

1181
1
2ej

RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS ASIMETRICAS INELASTICAS
CON PROPIEDADES INCIERTAS

JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ

TESIS DOCTORAL

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CIUDAD UNIVERSITARIA

JULIO 1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

A mi esposa Verónica, inspiración, cariño y apoyo constante en mi vida.

A mi papá, Sr. José Escobar García, mi adorado Pá !, por brindarme siempre su apoyo desinteresado, y por dar lo mejor a su familia sin esperar nada a cambio.

A mi mamá, Guadalupe Sánchez de E., por todo su amor.

CONTENIDO

1. INTRODUCCION 1

- 1.1. Planteamiento del problema 3
- 1.2. Antecedentes 3
 - 1.2.1. Torsión sísmica. Reglamentación existente 4
- 1.3. Algunos estudios previos 6
- 1.4. Objetivos y alcance de la tesis 9

2. MODELOS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS 10

- 2.1. Modelos excéntricos en rigideces 10
- 2.2. Modelos excéntricos en masas 11
- 2.3. Ley carga-deformación 11
- 2.4. Herramienta de cálculo 11

3. EXCITACION SISMICA 13

- 3.1. Potencial destructivo de un sismo 13
 - 3.1.1. Intensidad de Arias 14
 - 3.1.2. Energía impartida 14
- 3.2. Duración efectiva de un sismo 15
- 3.3. Características del registro SCT-EW del sismo de 1985 16
 - 3.3.1. Intensidad de Arias 16
 - 3.3.2. Energía impartida 16
 - 3.3.3. Duración efectiva 16
- 3.4. Familia de temblores del registro SCT-EW 17
- 3.5. Escalamiento de registros sísmicos 18
 - 3.5.1. Escalamiento de la familia de temblores del registro SCT-EW 18
 - 3.5.1.1. Espectros de aceleración 18
 - 3.5.1.2. Espectros de ductilidad 19
 - 3.5.1.3. Curvas de intensidad de Arias 19
 - 3.5.1.4. Espectros de energía impartida 19
 - 3.5.1.5. Escalamiento con la energía impartida 20
 - 3.5.2. Evaluación de los criterios de escalamiento de la familia de temblores del registro SCT-EW 20

4. ESTUDIOS PARAMETRICOS DETERMINISTAS 22

- 4.1. Características que definen el comportamiento de estructuras asimétricas inelásticas 22
- 4.2. Criterio de diseño 24
 - 4.2.1. Distribución de la resistencia por torsión 24
 - 4.2.2. Relación entre rigidez y resistencia de los elementos estructurales debido al criterio de diseño por torsión 25
 - 4.2.3. Incremento de la resistencia lateral total 26
 - 4.2.4. Costo relativo debido a la variación de la resistencia 26
- 4.3. Distribución de daño entre los elementos resistentes 27
 - 4.3.1. Sobrerresistencia estructural 27
 - 4.3.2. Modelos excéntricos en rigideces y modelos excéntricos en masas 28

4.3.3.	Periodo fundamental de vibración traslacional	29
4.3.4.	Relación de frecuencias desacopladas	29
4.3.5.	Factor de comportamiento sísmico	30
4.3.6.	Relación de aspecto de la planta	30
4.3.7.	Criterios de diseño por torsión	31
4.4.	Criterio de diseño alternativo CRIT1	31
5.	ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS CON PARAMETROS INCIERTOS	35
5.1.	Análisis estadístico de las propiedades estructurales que definen el comportamiento sísmico inelástico de los edificios	35
5.1.1.	Localización del centro de masas	36
5.1.2.	Resistencia	37
5.1.3.	Rigidez	40
5.1.4.	Correlación estadística entre rigidez y resistencia	41
5.2.	Métodos para evaluar la respuesta estructural probabilista	41
5.2.1.	Método de Monte Carlo con muestreo aleatorio	41
5.2.2.	Muestreo Factorial Estratificado	42
5.2.3.	Cuadrado Latino	42
5.2.4.	Estimaciones Bipuntuales	42
5.2.5.	Estimaciones Multipuntuales	44
5.2.5.1.	Estimaciones Multipuntuales de v.a. gaussianas correlacionadas	46
5.3.	Evaluación de métodos probabilistas aplicados al análisis no lineal de estructuras con parámetros inciertos	48
5.4.	Evaluación probabilista de los criterios de escalamiento de la familia de temblores del registro SCT-EW	48
6.	RESULTADOS DE ANÁLISIS PROBABILISTAS	50
6.1.	Distribución de frecuencias relativas acumuladas de la ductilidad	51
6.1.1.	Ductilidad máxima demandada. RDF87	51
6.1.2.	Ductilidad máxima demandada. CRIT1	52
6.1.3.	Respuesta asimétrica/respuesta simétrica. RDF87	53
6.1.4.	Respuesta asimétrica/respuesta simétrica. CRIT1	53
6.2.	Confiabilidad de modelos estructurales	54
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	57
8.	REFERENCIAS	62
	APENDICE A. Forma en la que se determinan las rigideces para los modelos	68
	AGRADECIMIENTOS	69

1. INTRODUCCION

Experiencias de sismos destructivos recientes han mostrado que un gran porcentaje de los daños observados en estructuras de edificios puede atribuirse a efectos de torsión. Estos efectos, ocasionados por distribuciones asimétricas en planta de parámetros estructurales tales como masa, rigidez y resistencia, no consideradas explícitamente en el diseño de las estructuras, modificaron drásticamente el comportamiento esperado de las mismas al responder inelásticamente. Las distribuciones, transformadas por la incertidumbre inherente en los parámetros mencionados, posiblemente ocasionaron excentricidades adicionales aun en edificios diseñados como estructuras simétricas. Desafortunadamente este problema no ha sido suficientemente investigado, por lo que es necesario contar con información sobre los efectos que las incertidumbres en los parámetros estructurales ocasionan sobre el comportamiento inelástico torsional de las estructuras, para así determinar cómo afectan su seguridad ante sismos intensos.

La mayoría de los criterios de diseño por torsión de diferentes reglamentos de construcción vigentes se basan en resultados de investigaciones que estudiaron la respuesta sísmica torsional de estructuras de edificios asimétricos, utilizando modelos con comportamiento lineal. A partir de estos resultados, se han establecido expresiones de diseño que buscan aproximar la respuesta sísmica máxima de una estructura asimétrica a la de una estructura simétrica de referencia. Sin embargo, debido al comportamiento inelástico, la respuesta de las estructuras reales sometidas a sismos intensos puede llegar a ser completamente diferente a la obtenida de los modelos elásticos supuestos.

El objetivo del presente trabajo es evaluar varios criterios de diseño sísmico por torsión vigentes, particularmente el del Reglamento de Construc-

clones para el D.F. de 1987 RDF87, para determinar la influencia de la distribución de la masa, la rigidez y la resistencia inherente a cada criterio, sobre la respuesta estructural. Esta evaluación se lleva a cabo considerando comportamiento inelástico de los elementos estructurales, y desde los puntos de vista determinista y probabilista.

Para realizar lo anterior, la organización del presente trabajo se describe a continuación.

En el capítulo 1 se discute el problema de torsión sísmica de edificios, y se revisa la reglamentación existente en diferentes países. Se revisan los resultados de investigaciones recientes sobre el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas inelásticas, y se establecen los alcances de la presente tesis.

En el capítulo 2 se describen las características de los modelos estructurales estudiados, distinguiendo las formas que dan lugar a la excentricidad estructural (desde el punto de vista analítico). En este capítulo se define la relación carga-desplazamiento de los elementos resistentes.

En el capítulo 3 se analizan algunas definiciones de potencial destructivo de un temblor aplicadas al registro SCT-EW del sismo de septiembre de 1985 ocurrido en la Cd. de México, y a una familia de temblores generada de esta señal. Se revisa el concepto de familia de temblores simulados desde el punto de vista del potencial destructivo de los mismos, definido a partir de diferentes criterios. Se justifica un criterio para establecer la duración efectiva de un registro sísmico desde el punto de vista de análisis estructural inelástico. Y se establece un procedimiento para escalar los registros simulados a partir del registro SCT-EW, para ser utilizados en estudios de estructuras con comportamiento inelástico.

En el capítulo 4 se analiza, desde un punto de vista determinista, el efecto de diferentes parámetros estructurales sobre el comportamiento inelástico de estructuras asimétricas. En este capítulo se estudian también las diferencias básicas que presentan otros reglamentos de construcción, comparados con el RDF87. A partir de las observaciones obtenidas, se establece un criterio alternativo de diseño por torsión CRIT1.

En el capítulo 5, ya que el problema es probabilista, se estudia el efecto de las incertidumbres en los parámetros estructurales sobre la respuesta sísmica torsional. Los parámetros estructurales aleatorios se introducen mediante sus funciones de distribución de probabilidades, obtenidas a partir de la información estadística recopilada de la literatura existente. En este capítulo se revisan algunos métodos de análisis no determinista. Se establece un método de análisis probabilista que permite considerar correlación entre las variables aleatorias, y se aplica al análisis de estructuras inelásticas con propiedades inciertas.

En el capítulo 6, se presentan los resultados de la evaluación probabilista del criterio de diseño por torsión del RDF87, y del criterio alternativo propuesto. En este capítulo se determina el efecto de diferentes parámetros estructurales sobre el comportamiento sísmico de los modelos empleados. Los parámetros estudiados son el periodo fundamental de vibración traslacional, el factor de comportamiento sísmico, y la sobrerresistencia estructural. Adicionalmente se considera la incertidumbre en la localización del centro de masas, en la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales y la correlación entre éstas. Los resultados se presentan mediante la distribución de frecuencias acumuladas restada de la unidad, del cociente de la ductilidad

máxima demandada del modelo asimétrico entre la del simétrico, y utilizando el índice de confiabilidad para tres valores de la ductilidad de falla.

Finalmente, las conclusiones y recomendaciones obtenidas de este trabajo se presentan en el capítulo 7.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Una proporción significativa de los daños ocasionados en edificios por los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, se atribuye a efectos nocivos de torsión (refs 1 y 2). Estos daños ocurrieron a pesar de que la mayoría de las estructuras fueron diseñadas siguiendo el Reglamento de Construcciones para el D.F., que considera explícitamente excentricidades de diseño. De estas experiencias se detectó la necesidad de contar con mayor información sobre el efecto mencionado, para que pueda ser utilizada en normas de diseño sísmico.

Los criterios de diseño sísmico por torsión en un gran número de reglamentos modernos, han sido establecidos con base en estudios de modelos elásticos. El propósito es lograr que la respuesta máxima de la estructura asimétrica no exceda la de la correspondiente simétrica. Asimismo, la mayoría de las normas aceptan indirectamente diferentes niveles de daño ocasionado por incursiones de las estructuras en el intervalo de comportamiento inelástico ante sismos intensos. Este proceder ignora aspectos importantes, como el hecho de que, en general, el comportamiento no lineal de las estructuras está regido por parámetros diferentes a los que gobiernan su comportamiento elástico. Además de que el comportamiento inelástico, lleva a respuestas distintas a las que se obtienen de estudios lineales afectados por factores de comportamiento sísmico.

Para la evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras no se considera adecuado simplemente comparar cargas y resistencias, por lo que es necesario utilizar otro parámetro, que generalmente es la ductilidad máxima. Recordando que la ductilidad es la capacidad que tiene una estructura de soportar deformaciones más allá de su límite elástico sin sufrir falla, la comparación entre cargas y resistencias pierde sentido. Esto se debe a que en las estructuras reales sometidas a sismos intensos, el comportamiento inelástico hace que disipen gran cantidad de energía, y que aparentemente puedan soportar fuerzas sísmicas mayores que aquéllas para las que fueron diseñadas.

Las incertidumbres existentes tanto en el modelo estructural como en la excitación sísmica hacen que el índice de comportamiento (en este caso la ductilidad máxima), sea una variable aleatoria v.a., por lo que la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura durante su vida útil es un problema probabilista. Así, para poder hablar de un criterio de diseño por torsión adecuado, será necesario analizarlo también desde este punto de vista, para obtener información acerca de las variaciones en los resultados que se generan debido a las incertidumbres inherentes en los parámetros estructurales.

1.2. ANTECEDENTES

A continuación se presentan los antecedentes que han dado lugar al estudio de la torsión sísmica. Inicialmente se describe el formato de la reglamentación de diseño sísmico por torsión existente en algunos reglamentos.

Posteriormente, se hace una revisión de algunos de los estudios más relevantes enfocados a la comprensión de la torsión sísmica en modelos con comportamiento inelástico.

1.2.1. TORSION SISMICA. REGLAMENTACION EXISTENTE

Un gran número de reglamentos vigentes aceptan que para el diseño de estructuras de cierto tipo, las resistencias de sus elementos se obtengan por medio del método estático. En él, para edificios con diafragmas de piso infinitamente rígidos en su plano, la fuerza sísmica en cada entrepiso se obtiene como el producto del peso de cada uno de ellos, por un factor que varía linealmente con la altura del edificio, y que incluye el coeficiente sísmico. El cortante sísmico que deberá resistir cada uno de los elementos paralelos a la dirección del temblor en un entrepiso, se obtiene como la suma algebraica del cortante directo y el cortante correspondiente a la torsión sísmica, esto es

$$R_i \geq V_{d_i} \pm V_{t_i} \quad (1.1)$$

donde

R_i = resistencia de diseño del elemento i .
 V_{d_i} , V_{t_i} = cortante directo y cortante por torsión del elemento i .

El cortante directo se obtiene de un análisis considerando sólo traslación de la estructura, y es proporcional a la rigidez de los elementos resistentes paralelos al sentido de la excitación sísmica, esto es

$$V_{d_i} = (k_i / \sum k_i) V$$

donde

k_i = rigidez del elemento i .
 V = fuerza cortante del entrepiso.

El cortante por torsión, función de la excentricidad de diseño ed_i , más desfavorable para cada elemento, está dado por la ecuación

$$V_{t_i} = (M_{t_i} / K_R) k_i d_i$$

donde

$$M_{t_i} = V ed_i$$

$$K_R = \sum (k_i d_i^2)$$

$$ed_i = \begin{cases} \alpha e_s + \delta b \\ \beta e_s - \delta b \end{cases} \quad (1.2)$$

y:

K_R = rigidez torsional del entrepiso.

M_{t1} = momento torsionante.

d_i = distancia del elemento i al centro de torsión.

e_s = excentricidad estructural o estática (se define en el párrafo siguiente).

b = dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección del sismo.

α , β = factores de amplificación dinámica.

δ = factor que define la excentricidad accidental.

La excentricidad estructural o estática e_s , es la distancia que hay entre el punto en donde se debería aplicar la fuerza cortante de entrepiso, para que el movimiento del mismo fuese sólo de traslación centro de torsión, CT, y la línea de acción de la fuerza cortante del entrepiso que pasa por el centro de masas CM. La posición del centro de torsión está en función de las rigideces de los elementos estructurales. La posición del centro de masas de cada entrepiso depende de la distribución de las fuerzas horizontales, por lo que en un análisis dinámico, la excentricidad estática modifica su magnitud al cambiar las fuerzas sísmicas. En las refs 3 y 4, se presentan métodos para obtener los centros de torsión de estructuras de varios pisos.

Para fines de diseño, el momento torsionante M_{t1} se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño e_{d1} , que para cada elemento resistente resulte más desfavorable de las anotadas en la ec 1.2. Con la excentricidad de diseño se pretende lograr que los valores de los momentos torsionantes calculados estáticamente, sean capaces de resistir los momentos reales debidos a torsión sísmica para que no se desarrollen ductilidades excesivas. A continuación se describe cada uno de los términos de que consta la excentricidad de diseño.

En el método para análisis sísmico de los reglamentos actuales, se permite desacoplar las vibraciones de traslación y rotación, considerando que las configuraciones modales y frecuencias de vibración, son independientes de la distribución en planos horizontales de las masas y rigideces de la estructura que se analiza. Las solicitaciones sobre los elementos resistentes así obtenidas, son diferentes a las que resultan de un análisis dinámico que considere el acoplamiento entre vibraciones traslacionales y rotacionales. Este acoplamiento puede ocasionar una amplificación entre momentos torsionantes (ref 5), principalmente si los periodos fundamentales de traslación y rotación son muy parecidos. Para considerar la amplificación dinámica, en los elementos resistentes en los que el cortante por torsión actúa en la misma dirección que el cortante directo, la excentricidad estática es multiplicada por un factor α , mientras que para los elementos en los que estos efectos son en sentido contrario se utiliza un factor β .

Además de la amplificación dinámica, existen otras causas por las que los momentos debido a torsión sísmica en las estructuras reales difieren de los valores obtenidos de un análisis dinámico, realizado de acuerdo con los reglamentos actuales. En general, se puede decir que estas diferencias en los momentos torsionales se deben básicamente a dos razones: la incertidumbre en la distribución en planta de las propiedades estructurales, y la componente rotacional de la excitación sísmica no considerada explícitamente en el análisis. En la actualidad no es posible estimar con precisión estas torsiones denominadas accidentales. La manera usual de considerarlas en el diseño sísmico es incluyendo un momento torsionante adicional, que se obtiene al suponer que la fuerza cortante que actúa en el entrepiso se desplaza de su po-

sición original. A este desplazamiento de la fuerza cortante se le denomina excentricidad accidental. Comúnmente la excentricidad accidental se expresa como un porcentaje δ , de la dimensión máxima b , de la planta de la estructura que es perpendicular a la dirección del sismo.

Para determinar el valor de δ , se han hecho estudios de los efectos de torsión en modelos de edificios simétricos de un piso, inducidos por la componente rotacional del movimiento del suelo. La mayoría de estos estudios se basan en la ref 6, donde la componente rotacional del movimiento del suelo se obtiene a partir de registros de las componentes de traslación en dos direcciones ortogonales que se suponen de igual intensidad entre sí. Se encontró que los pares de torsión generados por temblores en modelos de edificios simétricos, corresponden a una excentricidad del 5% de la dimensión máxima de la planta de la estructura perpendicular a la dirección del sismo. También se halló que pueden llegar hasta el 10% de esta dimensión en edificios cuyo periodo fundamental en torsión es menor que 0.6 seg, pudiéndose incrementar hasta el 15% en estructuras con periodo fundamental de 0.2 seg.

En la ref 7, se encontró que la magnitud de la componente rotacional del movimiento del suelo es, aproximadamente, 30% menor que la estimada en el procedimiento empleado en la ref 6, para calcular el valor de la excentricidad. Lo anterior se obtuvo al considerar que la componente rotacional del movimiento del suelo proviene de registros que no poseen la misma magnitud. En esta misma referencia, también se determinó que los efectos de torsión en edificios simétricos de un piso, inducidos por la componente rotacional del movimiento del suelo, decrecen al aumentar el periodo fundamental de vibración. Estos resultados sugieren que los valores obtenidos en la ref 6, para la excentricidad accidental generada por la componente rotacional del movimiento del suelo, pueden ser conservadores.

Los factores α , β , y δ , varían de un reglamento a otro. En la Tabla 1.1 se anotan los valores que adoptan en el RDF87 (ref 8), en el reglamento de California E.U.A., ATC (ref 9), en el reglamento canadiense, NBCC (ref 10), y en el del Comité Europeo del Concreto, CEB (ref 11).

Los factores α , β y δ determinan un factor de incremento de la resistencia lateral total de las estructuras diseñadas por torsión, y una distribución de resistencias entre los elementos estructurales. Esto se refleja en un incremento relativo en el costo de la estructura, así como en la distribución de daño entre los elementos resistentes. Cada uno de estos aspectos se estudia detalladamente en el capítulo 4.

1.3. ALGUNOS ESTUDIOS PREVIOS

Cuando los elementos resistentes de las estructuras no siguen una relación fuerza-desplazamiento lineal, lo cual normalmente ocurre durante un sismo intenso, algunos elementos incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico modificando los parámetros que definen a la torsión sísmica, y en consecuencia la respuesta estructural esperada. A continuación se describen algunos trabajos de investigación en este sentido.

En la ref 12 se estudió un modelo cuadrado de un piso con cuatro elementos resistentes, uno en cada esquina, con comportamiento bilineal. El efecto analizado fue la torsión de la estructura debido a asimetría en rigidez y en resistencia. Para caracterizar la respuesta estructural, se utilizó la ductilidad máxima demandada por los elementos. Como resultado se obtuvo que el efecto de torsión es más crítico cuando la rigidez es proporcional a la resis-

tencia. También que la distribución del daño estructural depende de la distribución de la resistencia entre los elementos.

En otro estudio (ref 13), para un modelo de un piso con cuatro elementos en el borde, se analizó el efecto de la torsión inducida por acoplamiento de las frecuencias de traslación y rotación. Como índice de comportamiento se utilizó el desplazamiento lateral. Se encontró que el acoplamiento de frecuencias dentro del intervalo de comportamiento no lineal, puede dar lugar a efectos importantes debido a la torsión.

En la ref 14 se estudió un modelo compuesto por dos elementos elastoplásticos. El efecto analizado fue la torsión ocasionada por excentricidad estructural y el acoplamiento de frecuencias de vibración. La respuesta estructural se caracterizó mediante la ductilidad máxima demandada por los elementos. Los resultados obtenidos son de particular interés, pues se determinó que la excentricidad estructural no afecta el comportamiento torsional. Además, se encontró que la estructura asimétrica nunca demandó más del 30% de la ductilidad máxima demandada por la estructura simétrica correspondiente.

Un estudio donde el modelo analizado consta de un solo elemento estructural elastoplástico, se presentó en la ref 15. Aquí se analizó la torsión inducida por acoplamiento de frecuencias, considerándose como índices de respuesta el desplazamiento lateral y el giro de la losa de entrepiso. Los resultados obtenidos mostraron que el acoplamiento de frecuencias afecta más a los sistemas con comportamiento inelástico que a los elásticos estudiados.

En la ref 16 se estudió un modelo de un piso con tres elementos elastoplásticos paralelos. El efecto analizado fue la torsión por asimetría en resistencias. Como índice de comportamiento se utilizó la ductilidad máxima demandada por los elementos. En este estudio se encontró que la demanda de ductilidad depende del nivel de asimetría, y que la relación de frecuencias no influye sobre dicha demanda.

Para un modelo de un piso con tres elementos elastoplásticos paralelos, en la ref 17 se estudió el efecto de torsión causado por la relación de frecuencias de rotación y traslación. Como índice de comportamiento se consideró el desplazamiento máximo del borde de la losa. En este estudio se encontró que el parámetro de respuesta utilizado era demasiado sensible para caracterizar el comportamiento estructural. Y que el efecto de torsión afecta más a modelos con rigidez alta y baja resistencia.

En la ref 18 se analizó un modelo de un piso con tres elementos paralelos con comportamiento elastoplástico. El efecto de la torsión estudiado fue debido a la relación de frecuencias y a la excentricidad causada por movimiento del centro de masas. El índice de respuesta fue la ductilidad máxima demandada por los elementos. Como resultado de este estudio, se obtuvo que cuando las rigideces son proporcionales a las resistencias de los elementos estructurales, la demanda máxima de ductilidad del modelo asimétrico es inferior a la de un modelo simétrico de referencia para ciertos valores de excentricidad estructural.

En la ref 19 se estudiaron modelos de un piso con dos y tres elementos resistentes con comportamiento elastoplástico. La torsión en este caso fue ocasionada por asimetría en resistencias. Se utilizó como índice de respuesta la máxima ductilidad demandada por los elementos. Como característica especial de este estudio, se puede mencionar que se introduce el concepto de centro plástico para caracterizar el centro de torsión inelástico.

Un modelo de un piso con cuatro elementos paralelos resistentes se estudió en la ref 20. La torsión fue causada por asimetría en resistencias. Los parámetros utilizados para caracterizar el comportamiento estructural fueron el desplazamiento de borde de la losa y la ductilidad demandada por los elementos. Los resultados obtenidos mostraron que existe una gran correlación entre la respuesta estructural y la distribución de las resistencias de los elementos.

En la ref 21 se estudió el efecto del cortante negativo debido a la torsión sísmica en un modelo de un piso con tres elementos resistentes, diseñado de acuerdo con diferentes reglamentos. En este estudio se consideró que el comportamiento inelástico de los elementos estructurales incluye degradación de rigidez y de resistencia. La respuesta se caracterizó mediante la demanda máxima de ductilidad. Se concluyó que el factor de amplificación dinámica afecta sensiblemente el comportamiento de estructuras asimétricas inelásticas.

En la ref 22 se analizó un modelo estructural más complejo que los mencionados en los párrafos anteriores. Para ello se aplicó un método basado en la linealización estocástica equivalente de la ecuación de movimiento no lineal, desarrollado por los autores del estudio. El método de análisis es capaz de considerar comportamiento biaxial de los elementos estructurales y deterioro de sus propiedades estructurales. El método propuesto en este estudio posee características que lo pueden llevar a hacer un procedimiento de análisis general.

En las refs 23 y 24 se estudió la respuesta estructural de modelos con elementos resistentes en dos direcciones. Se encontró que estos modelos producen respuestas estructurales inferiores a las obtenidas con modelos que poseen elementos resistentes en una sola dirección. En estos estudios la excitación sísmica se aplicó únicamente en la dirección paralela a los elementos estructurales inelásticos, los elementos estructurales perpendiculares a la excitación sísmica se comportan elásticamente, por lo que los resultados obtenidos quedan restringidos al sistema estructural considerado.

Para estructuras simétricas de un piso, de las cuales se cuenta con registros sísmicos provenientes de instrumentos colocados en ellas, en la ref 25 se estudió el efecto de la componente rotacional del movimiento del suelo sobre su comportamiento estructural. En esta investigación se encontró que el valor de $\delta=0.1$ para la excentricidad accidental subestima los valores obtenidos. Sin embargo, se observa que los valores máximos de la excentricidad accidental se asocian a valores mínimos del cortante de entrepiso. Se concluye que el valor propuesto en algunos reglamentos, del 10% de la dimensión de la estructura perpendicular a la excitación sísmica, para incluir la excentricidad accidental es adecuado.

En la ref 26 se continúan los estudios de la ref 21, relativos al cortante negativo, ahora extendiéndolos a modelos estructurales de varios pisos. En esta investigación se incluyen incertidumbres en la excitación sísmica. Los modelos estructurales son deterministas. Como criterio de decisión para establecer si el comportamiento de las estructuras es adecuado, se utiliza la probabilidad de excedencia de la ductilidad máxima demandada del modelo asimétrico, comparada con la de un modelo simétrico correspondiente. Los resultados obtenidos muestran que los momentos torsionales afectan significativamente los desplazamientos de entrepiso. En este estudio se llega a proponer valores para los factores de amplificación dinámica.

1.4. OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA TESIS

El propósito del presente trabajo es comprender las características del comportamiento sísmico no lineal de estructuras asimétricas, tanto desde el punto de vista determinista, como incluyendo incertidumbres en los parámetros estructurales. La tesis doctoral se enfoca a:

1) Revisar las bases que dieron lugar a los coeficientes involucrados en las excentricidades de diseño del RDF87 y de otros reglamentos. Este punto se desarrolla en el subcapítulo 1.2.

2) Estudiar cómo afectan diferentes parámetros el comportamiento estructural de modelos de edificios asimétricos deterministas diseñados con un reglamento. Dichos parámetros son:

- a) el periodo fundamental de vibración traslacional
- b) el criterio de diseño por torsión utilizado
- c) la excentricidad estructural
- d) la manera en la que se genera la excentricidad estructural
- e) el factor de comportamiento sísmico
- f) la relación de aspecto de la planta
- g) la sobrerresistencia estructural
- h) el número de elementos estructurales
- i) la forma en la que se distribuye la resistencia entre los elementos
- j) la excitación sísmica

3) Determinar las propiedades estadísticas de los parámetros que caracterizan el comportamiento estructural, considerándose como parámetros inciertos la posición del centro de masas, la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales.

4) Aplicar un procedimiento de análisis probabilista al análisis de estructuras con comportamiento inelástico.

5) Determinar el efecto que, sobre el comportamiento estructural de modelos de edificios de cortante inelástico diseñados con el RDF87, tienen las incertidumbres en la localización del centro de masas, en las propiedades de rigidez y resistencia de los elementos estructurales, y la correlación entre estas dos últimas.

6) De los resultados obtenidos, proponer un criterio de diseño por torsión alternativo al del RDF87.

7) Evaluar la seguridad estructural de los modelos diseñados tanto con el RDF87, como con el criterio alternativo.

2. MODELOS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS

Se estudian modelos de un piso con dos y tres elementos resistentes, considerándose como parámetros estructurales inciertos la posición del centro de masas, la rigidez y la resistencia de los elementos. Los elementos estructurales están fijos en su base y conectados rigidamente al sistema de piso que es infinitamente rígido en su plano (fig 2.1.a). Las rigideces de los elementos y la masa del entrepiso se calculan de acuerdo con un periodo fundamental en traslación seleccionado ($T=0.5, 1.0, 1.5$ y 2.5 seg). Se estudian tres relaciones de aspecto h/b de la planta para los modelos estructurales ($h/b=0.5, 1.0$ y 2.0), donde h es la dimensión paralela a la excitación sísmica. En todos los casos, los modelos estudiados corresponden a estructuras de cortante, diseñados de acuerdo con las recomendaciones de diseño sísmico de los criterios anotados en la Tabla 1.1.

Por la forma en la que es posible generar la excentricidad estructural, se definen dos tipos de modelos: **excéntricos en rigideces** (fig 2.1.b), y **excéntricos en masas** (fig 2.1.c), correspondientes a tener el **CM** o el **CT** en el centro geométrico del diafragma respectivamente. Esta clasificación es únicamente desde un punto de vista teórico, con el objetivo de simplificar el estudio del problema que aquí se analiza, y para poder comprender más claramente su efecto sobre la respuesta estructural, ya que en edificios reales generalmente se presentan los dos tipos de excentricidad.

2.1. MODELOS EXCENTRICOS EN RIGIDECES

En estos modelos la excentricidad estructural se genera por movimiento del centro de rigideces (fig 2.1.b). Lo anterior se logra proporcionando diferente rigidez a los elementos estructurales, cuidando que la rigidez late-

ral total no cambie, esto es, las características dinámicas del modelo no se alteran. Existen diferentes maneras de hacerlo, a continuación se indican dos de ellas.

Modelo excéntrico en rigideces con un extremo mayor. Uno de los elementos extremos es más rígido que los demás. Estos modelos podrían representar el caso de estructuras con un elemento muy rígido en un lindero, y en los tres restantes fachadas con grandes ventanas.

Modelo excéntrico en rigideces con extremos balanceados. Inicialmente se asigna a todos los elementos la misma rigidez, después, balanceando las de los elementos de los extremos se logra la excentricidad estática deseada.

En el Apéndice A, se establece la forma en la que se determinan las rigideces para los modelos mencionados.

2.2. MODELOS EXCENTRICOS EN MASAS

En estos modelos, la excentricidad es proporcionada por movimiento del centro de masas (fig 2.1.c). Esta característica es menos frecuente que la anterior, ya que en las estructuras reales, una excentricidad por movimiento del centro de masas podría corresponder a una gran concentración de la masa debido a una carga excesiva, o a irregularidad en un borde de la planta del entrepiso como se indica en la fig 2.1.c.

2.3. LEY CARGA-DEFORMACION.

El comportamiento de los elementos resistentes se idealiza con un modelo elastoplástico sin degradación. La fuerza de fluencia de cada elemento se determina aplicando el método estático de análisis. En todos los casos estudiados en el presente trabajo, para el método estático el coeficiente sísmico es el correspondiente a la zona sísmica III del D.F., de acuerdo con el RDF87 (ref 8). Una vez que las fuerzas y con ellas los cortantes sísmicos en el entrepiso han sido determinados, los efectos torsionales se distribuyen horizontalmente entre los elementos resistentes, de acuerdo con un criterio de diseño por torsión (ec 1.1), que toma en cuenta su rigidez y localización en planta.

Finalmente, la resistencia de los elementos estructurales está definida por la fuerza de diseño obtenida, afectada por un factor de sobrerresistencia. Este factor toma en cuenta el hecho de que la resistencia real es sistemáticamente mayor que la resistencia nominal, y se especifica en el subcapítulo 4.3.1 siguiente.

2.4. HERRAMIENTA DE CALCULO

Para realizar el análisis dinámico no lineal paso a paso de las estructuras se utilizó el programa DYNDIR, desarrollado originalmente en la Universidad de Auckland Nueva Zelanda (ref 27), modificado y actualizado en la Universidad de Cornell (ref 28). Este programa es capaz de modelar el comportamiento inelástico de elementos viga y elementos columna con diferentes criterios de fluencia. Estos van desde el comportamiento de flexión alrededor de un eje de simetría, hasta el que toma en cuenta la interacción entre flexión biaxial y carga axial, lo que permite calcular la respuesta inelástica de estructuras tridimensionales. El programa DYNDIR utiliza el concepto de articu-

laciones plásticas para modelar la fluencia, pudiendo reproducir comportamiento tanto elasto-plástico perfecto como bilineal, siendo necesario en este último caso definir la pendiente de la rama inelástica del diagrama fuerza-desplazamiento.

