seg., evidenciando de esta forma la enorme influencia que sobre las probabilidades de falla tiene dicho parámetro estructural en relación con la excitación sísmica prescrita (ver figuras 5.7 y 5.11).

En relación con el análisis comparativo de resultados obtenidos variando el tipo de correlación espacial existente entre las diversas secciones de interés de la estructura, se observó que existe una muy baja incidencia de la variabilidad de dicho parámetro sobre las tasas de falla estructural. En términos generales, solamente en el intervalo de intensidades altas (ver fig. 5.3) una leve tendencia a más altos valores de "Q" cuando existe una pobre correlación espacial (PC), fue observada de las estructuras analizadas con tal fin. De otro modo, los resultados obtenidos en esta parte del estudio en estructuras con periodo inicial de 0.36 seg., sirven para confirmar lo anteriormente dicho en relación con la incidencia del periodo en las tasas de falla estructural.

En términos generales, la relación  $V_f / V_{y*}$  resultó ser siempre menor que 1, indicando que estructuras con inherentes aleatoriedades en cuanto a propiedades y cargas, diseñadas como marcos continuos y sobre la base de estimaciones de la respuesta dinámica probabilista, poseen un cierto factor de seguridad con respecto a los modos de falla dúctil. Dicho factor de seguridad, depende principalmente de parámetros como son entre otros el periodo y la ductilidad disponible en la estructura.

## 6.2 Conclusiones y recomendaciones.

En este trabajo se ha descrito un criterio para evaluar las tasas esperadas de falla de sistemas estructurales modelados como marcos continuos de varios niveles, tomando en cuenta las incertidumbres relativas a los parámetros estructurales y cargas verticales, cuando tales sistemas se encuentran sujetos a la acción aleatoria de sismos. Sobre la base de los resultados obtenidos puede concluirse lo siguiente:

1. Las tasas de falla de estructuras con parámetros estructurales inciertos resultan ser una fracción de la tasa de ocurrencia de sismos con intensidades mayores que el valor nominal de diseño. Un factor que contribuye en forma decisiva a este hecho es quizá la resistencia lateral ya existente en estructuras diseñadas como marcos continuos para la condición única de carga vertical.

2. El periodo fundamental de la estructura constituye un parámetro de gran influencia sobre las tasas de falla estructural, principalmente cuando en relación con el espectro medio de respuesta de la excitación sísmica prescrita, dicho periodo se encuentra en la parte en donde las ordenadas del espectro crecen con el periodo.

3. Se observó que la tasa de falla estructural decrece al aumentar el factor de ductilidad nominal de diseño. Esto se debe a que mientras mayor sea el valor de ductilidad nominal que se emplee para diseño, mayor va a ser, en proporción a la resistencia total (medida en términos de la capacidad de deformación de la estructura), la contribución de la resistencia que tiene el sistema proveniente tanto de la continuidad disponible por el diseño para cargas verticales, como la debida a porcentajes de refuerzos mínimos especificados. Cabe resaltar que el hecho de tener mayor factor de seguridad respecto al modo de falla dúctil, no garantiza una estructura más segura; el diseño debería garantizar que los factores de seguridad contra falla frágil se hagan mayores que los que corresponden a falla dúctil, con el objeto de lograr una mayor probabilidad de alcanzar primero la condición de falla dúctil en las estructuras.

4. Se observó que al considerar valores más altos del coeficiente de variación de la ductilidad, estos dan lugar a obtener con gran probabilidad valores mayores de la ductilidad disponible y por tanto probabilidades de falla estructural más bajas (esto está ligado con la relación que se supuso entre el valor nominal, la media y el coeficiente de variación de la ductilidad).

5. El tipo de correlación espacial en términos de los coeficientes de correlación considerados, mostró tener comparativamente con las demás variables observadas, poca incidencia sobre las tasas esperadas de falla estructural.

## Recomendaciones

1. Con el objeto de tener congruencia en los factores de seguridad que se propongan en relación con los diferentes modos de falla , sería conveniente realizar estudios sobre la misma línea de investigación pero considerando modos de falla frágil de forma tal de evitar sobrediseño respecto a los modos de falla dúctiles .