El método de integración numérica utilizado en el DYNDIR se basa en la hipótesis de que la aceleración es constante durante el intervalo de integración (llamado β de Newmark, utilizando el valor de $\beta=1/4$), método incondicionalmente estable. La precisión de los resultados depende del tamaño del paso de integración. Para poderlo definir se estudió la sensibilidad de la respuesta estructural variándolo, concluyéndose que si éste es igual al intervalo de digitización de la excitación sísmica, en el caso estudiado 0.02 seg, la aproximación obtenida en los resultados es satisfactoria. En adición, la calibración del programa se realizó analizando los mismos modelos estructurales en el programa DRAIN-TABS (ref 29), obteniéndose que los resultados son prácticamente los mismos para los casos estudiados, teniéndose únicamente que ajustar el tamaño de la articulación plástica utilizada por el DYNDIR, ya que los modelos carga-deformación de ambos programas no son totalmente equivalentes.

Como se mencionó antes, el DYNDIR ha sido modificado para calcular diferentes medidas de comportamiento sísmico. Así, además de la ductilidad máxima de desplazamientos demandada por los elementos, el programa calcula el número de veces que un elemento estructural se encuentra en un estado de fluencia, la energía histerética disipada por comportamiento inelástico, el número de veces que un elemento fluye en direcciones opuestas consecutivamente, el tiempo que permanece fluyendo, y tres índices de daño diferentes. Además, el DYNDIR es ahora capaz de generar la historia de fluencia, de energía histerética y de fuerzas en los elementos estructurales de interés, así como la historia de desplazamientos de los grados de libertad seleccionados para los nodos elegidos.

3. EXCITACION SISMICA

Para la zona blanda del Valle de México, se ha considerado apropiado estudiar la respuesta de edificios ante la excitación correspondiente a la componente este-oeste del registro SCT (SCT-EW), que presentó la aceleración máxima en el temblor del 19 de septiembre de 1985. O bien, ante registros sísmicos simulados a partir de algunas características del registro SCT-EW (ref 30).

Para los fines del estudio del comportamiento de estructuras inelásticas asimétricas con propiedades inciertas, resulta adecuado considerar una familia de temblores con un potencial destructivo similar al del registro sísmico seleccionado, en este caso SCT-EW. A continuación se estudia la definición de este concepto, y sus implicaciones en análisis estructural inelástico.

3.1. POTENCIAL DESTRUCTIVO DE UN SISMO

El potencial destructivo de un sismo es la intensidad del daño que un temblor puede ocasionar a las estructuras. A través del tiempo han sido establecidos diferentes criterios para estimar el potencial destructivo de los temblores. Entre los más usados están la aceleración máxima del registro de aceleraciones y el espectro de respuesta elástico, intentándose así tomar en cuenta las características de intensidad y contenido de frecuencias que los movimientos sísmicos poseen. Los espectros de diseño, obtenidos a partir de espectros de respuesta elásticos, son ampliamente utilizados para estimar las fuerzas sísmicas que obrarán sobre las estructuras.

Además de la aceleración máxima y el espectro de respuesta elástico, actualmente existen otras formas de evaluar el potencial destructivo de un sis-

mo, por ejemplo la intensidad de Arias (ref 31), o la cantidad de energía impartida a las estructuras durante la ocurrencia del temblor (ref 32). A continuación se describen estos dos criterios y se aplican tanto al registro SCT-EW, como a la familia de acelerogramas simulados a partir de él.

3.1.1. INTENSIDAD DE ARIAS

Está basado en la hipótesis de que la cantidad de daño estructural impartida por un sismo es proporcional a la energía disipada por unidad de peso de la estructura (ref 31). Se calcula como

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^t \ddot{u}_g^2(t) dt \quad (3.1)$$

donde

IA = intensidad de Arias.
 $\ddot{u}_g(t)$ = aceleración del suelo.
t = duración del temblor.
g = aceleración de la gravedad.

La intensidad de Arias representa la suma de las energías disipadas por unidad de peso, de todas las estructuras de una población (cuyas frecuencias se suponen uniformemente distribuidas entre cero e infinito), como consecuencia del movimiento inducido por un sismo.

La intensidad de Arias como medida de daño potencial de un temblor resulta ser una medida adecuada para representarlo, sin embargo, debido a su formulación, en algunos casos no logra captar con toda precisión el poder destructivo de un temblor. Existen trabajos (ref 33) que mejoran su planteamiento al considerar características particulares de los eventos sísmicos. Desafortunadamente, estos criterios han sido desarrollados para temblores registrados en suelos cuyas características difieren en mucho de las del Valle de México, por lo que no son aplicables a los registros provenientes de suelo blando, y su corrección escapa al alcance del presente trabajo.

Una característica intrínseca que posee la intensidad de Arias, y que permitiría evaluar de una manera relativamente simple el potencial destructivo de un temblor es, además de la energía calculada con la ec 3.1, la pendiente pesada (tal vez comprendida dentro de un intervalo de energía específico), que presenta la curva que la describe. Así, una pendiente pronunciada representa a un temblor cuya intensidad se desarrolla en un corto intervalo. En el presente trabajo este concepto se utilizará únicamente de manera cualitativa.

3.1.2. ENERGIA IMPARTIDA

Se basa en la hipótesis de que a mayor energía proveniente de un sismo, mayor disipación de la misma por comportamiento estructural inelástico (ref 32). La energía impartida por un temblor se calcula a partir de la ecuación diferencial de movimiento

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = - m \ddot{u}_g(t) \quad (3.2)$$

donde

m , c y k = masa, amortiguamiento y fuerza restauradora respectivamente.
 $\ddot{u}_g(t)$ = aceleración del suelo.
 $u(t)$, $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}(t)$ = desplazamiento, velocidad y aceleración de la estructura.

De la solución de la ecuación diferencial de movimiento en el dominio del tiempo mediante un método de integración paso a paso, se obtiene la historia de desplazamientos y de ella, con el desplazamiento máximo la ductilidad máxima demandada. Por otro lado, integrando la ec 3.2 respecto al desplazamiento, y haciendo el cambio del dominio del desplazamiento al dominio del tiempo se obtiene una ecuación que involucra a la energía E_I , impartida por el temblor, esto es:

$$E_I = - \int_0^t m \ddot{u}_g(t) \dot{u}(t) dt \quad (3.3)$$

Como se puede observar en la ec 3.3, el concepto de energía impartida por un temblor es función, además de las características del movimiento del suelo, de las características de la estructura.

Analizando sistemas inelásticos de un grado de libertad con diferente periodo de vibración fundamental, es posible construir el espectro de energía impartida por un sismo. Para trazarlo, una vez definida la relación carga-desplazamiento que rige el comportamiento estructural, y establecidos el periodo de vibración fundamental, el factor de comportamiento sísmico, y la relación de amortiguamiento, se diseña la estructura, determinándose su resistencia. Mediante un análisis paso a paso en el dominio del tiempo se calcula la energía impartida por el temblor con la ec 3.3, su valor absoluto representará un punto del espectro.

El espectro de energía impartida por un temblor, se puede relacionar con el diseño estructural. Por ejemplo, como se verá más adelante (fig 3.10), a una estructura diseñada con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ con periodo de vibración cercano al periodo dominante del suelo, le será impartida mayor energía sísmica, que a otra diseñada con $Q=4$. La razón de esto es que el comportamiento de esta última estructura se aleja más del elástico que la diseñada con $Q=2$, y por lo tanto disipa mayor cantidad de energía por comportamiento histerético.

3.2. DURACION EFECTIVA DE UN SISMO

La larga duración de los sismos registrados en el Valle de México (especialmente la componente SCT-EW del temblor de 1985), y el hecho de que el estudio que aquí se presenta se realiza desde el punto de vista de análisis estructural inelástico probabilista, requiere de un alto esfuerzo computacional. Por tal motivo, es necesario establecer algún criterio para determinar la duración efectiva de un temblor, reduciendo la duración total del registro sin perder precisión en los resultados obtenidos.

Para análisis estructural inelástico, la duración efectiva de un temblor se puede definir como la porción del registro sísmico durante la cual se presenta la mayor respuesta estructural.

Utilizando un criterio análogo al de la ref 34 para determinar la duración efectiva de un sismo, pero empleando la intensidad de Arias, la duración efectiva de un temblor será el intervalo del registro comprendido entre el 5 y el 95% del total de ésta, esto es

$$t_{ef} = t_{95x} - t_{5x} \quad (3.4)$$

donde

t_{ef} = duración efectiva del sismo.

t_{95x} = tiempo en el cual se tiene el 95% del total de la intensidad de Arias.

t_{5x} = tiempo en el cual se tiene el 5% del total de la intensidad de Arias.

3.3. CARACTERISTICAS DEL REGISTRO SCT-EW DEL SISMO DE 1985

A continuación se anotan algunas características relevantes del registro SCT-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985 ocurrido en la Cd. de México.

3.3.1. INTENSIDAD DE ARIAS

En la fig 3.1 se muestra el porcentaje del total de la intensidad de Arias, del registro SCT-EW, calculada con la ec 3.1. En ella se aprecia que la pendiente más pronunciada de la curva se presenta en un intervalo relativamente corto durante la ocurrencia del temblor. Esto significa que es en este intervalo cuando el temblor puede ser más destructivo. Lo anterior sugiere la posibilidad de un gran ahorro de tiempo de cómputo para análisis inelástico, al recortar el registro para reducir su duración, utilizando únicamente el segmento durante el cual el porcentaje de la intensidad de Arias es mayor.

3.3.2. ENERGIA IMPARTIDA

En la fig 3.2 se presenta la energía impartida por el registro SCT-EW, para modelos estructurales elastoplásticos de un grado de libertad. Los modelos se diseñaron de acuerdo con el RDF87 con diferentes periodos de vibración fundamental ($T=0.5, 1.0$ y 1.5 seg), y factores de comportamiento sísmico ($Q=2, 3, \text{ y } 4$). Contrariamente a lo observado en la ref 32, donde se estudiaron registros de sismos ocurridos en suelo duro, se puede ver que la energía impartida, sí es relativamente sensible al factor de comportamiento sísmico.

3.3.3. DURACION EFECTIVA

En la fig 3.1, donde se presenta el porcentaje del total de la intensidad de Arias para el registro SCT-EW, la parte sombreada señala la duración efectiva. Utilizando la ec 3.3, se tiene que $t_{95x}=78.64$ seg y $t_{5x}=39.68$ seg, de donde la duración efectiva del registro será $t_{ef}=38.96$ seg.

En la fig 3.3 se presentan los espectros de aceleración tanto del registro SCT-EW completo como recortado con el criterio descrito antes. Se observa que su forma no cambia, particularmente para la relación de amortiguamiento $\xi=0.05$.

En la fig 3.4 se presenta la energía impartida por el registro SCT-EW recortado para modelos estructurales de un grado de libertad diseñados con el RDF87 con diferentes periodos de vibración ($T=0.5, 1.0$ y 1.5 seg), y factores de comportamiento sísmico ($Q=2, 3$, y 4), y para $\xi=0.0$. En estas gráficas, la parte sombreada indica el intervalo durante el que la estructura incursiona en el intervalo inelástico. Se puede apreciar que realmente es en la porción del sismo recortado, obtenida a partir del criterio de duración efectiva, donde se presentan las deformaciones inelásticas de la estructura.

3.4. FAMILIA DE TEMBLORES DEL REGISTRO SCT-EW

A partir del registro SCT-EW del sismo del 19 de septiembre, y otros ocurridos en el Valle de México, se han generado registros simulados de sismos (ref 30). Con la simulación de los registros se logró crear un entorno sísmico similar al observado, con temblores grandes y pequeños. A continuación se presentan las características mencionadas en los párrafos anteriores para cada uno de los registros simulados.

En la Tabla 3.1 se anota la aceleración máxima de cada uno de estos temblores y el tiempo en el que ocurre. La fig 3.5 muestra los espectros elásticos de aceleración para la relación de amortiguamiento $\xi=0.0$. En la fig 3.6 se presentan los espectros de ductilidad de los registros simulados para un modelo de un grado de libertad con relación fuerza-desplazamiento elasto-plástica. Este modelo se diseñó con el RDF87, con $\xi=0.0$, y para tres factores de comportamiento sísmico ($Q=2, 3$ y 4). Las curvas de intensidad de Arias, normalizadas con respecto a la del registro SCT-EW, se muestran en la fig 3.7. Es interesante observar la pendiente de la curva del registro AX120, pues a diferencia de los otros es muy suave, además de que la energía de Arias que desarrolla es del orden de apenas el 40% de la del registro SCT-EW. A diferencia del registro AX25 que posee una pendiente más pronunciada, aunque también desarrolla una energía de Arias relativamente baja (del orden del 60% de la del registro SCT-EW),

Para el modelo de un grado de libertad descrito en el párrafo anterior, la fig 3.8 presenta los espectros de energía impartida de los registros simulados y para el de SCT-EW. Nuevamente los registros AX120 y AX25 presentan los espectros de energía impartida más pequeños.

En la Tabla 3.2 se muestra la ductilidad máxima demandada por un modelo de rigideces de dos elementos resistentes con comportamiento elastoplástico, diseñado con el RDF87, con $e_s/b=-0.3$, $Q=4$ y $T=1.0$ seg, al cual se le ha aplicado como excitación sísmica cada uno de los registros de la Tabla 3.1. Se observa que los registros simulados AX120, AX39 y AX25 no producen un comportamiento inelástico de los elementos resistentes.

En las figs 3.5 a 3.8, y de la Tabla 3.2, se puede observar que los registros no poseen un potencial destructivo similar. Esta característica es consecuencia del proceso de simulación utilizado para generarlos (ref 30). En él se obtuvo que el promedio de las demandas de ductilidad de sistemas inelásticos excitados con los acelerogramas simulados, presentaron propiedades estadísticas similares a las obtenidas con un grupo de registros de sismos reales para el Valle de México. También se puede observar que el registro

con la mayor aceleración máxima (sismo AX21, Tabla 3.1), no necesariamente representa al sismo que ocasiona la mayor demanda de ductilidad (registro AX20, Tabla 3.2), ni el que imparte la mayor cantidad de energía (sismo AX20, fig 3.8).

Como se puede observar en la Tabla 3.2, no todos los registros simulados son capaces de llevar a los modelos estructurales al intervalo de comportamiento no lineal. Así, para poder obtener la función de distribución de probabilidades de la respuesta o daño estructural, condicional a una intensidad dada, medida por alguna de las definiciones de daño potencial, será necesario escalar los registros de acuerdo con ella.

3.5. ESCALAMIENTO DE REGISTROS SISMICOS

Existen diferentes criterios para escalar registros sísmicos, pudiéndose utilizar para obtener el factor de escala, la aceleración máxima, la aceleración espectral máxima, o la intensidad de Arias, entre otros. Para fines de análisis inelástico, el criterio de escalamiento de un sismo depende de la forma en la que se define el daño potencial. Por ejemplo, el factor de escala obtenido empleando como daño potencial la aceleración espectral máxima, será diferente al resultante de utilizar como tal a la intensidad de Arias o la energía impartida.

3.5.1. ESCALAMIENTO DE LA FAMILIA DE TEMBLORES DEL REGISTRO SCT-EW

Las figs 3.9 a 3.20 son análogas a las figs 3.5 a 3.8 anteriormente descritas. En ellas se presentan los espectros de aceleración, los de ductilidad máxima, las curvas de intensidad de Arias relativa al registro SCT-EW, y los espectros de energía impartida de los registros de la familia de acelerogramas simulados, a los que se les han aplicado los criterios de escalamiento mencionados. A continuación se analiza el efecto de cada uno de ellos.

3.5.1.1. ESPECTROS DE ACELERACION

En la fig 3.9 se muestran los espectros de aceleración de los registros simulados escalados con la aceleración máxima para la relación de amortiguamiento $\xi=0.0$. Comparándolos con los originales (fig 3.5), se observa que algunos espectros que presentaban prácticamente la misma aceleración espectral máxima que el registro SCT-EW, disminuyen con este criterio de escalamiento (registros AX115, AX20, AX21 y AX121). Los espectros para una relación de amortiguamiento $\xi=0.05$, muestran que la aceleración espectral máxima tiende a ser más uniforme con este criterio de escalamiento que cuando el amortiguamiento es nulo (ref 35).

En la fig 3.10 se presentan los espectros elásticos de aceleración escalados con la aceleración espectral máxima.

Escalando con la intensidad de Arias se obtienen los espectros de aceleración mostrados en la fig 3.11. Se observa que los valores máximos que alcanza la aceleración espectral de los registros simulados aún presentan dispersión, sin embargo, ésta es mucho menor que la obtenida al escalar con la aceleración máxima.

3.5.1.2. ESPECTROS DE DUCTILIDAD

En la fig 3.12 se presentan los espectros de ductilidad de los registros simulados escalados con la aceleración máxima. En la fig 3.13 se escalaron con la aceleración espectral máxima del registro SCT-EW. Finalmente, en la fig 3.14 el escalamiento se hizo con la intensidad de Arias. En general, se puede apreciar en estas figuras que los espectros de ductilidad no son muy sensibles al criterio de escalamiento, excepto para estructuras con periodo menor a 0.5 seg, donde las demandas de ductilidad pueden llegar a ser significativas.

3.5.1.3. CURVAS DE INTENSIDAD DE ARIAS

En las figs 3.15 a 3.17 se presentan las curvas de intensidad de Arias de los registros simulados escalados, relativas a la del registro SCT-EW. Al compararlas con las curvas de intensidad de Arias de los registros sin escalar (fig 3.7), se puede apreciar que éstas son más sensibles a los criterios de escalamiento que los espectros de ductilidad. Se observa también que al escalar con la aceleración máxima, algunas curvas disminuyen (registros AX115, AX20, AX21 y AX121). En la fig 3.15 se puede apreciar que las curvas de intensidad de Arias obtenidas al escalar los registros con la aceleración máxima, no difieren grandemente de las obtenidas al escalarlos con la aceleración espectral máxima (fig 3.16), a excepción de los registros AX115 y AX136. Los registros escalados con la intensidad de Arias se presentan en la fig 3.17.

3.5.1.4. ESPECTROS DE ENERGIA IMPARTIDA

Los espectros de energía impartida para los registros escalados se presentan en las figs 3.18 a 3.20.

Para la relación de amortiguamiento $\xi=0.0$, en la fig 3.18 se presentan los espectros de energía impartida por los registros escalados con la aceleración máxima. Estos espectros son muy similares a los obtenidos para un modelo con amortiguamiento del 5% (ref 35).

Los espectros de energía impartida para los registros escalados con la aceleración espectral máxima para relación de amortiguamiento nula se presentan en la fig 3.19. Se puede observar que en algunos casos existe un incremento notable en la energía impartida respecto a los espectros originales (registro AX120, AX39, AX139 y AX136). Mientras que en otros prácticamente no existe modificación al compararlos con los espectros de energía originales (registros AX115, AX20, AX21 y AX130, fig 3.8). Al comparar los espectros de energía impartida originales, con los obtenidos cuando el factor de escala proviene de los espectros elásticos obtenidos con relación de amortiguamiento del 5%, se observa que el incremento en la energía impartida se presenta prácticamente sólo para el sismo AX20, disminuyendo en casi todos los demás casos (ref 35).

En la fig 3.20 se presentan los espectros de energía impartida de los registros escalados con la intensidad de Arias del registro SCT-EW para la relación de amortiguamiento cero. Se observa que con este criterio de escalamiento, se logra que los espectros de energía impartida presenten valores máximos muy similares entre ellos. Sin embargo, estos valores máximos de energía impartida llegan a ser del orden del doble de los que genera el registro SCT-EW.

3.5.1.5. ESCALAMIENTO CON LA ENERGIA IMPARTIDA

Para lograr que los sismos de la familia SCT-EW, presenten un potencial destructivo (medido como la energía impartida por los temblores), similar al del sismo que les dió origen, es necesario llevar a cabo un procedimiento iterativo. Proponiendo un valor inicial del factor de escala para el periodo y factor de comportamiento dados, éste es ajustado hasta que el valor absoluto de la diferencia de las energías impartidas es menor o igual al 1%.

Los factores de escala así obtenidos, son particulares para el periodo fundamental de vibración, factor de comportamiento sísmico y relación de amortiguamiento considerados. Por lo que, para otro periodo y factor de comportamiento sísmico, el daño potencial del temblor escalado será completamente diferente.

Para la familia de sismos estudiada, los factores de escala podrían interpretarse como factores de comportamiento sísmico. Lo anterior se debe a que, para que a una estructura con resistencia F_y , le sea impartida por un registro sísmico una cierta cantidad de energía, es equivalente multiplicar el registro de aceleración por el factor de escala, que dividir la resistencia F_y entre él.

3.5.2. EVALUACION DE LOS CRITERIOS DE ESCALAMIENTO DE LA FAMILIA DE TEMBLORES DEL REGISTRO SCT-EW

La Tabla 3.2 muestra la ductilidad máxima demandada por los elementos resistentes del modelo de rigideces utilizado en el subcapítulo 3.4 anterior, al que se le han aplicado como excitación sísmica los registros de la Tabla 3.1 escalados con cada uno de los criterios discutidos. En la Tabla 3.2, en el último renglón se anota el error relativo del promedio de la ductilidad máxima demandada por el modelo, al aplicarse los registros escalados con cada uno de los criterios, respecto a la del modelo excitado con el registro SCT-EW. Se aprecia que al escalar los registros sísmicos utilizando la aceleración máxima, prácticamente se duplicó el número de ellos que no tienen la capacidad de llevar a la estructura al intervalo de comportamiento inelástico (registros AX115, AX21, AX121, AX139, y AX136).

Al escalar los registros con la aceleración espectral máxima tan solo uno de ellos (registro AX121), es el que no logra llevar al modelo al intervalo de comportamiento inelástico. Con este criterio de escalamiento se obtiene un error relativo del 37.8%.

Escalando con la intensidad de Arias se logran mejores resultados, haciendo que todos los registros lleven al modelo al intervalo de comportamiento inelástico. Para este criterio de escalamiento el valor del error relativo generado es 10.8%.

Utilizando la energía impartida para escalar los registros sísmicos, los valores del índice de comportamiento presentan valores más parecidos a los obtenidos con el registro SCT-EW. Con este criterio de escalamiento se obtiene un error relativo del promedio de la ductilidad máxima demandada de 6.45%.

De los resultados obtenidos en el presente capítulo, se puede concluir que el utilizar el criterio de escalamiento basado en la aceleración máxima carece de sentido, pues lo que se obtiene es una nueva familia de temblores

igual o más dispersa, en cuanto a daño potencial, que la familia que originalmente se tenía. El criterio que se basa en el espectro de respuesta elástico mejora notablemente las características obtenidas por el criterio anterior, sin embargo no es capaz de lograr que todos los registros ocasionen un comportamiento inelástico del modelo. Los criterios de escalamiento que utilizan la intensidad de Arias y la energía impartida, producen que todos los registros sean capaces de llevar a los elementos del modelo estructural al intervalo de comportamiento inelástico.

En el capítulo 5 se lleva a cabo la evaluación de los diferentes criterios de escalamiento aquí estudiados, pero considerando modelos estructurales probabilistas.

4. ESTUDIOS PARAMETRICOS DETERMINISTAS

El objetivo del diseño sísmico de estructuras, es proporcionar niveles de seguridad adecuados con costos razonables respecto al colapso frente a sismos excepcionalmente intensos, así como proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad moderada.

De la revisión de la literatura relativa a la torsión sísmica, se puede observar que generalmente se ha buscado que la estructura asimétrica no exceda en su respuesta a la de una simétrica correspondiente, utilizando la ductilidad para caracterizar la respuesta estructural. Siguiendo esta filosofía, en este capítulo se estudia el problema de torsión sísmica desde el punto de vista determinista.

4.1. CARACTERISTICAS QUE DEFINEN EL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS ASIMETRICAS INELASTICAS

El comportamiento de estructuras asimétricas inelásticas está definido por diferentes características estructurales. A continuación se presentan las más importantes.

- a) **Criterio de diseño.** Está definido por el valor de los coeficientes α , β y δ , que establecen la forma en la que se distribuye nominalmente la resistencia entre los elementos estructurales. Debido a esto, se genera una relación entre la rigidez y la resistencia de éstos, que establece la posición de la fuerza resistente de diseño en cada entrepiso.
- b) **Excentricidad estructural, e_s .** Está en función de la distribución en planta de las rigideces de los elementos estructurales, su posición rela-

tiva, y de la distribución de las fuerzas horizontales. En el presente trabajo, la excentricidad estructural se normaliza con respecto a la dimensión b de la planta. Además, cuando la ubicación del CT sea a la derecha del CM, a e_s/b se le asignará signo positivo y negativo en caso contrario.

- c) **Periodo fundamental de vibración traslacional, T .** Determina las fuerzas sísmicas para diseño de las estructuras a partir del espectro de diseño, con el coeficiente sísmico y su peso. Además, el periodo fundamental influye sobre la respuesta estructural dependiendo de su proximidad con el periodo dominante del suelo.
- d) **Relación de frecuencias desacopladas rotación/traslación, Ω .** Es función de las rigideces de los elementos estructurales y su ubicación en planta, factores que afectan directamente la frecuencia de vibración rotacional.
- e) **Factor de comportamiento sísmico, Q .** Intentándose reproducir el comportamiento no lineal observado en las estructuras reales, en el análisis elástico se reduce la intensidad de las fuerzas de diseño, y con ellas se establecen las resistencias nominales de los elementos estructurales.
- f) **Relación de aspecto de la planta, h/b .** La relación de aspecto de la planta modifica el radio de giro del diafragma de piso, y por lo tanto la relación de frecuencias desacopladas.
- g) **Distribución en planta de elementos resistentes.** Define la forma en la que se distribuye la fuerza sísmica actuante entre los elementos resistentes en el intervalo de comportamiento elástico. Es importante señalar que, de acuerdo con la ec 1.1, no sólo la distribución en planta de los elementos estructurales establece la resistencia de los mismos, sino también la rigidez y la posición relativa de cada uno de ellos.
- h) **Localización de la fuerza resistente de entrepiso, X_r .** Este parámetro tiene relación directa con el criterio de diseño por torsión, que establece el valor mínimo de la resistencia de los elementos estructurales sin definir un valor máximo como se indica en la ec 1.1. Debido a ello, cualquier elemento estructural que presente una resistencia mayor que la obtenida con la ec 1.1 cumplirá con lo establecido por un reglamento de diseño. En el presente trabajo, a la distancia medida a partir del CM al punto por donde pasa la resultante de las resistencias nominales de los elementos estructurales (fuerza resistente de entrepiso), normalizada con respecto a la dimensión de la planta, se le denominará X_r/b . Cuando la ubicación de la fuerza resistente de entrepiso sea a la derecha del CM, a X_r/b se le asignará signo positivo y negativo en caso contrario.
- i) **Correlación estadística entre las propiedades de los elementos estructurales.** Puede ser debido a los materiales que los constituyen, al proceso de fabricación, o a las fórmulas de diseño.
- j) **Excitación sísmica.** Influye en el comportamiento estructural debido a la intensidad de los temblores, su ocurrencia, potencial destructivo, duración efectiva, contenido de frecuencias, etc.
- k) **Componente rotacional del movimiento del suelo.** Es debido a la diferencia en la llegada del tren de ondas sísmicas a los apoyos de la estructura. Como se mencionó en el capítulo 1, este efecto se incluye en el término δb de la excentricidad accidental.

- 1) Ley carga-deformación de los elementos estructurales. La relación carga-deformación de los elementos estructurales se considera elastoplástica sin deterioro, por lo que no es incluida como parámetro de estudio en el presente trabajo.

En el presente trabajo se estudia el efecto que ocasionan los parámetros estructurales descritos en los incisos (a) al (j), sobre la ductilidad máxima demandada de los modelos estructurales. El inciso (i) se trata posteriormente en el capítulo 5.

Para todos los casos estudiados en el presente capítulo, como excitación sísmica se utiliza el registro SCT-EW del sismo de septiembre de 1985 ocurrido en la Cd. de México, recortado de acuerdo con el criterio de intensidad de Arias, como se discutió en el capítulo anterior.

En estructuras reales sometidas a sismos intensos, la respuesta estructural inelástica depende grandemente de su capacidad de disipación de energía. Así, la energía sísmica es disipada por comportamiento histerético y por amortiguamiento viscoso de la estructura. Para análisis dinámico de estructuras elásticas, el valor del factor de amortiguamiento viscoso generalmente se establece alrededor del 5%. En el presente trabajo, con la intención de no introducir más parámetros dentro del modelo que dificultarían la interpretación de los resultados, se considerará amortiguamiento nulo. Lo anterior permite definir que la energía sísmica es disipada únicamente a través del comportamiento histerético de los modelos estructurales.

4.2. CRITERIO DE DISEÑO

En los reglamentos actuales se permite analizar las estructuras de edificios tomando en cuenta únicamente traslación de los entrepisos. Los efectos de torsión son incluidos al distribuir la fuerza cortante producida por este efecto entre los elementos resistentes, considerando un momento torsionante en cada entrepiso, obtenido del producto de la fuerza cortante sísmica y la excentricidad de diseño (ec 1.2), como se indica en la ec 1.1. A continuación se analizan las implicaciones que este proceder puede ocasionar.

4.2.1. DISTRIBUCION DE LA RESISTENCIA POR TORSION

Al diseñar una estructura por torsión, la distribución en planta de la resistencia entre los elementos estructurales depende del criterio de diseño sísmico, y este a su vez de la excentricidad de diseño e_d , función de la rigidez y posición en planta de los elementos. Así, la resistencia nominal de los elementos estructurales es función, además de su rigidez, de los valores de los factores α , β y δ que considere un criterio de diseño particular.

Al hacerse la distribución del cortante por torsión en planta aplicando las ecs 1.1 y 1.2, a los elementos que se encuentran del mismo lado que el CM respecto al CT, se les suma el cortante por torsión. Mientras que a los localizados en el lado opuesto al CM respecto al CT, se les resta. Este proceder produce que los elementos más rígidos sean los menos resistentes y viceversa, como se muestra a continuación.

En la fig 4.1 se presenta el efecto que la distribución de las rigideces de los elementos estructurales e_s/b , ocasiona sobre la localización de la fuerza resistente de entrepiso X_r/b , al utilizar diferentes valores de los coeficientes α , β y δ . Los modelos estructurales son, de acuerdo con la defi-

nición del capítulo 2, de excéntricos en rigideces y excéntricos en masas, con tres elementos estructurales paralelos, y diseñados con cada uno de los reglamentos mencionados (Tabla 1.1). En esta figura se puede observar que para los modelos estructurales estudiados, el RDF87 y el CEB siempre definen los límites extremos. También que el diseño utilizando el RDF87 ubica la fuerza resistente de entrepiso cerca de la del CM. Esto ocasionará que en el intervalo de comportamiento elástico los valores de los momentos torsionantes sean mínimos. En el otro extremo, en los modelos diseñados con el CEB, la fuerza resistente de entrepiso sigue al CT. En algunos de los estudios deterministas que se han realizado, se ha encontrado que esta última situación es la más favorable desde el punto de vista del comportamiento estructural inelástico (refs 18, 35, 42 y este trabajo como se verá más adelante en el presente capítulo).

4.2.2. RELACION ENTRE RIGIDEZ Y RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBIDO AL CRITERIO DE DISEÑO POR TORSION

De los resultados obtenidos en el subcapítulo anterior, se puede observar que al diseñar una estructura por torsión sísmica empleando un reglamento, la resistencia de los elementos estructurales depende de la rigidez de los mismos. Es decir, el criterio de diseño por torsión genera una cierta relación entre la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales. Esta relación determinará, entre otras cosas, la distribución del daño estructural entre los elementos resistentes, por esta razón es de interés conocerla.

Para estudiar la relación entre rigidez y resistencia que los criterios de diseño sísmico por torsión generan entre los elementos estructurales, se utilizará el desplazamiento de fluencia. Para ello, con cada uno de los criterios de la Tabla 1.1, se diseñó un modelo excéntrico en rigideces de tres elementos resistentes con un extremo mayor. En la fig 4.2, en el eje vertical se muestra la variación $d_{y_{asim}}/d_{y_{sim}}$ (desplazamiento de fluencia de cada uno de los elementos de los modelos asimétricos, entre el de los elementos correspondientes de un modelo simétrico de referencia), debido a la variación de la excentricidad estructural e_s/b (eje horizontal). En esta figura se puede observar como, debido al criterio de diseño por torsión, en todos los casos el elemento más rígido (elemento 1), es el menos resistente y viceversa. La diferencia entre las resistencias de los elementos 1 y 3, depende del valor que presenten los factores α , β , y δ empleados en la excentricidad de diseño.