2. Sería conveniente realizar estudios que consideraran estructuras tridimensionales , teniendo en cuenta efectos de interacción dinámica suelo-estructura (y su incidencia sobre el periodo )y para los cuales los registros sísmicos que se seleccionen correspondan al sitio de interés para el cual se realiza el estudio .

3. Estudios estadísticos exhaustivos en relación con variables como la ductilidad , imperfecciones geométricas , tipos de apoyos , etc. , serían deseables para futuros estudios sobre confiabilidad estructural.

4. Con objeto de futuros estudios sobre confiabilidad estructural sería conveniente tomar como base registros sísmicos cuyo potencial destructivo sea considerablemente mayor que el del sismo de El Centro (Calif.) 1940 , utilizado en este estudio .

5. Sería recomendable un estudio paramétrico en el cual se consideren periodos aun mas cortos que el que aquí se estudió (0.36 seg.) de tal forma que al presentarse deterioro la estructura entre francamente a una zona (en el espectro de respuesta) de máxima respuesta ; igualmente estudiar estructuras con periodos más largos que el que aquí se observó (0.85 seg.) permitiría efectuar comparaciones con resultados de estudios similares como el que se presenta en la referencia 1 .

6. En vista de la muy alta sensibilidad de las probabilidades de falla con respecto a algunas de las variables estudiadas , los resultados aquí presentados deberían ser interpretados en cuanto a los órdenes de magnitud de los efectos estudiados , pero valores cuantitativos absolutos definitivos requieren estudios continuados sobre líneas de investigación como las ya mencionadas .

## REFERENCIAS

1. Esteve , L . . "Damage and risk considerations for selecting seismic design requirements" . 12th IABSE CONGRESS , 1 . 1221-1229 , 3-7 sept. , 1984 , Vancouver , Canada .
2. Ruiz , s . , Arias , A. y Sandoval , h . , "Simulación de temblores como procesos estocásticos no estacionarios" . INSTITUTO DE INGENIERIA , UNAM, N. 440 , junio 1981 .
3. Ruiz , s . , Paredes , R. y Galarza , V . , "Reliability of structures under earthquakes" . 8. CONGRESO EUROPEO DE INGENIERIA SISMICA , Lisboa , Portugal , sept. 1986 .
4. Trejo , C . . "Observaciones estadísticas de la variación de la resistencia del concreto en México , D.F." , tesis profesional , FACULTAD DE INGENIERIA , 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 INGENIERIA, UNAM, dic. 1984 .
6. Mirza , S . , Hatzinikolas , M . , Mc Gregor , J . . "Statistical descriptions of strength of concrete" , JOURNAL OF STRUCTURAL DIVISION , ASCE , V105 , N.ST6 , jun.1979 .
7. Petersons , N . , "Strength of concrete in finished structures" , TRANS. ROYAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY , N.232 , Estocolmo , 1964 .
8. Mora Delgado , J. L. y Aguilón Coello , E.J. , "Estudio estadístico de las propiedades físicas del acero de refuerzo" . tesis profesional , FACULTAD DE INGENIERIA , 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 INGENIERIA , UNAM , Sept. 1984 .
10. Mirza , S.A. and Mc Gregor , J . , "Variability of mechanical properties of reinforced bars" , JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION , ASCE , vol.105 , N.STS , may.1979 .



11.Mirza . S.A. and Mc Gregor . J.M. . "Variations in dimensions of reinforced concrete members" . JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION . ASCE .vol. 105 . N.ST4 ,april 1979.

12.Esteva . L. . comunicación personal .

13.Portillo Gallo . M. and Ang . A.H.S. . "Evaluation of safety of reinforced concrete buildings to earthquakes" . technical report of research supported by the NATIONAL SCIENCE FOUNDATION under Grant GK-36378 . UNIVERSITY OF ILLINOIS AT URBANA-CHAMPAIGN . oct.1976 .

14.Pier . J.C. and Cornell . C.A. . "spacial and temporal variability of live loads" . JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION . ASCE . N.ST5 ,mav. 1973 .

15.Mc Guire . R.K. and Cornell .C.A. . "Live load effects in office buildings" . JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION . ASCE. N.ST7 . jul. 1974 .

16.Mitchell . G. and Woodgate . R. . "Floor loadings in office buildings . The result of a survey" . cp3/71 BUILDING DESIGN STATION . Garston . United Kingdom, jan.1971 .

17.Rosenblueth . E. and Esteva . L. . "Reliability bases for some mexican codes" . PROBABILISTIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS . ACI-SP-31 . 1972 .

18.Elishakoff . I. . PROBABILISTIC METHODS IN THE THEORY OF STRUCTURES . edic. John Wiley & Sons , 1983 .

19.Benjamin . J.R. and Cornell . C.A. . PROBABILITY . STATISTICS AND DECISION FOR CIVIL ENGINEERS . Mc Graw-Hill . New York . 1970.

20.Ang . A.H.S. and Tang . W.H. .PROBABILITY CONCEPTS IN ENGINEERING PLANNING AND DESIGN . vol.1 , basic principles . John Wiley & Sons . New York . 1975 .

21.Rubinstein . R.Y. . SIMULATION AND THE MONTECARLO METHOD . Wiley series in probability and mathematical statistic . John Wiley & Sons . 1981 .

22.Kanaan , A.E. and Powell , G.H. . "DRAIN-2D , a general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures" , with user's guide and supplement , reports N. 73-6 and 73-22 . EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER , UNIVERSITY OF BERKELEY , CALIF. , sep. 1973 .

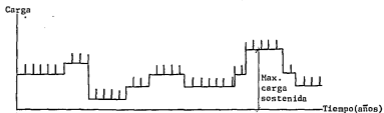
23.Moehle , J.P. and Alarcon , L.F. . "Seismic analysis methods for irregular buildings" , JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING , ASCE , vol. 112 . N.1 , jan. 1986 .

24.Newmark , N.M. and Hall , W.J. . "Earthquake spectra and design" , EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE , BERKELEY , CALIF. , 1982 .

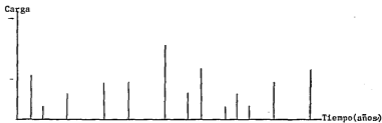
25.Ruiz . S. , Mendoza Otero . E. , Esteva . L. y Acevedo , W. ."Análisis de sismicidad de la central termoeléctrica Lazaro Cárdenas" , informe elaborado para la Comisión Federal de Electricidad , INSTITUTO DE INGENIERIA , UNAM. feb. 1986 .

26.Del Valle , E. . "El modelo matemático de una estructura" , 3r. CONGRESO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL , Morelia (Michoacán) , México , marzo 1982 .

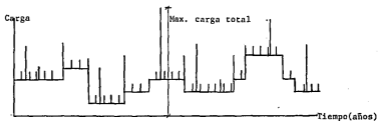
27.Rosenblueth , E. ."On computing normal reliabilities" , STRUCTURAL SAFETY , Vol. 2 , pag.165-167 , 1985 .



Carga sostenida ordinaria



Carga extraordinaria



Carga total

FIG.2.1 Modelo de carga viva .