En la fig 4.3, en el eje vertical se muestra la relación de la rigidez del elemento 3 (menos rígido), entre la del elemento 1 (el más rígido), así como la relación de sus resistencias, obtenidas de aplicar los criterios de diseño de la Tabla 1.1 para diferentes valores de excentricidad estática. En esta figura se puede apreciar como las rigideces de los elementos no son proporcionales a sus resistencias, pues mientras que la relación de rigideces decrece respecto al valor absoluto de e_s/b (línea gruesa inferior), la relación de resistencias aumenta para todos los criterios de diseño por torsión. La observación anterior implica que, para los modelos estudiados, al incrementar la rigidez de un elemento estructural extremo para lograr cierto valor de la excentricidad estática, al diseñar por torsión de acuerdo con un reglamento, se disminuye su resistencia debido al valor de los coeficientes α , β y δ de la excentricidad de diseño. En esta figura, los criterios RDF87 y CEB definen los límites extremos.

4.2.3. INCREMENTO DE LA RESISTENCIA LATERAL TOTAL

Como se establece en la ec 1.1, en la determinación de los cortantes de diseño para cada elemento estructural, los criterios de diseño por torsión consideran que éstos son la suma algebraica del cortante directo, y una porción del cortante inducido por torsión. El efecto de esta consideración en el diseño de los elementos estructurales produce un incremento en la resistencia lateral total de las estructuras.

Para estudiar el incremento en la resistencia debido al diseño por torsión que generan los factores α , β y δ , se diseñó un modelo excéntrico en rigideces de dos elementos resistentes paralelos con cada uno de los reglamentos de diseño de la Tabla 1.1. Para el modelo estudiado, el incremento de la resistencia por torsión S_r , relativo a la fuerza cortante de entrepiso V , está dado como

$$S_r/V = (\alpha - \beta) e_s/b + 2 \delta$$

En la fig 4.4 se presenta la variación de S_r/V para diferentes valores de excentricidad estructural. En ella se observa que el CEB para todos los casos de excentricidad estática proporciona siempre el límite inferior, mientras que el límite superior lo define el NBCC. También que el RDF87 y el ATC presentan el mismo valor de S_r/V para $e_s/b = -0.2$.

4.2.4. COSTO RELATIVO DEBIDO A LA VARIACION DE LA RESISTENCIA

En las estructuras reales, la localización de la fuerza resistente de entrepiso al diseñar por torsión sísmica utilizando un reglamento, puede llegar a tener un valor diferente al nominal obtenido con las ecs 1.1 y 1.2. Esto se puede deber a diferentes razones, por ejemplo, en la práctica de la ingeniería en México, las resistencias de los elementos estructurales se obtienen restando tan solo una parte del cortante negativo por torsión (ref 36), y no el 100% que indica el RDF87. En el presente trabajo, además del diseño nominal se tomará en cuenta este efecto. Así, una vez obtenida la resistencia de diseño para cada uno de los elementos estructurales, con el fin de determinar el efecto de su distribución entre ellos, en algunos casos se varía la localización del punto por donde pasa la resultante de las resistencias de los elementos del entrepiso X_r/b , desde $-0.3b$ hasta $0.3b$. Lo anterior se logra incrementando la resistencia del elemento del extremo, correspondiente al lado hacia donde se desea ubicar la fuerza resistente de entrepiso, dada por la distancia X_r/b , manteniendo la de los otros con el valor obtenido del criterio de diseño utilizado. De esta manera la resistencia de este elemento nunca es menor que la resistencia nominal. En estos casos, como se mencionó antes, se continúa cumpliendo con el reglamento pues en el diseño por torsión se establece que la resistencia no deberá ser menor que el valor obtenido de la ec 1.1 sin especificar un límite superior.

El hacer que las resistencias de los elementos estructurales tengan un valor determinado, diferente del nominal pero nunca inferior a él para lograr que X_r/b varíe desde $-0.3b$ hasta $0.3b$, ocasiona que el costo relativo de la estructura se incremente. A continuación se estudia este aspecto. Para un modelo excéntrico en rigideces de tres elementos con un extremo mayor, en la fig 4.5 se muestra el valor de la resistencia total normalizada para los reglamentos considerados y para diferentes valores de la excentricidad estática e_s/b . En el eje horizontal se presenta la posición de la fuerza resistente de

entrepiso X_r/b , mientras que en el eje vertical, la relación entre la resistencia lateral total del modelo asimétrico y la del modelo simétrico de referencia R_{asim}/R_{sim} . Los puntos sobre las curvas señalan la localización de la resultante de las resistencias nominales de los elementos del entrepiso al diseñar con cada uno de los criterios para cada valor de e_s/b . En las figs 4.5.a y 4.5.c se observa que al diseñar por torsión con el RDF87 y el NBCC, respectivamente, R_{asim} se incrementa prácticamente de manera simétrica, sin importar la relación que puedan guardar la posición del CT y la ubicación de la fuerza resistente de entrepiso, definidas por los signos de e_s/b y X_r/b . Para los modelos diseñados con el ATC (fig 4.5.b), R_{asim}/R_{sim} presenta el mismo valor para todos los casos en que la posición de la fuerza resistente de entrepiso coincide con la del CT (e_s/b es del mismo signo que X_r/b). El diseño siguiendo el CEB para valores de e_s/b similares a los de X_r/b , presenta valores de R_{asim}/R_{sim} menores que los obtenidos para los casos donde $e_s/b \neq X_r/b$ (fig 4.5.d). En todos los reglamentos se puede observar que la variación de R_{asim}/R_{sim} depende de la relación entre e_s/b y X_r/b .

4.3. DISTRIBUCION DE DAÑO ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES

En los subcapítulos anteriores se estudió el efecto de los criterios de diseño por torsión sobre la resistencia de los elementos estructurales. A continuación se estudia la influencia de los parámetros descritos en el subcapítulo 4.1, sobre la ductilidad máxima normalizada de los elementos resistentes. A menos que otra cosa se especifique, los modelos estructurales estudiados son, de acuerdo con la definición del capítulo 2 anterior, excéntricos en rigideces con un extremo mayor, poseen tres elementos resistentes paralelos y planta cuadrada. Los parámetros estudiados y el criterio de diseño por torsión se especifican en cada caso. Como excitación se utiliza el registro recortado SCT-EW del sismo de septiembre de 1985 ocurrido en la Cd. de México. En todos los casos se considera, además del diseño nominal, variación de la posición de la fuerza resistente de entrepiso X_r/b , como se señaló en el subcapítulo 4.2.4 anterior. La ductilidad máxima demandada por los elementos se obtiene de un análisis inelástico paso a paso de acuerdo con el capítulo 2 anterior. Para cada uno de los casos, los resultados mostrados son los correspondientes al máximo obtenido de localizar el centro de masas en su posición nominal y a una distancia de $\pm 0.1b$ de la misma, como lo establece el RDF87.

Los resultados se presentan en las figs 4.6 a 4.12, en ellas, el eje horizontal representa la variación de X_r/b respecto al centro de masas, mientras que el vertical, la relación de la ductilidad máxima demandada por los elementos del modelo asimétrico, respecto a la máxima demandada por el modelo simétrico de referencia D_{asim}/D_{sim} . La línea vertical a trazos dentro de cada gráfica indica el punto donde se ubica la resultante de las resistencias nominales de los elementos al aplicar el criterio de diseño correspondiente. A continuación se discuten los resultados obtenidos.

4.3.1. SOBRERRESISTENCIA ESTRUCTURAL

Resultados de estudios de modelos y de estructuras reales sometidas a sismos intensos, muestran que las resistencias reales R_r , son consistentemente mayores que las nominales R_n , proporcionadas por las fórmulas de diseño (refs 37, 38, 39 y 40). Esta sobrerresistencia FR, se puede atribuir a diferentes razones como son (ref 38): efectos de los factores de seguridad recomendados en los reglamentos de construcción; diferencia entre la resistencia real y nominal de los materiales; conservativismo en las fórmulas de diseño;

sobrerresistencia generada por los requerimientos mínimos de las dimensiones de los elementos estructurales y su refuerzo; sobrediseño producido por el redondeo de las dimensiones de los elementos; los efectos de las cargas verticales sobre la resistencia de los elementos; requerimientos de rigidez establecidos por los reglamentos de construcción para limitar los desplazamientos de entrepiso; y la redistribución de fuerzas internas en el intervalo de comportamiento no lineal, entre otras.

En la ref 39, para estructuras de acero se estableció que el valor de la sobrerresistencia es prácticamente constante con el periodo de vibración fundamental, a excepción de estructuras de periodo corto en las que ésta puede llegar a alcanzar valores altos. Para estructuras de concreto reforzado, en la ref 40 se determinó un valor de la sobrerresistencia estructural de hasta 7 veces la resistencia nominal. Debido a estas variaciones, se puede apreciar que en la literatura aún no existe evidencia estadística suficiente, respecto al valor de la sobrerresistencia de las estructuras. Por esta razón, con el objetivo de estudiar su efecto sobre la respuesta estructural, en el presente trabajo se utilizan cuatro diferentes valores aceptables para este parámetro, $FR=1.0, 1.5, 2.0$ y 3.0 .

Para el caso de la resistencia probabilista de los elementos estructurales que se estudiará en el capítulo 6, el valor medio de la misma será el correspondiente al valor nominal afectado por los valores del factor de sobrerresistencia.

El efecto de FR se estudió para un modelo diseñado siguiendo el RDF87, para un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, y periodo fundamental $T=1.0$ seg. En la fig 4.6 se muestra el efecto de FR sobre la relación de la ductilidad máxima demandada por cada uno de los elementos de una estructura asimétrica, entre la ductilidad máxima demandada por la simétrica correspondiente D_{asim}/D_{sim} . Esta figura consta de doce gráficas, cuatro para cada elemento resistente correspondientes a diferentes valores de e_s/b . En la fig 4.6.a se puede apreciar que, para todos los valores de FR , para el elemento 1 que es el más rígido y menos resistente, D_{asim}/D_{sim} aumenta al incrementarse la diferencia entre los valores de la posición del CT, definida por la excentricidad estática normalizada e_s/b , y los de la localización de la fuerza resistente de entrepiso, definida por la distancia X_r/b . Para el elemento 2 (fig 4.6.b), la relación D_{asim}/D_{sim} presenta valores relativamente constantes. Mientras que, para el elemento 3 (fig 4.6.c), el más resistente y menos rígido, el comportamiento es contrario al del elemento 1, como era de esperarse. Las observaciones anteriores para los elementos 1 y 3 muestran que es siempre el elemento menos resistente el que mayor ductilidad demanda. Por otro lado, para el caso del diseño nominal (línea vertical a trazos), este se ubica generalmente en una zona donde las demandas de ductilidad para los elementos 1 y 3 son relativamente altas. Lo que sugiere pensar que alguna variación en las resistencias de los elementos estructurales podría llevar a valores altos de la ductilidad máxima demandada por alguno de ellos.

4.3.2. MODELOS EXCENRICOS EN RIGIDECES Y MODELOS EXCENRICOS EN MASAS

En la fig 4.7 se muestra el comportamiento de los modelos estructurales excéntricos en rigideces y excéntricos en masas descritos en el capítulo 2. Los modelos son de planta cuadrada y tres elementos resistentes. Fueron diseñados de acuerdo con el RDF87 para $Q=4$, $T=1.0$ seg, y $FR=1.5$. Se puede observar que el comportamiento cualitativo de los dos modelos excéntricos en rigideces (figs 4.7.a y 4.7.b), es prácticamente el mismo para el punto del diseño nominal (línea vertical en las gráficas). Para valores de excentrici-

dad estructural $e_s/b = -0.1$ y -0.2 , el modelo excéntrico en masas presenta demandas de ductilidad menores que las del modelo simétrico (fig 4.7.c). Para valores de excentricidad estructural alta ($e_s/b = -0.3$), el modelo excéntrico en rigideces con extremos balanceados (fig 4.7.b), es el que menor relación de D_{asim}/D_{sim} genera. Mientras que el modelo excéntrico en masas presenta el límite superior para D_{asim}/D_{sim} . Finalmente, los modelos excéntricos en rigideces muestran valores altos de ductilidad máxima demandada en un intervalo mayor que el modelo excéntrico en masas. De las observaciones anteriores, y debido a la gran cantidad de cálculos involucrados, en el presente trabajo se utilizará el modelo excéntrico en rigideces con un extremo mayor para llevar a cabo el estudio del problema de la torsión sísmica.

4.3.3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION TRASLACIONAL

El efecto del periodo fundamental de vibración sobre la ductilidad máxima demandada se estudió para un modelo diseñado con el RDF87 para $Q=4$, $FR=1.5$, y cuatro diferentes periodos $T=0.5$, 1.0 , 1.5 y 2.5 seg. En la fig 4.7.a se muestran los resultados para $T=1.0$ seg, mientras que en las figs 4.8.a, 4.8.b, y 4.8.c, los correspondientes a $T=0.5$, 1.5 y 2.5 seg respectivamente. En estas figuras se puede observar que, en términos generales, las mayores demandas de ductilidad se presentan en modelos con periodo $T=1.0$ seg. Mientras que las más bajas se obtienen para los modelos cuyo periodo de vibración fundamental es $T=0.5$ seg.

4.3.4. RELACION DE FRECUENCIAS DESACOPLADAS

La relación de frecuencias desacopladas, frecuencia rotacional a traslacional, ha sido utilizada tanto en estudios de modelos con comportamiento elástico como inelástico para estudiar la torsión sísmica. Este parámetro está dado por la relación

$$\Omega = \omega_{\theta} / \omega = \sqrt{KR / r^2 K} \quad (4.1)$$

donde

Ω = relación de frecuencias desacopladas.

ω_{θ} = frecuencia rotacional.

ω = frecuencia traslacional.

KR = rigidez torsional (definida en el capítulo 1).

K = rigidez traslacional.

r = radio de giro del diafragma de piso.

De la ecuación anterior se puede apreciar que la relación de frecuencias desacopladas es función de la rigidez de los elementos estructurales, su posición relativa, y de la forma de la planta estructural, esto es

$$\Omega = f(k_t, d_t, h/b)$$

Para estructuras con comportamiento inelástico, esta característica ocasiona que Ω pueda presentar el mismo valor para distintos modelos estructurales cuyo comportamiento es diferente uno del otro. Por ejemplo, para un mo-

delo estructural excéntrico en rigideces de tres elementos resistentes con un extremo mayor, con planta cuadrada y diseñado con el RDF87 con $Q=4$, para lograr los periodos fundamentales de vibración traslacional $T=0.5, 1.0, 1.5$ y 2.5 seg, basta con variar la masa traslacional manteniendo el valor de la rigidez lateral total constante. Lo anterior, de acuerdo con la ec 4.1 ocasionará que el valor de Ω no cambie, sin embargo, la respuesta estructural obtenida para los cuatro periodos de vibración puede ser completamente diferente. Esta observación es particularmente crítica si se tienen modelos con diferentes valores de la excentricidad estática. Por lo tanto, en el presente trabajo la relación de frecuencias desacopladas no se incluirá como variable de estudio.

4.3.5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

Para estudiar el efecto del factor de comportamiento Q sobre la ductilidad máxima demandada, el modelo se diseñó de acuerdo con el RDF87 para $Q=2$ y 4 , $T=1.0$ seg, y $FR=1.5$. En la fig 4.7.a se muestran los resultados para el modelo con $Q=4$, mientras que en la fig 4.9, los correspondientes a $Q=2$. En estas figuras se puede observar que los modelos diseñados con $Q=2$ presentan demandas de ductilidad más uniformes para todos los casos de la posición de la fuerza resistente de entrepiso X_r/b , que los modelos con $Q=4$. Para los modelos con $Q=2$ el diseño nominal (línea vertical de cada gráfica), se ubica en la zona donde ocurren las menores demandas de ductilidad, lo que no sucede para los modelos con $Q=4$. En los modelos con $Q=2$ el elemento 3 es el que mayor demanda de ductilidad presenta, mientras que en los modelos con $Q=4$ es el elemento 1. En las figs 4.7.a y 4.9, se puede observar que para los dos factores de comportamiento sísmico, la demanda de ductilidad crece al aumentar la excentricidad estática normalizada e_s/b , para los casos en los que la posición de la fuerza resistente de entrepiso no coincide con el CT, esto es, $X_r/b \neq e_s/b$.

En la ref 41, para un modelo de dos elementos resistentes diseñado con el RDF87, se encontró que la respuesta estructural es inversamente proporcional al periodo fundamental de vibración y al factor de comportamiento sísmico. Observándose que para modelos con $T=1.5$ seg y $Q=4$, la respuesta es menor que para modelos con $T=1.5$ seg y $Q=2$. Mientras que para modelos estructurales con $T=0.5$ y 1.0 seg, la respuesta crece al aumentar el valor de Q .

4.3.6. RELACION DE ASPECTO DE LA PLANTA

Para un modelo excéntrico en rigideces de tres elementos resistentes con un extremo mayor se estudiaron tres casos para considerar la relación de aspecto de la planta; $h/b=0.5, 1.0$ y 2.0 , donde h es la dimensión de la planta paralela al sentido de la excitación sísmica. Los modelos se diseñaron con el RDF87 para $T=1.0$ seg, $Q=4$, y $FR=1.5$. En las figs 4.10.a y 4.10.b se muestran los resultados obtenidos para $h/b=0.5$ y 2.0 respectivamente, mientras que en la fig 4.7.a se presentan los de $h/b=1.0$. En estas figuras se puede observar que, en términos generales, tanto para el diseño nominal como para variaciones de la posición de la fuerza resistente de entrepiso X_r/b , las mayores demandas de ductilidad se presentan para el caso de $h/b=0.5$. Para relaciones de aspecto $h/b=1.0$ las respuestas son intermedias a las obtenidas para las otras dos relaciones estudiadas. A partir de estas observaciones, y debido al gran volumen de cálculos involucrados para llevar a cabo el estudio del problema de la torsión sísmica, en el presente trabajo se utilizará únicamente el modelo con relación de aspecto $h/b=1.0$.

4.3.7. CRITERIOS DE DISEÑO POR TORSION

En las figs 4.7.a y 4.11 se presenta la ductilidad máxima demandada por los elementos resistentes del modelo estructural, diseñado con cada uno de los criterios de diseño por torsión de la Tabla 1.1. En todos los casos los diseños se hicieron para $Q=4$, $T=1.0$ seg, $h/b=1.0$ y $FR=1.5$. De acuerdo con el RDF87, para cada posición de la fuerza resistente de entrepiso X_r/b , en el análisis inelástico se varió la localización nominal del CM en $\pm 0.1b$. En estas figuras, la línea vertical a trazos dentro de cada gráfica indica la localización de la fuerza resistente nominal del entrepiso, correspondiente a cada reglamento. Se puede observar que, en general, para la posición de la fuerza resistente correspondiente al diseño nominal, la ductilidad máxima demandada por los modelos asimétricos es menor o igual a la de los modelos simétricos de referencia correspondientes, y que ésta disminuye al aumentar el valor de la excentricidad estructural fig 4.11. Para los modelos diseñados con el RDF87 la ductilidad máxima demandada aumenta al incrementarse e_s/b (fig 4.7.a). En estos casos siempre es el elemento 1 (el menos resistente), el que presenta las mayores valores de ductilidad máxima demandada.

4.4. CRITERIO DE DISEÑO ALTERNATIVO CRIT1

El comparar los resultados de los modelos diseñados por torsión con el RDF87 presentados en los subcapítulos anteriores, con los obtenidos de modelos diseñados con otros reglamentos, sugiere pensar que el criterio de diseño del RDF87 no necesariamente es el que proporciona el comportamiento más adecuado. Para tratar de entender la razón de esto, con el RDF87 se diseñó un modelo excéntrico en rigideces de tres elementos con un extremo mayor, para $e_s/b=-0.3$, $T=1.0$ seg, $Q=4$, $FR=1.5$ y $h/b=1.0$. En la fig 4.12 se muestra la ductilidad máxima demandada por cada uno de los elementos estructurales, relativa a la ductilidad máxima demandada por el modelo simétrico de referencia (eje vertical), para cada una de las posiciones del CM relativas al centro geométrico de la planta (eje horizontal). En esta figura se puede apreciar como el elemento 1 presenta la mayor demanda de ductilidad cuando el CM se acerca más a él (CM en $-0.1b$). Mientras que para los elementos 2 y 3 la demanda máxima se presenta cuando el CM está en el centro geométrico de la planta. Estos valores máximos son los que se reportan en la fig 4.7.a para el caso del diseño nominal cuando $e_s/b=-0.3$ (línea vertical en la gráfica). Este efecto se debe a que el criterio de diseño por torsión del RDF87, sitúa la resultante de las resistencias nominales de los elementos cerca de la posición nominal del CM (fig 4.1), con lo cual el momento torsionante es prácticamente nulo en el intervalo de comportamiento lineal. Sin embargo, cuando en el análisis inelástico tridimensional se considera la excentricidad accidental moviendo el CM de su posición nominal en $\pm 0.1b$, se presentan grandes demandas de ductilidad. Particularmente cuando el CM se mueve hacia el lado donde se ubica el elemento al que se le resta el cortante por torsión, como se puede observar en la fig 4.12.

Para este mismo caso, en la fig 4.13 se presenta la historia de la posición instantánea del punto alrededor del que gira la estructura, respecto al centro de masa de la planta. En el presente trabajo a este punto se le denomina centro de torsión instantáneo CTI. A la distancia medida a partir del CM de la planta al CTI, normalizada con respecto a la dimensión b de la misma, se le llama X_{CTI}/b . Cuando la ubicación del CTI sea a la derecha del CM, a X_{CTI}/b se le asigna signo positivo, y negativo en caso contrario. En el intervalo de comportamiento elástico el CTI coincide con el CT como se muestra en la fig 4.13, donde aparece una gran cantidad de puntos para $e_s/b=X_{CTI}/b=-0.3$. Cuando la estructura incursiona en el intervalo de compor-

tamiento inelástico, este punto es diferente al centro de torsión, ya que aparece cuando alguno o algunos de los elementos están fluyendo. Para el modelo estudiado, X_{CTI}/b presenta una gran cantidad de valores positivos, esto implica que la distancia entre el CM y el CTI se incrementa, pudiéndose presentar valores máximos de los momentos torsionantes. Como se puede observar en la fig 4.13, X_{CTI}/b ocasionalmente alcanza valores de $\pm 0.5b$, lo que implica que dos de los tres elementos resistentes están fluyendo. En la fig 4.13 la línea de trazos indica el punto donde se localiza la resultante de las resistencias nominales de los elementos al aplicar el criterio de diseño por torsión del RDF87. Cuando la posición del centro de torsión instantáneo coincide con esta línea, los tres elementos resistentes fluyen simultáneamente. En estos casos la única fuerza restauradora que mantiene el equilibrio de la estructura es la debida a la energía cinética de la masa estructural.

En la fig 4.14, se muestra la historia de fluencia de cada uno de los elementos estructurales del modelo anterior. En esta figura cada barra indica que un elemento ha fluído durante un intervalo igual a su grosor. Se puede apreciar nuevamente como el elemento 1 es el primero en fluir, además de ser el que permanece fluyendo más tiempo durante todo el proceso de aplicación del sismo.

Para el caso estudiado, a pesar de que en el análisis inelástico tridimensional, al mover $-0.1b$ la posición nominal del CM, la excentricidad efectiva generada ($e_s/b = -0.2b$) es menor que la que se utilizó para diseñar el modelo ($e_s/b = -0.3$), en el elemento menos resistente se incrementa la demanda máxima de ductilidad. Este fenómeno se debe a que, si se diseñara la estructura con este valor de excentricidad estática ($e_s/b = -0.2b$), la cantidad de cortante negativo por torsión que se le restaría al elemento 1, es menor que el que se le resta al diseñar con el valor original de $e_s/b = -0.3$, ocasionando que este elemento fuera relativamente más resistente. Por ejemplo, diseñando el modelo estructural ahora para $e_s/b = -0.2$, y la posición nominal del CM a $-0.1b$ del centro geométrico de la planta. Se obtiene que la relación de las resistencias de los elementos estructurales, respecto a las obtenidas para el modelo originalmente diseñado para $e_s/b = -0.3$ y el CM en el centro geométrico de la planta, es 1.23, 0.85 y 0.79 para los elementos 1, 2 y 3 respectivamente.

De los resultados mostrados en las figs 4.12 a 4.14 se puede observar que en el intervalo de comportamiento elástico, el hacer que el CT coincida con el CM ocasiona que los efectos de torsión disminuyan. Sin embargo, cuando alguno o algunos de los elementos estructurales fluyen, este proceder ya no resulta tan adecuado.

A partir de las observaciones anteriores, se buscará un criterio de diseño por torsión alternativo al del RDF87, que deberá reunir las siguientes características

a) Conservar el formato de los criterios de diseño existentes, pues ya que además de ser simples en su aplicación, desde el punto de vista estructural, reflejan el sentido ingenieril al distribuir la resistencia entre los elementos estructurales.

b) Que la resistencia lateral total (y en consecuencia el costo relativo de las estructuras), no exceda la generada por el RDF87.

c) Que en lo posible, las rigideces de los elementos estructurales sean proporcionales a las resistencias de los mismos.

d) Ser capaz de distribuir el daño estructural de manera uniforme entre todos los elementos estructurales, evitando que las demandas de ductilidad resulten excesivas por concentrarse sólo en alguno de ellos.

e) Que la posición de la resultante de las resistencias nominales de los elementos estructurales, se ubique lo más cercano posible al punto donde se presente el menor valor de la demanda de ductilidad máxima, para que en caso de existir variaciones en las mismas, esto no ocasione incrementos no deseados en la ductilidad máxima demandada.

De los resultados mostrados en las figs 4.2 y 4.3 se puede observar que el incremento de la resistencia lateral total debido al diseño por torsión, el RDF87 lo distribuye únicamente entre aquellos elementos estructurales a los que se les suma el cortante por torsión. Esto sugiere pensar que manteniendo el mismo formato de diseño que el RDF87, pero distribuyendo ahora el incremento de la resistencia lateral total entre los elementos a los que se les resta el cortante por torsión, se mejoraría el comportamiento de los modelos estructurales. Lo anterior se logra asignando a los coeficientes de la excentricidad de diseño los valores $\alpha=1.0$, $\beta=0.5$, y manteniendo $\delta=0.1$. Diseñando con estos coeficientes el modelo estructural estudiado en los párrafos anteriores con $e_s/b=-0.3$, y la posición nominal del CM en el centro geométrico de la planta, se logra una relación de la resistencia de los elementos estructurales, respecto a la obtenida para el diseño original con el RDF87 para $e_s/b=-0.3$, y la posición nominal del CM en el centro geométrico de la planta, de 1.34, 0.85 y 0.79 para los elementos 1, 2 y 3 respectivamente. Estas relaciones son muy parecidas a las obtenidas en la página anterior cuando se diseñó el modelo con el RDF87 para $e_s/b=-0.2$ y el CM en $-0.1b$. A este criterio de diseño, en el presente trabajo se le denominará CRIT1, su evaluación desde el punto de vista determinista se presenta a continuación.

En la fig 4.3 se observa que en los modelos diseñados con el CRIT1, la relación entre la rigidez y la resistencia de cada uno de los elementos estructurales, es mayor que la obtenida con el RDF87 (fig 4.3). Con esto se logra que la posición de la fuerza resistente de entrepiso, dada por X_r/b , se aproxime a la del CT, como se puede apreciar en la fig 4.1. Además, con el CRIT1 la diferencia entre las resistencias de los elementos extremos es menor que la generada con el RDF87, como se puede observar en las figs 4.2 y 4.3.

Para la posición X_r/b de la fuerza resistente de entrepiso, correspondiente al diseño nominal, los modelos diseñados con el CRIT1 presentan la misma resistencia lateral total que los diseñados con el RDF87, como se muestra en la fig 4.4. Cuando se varía la posición de la fuerza resistente de entrepiso, los modelos diseñados con el CRIT1 presentan menor incremento en la resistencia lateral total para los casos en los que la distribución de rigideces asemeja a la de resistencias, como se puede apreciar en la fig 4.15, análoga a las figs 4.5. Lo anterior implica que el costo relativo para los modelos diseñados con el CRIT1, puede llegar a ser menor que el de los modelos diseñados con el RDF87.

Para estudiar la distribución del daño entre los elementos estructurales, el modelo se diseñó con el CRIT1 para $T=1.0$ seg, $Q=4$, $FR=1.5$ y cuatro valores de excentricidad estática normalizada e_s/b . Los resultados se muestran en la fig 4.16. En el eje vertical se presenta la relación de ductilidad máxima demandada por los modelos asimétricos entre la del simétrico correspondiente D_{asim}/D_{sim} , en el eje horizontal se anota la variación de la posición X_r/b de la fuerza resistente de entrepiso. La línea vertical dentro de cada gráfica muestra la posición del punto donde se ubica la resultante de las resistencias nominales de los elementos al distribuir el cortante con el CRIT1. En

esta figura se puede apreciar como, en términos generales, los elementos estructurales presentan un mejor comportamiento que el obtenido por los modelos diseñados con el RDF87 (fig 4.7.a). También se puede observar que la envolvente de las ductilidades máximas demandas por los elementos presenta menos variación para los diseños con el CRIT1 que para los del RDF87. Finalmente, el CRIT1 ubica la posición de la fuerza resistente nominal de entrepiso más cerca del punto donde las demandas de ductilidad de los elementos resistentes son mínimas (fig 4.16), que el RDF87.

Comparando la fig 4.16 con la fig 4.7.a, para los casos en los que la posición de la fuerza resistente de entrepiso no coincide con el CT, esto es, $e_s/b \neq X_r/b$, en los diseños con el CRIT1 la ductilidad máxima demandada por el elemento más crítico apenas alcanza la del modelo simétrico de referencia. Mientras que para los modelos diseñados con el RDF87, el elemento más crítico llega a tener demandas de ductilidad del orden de hasta 2.5 veces la de la estructura simétrica (fig 4.7.a para el caso $e_s/b = -0.3$ y $X_r/b = 0.3$). Finalmente, en la fig 4.7.a para los diseños con el RDF87 se puede ver que para el diseño nominal (línea vertical), el elemento 1 (el más rígido y menos resistente), para excentricidad estructural alta, presenta valores de ductilidad máxima demandada superiores a 1.5 veces la ductilidad máxima demandada por la estructura simétrica. En estos casos, para los diseños con el CRIT1 la ductilidad máxima demandada es inferior a la de la estructura simétrica de referencia (fig 4.16).

Para el modelo diseñado con el CRIT1, en la fig 4.17, análoga a la fig 4.13 anterior, se traza la historia del centro de torsión instantáneo para el caso de mover el CM hacia la izquierda de su posición nominal una distancia $-0.1b$. En esta figura se puede observar como disminuye la cantidad de veces que la posición normalizada del centro de torsión instantánea X_{CTI}/b , adopta valores positivos. Además, el valor máximo de X_{CTI}/b es 0.3, lo cual implica que los momentos torsionantes ahora son inferiores a los generados con el RDF87. También se observa que el CTI coincide con el punto donde se ubica la resultante de las resistencias nominales (línea horizontal a trazos), en un número de ocasiones inferior al generado por el diseño con el RDF87. Esto implica que, ahora el número de veces que los tres elementos estructurales fluyen simultáneamente es menor, por lo que, el modelo diseñado con el CRIT1 posee rigidez más tiempo durante el proceso de aplicación de la excitación que el modelo diseñado con el RDF87.

En el capítulo 6 se presentan los resultados obtenidos al considerar incertidumbres en los parámetros estructurales para modelos de estructuras diseñados tanto con el RDF87, como con el criterio CRIT1 propuesto.

5. ANALISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS CON PARAMETROS INCIERTOS

Las incertidumbres en los valores de los parámetros estructurales que definen el comportamiento dinámico de las estructuras, ocasionan que el índice de comportamiento sea una variable aleatoria v.a. Es necesario entonces establecer un método de análisis probabilista que, aplicado al análisis estructural inelástico, permita obtener las propiedades estadísticas del índice de comportamiento. Para lograr esto, en el presente capítulo primeramente se analiza la información estadística de las propiedades estructurales, tales como la posición del centro de masa, la rigidez, y la resistencia de los elementos estructurales, y la posible correlación que existe entre ellas. Posteriormente se evalúan diferentes procedimientos para determinar la respuesta estructural probabilista, como el método de Monte Carlo con muestreo aleatorio, con muestreo del Cuadrado Latino y con muestreo Factorial Estratificado, el método de Estimaciones Bipuntuales, y el método de Estimaciones Multipuntuales.

5.1. ANALISIS ESTADISTICO DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES QUE DEFINEN EL COMPORTAMIENTO SISMICO INELASTICO DE LOS EDIFICIOS

Como en otros procesos de la naturaleza, la información que se tiene de las cargas y de las propiedades estructurales de los edificios es incompleta. No obstante, es posible hacer uso de esta información mediante modelos probabilistas, que la manejan por medio de sus propiedades estadísticas, determinándose así medidas de probabilidad de los parámetros requeridos.