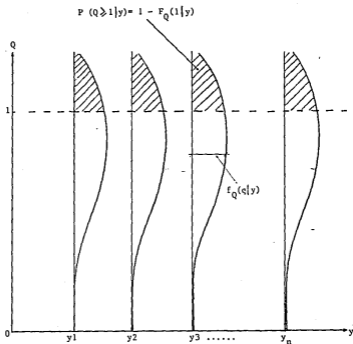


FIG.3.1 Criterio de evaluación de las probabilidades de falla

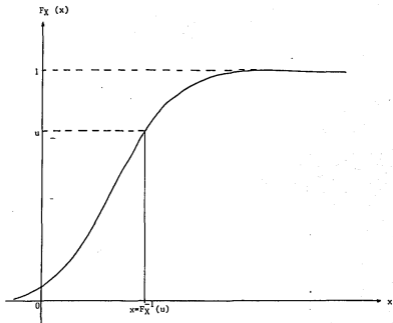


FIG.3.2 Método de la transformada inversa



FIG.3.3 Idealización del elemento

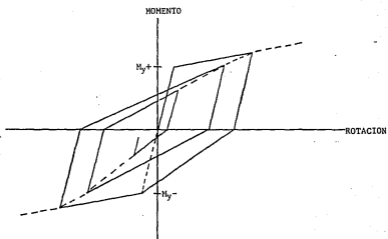


FIG.3.4 Relación momento-rotación en la articulación para el modelo de Takeda .

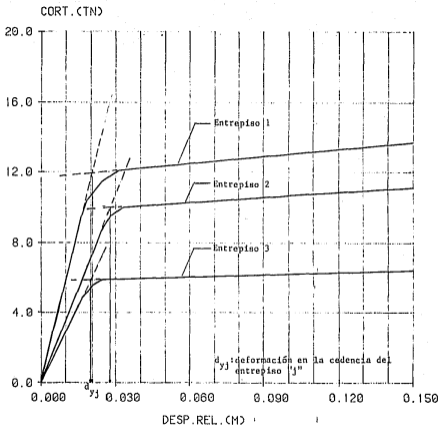


FIG.3.5 Comportamiento inelástico de entrepiso, cuando en el marco actúan cargas laterales con distribución lineal y verticales.

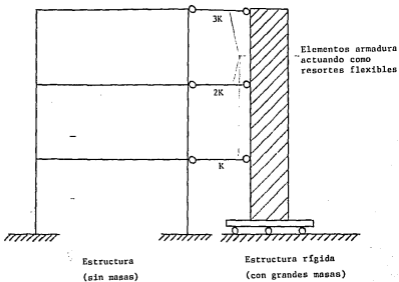
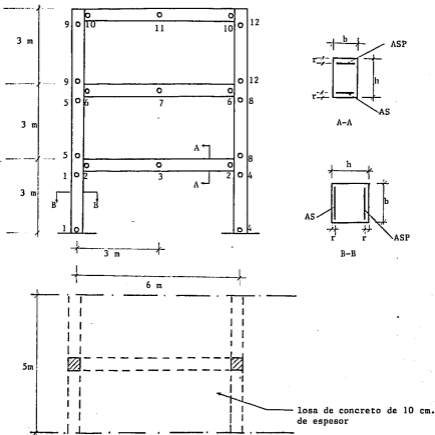


FIG.3.6 Modelo usado para los análisis estáticos inelásticos





Nota: la numeración en el marco corresponde a las diferentes secciones críticas consideradas en cada marco estructural .

FIG.4.1 Planta y elevación de las estructuras consideradas

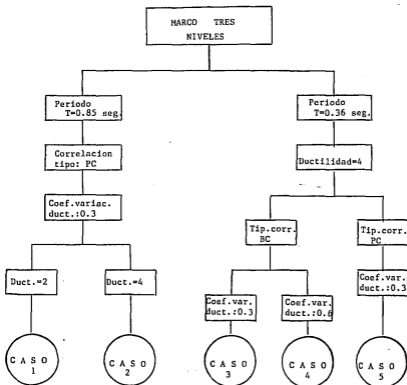


FIG.4.2 Diagrama de casos por estudiar

TASA DE EXCEDENCIA DE INTENSIDADES (1/AÑO)

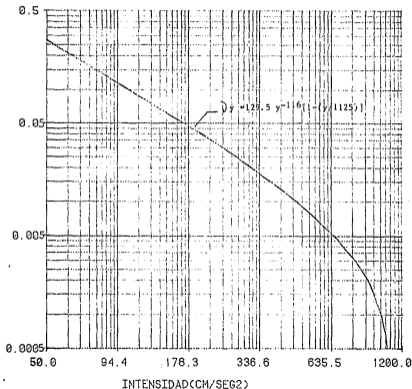


FIG.4.3 Curva de riesgo sísmico del sitio de interés,

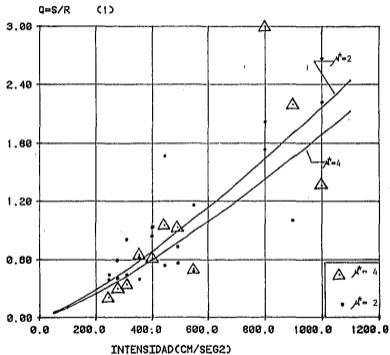


Fig.5.1 "Q" vs. "y" .Resultados obtenidos y curvas de ajuste.  
Casos 1 y 2 .T=0.85 seg. , $V_A=0.3$  , PC .

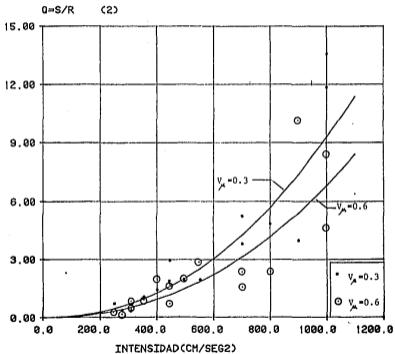


Fig. 5.2 "Q" vs. "γ". Resultados obtenidos y curvas de ajuste.  
Casos 3 y 4 . T=0.36 seg. ,  $\lambda^2=4$  , BC.

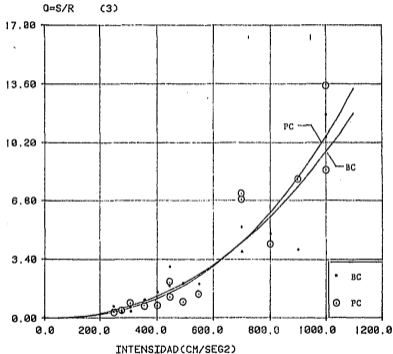


Fig.5.3 "Q" vs. "Y" .Resultados obtenidos y curvas de ajuste .  
Casos 3 y 5 .T=0.36 seg. ,  $f^2=4$  ,  $V_A=0.3$ .

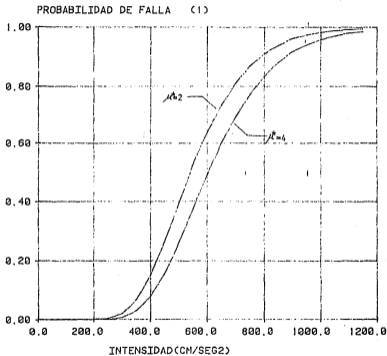


FIG.5.4 "PROBABILIDAD DE FALLA" vs. "INTENSIDAD" .Comparación de resultados calculados para los casos 1 y 2 .

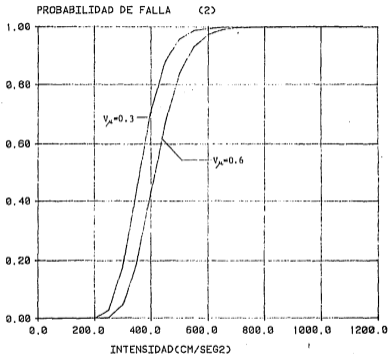


FIG.5.5 "PROBABILIDAD DE FALLA" vs. "INTENSIDAD" .Comparación de resultados calculados para los casos 3 y 4 .



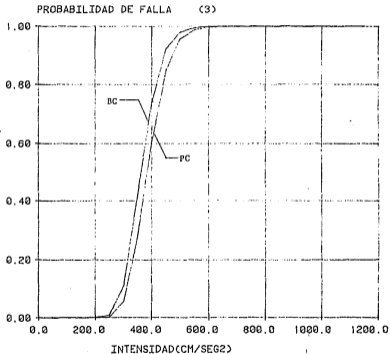


FIG.5.6 "PROBABILIDAD DE FALLA" vs. "INTENSIDAD". Comparación de resultados calculados para los casos 3 y 5.