En relación con el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas inelásticas, existe una gran cantidad de parámetros que poseen valores aleatorios, sin embargo, los que tienen mayor influencia sobre éste son: la rigi-

dez y la resistencia de los elementos estructurales, la localización del centro de masas, y la excitación sísmica. Esta última se trató con detalle en el capítulo 3 anterior, a continuación se describen las propiedades estadísticas del modelo estructural estudiado.

5.1.1. LOCALIZACION DEL CENTRO DE MASAS

Las incertidumbres existentes tanto en la magnitud como en la distribución espacial de las cargas (vivas y muertas), que actúan sobre un entrepiso, ocasionan que la localización del centro de masas del mismo sea aleatoria.

La mayoría de los estudios relativos a las propiedades estadísticas de las cargas en las estructuras, están enfocados hacia la intensidad de las mismas. De los dos tipos, las cargas muertas son las que presentan la menor incertidumbre, atribuyéndose ésta básicamente a variaciones en las dimensiones de los elementos estructurales, en la densidad del concreto debido al tipo de agregado, y a modificaciones estructurales o no estructurales debido a remodelaciones de la construcción, por lo que ocasionalmente cambian durante la vida útil de las estructuras. En la ref 42, se encontró que el coeficiente de variación c.v. de la intensidad de las cargas muertas es de 0.07. Mientras que en la ref 43 se determinó que se pueden representar con una función de distribución de probabilidades fdp, normal y un c.v. de 0.1.

La carga viva puede llegar a presentar variaciones considerables en el tiempo, dependiendo del tipo de estructura. En las refs 42 y 44 se encontró que en algunas partes de los edificios puede llegar a cambiar entre 5 y 20 veces durante la vida útil de los mismos. También, que a medida que aumenta el área cargada, disminuye la dispersión en la intensidad de la carga viva (ref 45). Con base en una fdp normal, en las refs 46 y 47 se han derivado relaciones entre la intensidad de las cargas vivas y el área cargada. En la ref 48 se analizó la dependencia entre las cargas vivas y el tipo de estructura, tipo de uso y área cargada, determinándose que la fdp puede ser normal, lognormal o de valores extremos. En la ref 49 se estableció que la fdp que representa la intensidad de la carga correspondiente específicamente a personas es lognormal. En la ref 42 se obtuvo que el c.v. de la intensidad de la carga viva puede alcanzar un valor igual a 0.3.

En los reglamentos de construcción generalmente se considera a la carga viva como uniformemente distribuida, con una intensidad que depende de factores tales como el tipo de uso del edificio y el área cargada. En las refs 50, 51 y 52 las cargas vivas se modelan como la suma de dos procesos de carga: cargas sostenidas ó ordinarias, y cargas transitorias o extraordinarias.

Las variaciones en la distribución de las cargas vivas y muertas pueden ocasionar que la localización del centro de masas en las estructuras reales no coincida con la posición calculada. Para tomar en cuenta estas variaciones y otros efectos que modifican la localización del CM, como se señalan en el capítulo 1, el RDF87 recomienda incluir en las excentricidades de diseño una excentricidad accidental igual a $\pm 0.1b$.

Para la losa de un entrepiso sobre la que actúan cargas aleatorias de naturaleza transitoria, el centro de masas real se moverá en la vecindad del centro de masas teórico de la misma, con una probabilidad despreciable de que éste se localice cerca de los bordes de la losa. Por lo anterior, es razonable considerar la fdp para representar la variación en la localización del CM real, con respecto al teórico, como normal. Así, para los límites de localización del CM especificados por el RDF87, y debido a la carencia de estudios

estadísticos, en el presente trabajo se considerará para la posición del CM una fdp normal, que para un intervalo de confianza de alrededor del 90% tiene un c.v. del 12% aproximadamente.

5.1.2. RESISTENCIA

Experiencias del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado sometidas a temblores intensos, han mostrado la diferencia que existe entre una falla por cortante y una falla por flexión de un elemento estructural. En el primer caso, al fracturarse el concreto el elemento pierde su capacidad de carga repentinamente, la falla es de naturaleza frágil. En el segundo, el deterioro es gradual y gran cantidad de la capacidad de carga del elemento se conserva más allá del valor del desplazamiento en el cual empieza el deterioro, en este caso la falla es dúctil. Los reglamentos de construcción actuales intentan evitar el tipo de falla frágil, mediante especificaciones de diseño de los elementos estructurales que los haga tener una capacidad de cortante adecuada. En el presente trabajo se estudiarán modelos estructurales diseñados para una falla dúctil.

Con el objetivo de poder hacer estudios paramétricos extensos del comportamiento de estructuras inelásticas, a partir de modelos detallados se han desarrollado criterios simplistas para expresar, mediante fórmulas sencillas, las características que definen el comportamiento estructural inelástico de modelos con comportamiento análogo a edificios de cortante. Así, en la ref 53 se estableció una expresión que permite estimar, dentro de ciertos límites, la resistencia de entrepiso de modelos de cortante. La expresión propuesta se basa en suponer que un entrepiso alcanza su resistencia de fluencia en cuanto alguno de los elementos estructurales que lo componen presenta una articulación plástica. Bajo esta consideración, la resistencia de entrepiso está definida como (ref 53)

$$V_{yj} = \min \{ 2\sum M_{yt}/h_j , 2\sum M_{yc}/h_j \}$$

donde

V_{yj} = resistencia del entrepiso j.

$\sum M_{yt}$ = suma de los momentos de fluencia de las trabes de los niveles que limitan al entrepiso en sus extremos superior e inferior.

$\sum M_{yc}$ = suma de los momentos de fluencia, reducidos por el efecto de carga axial, de las columnas del entrepiso.

h_j = altura del entrepiso j.

La ecuación anterior es válida únicamente si no ocurre falla por cortante en las columnas. En ella se puede apreciar que la incertidumbre en la resistencia de entrepiso es función de la incertidumbre de los momentos de fluencia de las trabes y/o columnas, que, a su vez, dependen de las propiedades estadísticas de sus dimensiones y materiales. A continuación, se hace una revisión de la literatura donde se establecen estas propiedades, y posteriormente se determinan las de los momentos de fluencia.

Propiedades estadísticas de las dimensiones de los elementos estructurales. Del análisis de la capacidad a flexión de vigas, en la ref 54 se encontró que para el peralte efectivo d se tiene que $\bar{d}/d = 1.0$, y $C_d = 0.025 + 0.2/d$, donde \bar{d} es el valor medio, d el valor nominal en pulgadas, y C_d el c.v. del peralte. En la ref 55 se ha establecido que para el ancho de vigas, el valor medio

de la diferencia entre el ancho total y el ancho nominal es +0.254 cm, mientras que para columnas es +0.15 cm, con desviaciones estándar de 0.38 y 0.64cm respectivamente.

Propiedades estadísticas del acero de refuerzo. En la ref 56 se encontró que para el esfuerzo de fluencia de varillas de acero estructural, el c.v. C_{ry} varía entre 0.09 a 0.11 y \bar{f}_y/f_y entre 1.12 a 1.20, donde \bar{f}_y y f_y son el valor medio y el valor nominal respectivamente. Para la Ciudad de México, en las refs 57 y 58 se encontró que C_{ry} varía entre 0.06 a 0.14, que el c.v. del módulo de elasticidad del acero de refuerzo C_E , se encuentra entre 0.05 a 0.13, y que para el área de la sección transversal de varillas C_{As} oscila entre 0.012 a 0.08.

Propiedades estadísticas de la resistencia a compresión del concreto. Del estudio de cilindros y corazones de losas, en la ref 59 se encontró que el c.v. de la resistencia a compresión del concreto C_{rc} varía entre 0.06 a 0.19, mientras que en la ref 60 C_{rc} toma valores entre 0.12 y 0.15, y el c.v. del módulo de elasticidad C_{Ec} vale 0.07. En la ref 61 para cilindros la relación \bar{f}'_c/f'_c varía entre 1.23 a 1.32, y para núcleos de elementos entre 1.27 a 1.87, donde \bar{f}'_c , y f'_c , son el valor medio y el valor nominal respectivamente. En la ref 62 se hace un análisis bastante completo de la variación de la resistencia a compresión del concreto, tomando en cuenta aspectos que la afectan como las condiciones de transporte, colocación, compactación y control de calidad en la fabricación, entre otros, y se proponen expresiones para calcular C_{rc} .

Propiedades estadísticas de los momentos de fluencia. La variación en los momentos de fluencia de trabes y columnas de concreto reforzado, se determina mediante el método de aproximación de primer orden (ref 63), donde para una función de varias v.a., $y=f(x_i)$, se tiene que

$$\bar{y} \cong f(\bar{x}_i) + f''(\bar{x}_i)(x_i - \bar{x}_i)^2 \sigma_{x_i}^2 / 2$$

$$\sigma_y^2 \cong \sum_{i=1}^n [f'(\bar{x}_i)]^2 \sigma_{x_i}^2$$

donde

\bar{y} , σ_y^2 = media y varianza de y .

\bar{x}_i , $\sigma_{x_i}^2$ = media y varianza de x_i .

$f''(\bar{x}_i)$ = m-ésima derivada de $f(x_i)$ con respecto a x_i , calculada en $x_i = \bar{x}_i$.

Para las trabes, la falla dúctil se presenta cuando el refuerzo por flexión fluye (falla por tensión), o bien cuando en la zona de compresión el concreto alcanza su valor máximo (falla a compresión). La variación en la resistencia a flexión puede determinarse utilizando la expresión que especifica el RDF87 (ref 64), para una sección rectangular sin acero a compresión, esto es

$$M_{yT} = A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

donde

$$q = A_s f_y / b d f'_c = \text{cuantía de refuerzo.}$$

A_s = área del acero de refuerzo.
 f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
 b, d = ancho y peralte de la sección respectivamente.
 f'_c = esfuerzo de compresión del concreto.

Aplicando el método de aproximación de primer orden a la ecuación anterior, se obtiene el c.v. de la resistencia de la traves C_{M_T}, esto es

$$C_{M_T}^2 = C_{A_s}^2 + C_{f_y}^2 + C_d^2 + 0.25 \sigma_q^2 / (1 - 0.5 \bar{q}^2)$$

donde

$\sigma_q^2 = \bar{q}^2 (C_b^2 + C_d^2 + C_{A_s}^2 + C_{f_y}^2 + C_{f_c}^2)$ = varianza de la cuantía de refuerzo.
 C_{A_s} = c.v. del área del acero de refuerzo.
 C_{f_y} = c.v. del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
 C_d, C_b = c.v. del peralte efectivo y del ancho de la sección respectivamente.
 C_{f_c} = c.v. de la resistencia a compresión del concreto.
 \bar{q} = media de la cuantía de refuerzo.

En la fig 5.1 se presenta la variación del c.v. de la resistencia de las traves C_{M_T} para diferentes valores de la cuantía de refuerzo q. Los valores de los c.v. utilizados son: C_b=0.02, C_d=0.03, C_{A_s}=0.08, y C_{f_y}=0.11. Para el concreto se consideró que el control de calidad en su fabricación era bueno y que $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, aplicando las expresiones de la ref 62 se obtuvo que C_{f_c}=0.031. En esta figura se observa que C_{M_T} es prácticamente insensible a la cuantía de refuerzo, y que el valor máximo que puede alcanzar C_{M_T} para las traves es 0.15.

En el caso de las columnas, debido a la interacción entre la flexión y la carga axial a que son sometidas, la determinación de las propiedades estadísticas de la resistencia es más compleja que para las traves. Para el caso de estructuras sujetas a sismos, estos efectos pueden ser inducidos por condiciones de carga diferentes. Por ejemplo, para una columna interna de un marco simétrico, la carga axial dependerá prácticamente sólo de la condición de carga vertical, mientras que los momentos flexionantes serán función únicamente de las cargas sísmicas laterales. En el presente trabajo la carga axial y el momento flexionante en las columnas se supondrán estadísticamente independientes. En la ref 65 se determinaron las propiedades estadísticas de la resistencia de columnas, a continuación se describe el planteamiento para su obtención. Al igual que las traves, las columnas pueden fallar por tensión del acero de refuerzo o por compresión del concreto. La falla por tensión ocurre cuando la carga axial P es menor que la carga axial balanceada P_B. La falla por compresión se presenta en el caso contrario. Excepto para edificios altos, en estructuras de concreto diseñadas para soportar efectos sísmicos, la mayoría de las columnas presentan cargas axiales menores que P_B (ref 66). Por lo tanto, para determinar las propiedades estadísticas de la resistencia, se supondrá que la falla se presenta cuando el acero a tensión fluye. A partir de las consideraciones anteriores utilizando el método de aproximación de primer orden en la ref 65 se calculó el c.v. C_{M_YC} de la resistencia de columnas con refuerzo simétrico para $\bar{f}'_c=330 \text{ kg/cm}^2$ y $\bar{f}_y=3350 \text{ kg/cm}^2$, y dos valores del porcentaje medio de refuerzo ($\rho=0.01$ y 0.02). En la fig 5.2 se presenta la variación de C_{M_YC}, respecto al cociente del valor medio de la carga axial entre el valor medio de la carga balanceada \bar{P}/\bar{P}_B . En esta figura se puede observar que C_{M_YC} depende de la relación \bar{P}/\bar{P}_B de las incertidumbres en la carga axial representadas mediante el c.v. C_P y del porcentaje medio de

refuerzo $\bar{\rho}$ y que el valor máximo que puede alcanzar C_{My} es 0.2.

A partir de mediciones en elementos de concreto reforzado aislados, en las refs 43, 52 y 55 se determinó que el valor del c.v. para la resistencia de columnas con carga axial y flexión alcanza valores entre 0.12 a 0.17. En la misma ref 55 se estableció que la resistencia de elementos de concreto reforzado y presforzado puede representarse con una fdp normal. Posteriormente, en la ref 67 se determinó que la fdp lognormal era más adecuada para representar la resistencia.

En el presente trabajo, conservadoramente se considera que la incertidumbre en la resistencia de entrepiso, representada por C_{My} , es el correspondiente al mayor de los c.v. calculados para las trabes y columnas, y que la correlación entre la resistencia de los elementos estructurales es nula. Así, a partir de los resultados obtenidos, para el c.v. de la resistencia de entrepiso se tomará $C_{My}=0.2$. Además, debido a que la resistencia de entrepiso siempre presenta valores positivos con límites definidos, se considera adecuado representarla mediante una fdp lognormal. Se debe mencionar también que debido a las hipótesis hechas para obtener C_{My} , se incurre en errores de predicción, estos errores se incluirán mediante el factor de sobrerresistencia que se describió en el subcapítulo 4.3.1.

5.1.3. RIGIDEZ

Para estructuras de cortante formadas a base de marcos de concreto reforzado, las deformaciones por carga axial y por cortante generalmente producen efectos prácticamente despreciables, por lo que pueden ignorarse. Así, para estructuras de cortante, la rigidez de entrepiso para cada elemento resistente se puede calcular como

$$k_j = \sum_{i=1}^n 12E_i I_i / h_j^3$$

donde

- k_j = rigidez del entrepiso j .
- E_i = módulo de elasticidad del elemento estructural i .
- I_i = momento de inercia del elemento estructural i .
- h_j = altura del entrepiso j .

En la determinación de la incertidumbre en la rigidez de entrepiso, en el presente trabajo se considera que la incertidumbre en la altura h es despreciable. Aplicando el método de aproximación de primer orden a la ecuación anterior, y utilizando las propiedades estadísticas del módulo de elasticidad del concreto $C_{Ec}=0.07$, y de las dimensiones de los elementos estructurales, $C_b=0.02$ y $C_d=0.03$, se obtiene que el c.v. de la rigidez de entrepiso es 0.14.

Por otro lado, en la ecuación anterior se puede observar que la incertidumbre en la rigidez de entrepiso se debe, fundamentalmente, a la incertidumbre de la rigidez a flexión de los elementos estructurales, representada por el producto EI . Para trabes y columnas de concreto reforzado, en la ref 65 se determinó que un valor representativo del c.v. para el producto EI , es 0.2, lo cual proporciona como resultado un c.v. para la rigidez de entrepiso ligeramente superior al obtenido en el párrafo anterior, esto es, $C_k=0.2$.

Para el intervalo de comportamiento elástico, la deformación de un elemento estructural es proporcional al recíproco de su rigidez. La observación anterior sugiere pensar que las propiedades estadísticas de la rigidez de un elemento, se pueden inferir a partir de la información estadística que se tiene de sus deformaciones. Este planteamiento puede considerarse válido para la media y la desviación estándar, pero no así para la fdp. En la ref 68 se encontró que la fdp que representa la deformación de elementos de concreto reforzado es normal. Para el caso de la rigidez, en el presente trabajo se considera más adecuado utilizar la fdp lognormal, pues al igual que la resistencia, siempre presenta valores positivos con límites definidos, lo que la hace más adecuada para el problema físico que se pretende representar.

Por lo tanto, en el presente trabajo, la variabilidad estadística de la rigidez de entrepiso de los elementos estructurales representada a través del c.v. se considera conservadoramente como $C_k=0.2$, y la fdp para representarla lognormal. A pesar de que en las estructuras reales siempre existe alguna correlación entre la rigidez de los elementos estructurales, debido a la carencia de datos, en el presente trabajo no se incluye, por lo que los resultados aquí obtenidos pueden ser conservadores.

5.1.4. CORRELACION ESTADISTICA ENTRE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

No fue posible encontrar estudios estadísticos donde se establezca la correlación entre la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales. Sin embargo ésta existe en algún grado, ya que ambas propiedades se relacionan a través de los requerimientos mínimos de refuerzo establecidos en los reglamentos de construcción, pues en ellos se hacen intervenir las dimensiones de los elementos. Debido a esto, en el presente trabajo se adoptaron coeficientes de correlación entre rigidez y resistencia para cada elemento de 0 y 50%, con el objetivo de evaluar la sensibilidad de la respuesta estructural probabilista ante variaciones de este parámetro. No se consideró correlación entre rigidez o resistencia de un elemento a otro. En la realidad existe cierta correlación, sin embargo, debido a la carencia de estudios relativos en este tema se decidió considerarla nula, por lo que los resultados aquí obtenidos pueden presentar valores más altos que los que se observarían en las estructuras reales.

5.2. METODOS PARA EVALUAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL PROBABILISTA

Debido al gran esfuerzo computacional que implica la obtención de los parámetros estadísticos de la respuesta no lineal de los modelos de edificios, es necesario buscar un procedimiento que permita obtenerlos de una manera económica desde el punto de vista computacional, pero sin perder precisión en los resultados. Por lo anterior, con el objetivo de determinar el más práctico para los fines de este estudio, se evaluaron diferentes métodos de muestreo de las variables aleatorias para simulación de Monte Carlo.

5.2.1. METODO DE MONTE CARLO CON MUESTREO ALEATORIO

Consiste en obtener mediante análisis deterministas resultados probabilistas del problema que se estudia, utilizando para ello valores simulados de las variables muestreadas aleatoriamente. Este método presenta la desventaja de que requiere de un gran número de simulaciones, para obtener una buena aproximación al resultado exacto.

Con base en la prueba de Kolmogorov-Smirnov, en la ref 69 se determinó el número mínimo de simulaciones por realizar para que la probabilidad α de que la diferencia máxima D_N , que puede existir entre la distribución de probabilidades teórica $F(x)$, y la simulada $F_N(x)$, no exceda un cierto error ϵ . Los resultados obtenidos se muestran en la fig 5.3.

5.2.2. MUESTREO FACTORIAL ESTRATIFICADO

Conociéndose la fdp de cada variable aleatoria, ésta se divide en intervalos o estratos de tamaño Δ , con igual probabilidad de ocurrencia (refs 70 y 71). Una vez determinados los estratos, el número de simulaciones N por realizar será

$$N = n \cdot m$$

donde

n = número de estratos en los que se divide la función de distribución de probabilidades.

m = número de variables aleatorias.

En la fig 5.4 se presenta un ejemplo de muestreo factorial estratificado para tres variables aleatorias. Las funciones de distribución acumulada se dividieron en dos estratos. En la fig 5.4 se muestran también las simulaciones por realizar, donde intervienen los valores muestreados de las variables aleatorias pertenecientes a cada uno de los estratos.

5.2.3. CUADRADO LATINO

Consiste, al igual que el método anterior, en dividir la fdp de cada v.a. en estratos o intervalos, que pueden ser igual al número de variables aleatorias (si este número es grande), y muestrear una sola vez en cada uno de ellos (refs 70 y 71). La forma de muestreo del cuadrado latino, consiste en una selección aleatoria de los estratos por ser muestreados en cada simulación, esto es, para cada variable aleatoria una permutación de los estratos seleccionados aleatoriamente. En la fig 5.5 se presenta un ejemplo de muestreo del cuadrado latino para tres variables aleatorias considerando ocho estratos.

5.2.4. ESTIMACIONES BIPUNTUALES

El método de Estimaciones Bipuntuales (ref 72), puede deducirse haciendo una analogía con una viga soportada por dos apoyos como la mostrada en la fig 5.6. En cada apoyo existe una reacción p_1 actuando a una distancia x_1 y p_2 a x_2 , ambas medidas a partir del punto donde actuará la resultante de las fuerzas aplicadas a la viga.

Los momentos interpretados dentro del contexto probabilista están dados por el sistema de ecuaciones

$$p_1 + p_2 = 1$$

$$p_1 x_1 + p_2 x_2 = E[f(x)] = \bar{x}$$

$$p_1 (x_1 - \bar{x})^2 + p_2 (x_2 - \bar{x})^2 = \sigma_x^2$$

$$p_1 (x_1 - \bar{x})^3 + p_2 (x_2 - \bar{x})^3 = \nu \sigma_x^3$$

donde

\bar{x} , σ_x , y ν = esperanza, desviación estándar y sesgo de x respectivamente.

Se puede demostrar que la solución de estas ecuaciones es, (ref 72)

$$x_1 = \nu/2 + (1 + (\nu/2)^2)^{1/2}$$

$$x_2 = x_1 - \nu$$

$$p_1 = x_2 / (x_1 + x_2)$$

$$p_2 = 1 - p_1 \tag{5.1}$$

Haciendo $y_1 = y(x_1)$, los tres primeros momentos centrales de y son

$$p_1 (y_1 - \bar{y}) + p_2 (y_2 - \bar{y}) = 0 \tag{5.2}$$

$$p_1 (y_1 - \bar{y})^2 + p_2 (y_2 - \bar{y})^2 = \sigma_y^2 \tag{5.3}$$

$$p_1 (y_1 - \bar{y})^3 + p_2 (y_2 - \bar{y})^3 = \nu_y \sigma_y^3 \tag{5.4}$$

De las ecs (5.1) a (5.4), se obtiene

$$p_1 y_1 + p_2 y_2 \doteq \bar{y}$$

$$(p_1 p_2)^{1/2} |y_1 - y_2| \doteq \sigma_y$$

$$(p_2 - p_1) (y_1 - y_2) \doteq \nu_y \sigma_y$$

si se considera $\nu_y = 0$, correspondiente a una fdp simétrica, se tiene que

$$x_1 = x_2 = 1$$

$$p_1 = p_2 = 1/2$$

$$(y_1 + y_2)/2 \doteq \bar{y}$$

$$|y_1 - y_2|/2 \doteq \sigma_y$$

donde

\doteq significa "igual a, excepto por términos de orden superior".

\bar{y} , σ_y , y ν_y = esperanza, desviación estándar y sesgo de y respectivamente.

El número de simulaciones por realizar utilizando el método de Estimaciones Bipuntuales es 2^n , donde n es el número de v.a., por lo que este método es más eficiente que los descritos anteriormente.

5.2.5 ESTIMACIONES MULTIPUNTUALES

El método de Estimaciones Multipuntuales (ref 73), puede verse como una generalización del método de Estimaciones Bipuntuales (ref 72). Consiste en estimar la información estadística de una v.a. dependiente y , a partir de la información de una v.a. independiente x , y de la relación funcional entre ambas. Así, para la función $y=f(x)$, los momentos de probabilidad de la v.a. y están dados por

$$E\{y^q\} = \int_{-\infty}^{\infty} f^q(x) p_x(x) dx \quad (5.5)$$

donde

$E\{\bullet\}$ = esperanza.

$p_x(\bullet)$ = función de densidad de probabilidades (fdp) de x .

La ec 5.5 tiene la forma de un problema de cuadratura en integración numérica, donde la fdp es la función de peso (ref 74), esto es

$$E\{y^q\} = \int_{-\infty}^{\infty} f^q(x) w(x) dx \cong \sum_{i=1}^n f^q(x_i) A_i \quad (5.6)$$

donde

$w(x)$ = función de peso.

x_i = puntos de muestreo.

A_i = factores de peso.

En la ecuación anterior, la integral original se aproxima mediante la suma de los productos de la función $f(x_i)$ evaluada para los puntos de muestreo, y los factores de peso correspondientes.

Siguiendo el procedimiento usado en el método de estimaciones bipuntuales, para la determinación de n valores de los puntos de muestreo y factores de peso, es necesario conocer los primeros $2n-1$ momentos de probabilidad, y resolver un sistema de ecuaciones no lineales de orden $2n$.

Para el problema de cuadratura en integración numérica, la evaluación de los puntos de muestreo y los factores de peso, es equivalente a la determinación de las raíces y los coeficientes de los polinomios ortogonales definidos para la función de peso (ref 74). En el caso de estimaciones multipuntuales esta función es la fdp de la v.a. independiente (ref 73).

Por ejemplo, para una v.a. con fdp normal se tiene que

$$w(x) = \exp(-x^2/2)$$

Sustituyendo esta función en la ec 5.6 se obtiene

$$E[y^q] = \int_{-\infty}^{\infty} f^q(x) \exp(-x^2/2) dx \cong \sum_{i=1}^n f^q(x_i) A_i$$

donde

x_i, A_i = raíces y coeficientes del polinomio de Hermite respectivamente.

En este caso, se puede demostrar que numéricamente la integral anterior se evalúa mediante la cuadratura de Gauss-Hermite, en la que los pesos y puntos de muestreo se obtienen de las propiedades de ortogonalidad de los polinomios de Hermite (ref 75), esto es

$$\int_{-\infty}^{\infty} \exp(-x^2/2) H_n(x) H_m(x) dx = \begin{cases} n! \sqrt{2\pi} & \text{si } n = m \\ 0 & \text{si } n \neq m \end{cases}$$

donde

$$H_n(x) = (-1)^n \exp(x^2/2) \frac{d^n}{dx^n} \exp(-x^2/2) = \text{polinomio de Hermite.}$$

Así, para $n=2$ se tiene que $x_1=-x_2=1$, y $A_1=A_2=0.5$; mientras que para $n=3$, $x_1=-x_3=1.732051$, $x_2=0.0$, $A_1=A_3=0.16667$ y $A_2=0.66667$ (ref 76).

En la fig 5.7 se muestra la representación esquemática para una función de una v.a.

Para el caso de una función de dos v.a. dada por $z=f(x,y)$, los momentos de probabilidad están dados por

$$E[z^q] = \iint_{-\infty}^{\infty} f^q(x,y) p_{xy}(x,y) dx dy$$

donde

$p_{xy}(\bullet, \bullet)$ = fdp conjunta.

En este caso, la cuadratura de Gauss queda como

$$E[z^q] = \sum_{m=1}^k \sum_{n=1}^l f^q(x_m, y_n) A_m A_n$$

donde

x_m, y_n = puntos de muestreo.
 A_m, A_n = factores de peso.

En la fig 5.8 se muestra la representación esquemática para una función de dos v.a. En el método de Estimaciones Multipuntuales el número de simulaciones N por realizar será

$$N = (nc_1)(nc_2), \dots, (nc_n)$$

donde

nc_i = número de concentraciones de probabilidad o puntos de muestreo para la i -ésima v.a.

Para dos concentraciones de probabilidad en cada una de las v.a., el método de Estimaciones Multipuntuales y el de Estimaciones Bipuntuales requieren el mismo número de simulaciones, y proporcionan exactamente los mismos resultados para los puntos de muestreo para fdp simétricas, en las que a partir de una se obtienen los parámetros de la otra. Por ejemplo, en el subcapítulo 5.1.1 anterior al considerar una fdp normal para simular la posición s del CM se tendrá que $s_1 = \bar{s} + x_1(\sigma_s)$, donde $x_1 = -x_2 = 1$ (ref 76); mientras que si la fdp es uniforme se tendrá que $s_1 = a_1 + x_1(a_2 - a_1)$, donde $x_1 = 0.211325$ y $x_2 = 0.788675$ (ref 76). En ambos casos $\bar{s} = 0.5b$ y $C_{CM} = 0.12$, lo cual produce $\sigma_s = 0.0577b$. Sustituyendo estos valores y los de x_1 y a_1 en las ecuaciones correspondientes, para ambas fdp se obtiene que $s_1 = 0.4425b$, y $s_2 = 0.5577b$.

5.2.5.1. ESTIMACIONES MULTIPUNTUALES DE V.A. GAUSSIANAS CORRELACIONADAS

Sea el vector aleatorio gaussiano $\{x\}$, de v.a. correlacionadas cuya fdp conjunta está dada por

$$f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = \frac{|[C]^{-1}|^{1/2}}{(2\pi)^{n/2}} \exp \left\{ - \frac{[x-\bar{X}]^T [C]^{-1} [x-\bar{X}]}{2} \right\}$$

donde

$$[x-\bar{X}] = [x_1 - \bar{X}_1, x_2 - \bar{X}_2, \dots, x_n - \bar{X}_n]^T$$

$$[C] = E [(x_i - \bar{X}_i)(x_j - \bar{X}_j)^T] = \text{matriz de varianzas-covarianzas de } \{x\}.$$

Si se define la transformación

$$\{y\} = [S] \{x\} \tag{5.7}$$

donde

$\{y\}$ = vector aleatorio de v.a. gaussianas independientes.
[S] = matriz de transformación por determinar.

La matriz de varianzas-covarianzas de las v.a. gaussianas independientes se obtiene de

$$[B] = E [(\{y\} - E[\{y\}]) (\{y\} - E[\{y\}])^T] \quad (5.8)$$

donde

[B] = matriz diagonal de varianzas-covarianzas del vector $\{y\}$.

De la ec (5.7), la esperanza de $\{y\}$ es

$$E[\{y\}] = [S] E[\{x\}] \quad (5.9)$$

sustituyendo las ecs (5.7) y (5.9) en la ec (5.8), se obtiene

$$[B] = [S] [C] [S]^T \quad (5.10)$$

Por lo tanto, la matriz [S] permite transformar al vector aleatorio $\{x\}$ de v.a. gaussianas correlacionadas en un vector de v.a. gaussianas independientes, cuya esperanza y matriz de varianzas-covarianzas están dadas por las ecs 5.9 y 5.10, respectivamente.

Ahora, debido a la simetría de la matriz [C], siempre es posible encontrar una matriz ortogonal [D] (ref 77), tal que

$$[D] [C] [D]^T = [\lambda] \quad (5.11)$$

donde

[D] = matriz de vectores característicos.
[λ] = matriz diagonal cuyos elementos son los valores característicos de la matriz [C].

Si se elige que la matriz [S] sea igual a la matriz [D], de las ecs 5.10 y 5.11, se tendrá que

$$[B] = [\lambda]$$

Esto es, la matriz de varianzas-covarianzas de las v.a. independientes, será igual a los valores característicos de la matriz de varianzas-covarianzas de las v.a. correlacionadas.

Por otro lado, si $[\eta]$ es la matriz de concentraciones de probabilidades en el espacio independiente, y ya que $[S]$ es una matriz ortogonal (ref 77), la transformación de $[\eta]$ para el espacio de concentraciones de probabilidades correlacionado, se lleva a cabo mediante la transformación

$$[\xi] = [S] [A] \quad (5.12)$$

donde

$$[A] = [\lambda]^{1/2} [\eta] \quad (5.13)$$

$[\xi]$ = matriz de concentraciones en el espacio de probabilidades correlacionado.

Entonces, para llevar a cabo las estimaciones multipuntuales con v.a. correlacionadas se aplica el procedimiento siguiente: conocida la matriz de varianzas-covarianzas $[C]$ de las v.a. correlacionadas, se obtienen sus valores característicos para formar la matriz diagonal $[\lambda]$; se forma la matriz $[\eta]$ de concentraciones en el espacio independiente, y se aplican las transformaciones de las ecs 5.13 y 5.12, con lo cual finalmente se obtiene la matriz de concentraciones de probabilidades $[\xi]$ en el espacio correlacionado.

5.3. EVALUACION DE METODOS PROBABILISTAS APLICADOS AL ANALISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS CON PARAMETROS INCIERTOS

Para la evaluación de estos métodos se utilizó un modelo estructural de dos elementos resistentes diseñado de acuerdo con el RDF87, al que se le aplicó como excitación sísmica el registro SCT-EW recortado (ref 35). Como medidas de comparación se utilizaron los errores relativos de la media y la desviación estándar para la ductilidad máxima demandada por los elementos resistentes, comparados con los resultados correspondientes obtenidos de 2000 simulaciones de Monte Carlo con muestreo aleatorio. Se pudo observar que para la media el método de Estimaciones Bipuntuales genera errores relativos pequeños, sin embargo, para la desviación estándar éstos son mayores que los obtenidos con Estimaciones Multipuntuales para tres concentraciones de probabilidad. Por lo anterior, en el presente estudio se empleará el método de simulación de Monte Carlo, generando el espacio de muestreo por el método de Estimaciones Multipuntuales.