PROBABILIDAD DE FALLA (4)

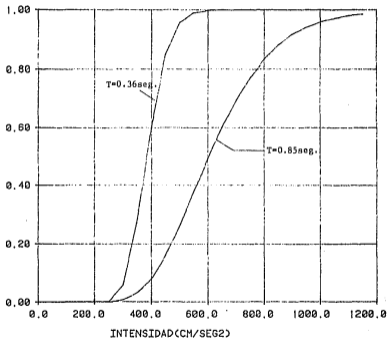


FIG.5.7 "PROBABILIDAD DE FALLA" vs. "INTENSIDAD" .Comparación directa de los resultados calculados para los casos 2 y 5 .

$$\times 10^6 \quad -\left(d \frac{\partial y}{\partial y}\right) * P \quad (Q \geq 1/y)$$

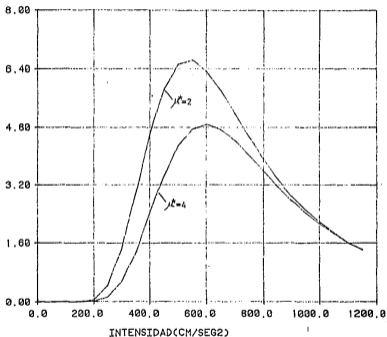


FIG.5.8 "  $-d \frac{\partial y}{\partial y} * P \quad (Q \geq 1/y)$  " vs. "INTENSIDAD". Comparación de resultados calculados para los casos 1 y 2 .

$$\times 10^{-5} \quad -\left(\frac{d\bar{y}}{dy}\right) * P(Q \geq 1/y)$$

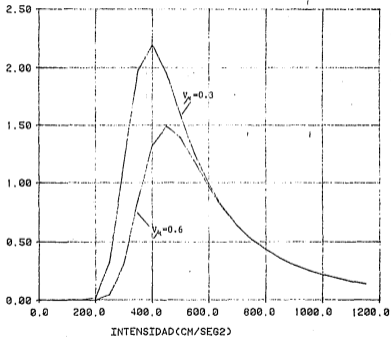


FIG.5.9 "  $-\frac{d\bar{y}}{dy} * P(Q \geq 1/y)$ " vs. "INTENSIDAD" .Comparación de resultados calculados para los casos 3 y 4 .

$$\times 10^{-5} \quad -\left(\frac{d^2 y}{dy^2}\right) * P(Q \geq 1/y)$$

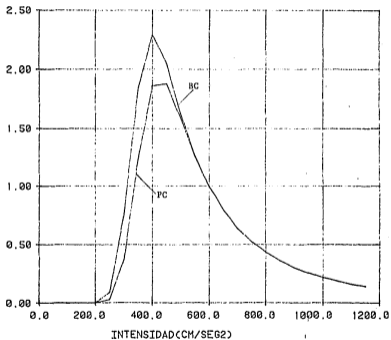


FIG.5.10 "  $-\frac{d^2 y}{dy^2} * P(Q \geq 1/y)$ " vs. "INTENSIDAD". Comparación de resultados calculados para los casos 3 y 5.

$$\times 10^{-5} \quad -\left(\frac{d\psi}{dy}\right) * P(Q \geq 1|y)$$

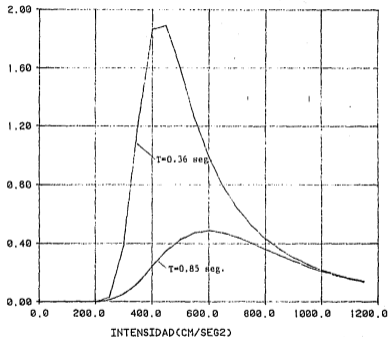
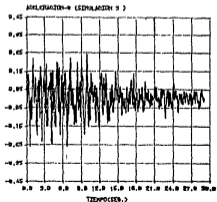
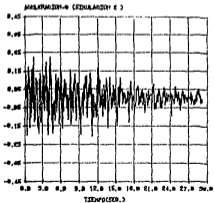
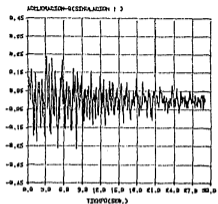
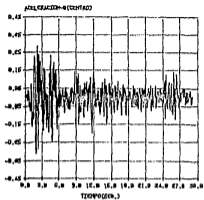


FIG.5.11 " $-\frac{d\psi}{dy} * P(Q \geq 1|y)$ " vs. "INTENSIDAD". Comparación directa de los resultados calculados para los casos 2 y 5.