5.4. EVALUACION PROBABILISTA DE LOS CRITERIOS DE ESCALAMIENTO DE LA FAMILIA DE TEMBLORES DEL REGISTRO SCT-EW

Las características de los movimientos sísmicos son los que probablemente ocasionan el mayor impacto sobre la respuesta estructural. Esto es debido a la aleatoriedad tanto en su magnitud, duración y contenido de frecuencias, como en su ocurrencia. Debido a esto, se han desarrollado métodos probabilistas para simular registros de temblores de utilidad en el estudio del comportamiento de estructuras inelásticas. Sin embargo, como se observó en el subcapítulo 3.5.2, donde se estudió la respuesta de un modelo estructural determinista sometido a la familia de sismos simulados del registro SCT-EW, algunos de los registros no son capaces de llevar al modelo al intervalo de comportamiento inelástico. Además de que para poder obtener la función de distribución de probabilidades de la respuesta o daño estructural, condicional a

una intensidad dada medida por alguna definición de daño potencial, es necesario escalar los registros de acuerdo con ella, razón por la cual se estudiaron cuatro diferentes criterios de escalamiento. En esta parte de la tesis se estudia el efecto de las incertidumbres en los parámetros estructurales sobre los criterios de escalamiento. Para esto, los registros sísmicos escalados recortados se aplican a un modelo estructural con posición del centro de masas, rigidez y resistencia aleatorias. Las propiedades estadísticas de estos parámetros corresponden a las descritas en los subcapítulos anteriores. El modelo estructural es excéntrico en rigideces con un extremo mayor, de planta cuadrada, tiene tres elementos estructurales, y fue diseñado con el RDF87 para $T=1.0$ seg, $e_s/b=-0.3$, $Q=4$ y $\rho=0.0$.

En la Tabla 5.1 se muestran los valores medios y coeficientes de variación c.v. de la ductilidad máxima demandada por el modelo, considerando todos los registros simulados escalados con cada uno de los criterios, y el error relativo respecto a la media y el c.v. de la ductilidad máxima demandada por el mismo modelo al aplicarle únicamente el registro SCT-EW. En esta tabla se puede observar que el criterio de escalamiento empleando la aceleración máxima presenta valores altos para el error relativo del valor medio (28.2%), y del c.v. (48.1%). El criterio para escalar utilizando la intensidad de Arias presenta un error relativo del valor medio pequeño (2.6%), sin embargo, el valor del error relativo del c.v. es el máximo observado de los criterios de escalamiento aquí estudiados (52.5%). Escalando con la aceleración espectral se obtienen errores relativos altos en el valor medio (22.2%), sin embargo para el c.v. el error es relativamente pequeño (14.6%). Finalmente, el criterio de escalamiento empleando la energía impartida produce los menores errores relativos, tanto del valor medio (0.8%) como del c.v. (5.0%). Así, al considerar incertidumbres en los parámetros estructurales, el factor de escalamiento de los registros simulados produce un efecto que puede considerarse despreciable. Por lo tanto, el estudio probabilista de los modelos estructurales inciertos se llevará a cabo utilizando únicamente el registro SCT-EW.

6. RESULTADOS DE ANALISIS PROBABILISTAS

Con base en los resultados deterministas obtenidos en el capítulo 4, se decidió estudiar para los análisis probabilistas sólo modelos excéntricos en rigideces de tres elementos resistentes con un extremo mayor y de planta cuadrada. Para determinar las propiedades estadísticas de la respuesta estructural, en este caso la ductilidad máxima demandada por los elementos resistentes, se utilizó el método de estimaciones multipuntuales. Los modelos se diseñaron para cuatro periodos de vibración fundamental ($T=0.5, 1.0, 1.5$ y 2.5 seg), para cuatro valores de excentricidad estática ($e_s/b=0.0, -0.1, -0.2,$ y -0.3) y cuatro diferentes factores de sobrerresistencia ($FR=1.0, 1.5, 2.0,$ y 3.0). Se estudiaron modelos diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4 . La correlación entre la rigidez y la resistencia de cada elemento se consideró $\rho=0.0$ y 0.5 . En la realidad existe cierta correlación entre la rigidez y la resistencia de cada elemento, sin embargo, debido a la carencia de estudios en este tema, para estudiar el efecto de este parámetro se consideraron estos dos valores.

Con el objetivo de evaluar la seguridad estructural, los resultados se presentan en tres formas distintas. Primeramente mediante la distribución de frecuencias relativas acumuladas de la ductilidad máxima demandada restada de la unidad. En segundo lugar, para saber cuántas estructuras exceden y en qué porcentaje la ductilidad máxima demandada por una estructura simétrica de referencia, se presenta la distribución de frecuencias relativas acumuladas de la ductilidad máxima demandada dividida entre el promedio de la ductilidad máxima demandada de un modelo simétrico correspondiente restada de la unidad. Finalmente, ya que el problema que aquí se estudia es probabilista, se presenta el índice de confiabilidad β para los modelos para tres valores de ductilidad de falla ($Df=4, 6,$ y 8).

Como v.a. se consideró la posición del centro de masas de la estructura, la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales. Para cada uno de los modelos estructurales se simularon las propiedades de los elementos y la posición del centro de masas, teniéndose así siete v.a. Considerando tres concentraciones de probabilidad para la rigidez y la resistencia de cada elemento, y dos para la posición del centro de masas, se tienen 1458 simulaciones para cada caso estudiado.

Como parámetros que afectan el comportamiento estructural se consideran el periodo natural de vibración, el factor de comportamiento sísmico, la forma en la que se distribuye la resistencia entre los elementos, la sobrerresistencia estructural, y la correlación entre la rigidez y la resistencia de cada elemento estructural.

6.1. DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS RELATIVAS ACUMULADAS DE LA DUCTILIDAD

Generalmente, en los estudios de estructuras asimétricas se ha buscado que su comportamiento no exceda el de una simétrica correspondiente. Sin embargo, además de determinar el valor que esta excedencia puede alcanzar, es de interés conocer la cantidad de estructuras que la presentan. Una manera de obtenerla es mediante la distribución de frecuencias relativas acumuladas restada de la unidad (en lo que sigue denominada simplemente distribución de frecuencias relativas). En esta representación, el eje vertical indica el porcentaje de casos de estructuras que demandan una ductilidad máxima mayor o igual a cierta ductilidad máxima demandada, o la relación de esta ductilidad respecto al promedio de la de una estructura simétrica de referencia indicadas en el eje horizontal.

En las curvas de distribución de frecuencias relativas, los modelos con el mejor comportamiento estructural serán aquellos que presenten el mayor número de casos con el menor valor del parámetro mostrado en el eje horizontal. En las figs 6.1 a 6.4 se presentan las distribuciones de frecuencias relativas para modelos estructurales diseñados con el RDF87 y el CRIT1. En cada figura se presentan doce gráficas, cuatro para cada caso de modelos con periodo fundamental $T=0.5$, 1.0 y 2.5 seg.

Las figs 6.1 y 6.2 muestran las distribuciones de frecuencias relativas de la ductilidad máxima demandada. En las figs 6.3 y 6.4 se presentan las distribuciones de frecuencias relativas de la ductilidad máxima demandada de los modelos asimétricos, dividida entre el promedio de la ductilidad máxima demandada por el modelo simétrico de referencia. En las figs 6.1 a 6.4 se puede apreciar que, en todos los casos, la ductilidad máxima demandada decrece al aumentar el factor de sobrerresistencia, y que aumenta con el periodo de vibración fundamental. Observaciones particulares para cada uno de los casos estudiados se describen en los párrafos siguientes.

6.1.1. DUCTILIDAD MAXIMA DEMANDADA. RDF87

A continuación se describen las distribuciones de frecuencia de la ductilidad máxima demandada por los modelos diseñados con el RDF87. Para cada caso de excentricidad estática se hicieron las simulaciones correspondientes. De cada simulación se obtuvo el valor de la ductilidad máxima demandada por los elementos, este valor se presenta en eje horizontal de las gráficas.

Para estructuras con periodo fundamental $T=0.5$ seg, en la fig 6.1.a se observa que la ductilidad máxima demandada decrece al aumentar la excentrici-

dad estructural, excepto para $e_s/b = -0.1$. Para estos modelos estructurales se obtienen demandas de ductilidad altas para todos los factores de sobrerresistencia. Cuando no existe sobrerresistencia estructural, $FR=1.0$, en los modelos simétricos el porcentaje de casos, para un cierto valor de ductilidad máxima demandada, es mayor que para los modelos asimétricos.

Para modelos diseñados con $T=1.0$ seg (fig 6.1.b), el porcentaje de casos que presentan un cierto valor de ductilidad máxima para sobrerresistencia cero ($FR=1.0$), decrece significativamente en comparación con los casos de modelos diseñados con $T=0.5$ seg para todos los valores de excentricidad estática. Este cambio es menos notorio para modelos con sobrerresistencia 2 y 3. Para los modelos con periodo fundamental $T=1.0$ seg, la ductilidad máxima crece ligeramente al aumentar la excentricidad estática, contrariamente a lo observado para modelos con periodo $T=0.5$ seg y con factores de sobrerresistencia $FR=1.5, 2.0$ y 3.0 .

Para modelos con periodo natural $T=2.5$ seg (fig 6.1.c), el valor que alcanza la ductilidad máxima demandada es menor que el correspondiente a los modelos con periodo 0.5 y 1.0 seg, particularmente cuando no se considera sobrerresistencia. En estos casos nuevamente se observa que la ductilidad máxima decrece al aumentar la excentricidad estática.

Para todos los periodos de vibración estudiados, se observa que el porcentaje de casos para cierta ductilidad máxima demandada por los modelos simétricos sin sobrerresistencia, es sensiblemente mayor que el correspondiente a los modelos asimétricos.

6.1.2. DUCTILIDAD MAXIMA DEMANDADA. CRIT1

Para cada caso de excentricidad estática se diseñaron los modelos estructurales de acuerdo con el CRIT1, y se hizo un análisis inelástico con las propiedades simuladas de los elementos. El valor de la ductilidad máxima demandada por los elementos en cada simulación se anota en el eje horizontal de las gráficas. A continuación se describen las distribuciones de frecuencias obtenidas.

Para modelos diseñados con $T=0.5$ seg (fig 6.2.a) sin sobrerresistencia estructural ($FR=1.0$), el porcentaje de casos para los valores de ductilidad máxima demandada disminuye notablemente al aumentar la excentricidad estática en comparación con el RDF87. Esta tendencia cambia para los demás factores de sobrerresistencia y excentricidad estática, donde el resultado es prácticamente el mismo para ambos criterios de diseño (RDF87 y CRIT1). Como podría esperarse, en los modelos con sobrerresistencia pequeña o nula $FR=1.0$ y 1.5 , se presentan las más altas demandas de ductilidad.

Para modelos con periodo fundamental $T=1.0$ seg (fig 6.2.b) la ductilidad máxima disminuye al aumentar la excentricidad estática. En comparación con los modelos con periodo $T=0.5$ seg diseñados con el CRIT1, se observa una gran disminución de la ductilidad máxima para $FR=1.0$, no así para $FR=2.0$ y 3.0 donde ésta no es tan notoria. Comparándolos con modelos para el mismo periodo natural de vibración diseñados con el RDF87, para los diseños con el CRIT1 se observa una disminución en la demanda de ductilidad para todos los casos de excentricidad estática y factores de sobrerresistencia.

Para estructuras con periodo $T=2.5$ seg (fig 6.2.c), la ductilidad máxima disminuye al aumentar la excentricidad estática y el factor de sobrerresistencia. En comparación con los modelos diseñados con el RDF87, en los modelos

diseñados con el CRIT1 la ductilidad máxima disminuye siempre, excepto para modelos con excentricidad $e_s/b = -0.1$, donde ocurre lo contrario.

6.1.3. RESPUESTA ASIMETRICA/RESPUESTA SIMETRICA. RDF87

En la fig 6.3 se presenta la distribución de frecuencias relativas de la ductilidad máxima demandada de cada modelo, entre el promedio de la ductilidad máxima de un modelo simétrico de referencia. Los modelos se diseñaron con el RDF87. Como observación, se señala el cruzamiento que existe entre todas las curvas de los diferentes factores de sobrerresistencia para todos los casos de excentricidad estática.

En la fig 6.3.a correspondiente a modelos con periodo natural $T=0.5$ seg se observa que cuando aproximadamente el 40% de los casos de los modelos asimétricos presentan una ductilidad máxima demandada mayor que la de la estructura simétrica correspondiente, cambian los valores extremos del índice de comportamiento. La observación anterior aplica a todos los valores de excentricidad estática y factores de sobrerresistencia. Se observa también que para excentricidad $e_s/b = 0.0$ y -0.1 , los modelos que presentan el comportamiento más desfavorable son los que poseen $FR=1.5$. Mientras que para excentricidad $e_s/b = -0.2$ y -0.3 son los que no tienen sobrerresistencia $FR=1.0$. Finalmente, y como era de esperarse para todos los casos de excentricidad estática, siempre son los modelos con mayor sobrerresistencia estructural $FR=3.0$ los que mejor se comportan.

Para modelos con periodo natural $T=1.0$ seg, en la fig 6.3.b se observa que la cantidad de casos de estructuras no simétricas cuya ductilidad máxima demandada es menor que la de la estructura simétrica de referencia, aumenta al incrementarse la excentricidad estructural y el factor de sobrerresistencia. En estos casos, para los valores de $e_s/b = -0.1$ y -0.2 , entre el 30 y el 40% de los modelos asimétricos presentan valores de la ductilidad máxima demandada mayores que los del promedio de la estructura simétrica. Para modelos con $e_s/b = -0.3$ este porcentaje aumenta hasta el 60%. La observación anterior incluye a todos los factores de sobrerresistencia. Como era de esperarse, el mejor comportamiento es de aquellos modelos con sobrerresistencia alta $FR=3.0$.

En el caso de modelos con periodo natural $T=2.5$ seg, en la fig 6.3.c se observa que la sobrerresistencia no ocasiona mayor efecto sobre su comportamiento, incrementándose ligeramente la ductilidad máxima al aumentar la excentricidad estática. En estos casos, para todos los valores de e_s/b y FR , aproximadamente el 30% de los modelos asimétricos presentan valores de ductilidad máxima mayores que los del promedio del modelo simétrico.

6.1.4. RESPUESTA ASIMETRICA/RESPUESTA SIMETRICA. CRIT1

En la fig 6.4 para los modelos diseñados con el CRIT1, se presentan las distribuciones de frecuencias relativas acumuladas de la ductilidad máxima demandada por los modelos asimétricos, entre el promedio de la ductilidad máxima demandada por el modelo simétrico correspondiente.

Comparadas con los modelos diseñados siguiendo el RDF87 (fig 6.3), las tendencias de los resultados obtenidos para los modelos diseñados con el CRIT1 (fig 6.4), presentan pequeñas diferencias. En general, para modelos con excentricidad estática alta $e_s/b = -0.3$, se observa que existe disminución de la demandada de ductilidad de los modelos asimétricos para todos los periodos

de vibración.

Para modelos con $T=0.5$ y excentricidad $e_s/b=0.0$ y -0.1 , los resultados de los modelos diseñados con el CRIT1 y el RDF87 son similares (figs 6.4.a y 6.3.a, respectivamente). Para modelos con excentricidad $e_s/b=-0.2$ y -0.3 , se reduce el porcentaje de casos de estructuras diseñadas con el CRIT1 que presentan ductilidad máxima demandada mayor la de la estructura simétrica. Así, para $e_s/b=-0.2$ de aproximadamente el 40% de los casos de estructuras diseñadas con el RDF87 que presentan ductilidad máxima demandada mayor que la estructura simétrica (fig 6.3.a), baja al 20% diseñando con el CRIT1 (fig 6.4.a). Mientras que para modelos con $e_s/b=-0.3$, el porcentaje de casos de estructuras está entre el 10 al 20% para los modelos diseñados con el CRIT1, contra el 40% para los diseñados con el RDF87.

Para modelos con periodo $T=1.0$ no existe gran diferencia en comportamiento entre el CRIT1 y el RDF87 (figs 6.3.b y 6.4.b).

Para modelos con periodo de 2.5 seg la diferencia en comportamiento entre los diseños con el CRIT1 y el RDF87 se acentúa (figs 6.3.c y 6.4.c). Para estructuras con $e_s/b=-0.1$ y -0.2 , el porcentaje de casos que presentan ductilidad máxima demandada mayor que la estructura simétrica es aproximadamente del 40% (contra 30% para el RDF87). Para modelos con excentricidad $e_s/b=-0.3$ los diseños con el RDF87 presentan mayor demanda que los del CRIT1, generándose en este último valores de los casos que presentan ductilidad máxima demandada mayor que la estructura simétrica de entre el 10 al 20%.

6.2. CONFIABILIDAD DE MODELOS ESTRUCTURALES

Utilizando la teoría de confiabilidad estructural se evalúa la seguridad de los modelos asimétricos diseñados con los criterios RDF87 y CRIT1. En ella, el objetivo principal es determinar el nivel de seguridad para un estado límite definido para una estructura. Un estado límite representa un estado de comportamiento estructural no deseado. Los sismos severos ocasionan que las estructuras incursionen frecuentemente en el intervalo de comportamiento inelástico, lo que dificulta establecer estados límite basados únicamente en la resistencia estructural. Observaciones en estructuras y modelos estructurales sometidos a excitación sísmica, indican que el desplazamiento de entrepiso presenta una buena correlación con el daño a fachadas y elementos estructurales (refs 78 y 79). Con base en lo anterior, se utiliza como estado límite de comportamiento la ductilidad máxima demandada de entrepiso. Sin embargo, ya que no se conoce el valor que alcanza la ductilidad estructural cuando una estructura falla, como estados límite de comportamiento se utilizan tres valores para la ductilidad de falla ($D_f=4, 6$ y 8). A continuación se describe el planteamiento para determinar la seguridad estructural (ref 80).

A partir de las simulaciones se determinan las propiedades estadísticas de la demanda máxima de ductilidad, esto es

$$D_{max} \equiv (\bar{D}_{max}, \sigma_{D_{max}})$$

donde

D_{max} = ductilidad máxima demandada.

$\bar{D}_{max}, \sigma_{D_{max}}$ = media y desviación estándar de la ductilidad máxima demandada.

Definiendo una nueva variable Z, tal que

$$Z = DF - D_{max}$$

entonces

$$\bar{Z} = \bar{DF} - \bar{D}_{max}$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_{DF}^2 + \sigma_{D_{max}}^2 - 2 \text{cov} [DF, D_{max}] = \sigma_{D_{max}}^2$$

donde

σ_Z^2 = varianza de la variable Z.

σ_{DF}^2 = varianza de la ductilidad de falla (cero en este caso).

cov [•,•] = covarianza.

El índice de confiabilidad β , se define como

$$\beta = \bar{Z} / \sigma_Z$$

En las figs 6.5 y 6.6 se presentan los índices de confiabilidad β para los modelos estructurales estudiados como función de la excentricidad estructural.

En la fig 6.5 se presenta la variación del índice β para modelos diseñados con el RDF87. En estos modelos el factor de comportamiento sísmico fue $Q=4$, los periodos naturales de vibración $T=0.5, 1.0, \text{ y } 2.5$ seg y factores de sobrerresistencia $FR=1.0, 1.5, 2.0, \text{ y } 3.0$. En esta figura se puede observar que la confiabilidad crece al incrementarse el factor de sobrerresistencia y al aumentar el periodo fundamental de vibración. Esta variación es más notoria para modelos con ductilidad de falla 8. Los valores del índice β obtenidos para los modelos con periodo natural $T=0.5$ seg son los más sensibles al valor de la excentricidad estructural.

La fig 6.6 muestra la variación del índice β para modelos diseñados con el CRIT1. En esta figura se observan tendencias y valores para β similares a los obtenidos para los modelos diseñados con el RDF87. Sin embargo, ahora los modelos estructurales sensibles a la variación de la excentricidad estática son los de periodo natural $T=2.5$ seg.

En las figs 6.5 y 6.6 se puede observar que, para los modelos con $T=0.5$ seg diseñados con el RDF87, siempre se obtuvieron valores del índice β mayores que para los modelos diseñados con el CRIT1. Para el caso de modelos con $T=1.0$ seg tanto el RDF87 como el CRIT1 proporcionan valores de β semejantes, mientras que, para estructuras con periodo $T=2.5$ seg fueron las diseñadas con el CRIT1 las que mayor valor de β presentaron.

Es interesante señalar que para las estructuras simétricas, el índice de

confiabilidad presenta variaciones relativamente pequeñas comparado con el de las estructuras asimétricas, y que, en todos los casos estudiados, los modelos que presentan el menor valor para el índice de confiabilidad generalmente son los simétricos. Lo anterior muestra que cuando las estructuras simétricas incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico, tienen un comportamiento poco favorable ocasionado por las incertidumbres en sus parámetros estructurales. Este comportamiento se puede atribuir al hecho de que, son estos modelos los que menor incremento de la resistencia lateral presentan debido al diseño por torsión, por esta razón las variaciones en las propiedades estructurales los afectan mucho más que a los modelos asimétricos.

En las figs 6.7 a 6.10 se presentan los resultados del índice β para modelos diseñados con el RDF87 y el CRIT1 para tres periodos de vibración natural ($T=0.5, 1.0$ y 1.5 seg), para los cuatro valores de excentricidad estática ($e_s/b=0.0, -0.1, -0.2$ y -0.3), factor de sobrerresistencia $FR=1.5$, dos factores de comportamiento sísmico ($Q=2$ y 4), y evaluados para los tres valores de ductilidad de falla ($D_f=4, 6$ y 8). Debido a que en las estructuras reales siempre existe correlación entre la rigidez y la resistencia de cada elemento estructural, además del coeficiente de correlación $\rho=0.0$, se incluyen modelos con $\rho=0.5$. En estos casos, con el objetivo de estudiar el efecto que la localización de la resultante de las resistencias de los elementos estructurales definida por la distancia X_r/b , se movió ésta de su posición nominal. Esta posición nominal es la que genera el criterio de diseño por torsión, y se indica como un punto en las gráficas. Los valores de X_r/b diferentes a los nominales, se logran como se describió en el subcapítulo 4.2.4.

En todas estas figuras se puede observar que cuando la posición de la fuerza resistente de entrepiso dada por el valor de la distancia X_r/b , se aproxima a la del CT dada por la excentricidad estática normalizada e_s/b , el valor del índice de confiabilidad se incrementa y viceversa. Este aumento o disminución siempre es hasta un valor máximo, después del cual ya no existen cambios en el valor de β . En la fig 6.7 se observa además, que la confiabilidad es variable con respecto al periodo de vibración fundamental.

Comparando la fig 6.7 correspondiente a modelos diseñados con el RDF87 con factor de comportamiento sísmico $Q=2$, con la fig 6.8 correspondiente a modelos con $Q=4$, como podría esperarse se observa que la confiabilidad es mayor para estructuras con $Q=2$. La confiabilidad también se incrementa al incluir la correlación entre la rigidez y la resistencia de cada elemento. Este efecto se puede apreciar al comparar la fig 6.8 para modelos con $\rho=0.0$, con la fig 6.9 para modelos con $\rho=0.5$.

En la fig 6.10 se muestran los valores del índice de confiabilidad para modelos diseñados con el CRIT1, factor de comportamiento sísmico $Q=4$, y $\rho=0.0$. En estos casos se observa que la confiabilidad aumenta con el periodo de vibración, y que es poco sensible a la ductilidad de falla. También que, comparando con la fig 6.8 correspondiente a modelos diseñados con el RDF87, los valores de β presentan variaciones menos bruscas al cambiar los valores de X_r/b . Además, los modelos diseñados con el CRIT1 presentan valores de β ligeramente superiores a los correspondientes diseñados con el RDF87, particularmente para estructuras con periodo de vibración natural $T=1.5$ seg.

En las figs 6.7 a 6.10 se observa que, en general, los modelos con periodo $T=0.5$ seg diseñados con el RDF87 presentaron mayores valores del índice β que los diseñados con el CRIT1. Para los modelos con periodo $T=1.0$ y 1.5 seg, los diseñados con el CRIT1 fueron los que mayores valores del índice de confiabilidad generaron.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se estudió el comportamiento inelástico de modelos de edificios asimétricos sometidos a excitación sísmica. Se evaluaron diferentes criterios de diseño sísmico por torsión. Para el del RDF87, además de los modelos deterministas se incluyeron incertidumbres en los parámetros estructurales que definen el comportamiento de los edificios. Para ello, se evaluaron diferentes métodos de análisis probabilista aplicados al análisis no lineal de estructuras con parámetros inciertos.

Se discutió la definición de duración efectiva de un temblor para fines de análisis inelástico de estructuras y potencial destructivo de un sismo, ambos conceptos relacionados entre sí.

La respuesta estructural determinista de los modelos se caracterizó por un índice de comportamiento dado por la ductilidad máxima demandada. El estudio del comportamiento estructural probabilista, se llevó a cabo mediante la distribución de frecuencias relativas acumuladas restada de la unidad para el índice de comportamiento estructural, y el índice de confiabilidad β para diferentes valores de la ductilidad de falla.

De los resultados obtenidos para los modelos estudiados en el presente trabajo, se derivan las siguientes conclusiones.

En la actualidad, se está conciente que todas las estructuras (aun las aparentemente simétricas) pueden llegar a ser significativamente afectadas por torsión durante sismos severos, razón por la cual requieren ser diseñadas incluyendo este efecto. De la revisión de la literatura presentada, se puede apreciar que el efecto de la torsión sísmica puede obedecer a diferentes causas como son: asimetría en rigideces, asimetría en resistencias, acoplamiento

de las frecuencias de traslación y rotación, etc. En los estudios presentados se han empleado como medidas para caracterizar el comportamiento estructural debido a la torsión, la ductilidad máxima demandada por los elementos (generalmente ductilidad en desplazamientos), el desplazamiento lateral máximo, el giro máximo del entrepiso y el desplazamiento del borde de la losa.

Una característica común de todos los estudios presentados, es que prácticamente ninguno de los modelos analizados hasta antes de 1987 (ref 18) fue diseñado siguiendo un reglamento. Por lo tanto, las conclusiones obtenidas en ellos están restringidas a los modelos considerados.

El criterio de duración efectiva de un temblor, basado en el concepto de intensidad de Arias, fue evaluado desde el punto de vista del análisis estructural inelástico. De los resultados obtenidos se observa que es adecuado.

De las características descritas para representar el potencial destructivo de los registros sísmicos, los espectros de ductilidad fueron los menos sensibles a los criterios de escalamiento estudiados. Los espectros elásticos de aceleración, las curvas de intensidad de Arias y los espectros de energía impartida resultan bastante más sensibles a los cambios en los registros por efecto de los criterios de escalamiento mencionados. Desde el punto de vista de potencial destructivo similar, aún no existe un criterio de escalamiento de registros sísmicos totalmente efectivo. El más adecuado de los aquí estudiados fue el que obtiene los factores de escala a partir de la energía impartida por los temblores.

A pesar de que el factor de sobrerresistencia estructural podría estimarse a partir de las propiedades de trabes y columnas, aún no existe evidencia estadística suficiente sobre el valor que puede adoptar. Por esta razón, se utilizaron cuatro diferentes valores para este parámetro, con el objetivo de estudiar su impacto sobre la respuesta estructural. Para el caso de la resistencia probabilista de los elementos estructurales, el valor medio de la misma se consideró como el correspondiente al valor nominal afectado por los valores del factor de sobrerresistencia. Los resultados obtenidos muestran que cuando se incluyen incertidumbres en los parámetros estructurales y se normaliza la ductilidad máxima demandada por los modelos respecto al promedio de la ductilidad máxima demandada del modelo simétrico correspondiente, la sobrerresistencia estructural no produce un cambio cualitativo en su comportamiento.

Los resultados de los modelos estructurales deterministas fueron obtenidos utilizando como índice de comportamiento estructural, el cociente de la ductilidad máxima demandada de los modelos no simétricos, entre la del simétrico de referencia. En ellos se observó que cuando las rigideces de los elementos estructurales son proporcionales a sus resistencias, se presentan las menores demandas de ductilidad. Esto confirma las conclusiones de otros estudios, en los que el mejor comportamiento de los modelos asimétricos se obtiene cuando la distribución de resistencias en el entrepiso tiende hacia la de rigideces correspondiente.

Para los modelos estudiados, el efecto del número de elementos resistentes no es significativo, pues cualitativamente para modelos de dos, tres y cuatro elementos estructurales los resultados presentan tendencias similares (ref 35).

Cualitativamente, los resultados del comportamiento estructural para los modelos deterministas excéntricos en masas y excéntricos en rigideces son los mismos. Para el modelo excéntrico en rigideces, los resultados obtenidos son

similares cuando la excentricidad estructural se genera incrementando la rigidez de uno de los extremos (un extremo mayor), que cuando se balancean ambos extremos (extremos balanceados). Esto es, la forma en la que se genera la excentricidad estática, debido a la distribución de las rigideces de los elementos estructurales, no afecta el comportamiento cualitativo inelástico de los modelos estudiados.

Los valores de la ductilidad máxima demandada por los modelos asimétricos diseñados siguiendo el criterio del RDF87, sugieren la necesidad de modificarlo, ya que, generalmente presenta valores mayores que el modelo simétrico de referencia.

Para proponer el criterio de diseño CRIT1, se buscó cumplir los siguientes objetivos

- a) Que las estructuras diseñadas con el CRIT1 no excedieran los índices de comportamiento de las diseñadas con el RDF87.
- b) Que la distribución del daño entre los elementos estructurales de los modelos diseñados con el CRIT1, fuera más uniforme que la que genera el RDF87.
- c) Que el diseño generara que la posición nominal, de la resultante de los cortantes resistentes de los elementos estructurales, se ubicara lo más cercano posible al punto donde se presente la menor demanda de ductilidad.
- d) Que el incremento en la resistencia lateral total por torsión, de los modelos diseñados con el CRIT1, para una posición deseada de la fuerza resistente de entrepiso, no excediera la correspondiente a la de los modelos diseñados con el RDF87.

En términos generales, tanto para los diseños con el RDF87 como con el CRIT1, los modelos más sensibles a las incertidumbres consideradas son los modelos simétricos. Lo anterior, puede atribuirse al hecho de que son estas estructuras las que presentan el menor incremento en la resistencia lateral total cuando se diseñan por torsión sísmica, lo que las hace más vulnerables en caso de variaciones en sus propiedades estructurales.

Los resultados obtenidos para modelos diseñados tanto con el RDF87 como con el CRIT1, en los que se incluye el coeficiente de correlación del 50% entre la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales, muestran valores más altos del índice de confiabilidad.

Al incluir incertidumbres en los parámetros estructurales para los modelos de rigideces con un extremo mayor diseñados tanto con el RDF87 como con el CRIT1, se observa que el incrementar la resistencia nominal de uno de los elementos estructurales no necesariamente produce estructuras más seguras. Así, al variar la posición del punto por donde pasa la resultante de las resistencias de los elementos estructurales, definido por la distancia X_r/b , lo que se logra es que la seguridad estructural se modifique hasta un límite, después del cual se conserva prácticamente constante. Así, cuando el CT y la fuerza resistente de entrepiso se encuentran del mismo lado respecto al centro de masas, esto es, cuando e_s/b y X_r/b son del mismo signo, la seguridad estructural no crece más allá de un valor máximo, no importa cuanto se incrementa la resistencia del elemento que modifica el valor de la posición de la fuerza resistente de entrepiso. Por el contrario, cuando el CT y la fuerza resistente de entrepiso se encuentran en posiciones opuestas respecto al centro de masas, esto es, e_s/b y X_r/b presentan signos diferentes, la seguridad estructural disminuye también hasta un valor mínimo que permanece constante.

En ambos casos la resistencia lateral total de la estructura se está incrementando. Por lo tanto, el aumentar irracionalmente la resistencia de las estructuras asimétricas, no necesariamente produce estructuras más seguras y, en el mejor de los casos, lo único que se habrá hecho es aumentar injustificadamente el costo de las mismas.

Para los modelos probabilistas, la conclusión de que los diseños nominales con el CRIT1 conducen a estructuras más seguras que con el RDF87, no es tan evidente como para los modelos deterministas, sin embargo, cuando se buscan las distribuciones de resistencias por encima de las nominales, el CRIT1 conduce a diseños más económicos.