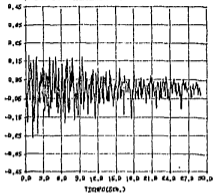
APENDICE\_A

REGISTROS SISMICOS DE LAS 20 SIMULACIONES UTILIZADAS EN EL ESTUDIO.

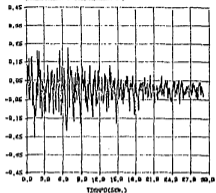




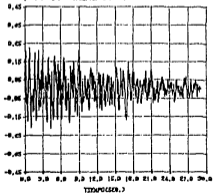
ACCELERATION-Z (SIMULATION 4)



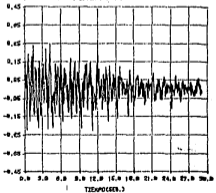
ACCELERATION-Z (SIMULATION 5)

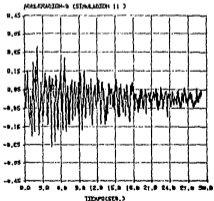
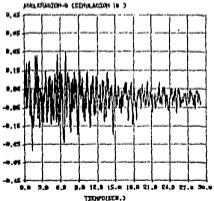
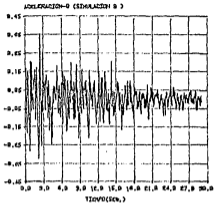
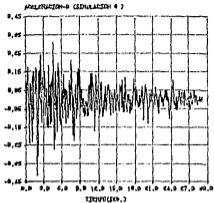


ACCELERATION-Z (SIMULATION 6)

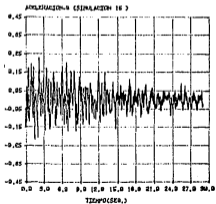
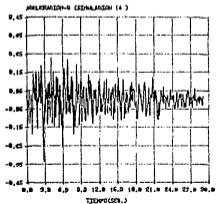
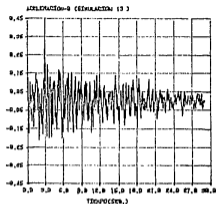
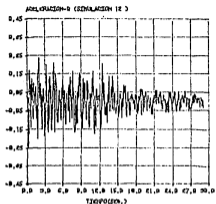


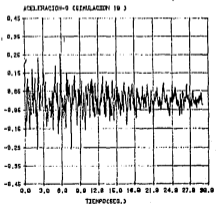
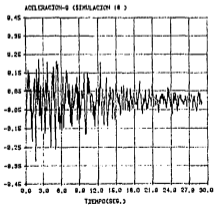
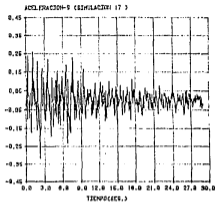
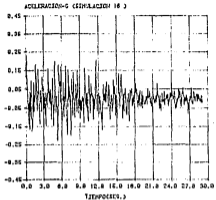
ACCELERATION-Z (SIMULATION 7)

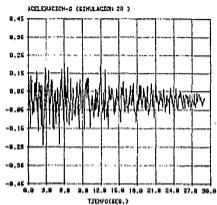




ESTA TESS HA DE  
SAR DE LA PAQUETA

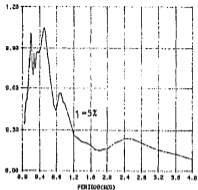




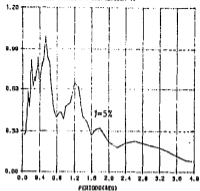


ESPECTROS DE RESPUESTA CORRESPONDIENTES A LOS SISMOS SIMULADOS

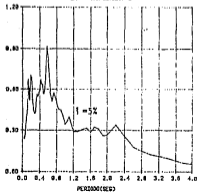
ACCELERATION MAXIMA-G (EL COVERD)



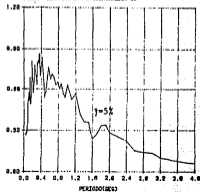
ACCELERATION MAXIMA-G (SIMULACION 1)



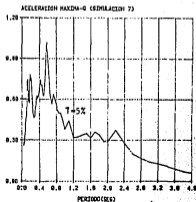
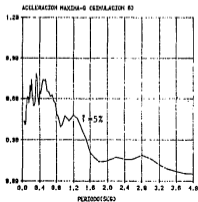
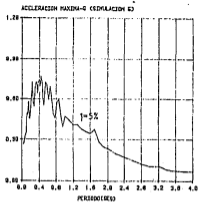
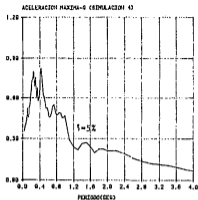
ACCELERATION MAXIMA-G (SIMULACION 2)

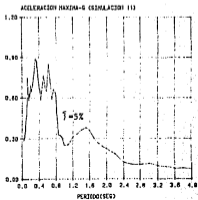
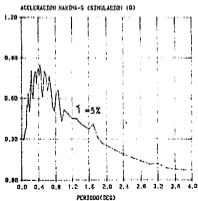
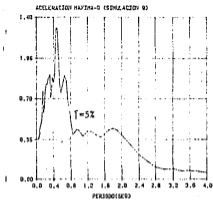
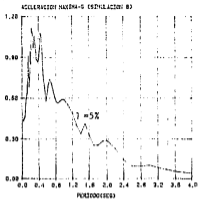


ACCELERATION MAXIMA-G (SIMULACION 3)

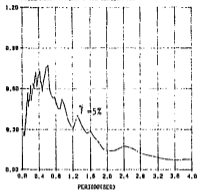




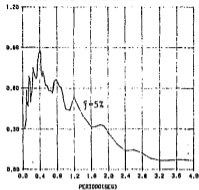




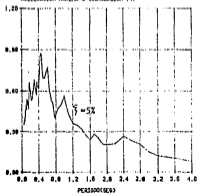
ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 12)



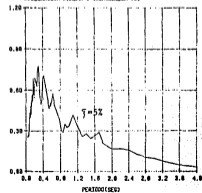
ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 13)



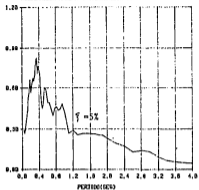
ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 14)



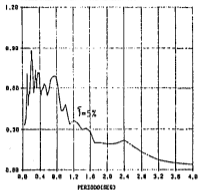
ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 15)



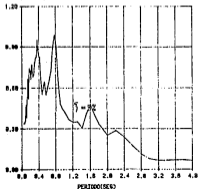
ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 16)



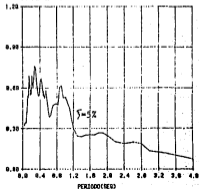
ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 17)



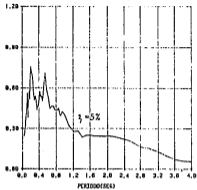
ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 18)



ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 19)



ACELERACION MAXIMA-G (SIMULACION 20)



ESPECTRO MEDIO DE DISEÑO

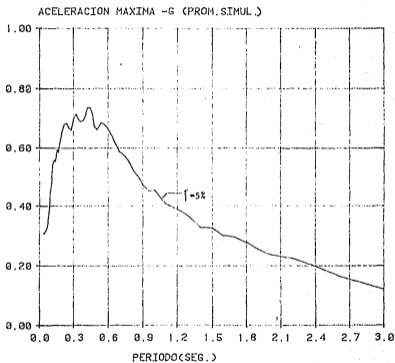


FIG.A-1 Espectro medio de diseño