Para los modelos estructurales estudiados se encontró que el criterio de diseño, y en consecuencia el incremento de la resistencia por torsión y su distribución en planta entre los elementos, están estrechamente relacionados con la excentricidad estructural, el periodo fundamental de vibración traslacional y en menor escala, con el factor de comportamiento sísmico. Así, los modelos estructurales con periodo de vibración $T=0.5$ seg se comportan mejor si son diseñados con el RDF87. Para modelos con $T=1.0$ seg ambos criterios de diseño proporcionan estructuras con el mismo nivel de seguridad. Finalmente, para modelos estructurales con periodo de vibración mayor o igual que $T=1.5$ seg, el diseño usando el RDF87 es mejor para valores de e_s/b menores o iguales que $e_s/b=-0.2$, mientras que, para $e_s/b=-0.3$ es el CRIT1 el que proporciona estructuras más seguras.

Cuando la distribución de las rigideces de los elementos estructurales se aproxima a la de sus resistencias, los modelos diseñados con el CRIT1 presentan menor incremento en la resistencia lateral total, que los modelos diseñados con el RDF87.

Finalmente, de las conclusiones de los párrafos anteriores las recomendaciones obtenidas de este estudio son las siguientes.

Es necesario continuar con la evaluación de las alternativas estudiadas para escalar los registros sísmicos, utilizando ahora relaciones fuerza-desplazamiento para definir el comportamiento estructural, capaces de considerar deterioro en rigidez y resistencia.

Al diseñar edificios por torsión, cualquier incremento en la resistencia deberá hacerse buscando que la posición de la fuerza resistente del entrepiso se mueva hacia el centro de torsión correspondiente. Lo anterior, se puede lograr si se busca que la distribución de las resistencias de los elementos estructurales sea proporcional a la de sus rigideces.

El comportamiento de estructuras asimétricas inelásticas, diseñadas para resistir torsión sísmica, depende del periodo de vibración fundamental, la excentricidad estructural, y del criterio de diseño por torsión empleado para diseñarlas.

Los alcances del presente trabajo están limitados a modelos estructurales con comportamiento elastoplástico. Es recomendable continuar con el estudio de modelos más realistas, siguiendo la misma estrategia de evaluación que permita incrementar el conocimiento del problema de torsión sísmica de edificios. En este sentido, es necesario estudiar modelos estructurales de varios pisos para determinar la forma en la que se distribuye el daño en elevación, adicionalmente a como se distribuye entre los elementos resistentes de cada una de las plantas. Es recomendable también que se consideren modelos de comportamiento no lineal que representen con mayor sensibilidad el comportamien-

to de los elementos estructurales, debiéndose estudiar relaciones carga-desplazamiento que incluyan deterioro tanto en rigidez como en resistencia, para poder representar de manera más realista el comportamiento inelástico de los elementos estructurales.

Para tener una idea completa del problema de torsión sísmica, se deben estudiar, además de los modelos de cortante, modelos cuyo comportamiento sea el correspondiente al de estructuras de flexión. En este caso, para estudiar el comportamiento estructural, será necesario definir un índice de daño.

Resultados de investigaciones recientes (ref 81), muestran que es posible idealizar edificios con elementos resistentes en dos direcciones mediante modelos con elementos en una sola dirección. Otros estudios (ref 82) sugieren que el problema de torsión sísmica puede ser evitado limitando los desplazamientos de entrepiso al incrementar la rigidez torsional de las estructuras. Estos procedimientos se deben evaluar, y de encontrarse adecuados se deberán utilizar en estudios futuros.

8. REFERENCIAS

1. Rosenblueth E. y R. Meli, "The 1985 Earthquake, Causes and Effects in Mexico City", Concrete International: Design and Construction, ACI, Vol. 8, No. 5, pp 23-34, mayo, 1986.
2. Meli R., "The Mexico Earthquake of 19 September 1985, Structural Aspects", Memorias, 8th European Conference of Earthquake Engineering, Vol 2, pp 4.1/67-4.1/74, Lisboa, Portugal, 1986.
3. Dany J. y S. Alcocer, "Obtención del Centro de Torsión de Edificios", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp c60-c67, Querétaro, México, 1987.
4. Cheung V.W.T. y W.K. Tso, "Eccentricity in Irregular Multistorey Buildings", Can. Jour. of Civil Engng., Vol 13, pp 46-52, Canadá, 1986.
5. Elorduy J. y E. Rosenblueth, "Torsiones Sísmicas en Edificios de un Piso", II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México, 1968.
6. Newmark N. M., "Torsion in Symmetrical Buildings", Memorias 4th World Conf. Earthquake Engng. Vol 2, A-3, pp 19-32, Santiago, Chile, 1969.
7. Newmark N.M. y E. Rosenblueth, "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, Nueva York, 1974.
8. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones para el D.F., México, 1987.

9. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06, Applied Technology Council, E.U.A., Junio, 1978.
10. National Building Code for Canada, Subsection 4.1.9.1, Canadá, 1977.
11. Seismic Design of Concrete Structures, Comité Euro-International du Betón, 1987.
12. Shibata A., J. Onose, y T. Shiga, "Torsional Response of Buildings to Strong Earthquake Motions", Memorias, Fourth World Conf. Earthquake Engng., A-4 pp 123-138, Santiago, Chile, 1969.
13. Tso W.K. y L. Asmis, "Torsional Vibration of Symmetrical Structures", Memorias, First Canadian Conf. Earthquake, Engng., pp 178-186, Vancouver Canadá, 1971.
14. Irvine H.M. y G.E. Kountoris, "Peak Ductility Demands in Simple Torsionally Unbalanced Models Subjected to Earthquake Excitations", Memorias, 7th World Conf. Earthquake Engng. Parte 4, pp 117-120, Estambul Turquía, 1980.
15. Kan C.L. y A.K. Chopra, "Torsional Coupling and Earthquake Response of Simple Elastic and Inelastic Systems", Jour. Struct. Div. ASCE, 107, pp 1569-1588, 1981.
16. Tso W. K. y A.W. Sadek, "Inelastic Seismic Response of Simple Eccentric Structures", Earthquake Engng. and Struc. Dyn. 13, pp 255-269, 1985.
17. Borzognia Y. y W.K. Tso, "Inelastic Response of Asymmetric Structures". Jour. Struct. Div. ASCE, 112, pp 383-400, 1986.
18. Gómez R., G. Ayala y J.D. Jaramillo, "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1987.
19. Bruneau M., y S.A. Mahin, "Inelastic Seismic Response of Structures with Mass or Stiffness Eccentricities in Plan", Informe No. UBC/EERC-87/12, Universidad de California, Berkeley California, E.U.A., 1987.
20. Tso W.K. y A.W. Sadek, "Strength Eccentricity Concept for Inelastic Analysis of Asymmetric Structures", Memorias, 9th World Conf. on Earthquake Engng., Tokyo - Kyoto, Japón, V, pp 43-48, 1988.
21. Díaz M.I., "Dynamic Torsional Behavior of Inelastic Systems", Tesis de Maestría, Carnegie Mellon University, Pittsburg, Pennsylvania, E.U.A., 1988.
22. Yeh C.H. y Y.K. Wen, "Modeling of Nonstationary Earthquake Ground Motion and Biaxial and Torsional Response of Inelastic Structures", Struc. Research Series, No. 546, Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, E.U.A., 1989.
23. Goel R.K. y A.K. Chopra, "Inelastic Earthquake Response of One-story, Asymmetric-plan Systems", Informe No. UCB/EERC-90/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, E.U.A., 1990.
24. Chopra A.K. y R.K. Goel, "Evaluation of Torsional Provisions in Seismic Codes", Jour. of Struct. Engng. Vol. 117 No. 12, diciembre, 1991.

25. De la Llera J. C. y A. K. Chopra, "Evaluation of Code Accidental Torsion Provisions using Earthquake Records from Buildings", por publicarse en la revista Earthquake Engng. and Struc. Dyn.
26. Wei-Yu C., E. Bazán, y J. Bielak, "Inelastic Seismic Response of Torsionally Coupled Multistory Buildings", Informe de Investigación No. R-93-208, Department of Civil Engng., Carnegie Mellon University, Pittsburg, Pennsylvania, E.U.A., abril, 1993.
27. Gillies A. "Post-elastic Dynamic Analysis of Three-dimensional Frame Structures". Informe No. 218, Dept. of Civil Engng., School of Engng., Univ. of Auckland, Auckland, Nueva Zelanda, 1979.
28. Escobar J.A., "Non-linear Seismic Response of Building Structures with Uncertain Parameters", Informe Final de Actividades para la DGAPA de la UNAM, Cornell University, Nueva York, E.U.A., agosto, 1988.
29. Guendelman-Israel R. y G.H. Powell, "DRAIN-TABS. A Computer Program for Inelastic Earthquake Response of Three-dimensional Buildings", Informe No. UCB/EERC-77/08, Universidad de California en Berkeley, E.U.A., marzo, 1977.
30. Grigoriu M., S. Ruiz y E. Rosenblueth, "Nonstationary Models of Seismic Ground Acceleration", Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 3, pp 551-568, 1986.
31. Arias A. "A Measure of Earthquake Intensity", en Seismic Design for Nuclear Power Plants., Editor R.J. Hansen, MIT Press, 1970.
32. Zahrah A.F. y W.F. Hall, "Earthquake Damage Energy Absorption in SDOF Structures", ASCE, Jour. for Struc. Engng., Vol. 110, No. 8, pp 1757-1772, agosto, 1984.
33. Saragoni R., "Influencia de la Aceleración Máxima, Duración y Contenido de Frecuencias en los Daños Producidos por Terremotos", Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras y Geotécnia, No. 144, mar-abr, Madrid, España, 1981.
34. Trifunac M.D. y A.G. Brady, "A Study of the Duration of Strong Earthquake Ground Motions", Bull. of the Seism. Soc. of America, No 65, pp 581-626, 1975.
35. Escobar J.A. y G. Ayala, "Criterios de Diseño Sísmico para Estructuras en Torsión, Modelos Probabilistas", Informe del Proyecto 1723 para el CONACyT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1992.
36. Damy J., "Comentarios al inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Ingeniería Sísmica, No. 33, pp 66-99, agosto, 1988.
37. Meli R, y J. Avila. "Analysis of Building Response", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, pp 1-18, febrero, 1989.
38. Meli R., "Code-prescribed Seismic Actions and Performance of Buildings", Memorias, 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España, 1992.
39. Oesteraas J. y H. Krawinkler, "Behaviour of Steel Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, pp 51-88, febrero 1989.

40. Shahrooz B.M. y J.P. Mohele, "Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames", ASCE, Jour. of Struc. Engng., Vol 116, No.5, pp 1403-1422, mayo, 1990.
41. Ayala G. y R. Barrón, "Evaluación de la Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos de un Nivel Diseñados de Acuerdo con una Norma", Informe del Proyecto 9704, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, junio 1990.
42. Allen D.E., "Limit States Design-A Probabilistic Study", Can. Jour. of Civil Engng., Vol 2, pp 36-49, Canadá, 1975.
43. Ellingwood B., "Probability-based Loading Criteria for Codified Design", 4th. Int. Conf. on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engng., Vol. 1, pp 237-248, Italia, 1983..
44. Mitchel G.R. y R.W. Woodgate, "Floor Loadings in Offices-The Result of a Survey", Paper 3/71, Dep. of Environ. Building Research, Stn. Garston, Inglaterra, 1971.
45. Comité Européen du Béton, "Basic Data on Loads", CEB International Course on Structural Concrete, Lisboa Portugal, 1973.
46. Rosenblueth E., "Teoría de la Carga Viva en Edificios", Revista Ingeniería, México, Vol 29, No. 4, 1959.
47. Horne M.R., "The Variation of Mean Floor Loads with Area", Engineering, Vol. 171, febrero, 1951.
48. Jauffred F.J., "Carga Viva en Edificios de Habitación y Oficina en el Distrito Federal", Revista Ingeniería, México, octubre, 1960.
49. Johnson A.I., "Strength, Safety and Economical Dimensions of Structures", (Statens Institut for Byggnadsforskning), Document D7, Reimpresión del Swedish State Committee for Building Research, Bulletin No. 22, Suecia, 1971.
50. Peir J.C. y C.A. Cornell, "Spatial Temporal Variability in Live Loads", Jour. of Struc. Div. ASCE, Vol. 99, pp 903-922, 1973.
51. MacGuire R.K. y C.A. Cornell, "Live Load Effects in Office Buildings", Jour. of Struc. Div., Vol. 100, pp 1351-1366, 1974.
52. Ellingwood B., T.V. Galambos, J.G. MacGregor, y C.A. Cornell, "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. Building Requirements for Minimum Loads in Buildings and other Structures", U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Special Publication 577, Washington D.C., E.U.A., junio, 1980.
53. Anagnostopoulos S.A., "Non-Linear Dynamic Response of Building Structures Subjected to Earthquakes", Optimum Seismic Protection and Building Damage Statistics, Informe No. 3, Depto. de Ingeniería Civil, MIT Publication No. R7254, Cambridge Mass., E.U.A., septiembre, 1972.
54. Allen D.E., "Probabilistic Study of Reinforced Concrete in Bending", Technical Paper No. 311, Division of Building Research, National Research Council of Canada, Ottawa, Canadá, enero, 1970.

55. MacGregor J.G., S.A. Mirza, y B. Ellingwood, "Statistical Analysis of Resistance of Reinforced and Prestressed Concrete Members", ACI Journal, Title No. 80-16, pp 167-176, mayo-Junio, 1983.
56. Mirza S.A. y J.G. MacGregor, "Variability of Mechanical Properties of Reinforced Bars", Procc. ASCE, Vol 105, ST4, pp 751-766, abril, 1979.
57. Villanueva J.M. y R. Meli, "Estudio Estadístico de las Propiedades de Materiales y Estructuras en el Distrito Federal", II Análisis Estadístico de las Propiedades Mecánicas de los Aceros de Refuerzo Producidos en México, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1984.
58. Agullón C.E.J. y J. Mora, "Estudio Estadístico de las Propiedades Físicas del Acero de Refuerzo", Tesis Profesional, UNAM, México, 1975.
59. Bloem D.L., "Concrete Strength in Structures", ACI Journal, Title No. 65-14, pp 176-187, marzo, 1968.
60. Castañeda N.C., "Estudio de las Propiedades de los Concretos Producidos en el Distrito Federal", Revista Ingeniería, No. 1, Facultad de Ingeniería UNAM, pp 163-172, México, 1982.
61. Mena E., A. Fuentes, y J. Prince, "Estudio sobre las Propiedades del Cemento y las Trabes en la Línea Cuatro del Metro", Revista Ingeniería, No. 1, Facultad de Ingeniería, pp 241-258, México, 1982.
62. Meli R., "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, No. 375, junio, 1976.
63. Benjamin J.R. y C.A. Cornell, "Probability, Statistics and Decisions for Civil Engineers", McGraw-Hill, Nueva York, 1970.
64. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Reglamento de Construcciones para el D.F., México, 1987.
65. Portillo Gallo M. y A.H-S. Ang, "Evaluation of Safety of Reinforced Concrete Buildings to Earthquakes", Informe Técnico para la National Science Foundation, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, E.U.A., octubre, 1976.
66. Blume J., N. M. Newmark, y L. Corning, "Design of Multistorey Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions", Portland Cement Association, Skokie, 1961.
67. O'Connor J.M., y B. Ellingwood, "Reliability of Nonlinear Structures with Seismic Loading", ASCE, Jour. for Struc. Engng., Vol. 113, No. 5, pp 1011-1028, mayo, 1987.
68. Ramsey R., S. Mirza, y J. MacGregor, "Monte Carlo Study of Short Time Deflections of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, 76(8), pp 897-918, agosto, 1979.
69. Corazza M., "Techniques Mathematiques de la Fiabilite Previsionelle des Systems", Capadues Editions, Francia, 1975.
70. Cochran W., "Sampling Techniques", John Wiley and Sons, Nueva York, 1963.
71. Raj Des, "Sampling Theory", McGraw Hill, Nueva York, 1968.

72. Rosenblueth E., "Estimaciones Bipuntuales en Probabilidades", Instituto de Ingeniería, UNAM., No. 404, México, 1984.
73. Ordaz M. "On the Use of Probability Concentrations", Structural Safety Vol 5., pp 317-318, 1988.
74. Demidovich B.P. e I.A. Maron, "Computational Mathematics", MIR Publishers, Moscú, 1981.
75. Papoulis A., "Probability, Random Variables and Stochastic Processes", McGraw Hill, Nueva York, 1971.
76. Abramowitz M., e I.A. Stegun, "Handbook of Mathematical Functions", Dover Publications Inc., Nueva York, 1972.
77. Strang G., "Linear Algebra and its Applications", Academic Press, Nueva York, 1980.
78. Mahin, S. y V.V. Bertero, "An Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra", Jour. of the Struc. Div., ASCE, Vol. 107, No. 9, pp 1777-1795, septiembre, 1981.
79. Kato B. y H. Akiyama, "Seismic Design of Steel Buildings", ASCE, Jour. Struc. Engng., Vol. 108, No. ST 8, agosto, 1982.
80. Esteva L., Comunicación personal, 1993.
81. Bertero V., y R. Bertero, "Diseño Sismorresistente de Estructuras de Gran Altura en Suelo Blando", XII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Vol III, pp 151-169, Buenos Aires, Argentina, 1992.
82. Tso W.K., y C.M. Wong, "An Evaluation of the New Zealand Code Torsional Provision", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 2, pp 194-207, junio, 1993.

APENDICE A. FORMA EN LA QUE SE DETERMINAN LAS RIGIDECES PARA LOS MODELOS

a) Modelo excéntrico en rigideces con un extremo mayor

Tomando momentos respecto al CM:

$$0.5 ak - 0.5 bk = k e_s$$

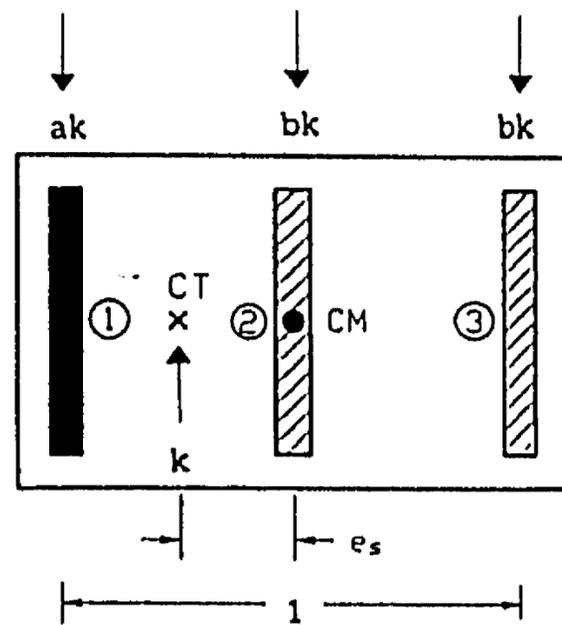
ahora:

$$a + 2b = 1$$

$$\therefore b = (1-a)/2$$

$$\Rightarrow a = 2 e_s + (1-a)/2$$

$$\therefore a = 4/3 e_s + 1/3$$



b) Modelo excéntrico en rigideces con extremos balanceados

Tomando momentos respecto al CM:

$$0.5 ak - 0.5 ck = k e_s$$

entonces:

$$a = 2 e_s + c$$

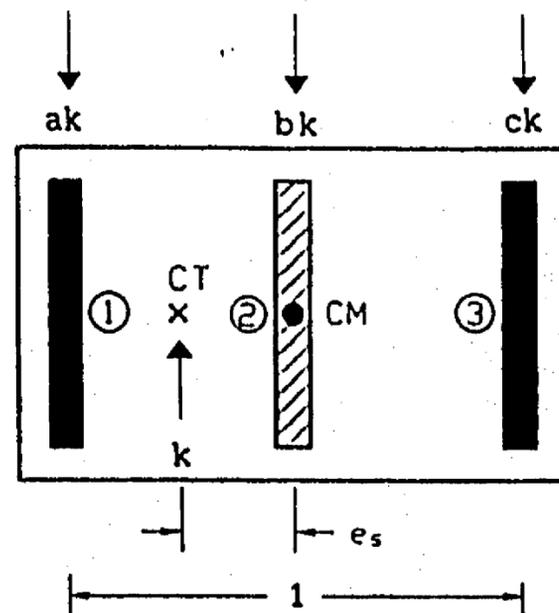
si

$$b = 1/3; \text{ y } a + b + c = 1$$

$$\Rightarrow a + 1/3 + c = 1$$

$$\therefore c = 2/3 - a$$

$$a = e_s + 1/3$$



AGRADECIMIENTOS

Al distinguido cuerpo de sinodales por la revisión de la tesis, y por sus discusiones y comentarios constructivos, particularmente a los Dres. Emilio Rosenblueth (qepd), Luis Esteva y Roberto Meli.

Al Dr. Gustavo Ayala, supervisor del presente trabajo, por todo su apoyo, indicaciones y sugerencias para la realización del mismo.

Al Dr. Roberto Gómez por su amistad, aliento, entusiasmo, y apoyo constante. Gracias Roberto.

Al Dr. Sergio Fuentes Maya por sus consejos creativos y desinteresado apoyo desde el principio.

Al Instituto de Ingeniería, por la beca brindada durante el desarrollo de la presente tesis, y a todos aquellos miembros del Instituto que de una u otra forma contribuyeron a la realización de la misma, muy particularmente al Dr. Mario Ordaz.

CRITERIO	α	β	δ
RDF87	1.5	1.0	0.10
ATC	1.0	0.0	0.05
NBCC	1.5	0.5	0.10
CEB	0.5	0.0	0.05
CRIT1	1.0	0.5	0.10

Tabla 1.1. Valores de los coeficientes α , β y δ , de diferentes criterios de diseño por torsión y del criterio propuesto en el capítulo 4.

SISMO	Acel. máx. (1/g)	Tiempo a la ocurrencia de acel. máx.
AX15	0.15414	59.28
AX115	0.24697	58.12
AX20	0.23634	61.24
AX120	0.08630	61.92
AX21	0.28196	57.80
AX121	0.26800	62.32
AX39	0.13296	57.96
AX139	0.24140	61.24
AX136	0.20884	60.52
AX25	0.14109	60.36
AX130	0.21532	57.80
SCT-EW	0.16790	58.12

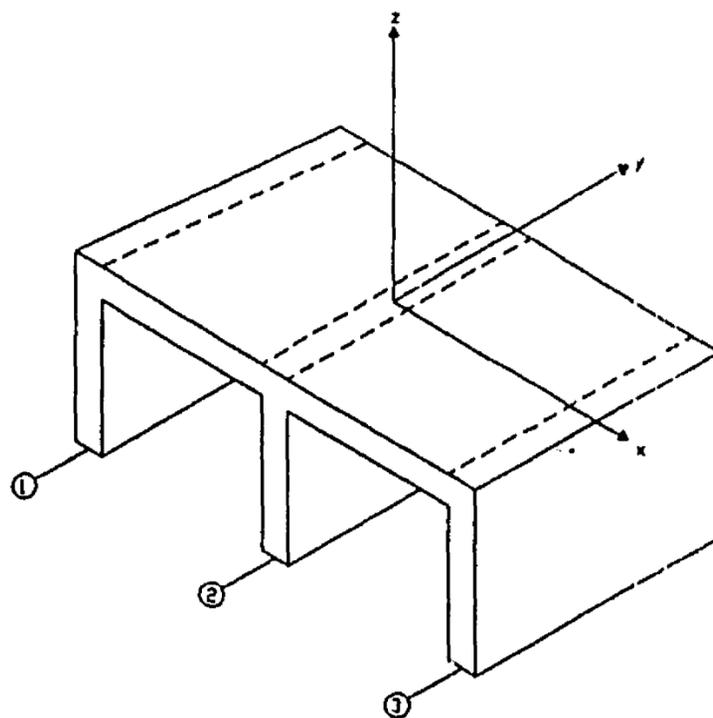
Tabla 3.1. Familia de temblores simulados a partir del registro SCT-EW.

SISMO	el.	sin escalar	ESCALAMIENTO			
			acel. max.	acel. espec.	Int. Arias	Energía Impartida
AX15	1	0.486	0.540	0.530	0.641	0.812
	2	1.056	1.209	1.179	1.548	2.091
AX115	1	0.647	0.471	0.597	0.650	0.678
	2	1.202	0.814	1.055	1.289	1.434
AX20	1	0.759	0.565	0.582	0.827	0.707
	2	1.757	1.061	1.135	1.918	1.591
AX120	1	0.428	0.988	0.725	0.850	1.325
	2	0.687	1.694	1.268	1.471	2.697
AX21	1	0.741	0.517	0.658	0.760	0.683
	2	1.472	0.836	1.163	1.491	1.256
AX121	1	0.601	0.385	0.528	0.646	0.603
	2	1.086	0.699	0.959	1.138	1.080
AX39	1	0.474	0.603	0.596	0.665	0.795
	2	0.895	1.179	1.159	1.397	2.012
AX139	1	0.693	0.516	0.588	0.772	0.691
	2	1.285	0.896	1.031	1.533	1.279
AX136	1	0.566	0.510	0.629	0.982	0.830
	2	1.233	0.987	1.408	3.524	2.046
AX25	1	0.537	0.646	0.683	0.861	0.941
	2	0.899	1.101	1.211	1.873	0.932
AX130	1	0.661	0.525	0.615	0.608	0.659
	2	1.404	1.080	1.327	1.305	1.400
SCT-EW	1	0.744	0.744	0.744	0.744	0.744
	2	1.885	1.885	1.885	1.885	1.885
error relativo			0.443	0.378	0.108	0.065

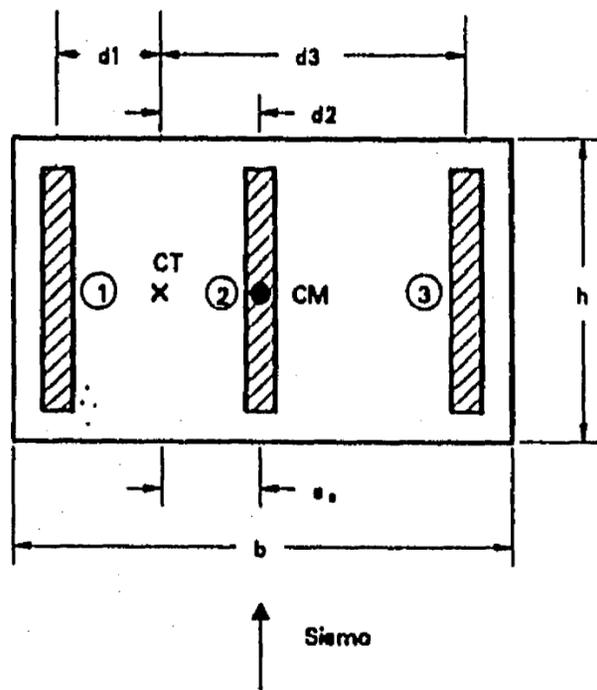
Tabla 3.2. Ductilidad máxima demandada.

	Acel. máxima		Acel. espec.		Int. de Arias		Energía Imp.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
Fam. SCT	1.60	0.43	1.73	0.33	2.28	0.44	2.24	0.30
err. rel.	0.282	0.481	0.222	0.146	0.026	0.525	0.008	0.050

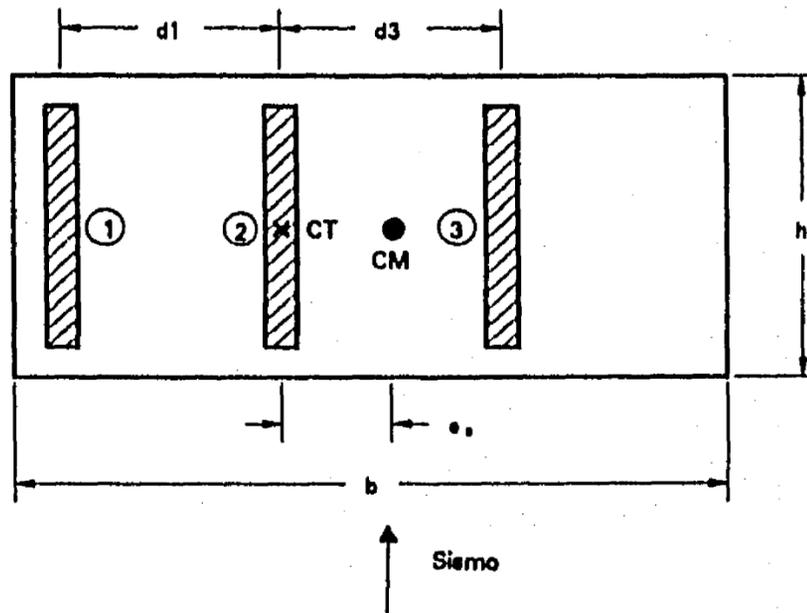
Tabla 5.1. Error relativo del valor medio y coeficiente de variación de la ductilidad máxima demandada por un modelo excitado por la familia de registros SCT-EW.



a) modelo estructural



b) modelo excéntrico en rigideces



c) modelo excéntrico en masas

Fig 2.1. Modelos estructurales estudiados.

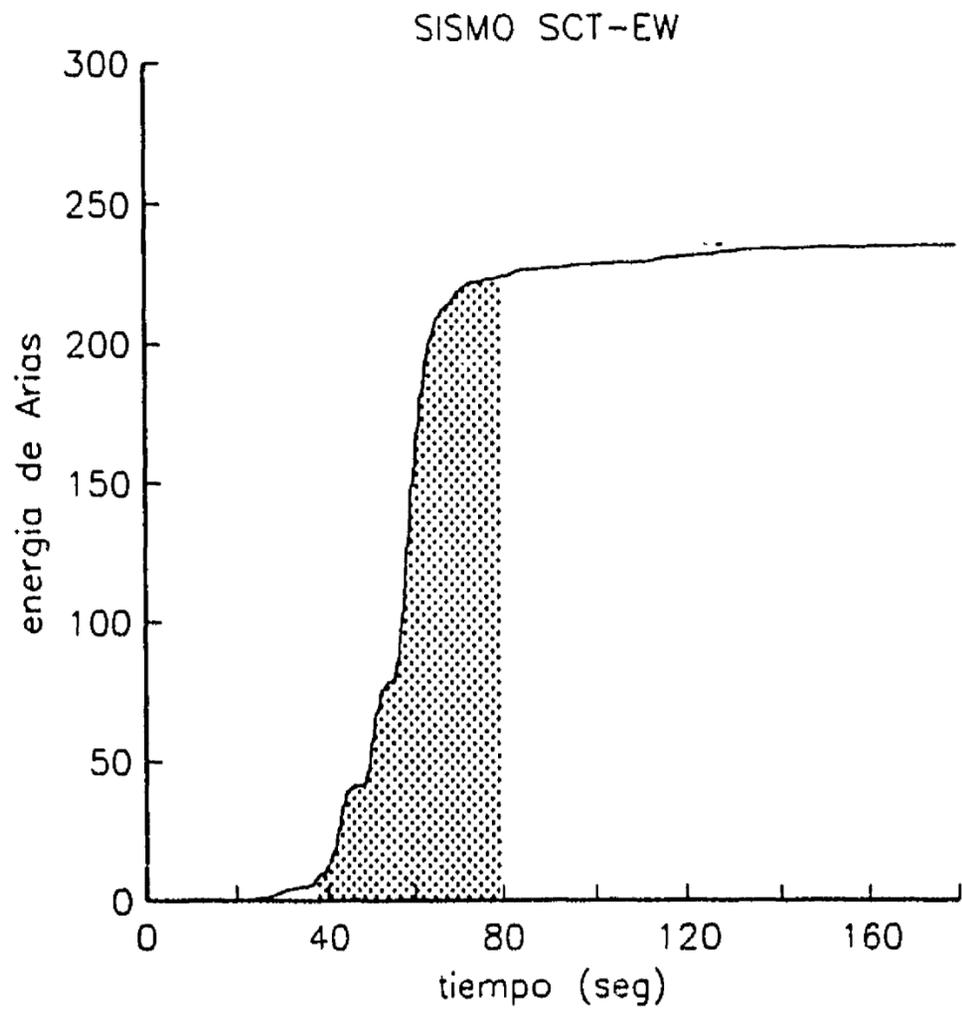


Fig 3.1. Porcentaje de intensidad de Arias del registro SCT-EW. La parte sombreada indica el intervalo del 5 al 95%.

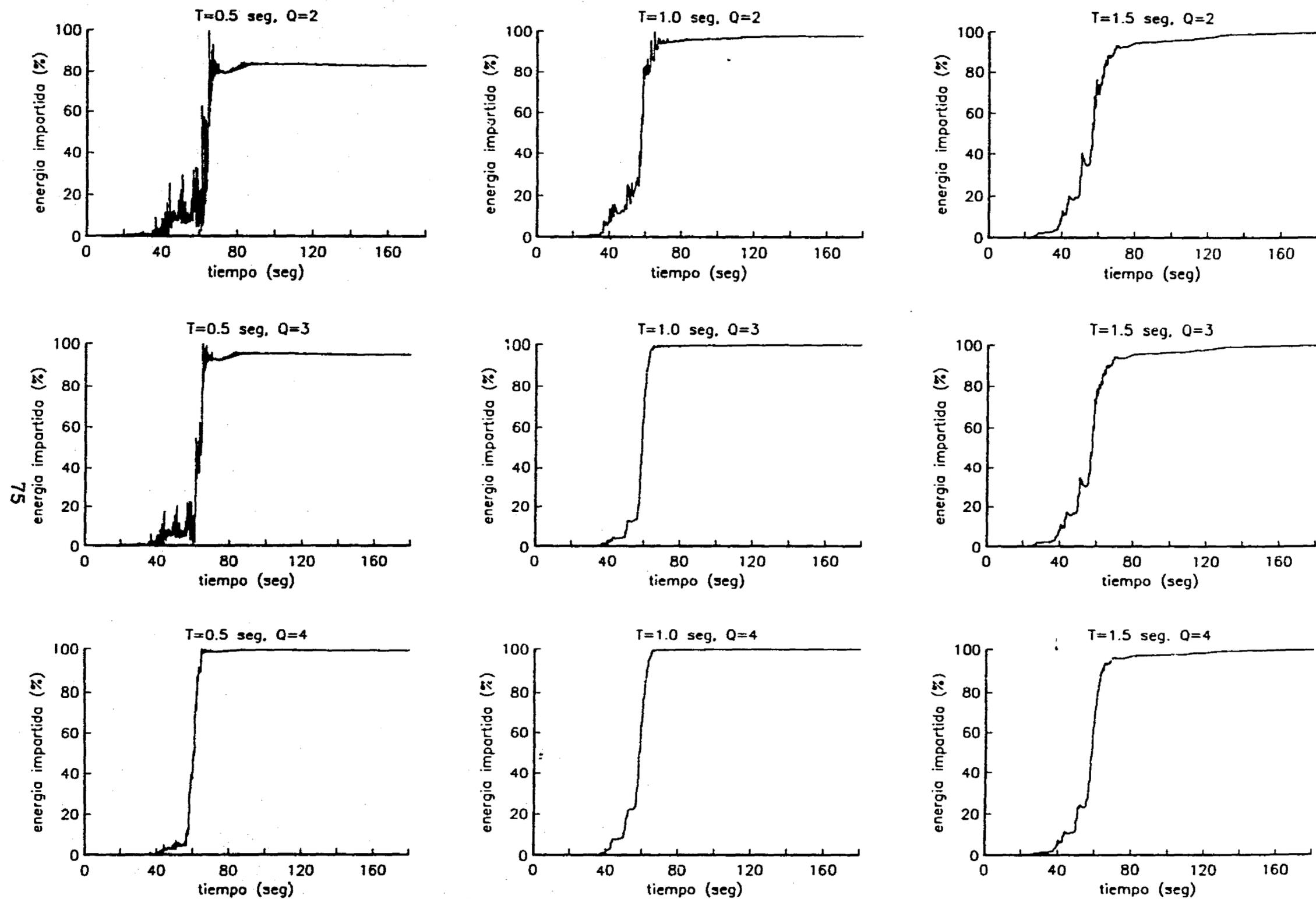


Fig 3.2. Energía impartida por el registro SCT-EW a modelos elastoplásticos de un grado de libertad.

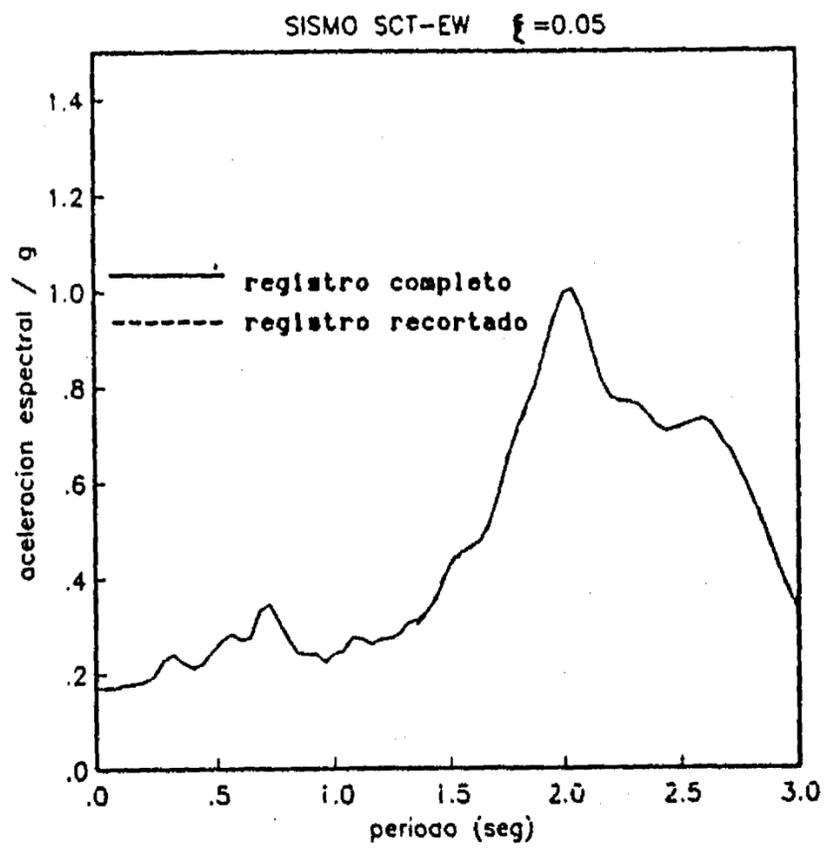
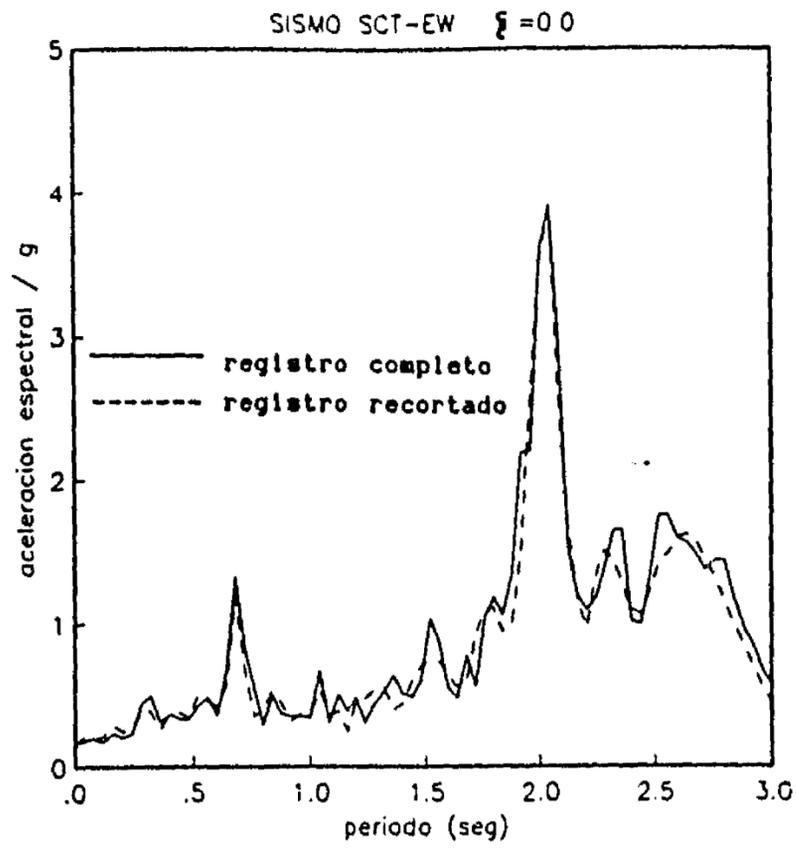


Fig 3.3. Espectros elásticos de aceleración del registro SCT-EW completo y recortado.

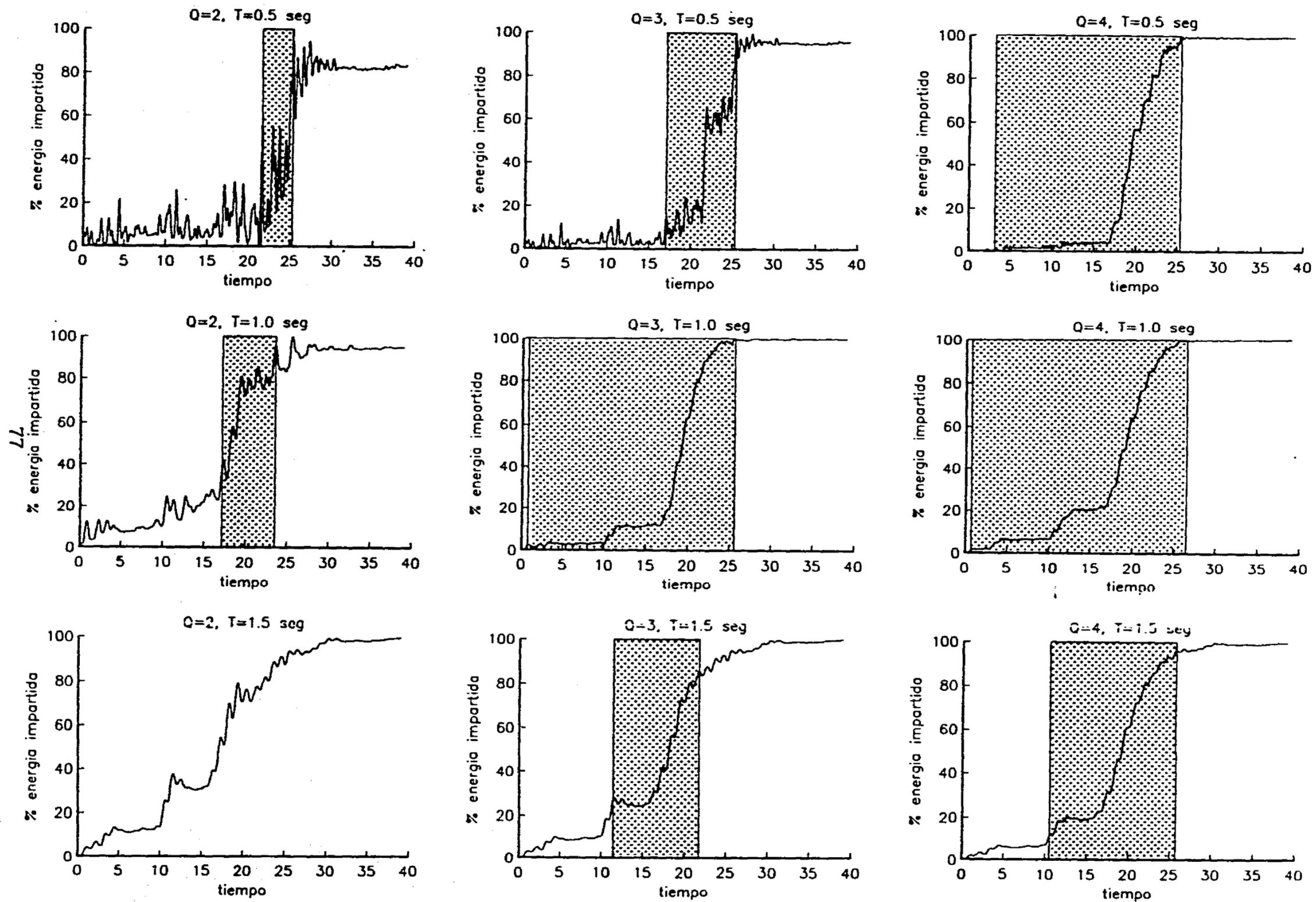


Fig 3.4. Energía impartida por el registro SCT-EW recortado. La parte sombreada indica el intervalo durante el que un sistema elastoplástico de un grado de libertad fluye.

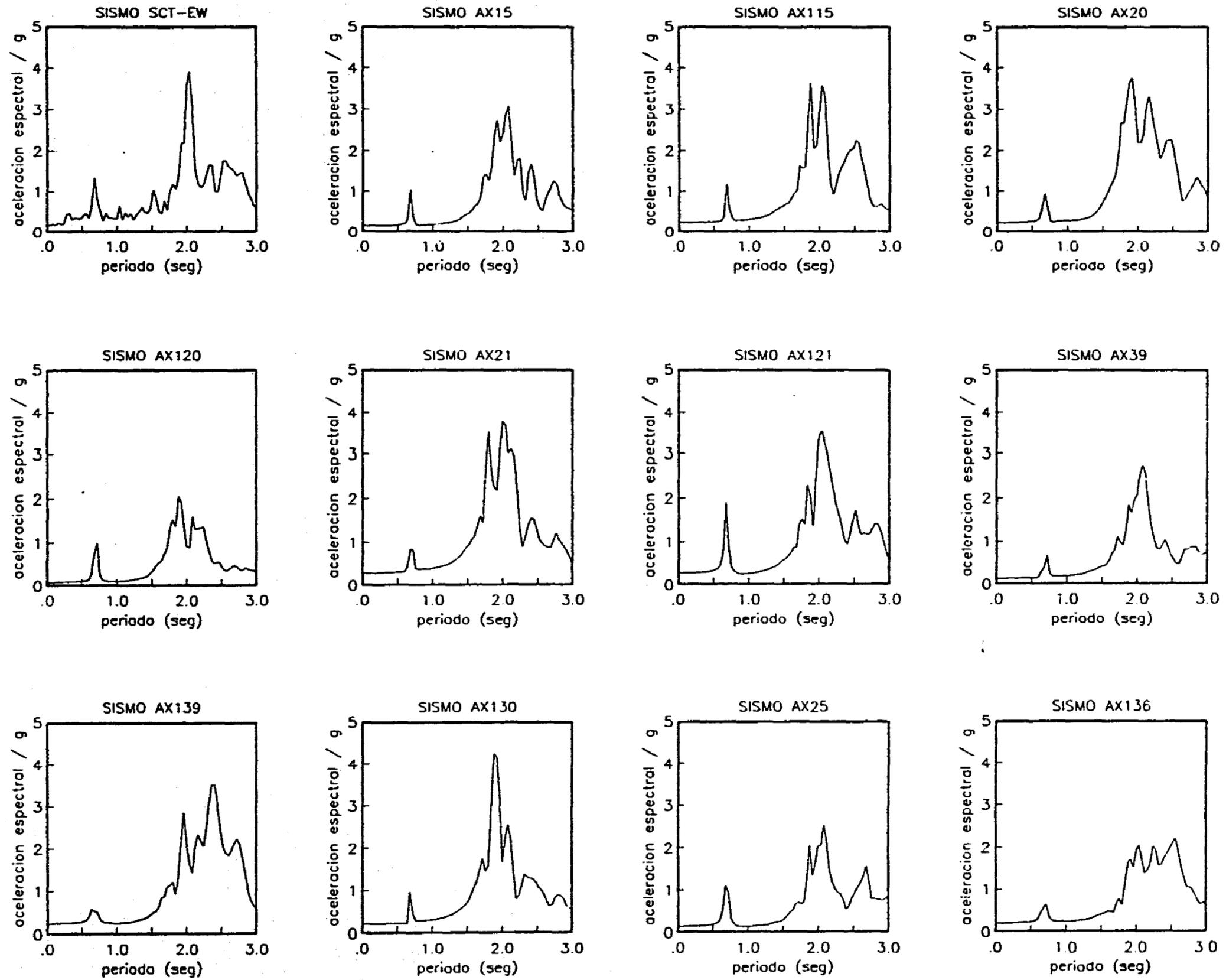


Fig 3.5. Espectros elásticos de aceleración de los registros sin escalar, simulados a partir del registro SCT-EW, $\xi=0.0$.

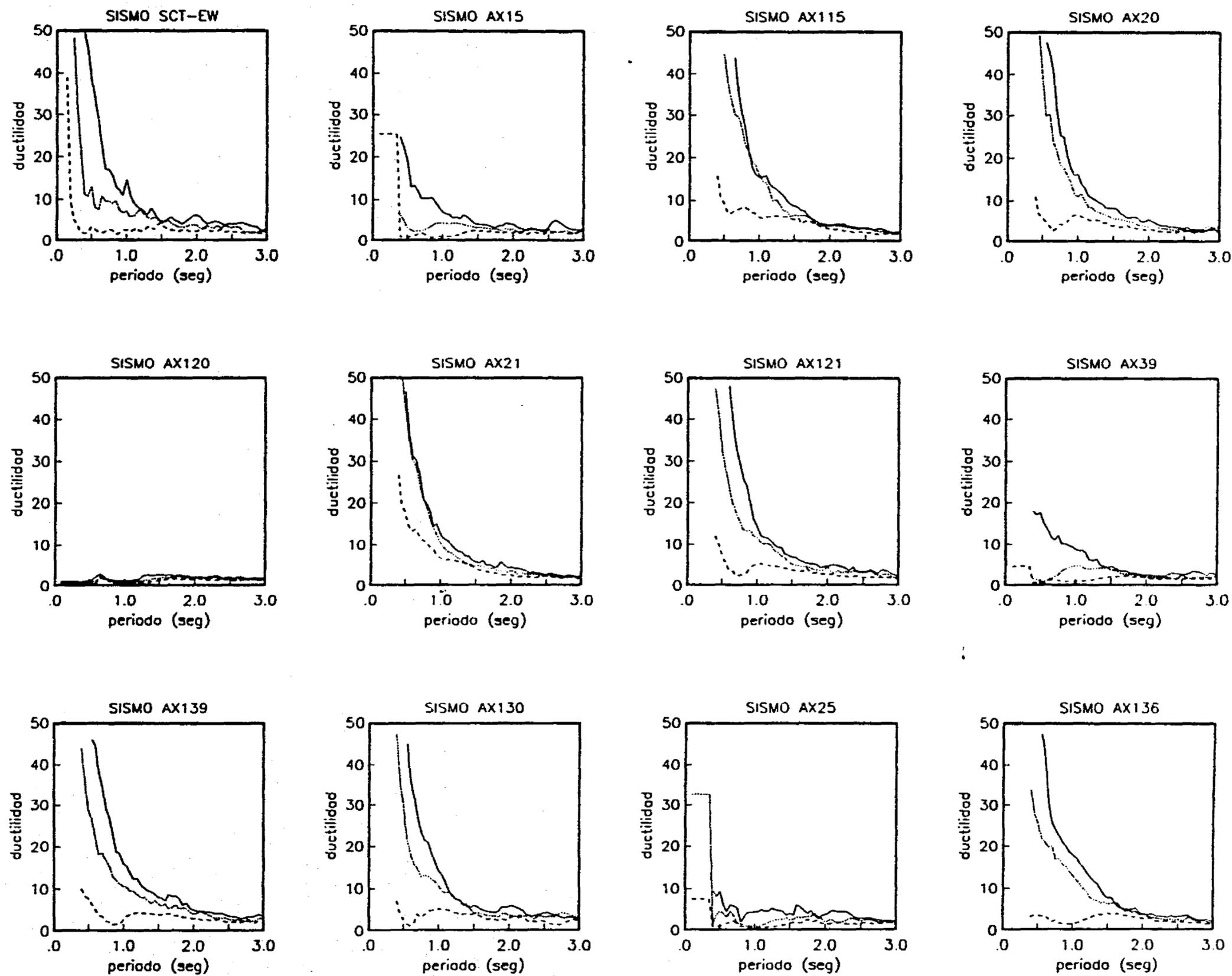


Fig 3.6. Espectros de ductilidad de los registros sin escalar, simulados a partir del registro SCT-EW, $\xi=0.0$. ----Q=2,Q=3, ___Q=4.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

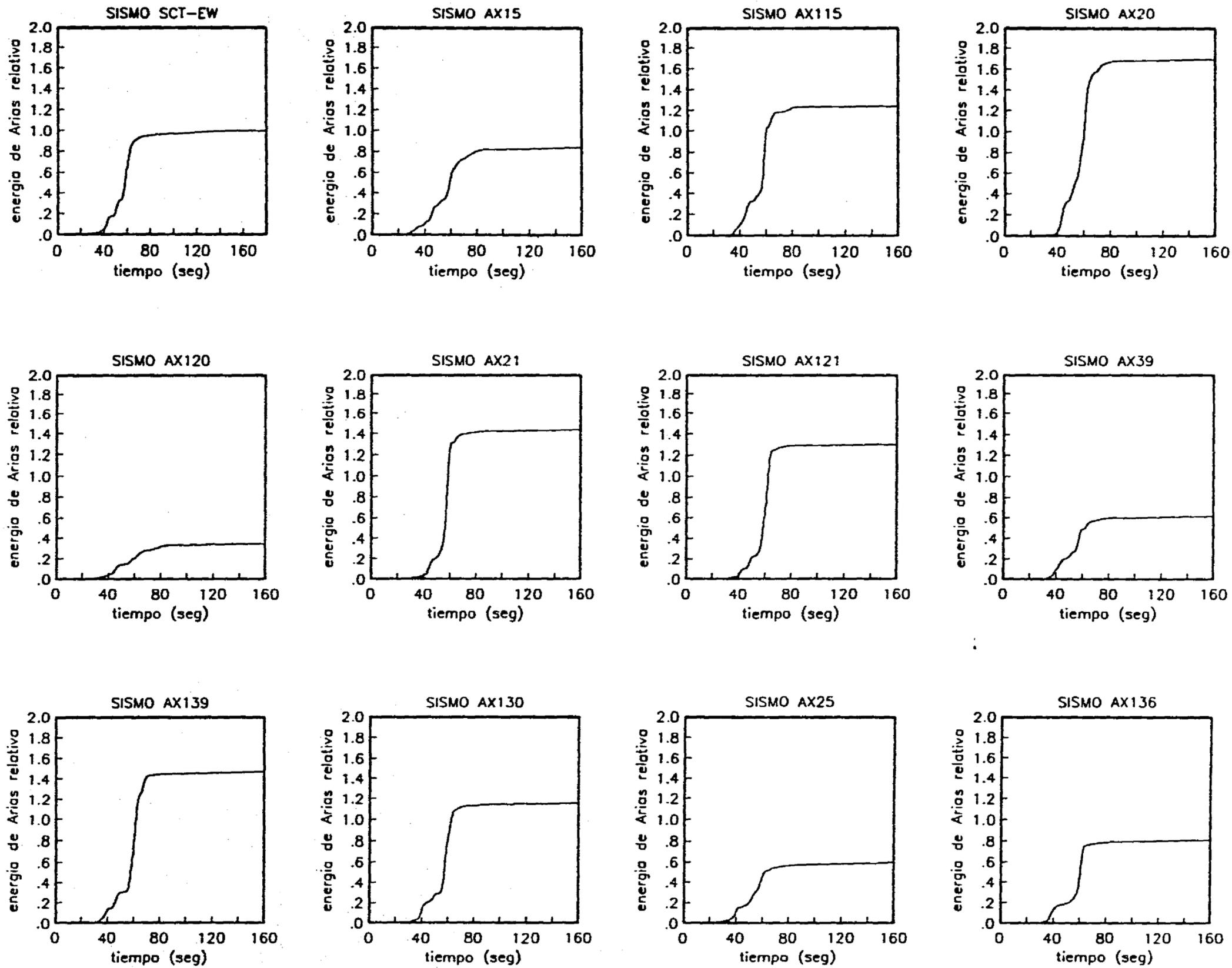


Fig 3.7. Intensidad de Arias de los registros sin escalar, simulados a partir del registro SCT-EW, para $\xi=0.0$ y 0.05 .

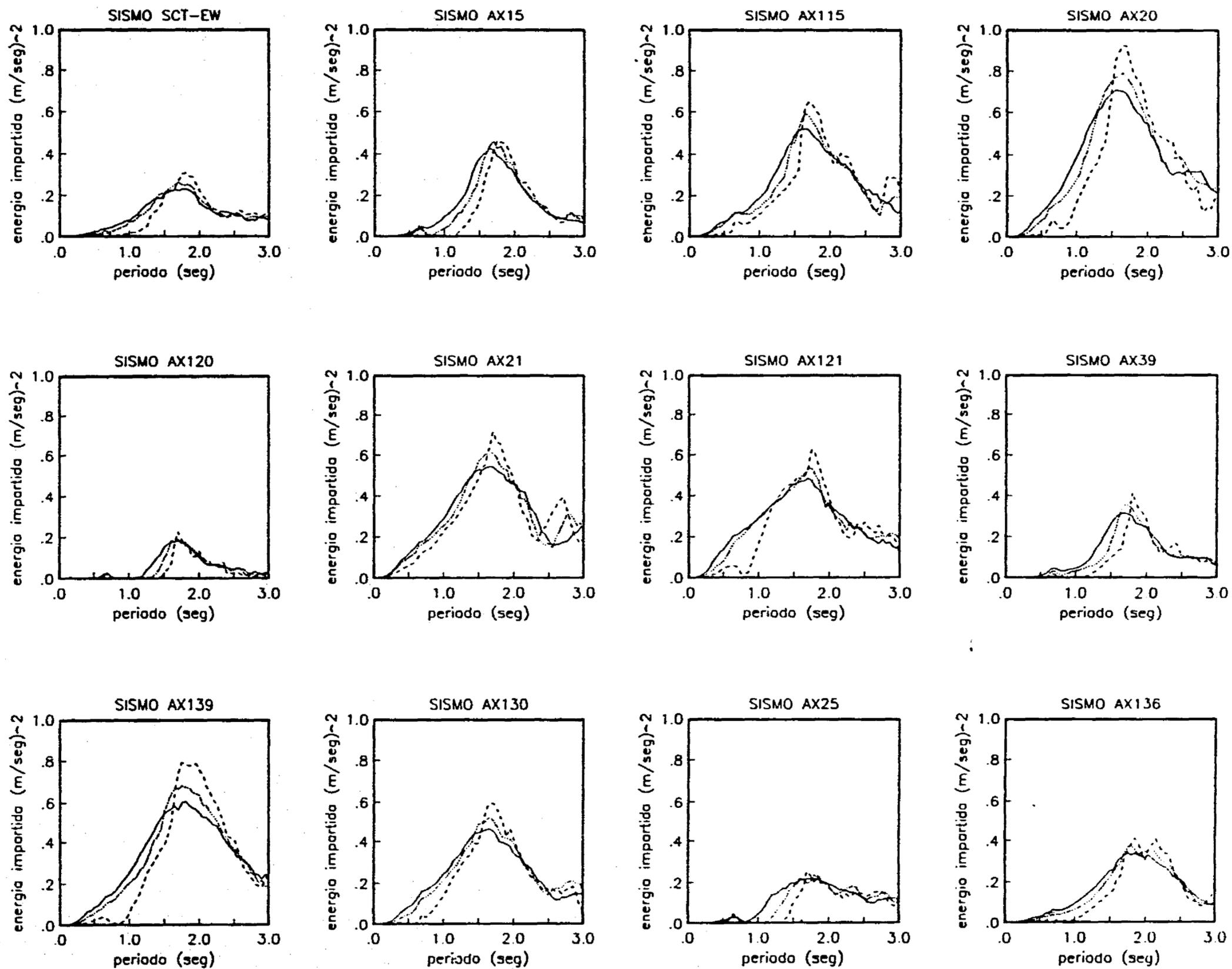


Fig 3.8. Espectros de energía impartida de los registros sin escalar, simulados a partir del registro SCT-EW, $\xi=0.0$. ---- $Q=2$, $Q=3$, ____ $Q=4$.

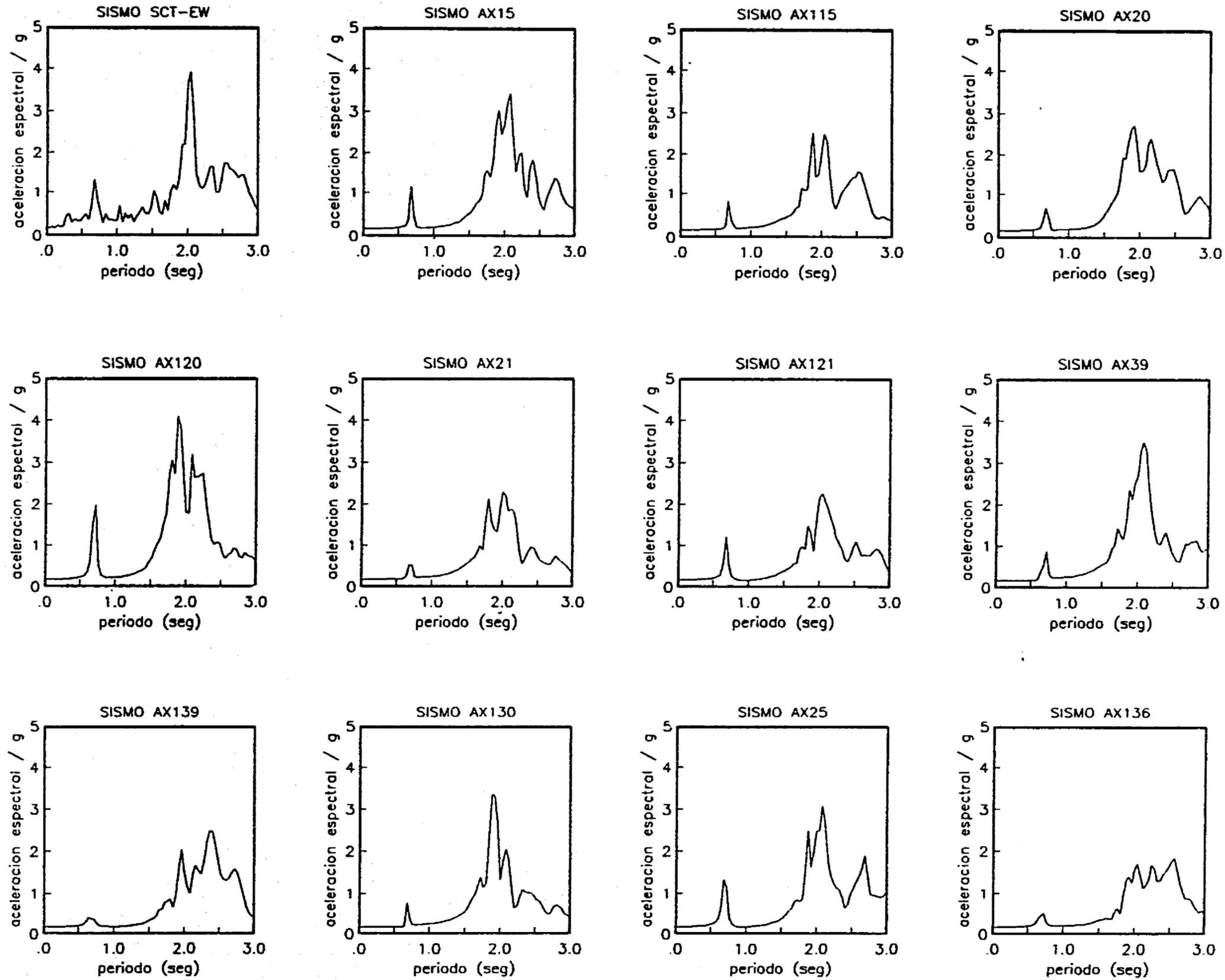


Fig 3.9. Espectros elásticos de aceleración de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la aceleración máxima, $\xi=0.0$.

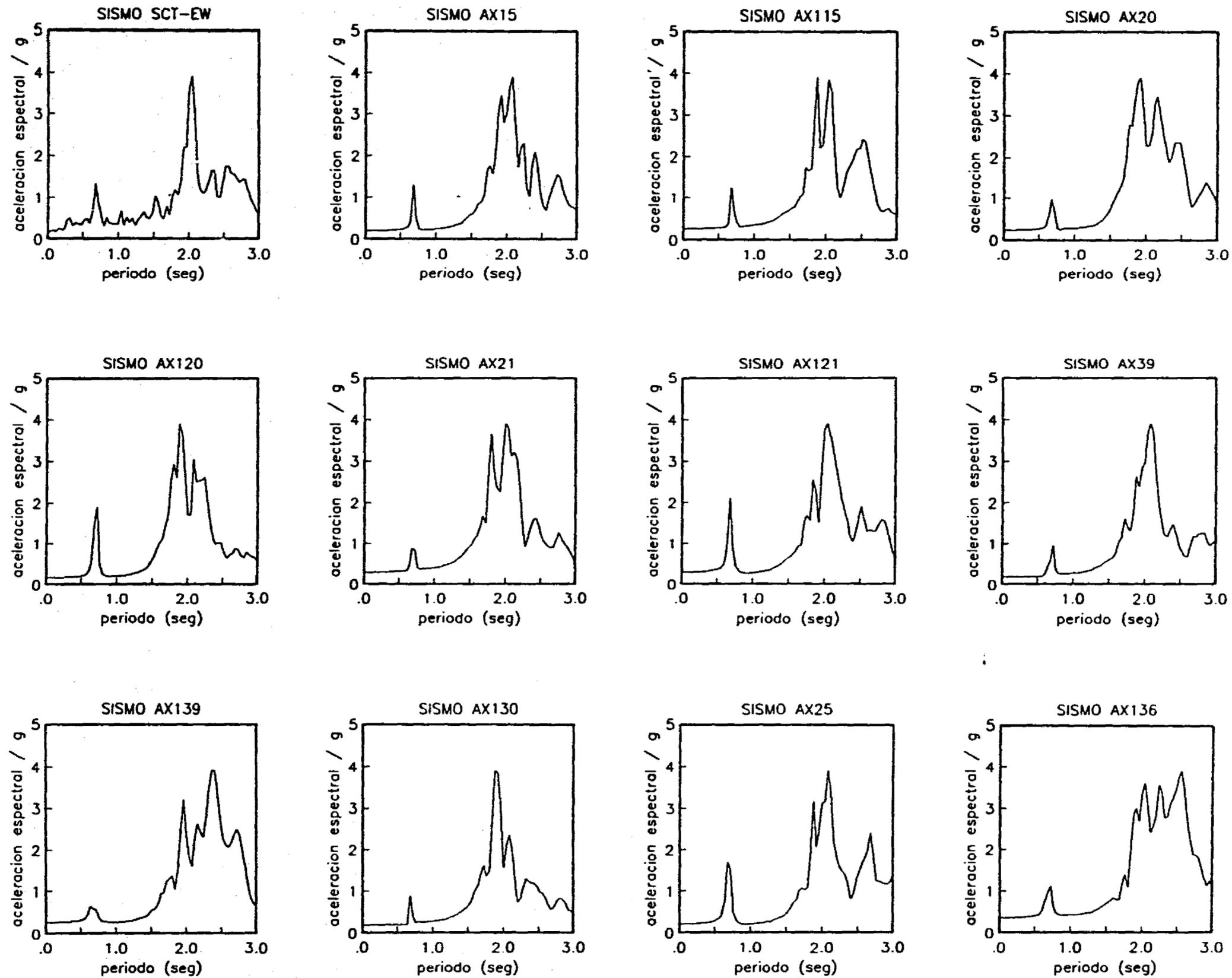


Fig 3.10. Espectros elásticos de aceleración de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con aceleración espectral máx, $\xi=0.0$.

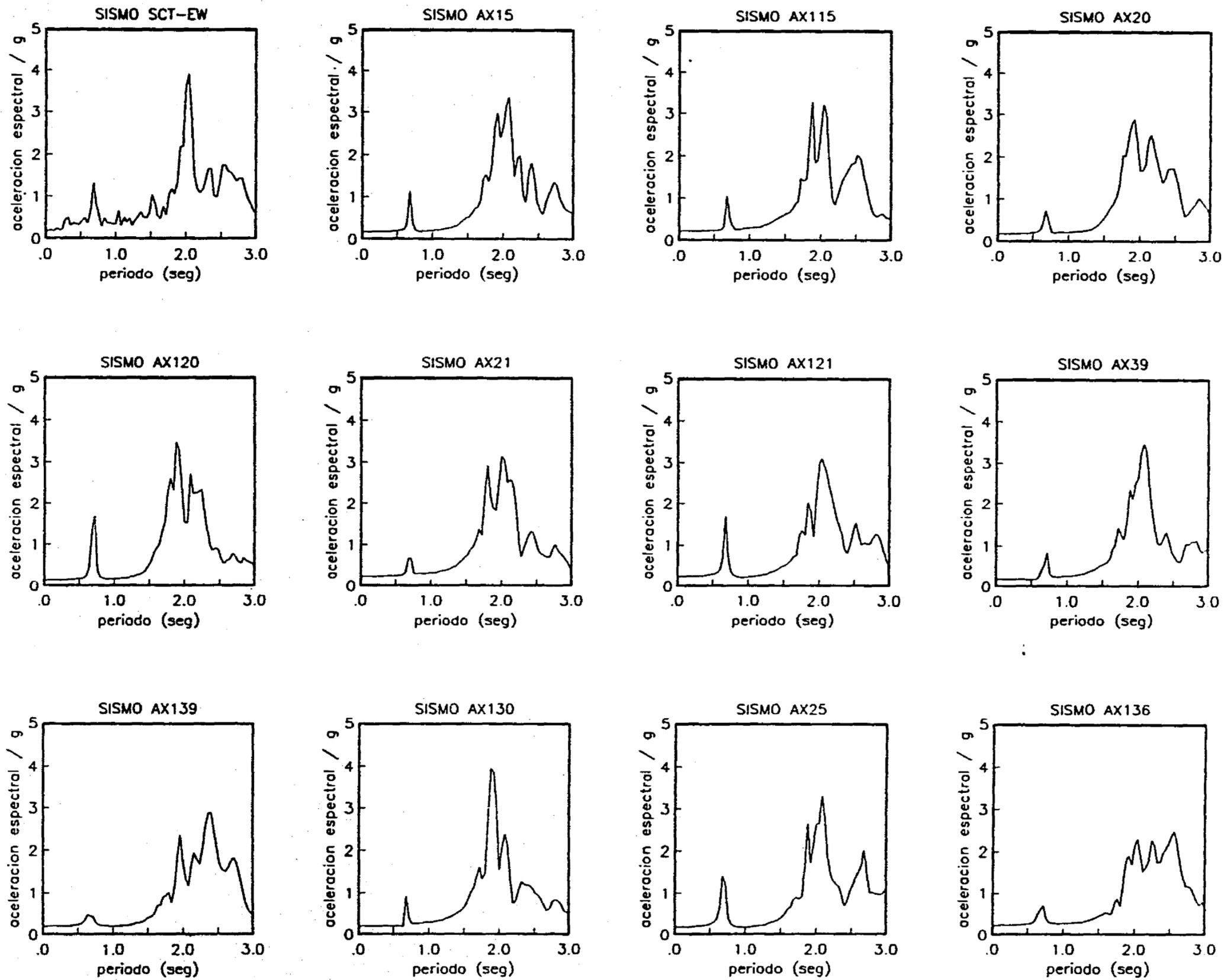


Fig 3.11. Espectros elásticos de aceleración de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la intensidad de Arias, $\xi=0.0$.

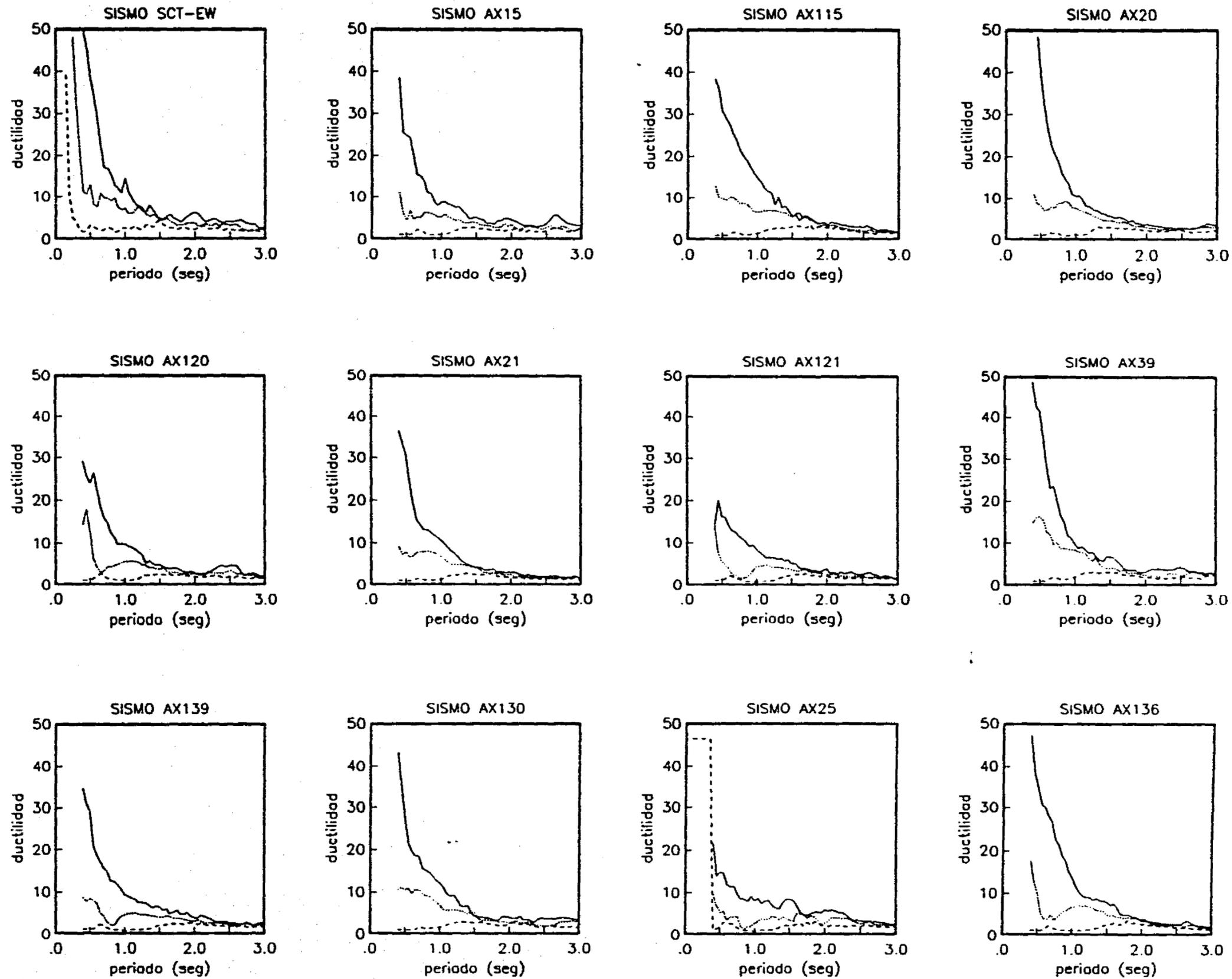


Fig 3.12. Espectros de ductilidad de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la aceleración máxima, $\xi=0.0$. ---- $Q=2$, $Q=3$, ____ $Q=4$.

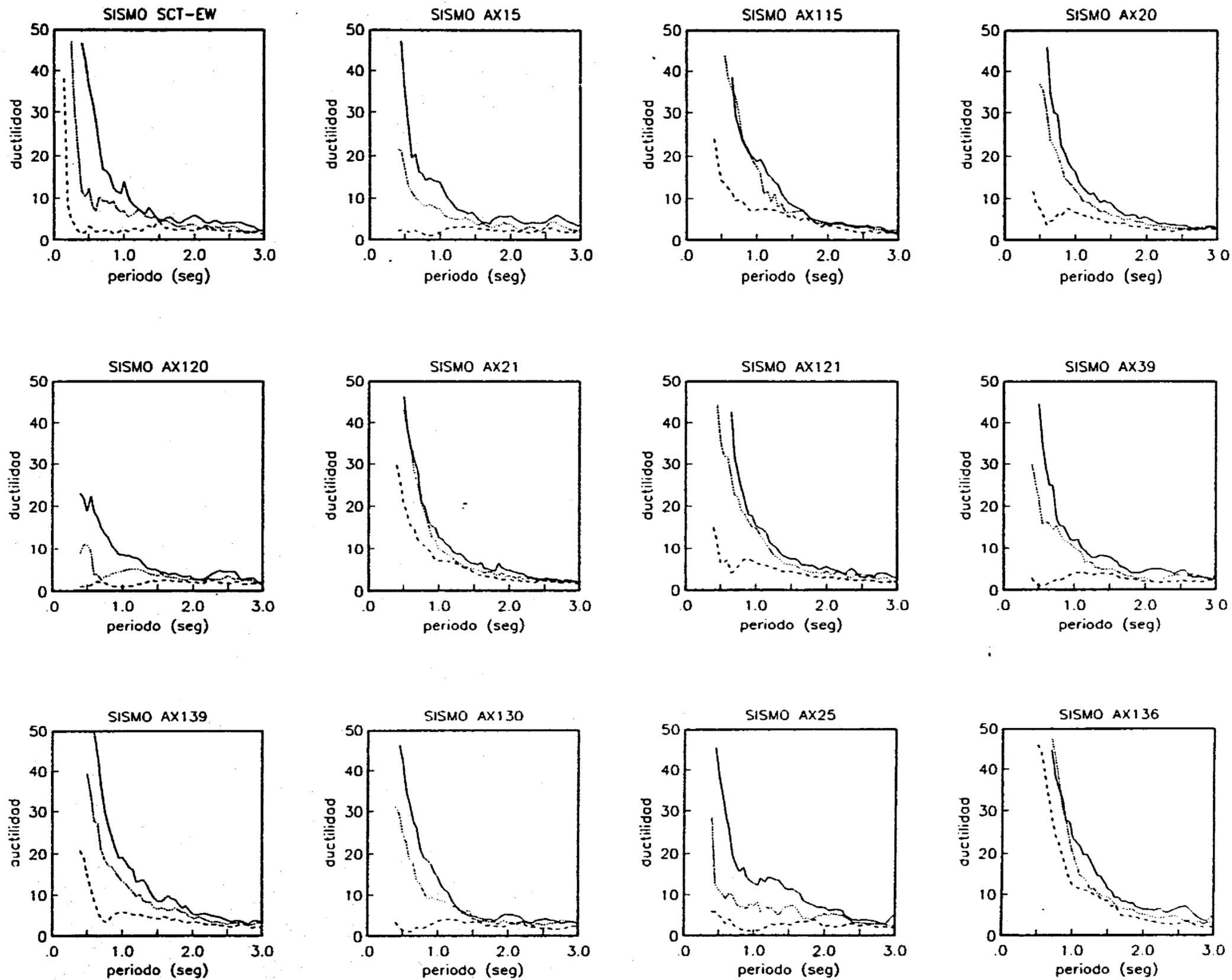


Fig 3.13. Espectros de ductilidad de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la aceleración espectral máxima, $\xi=0.0$, ---- $Q=2$, $Q=3$, ____ $Q=4$.

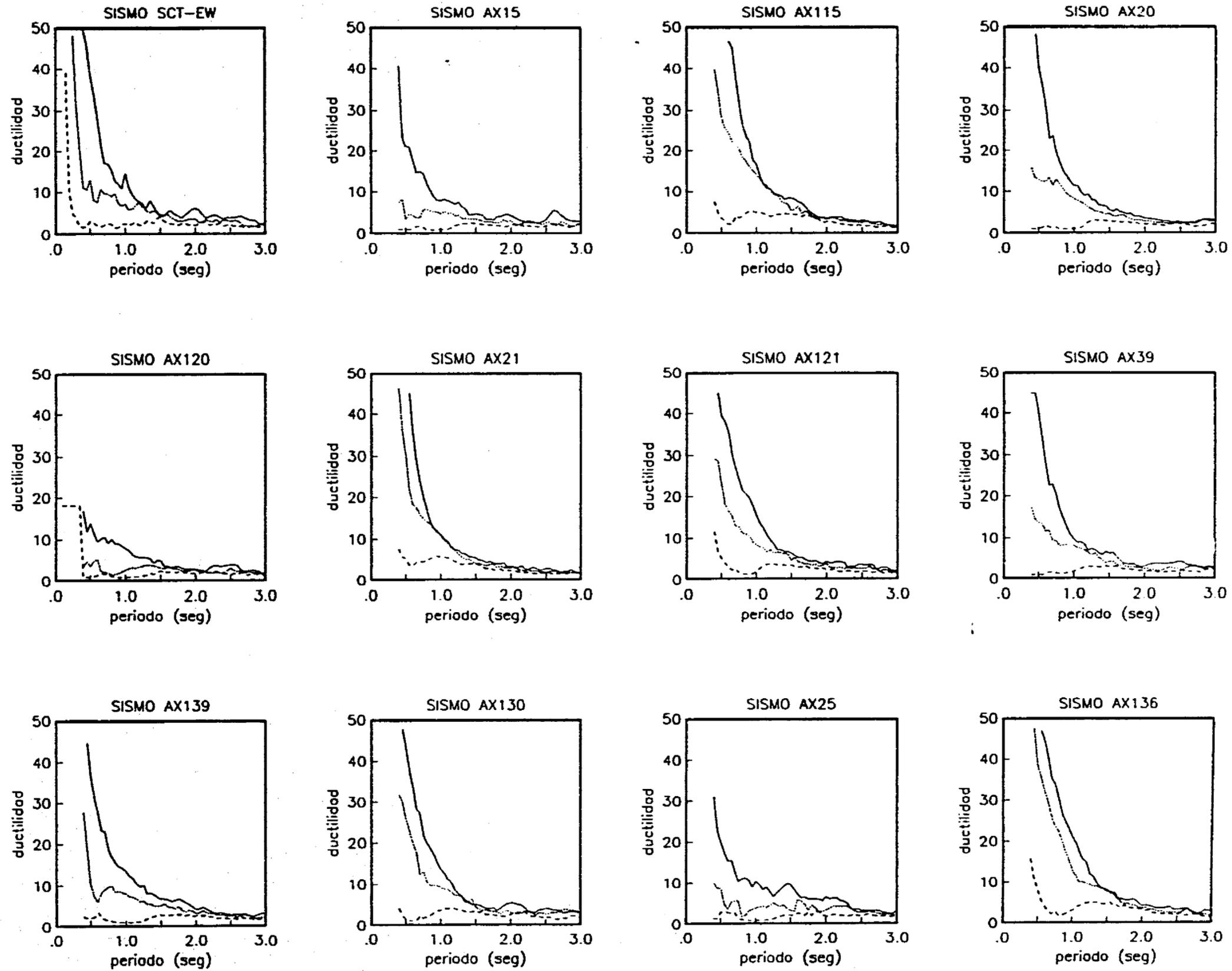


Fig 3.14. Espectros de ductilidad de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la Intensidad de Arias, $\xi=0.0$. ---- $Q=2$, $Q=3$, ____ $Q=4$.

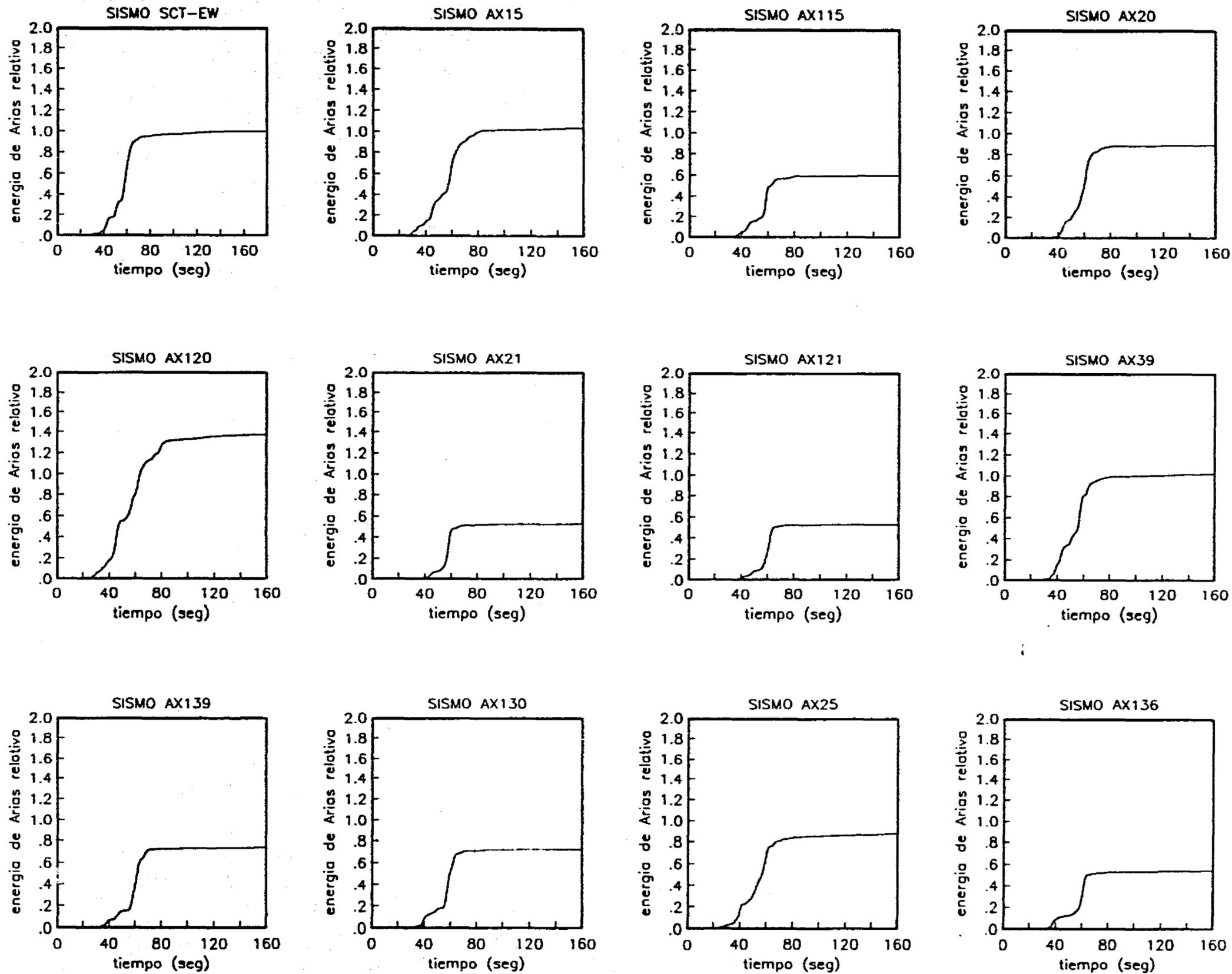


Fig 3.15. Intensidad de Arias de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la aceleración máxima, $\xi=0.0$ y 0.05 .

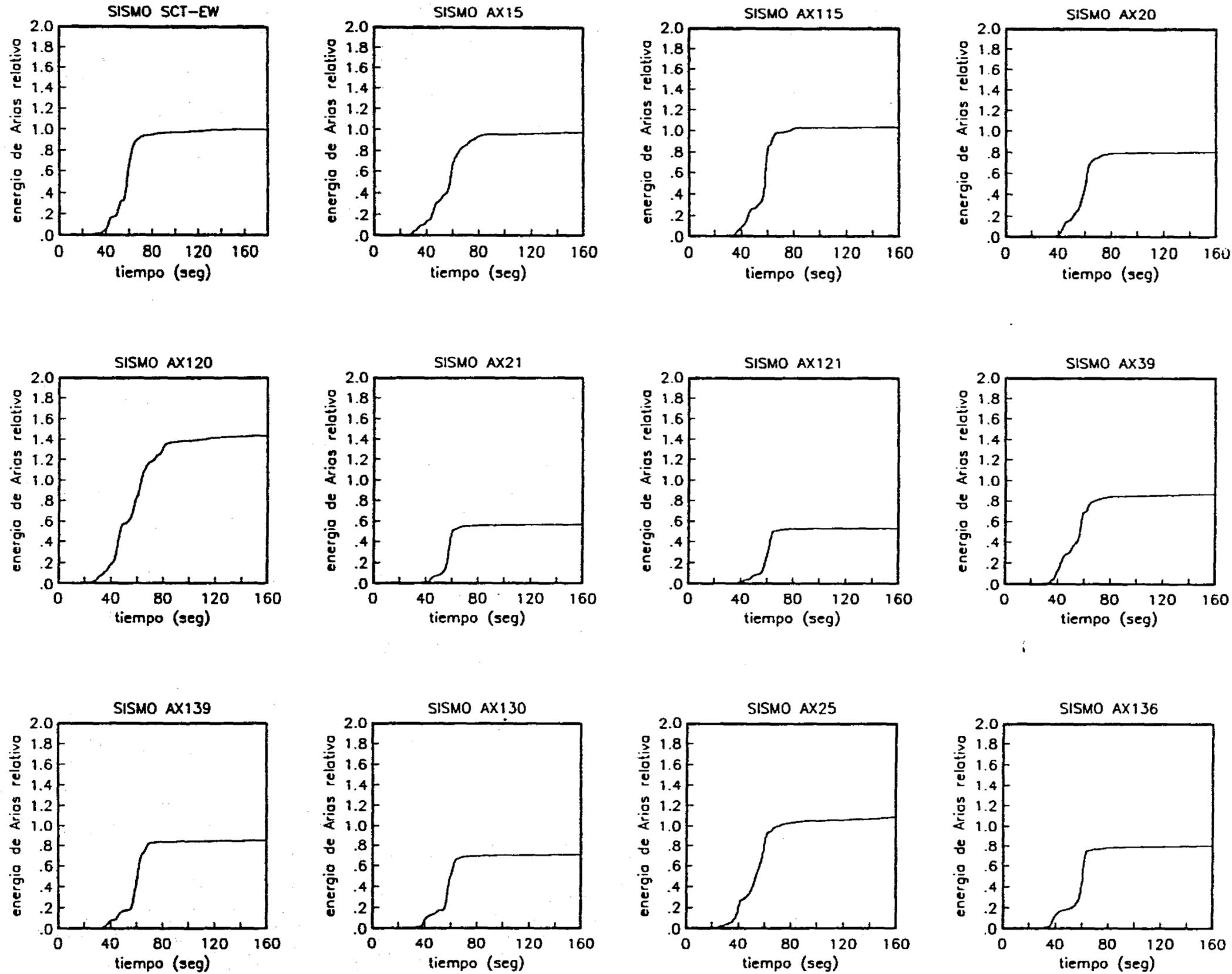


Fig 3.16. Intensidad de Arias de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la aceleración espectral, $\xi=0.0$ y 0.05 .

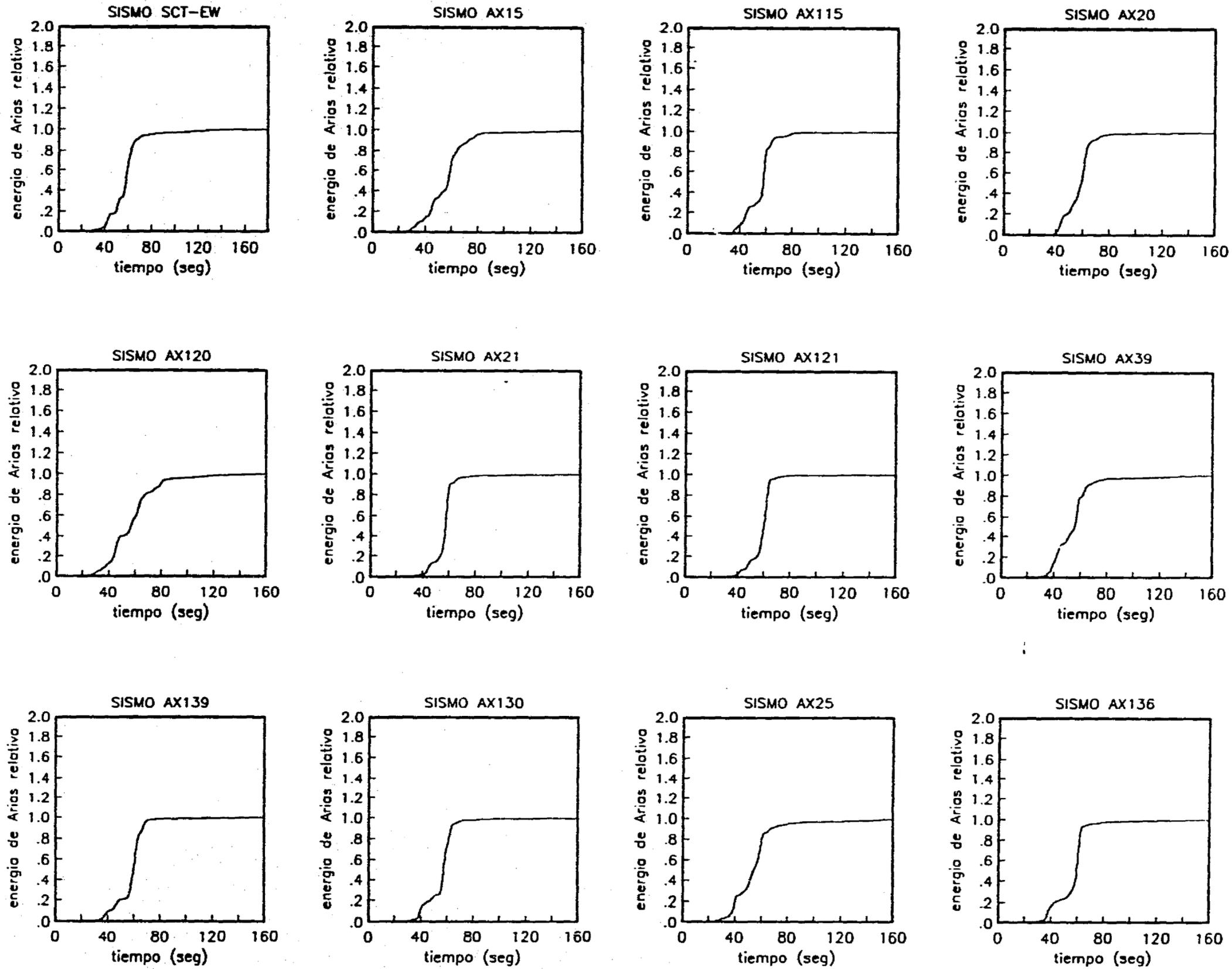


Fig 3.17. Intensidad de Arias de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la intensidad de Arias, $\xi=0.0$ y 0.05 .

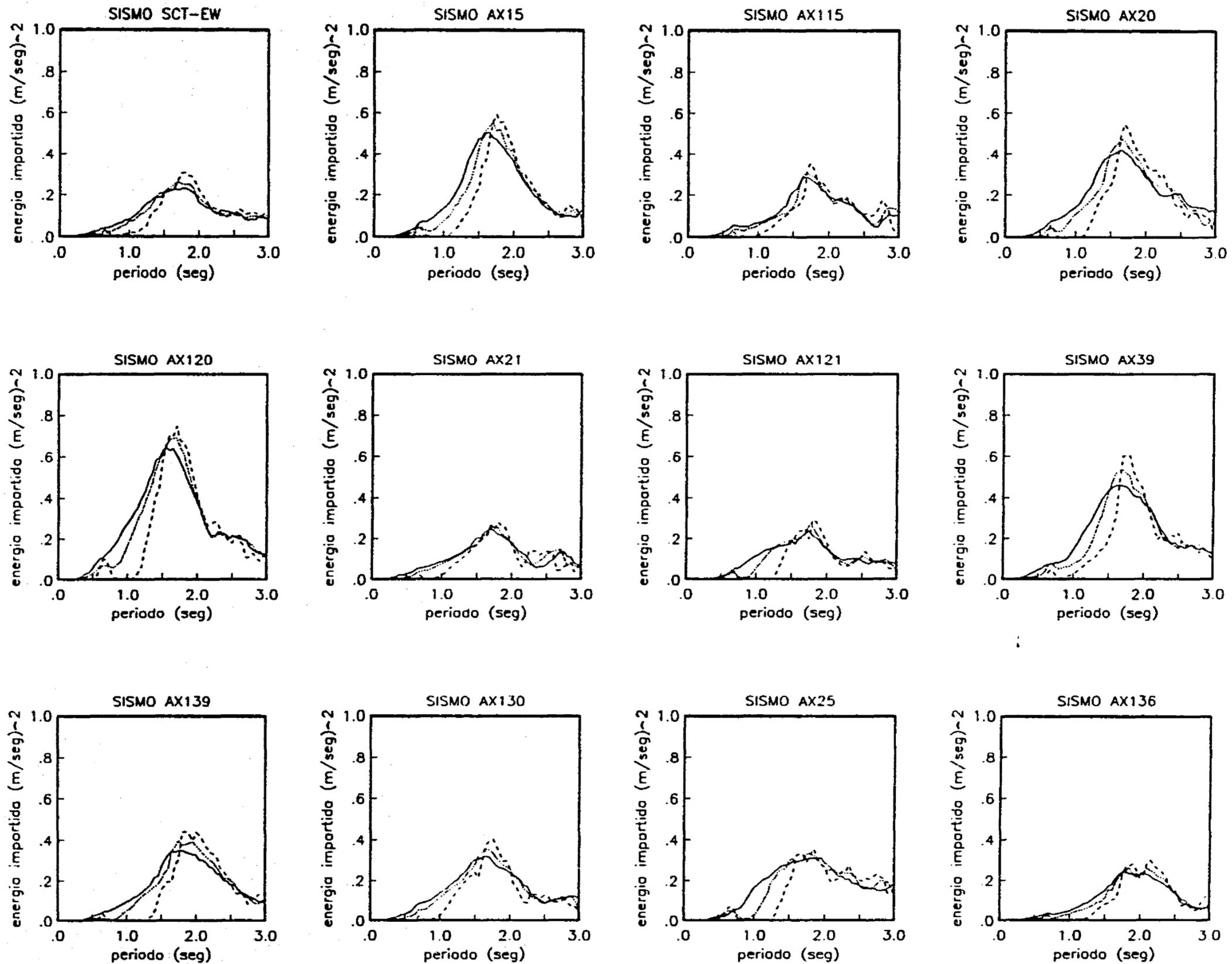


Fig 3.18. Espectros de energía impartida de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la aceleración máxima, $\xi=0.0$, ---- $Q=2$, $Q=3$, ___ $Q=4$.

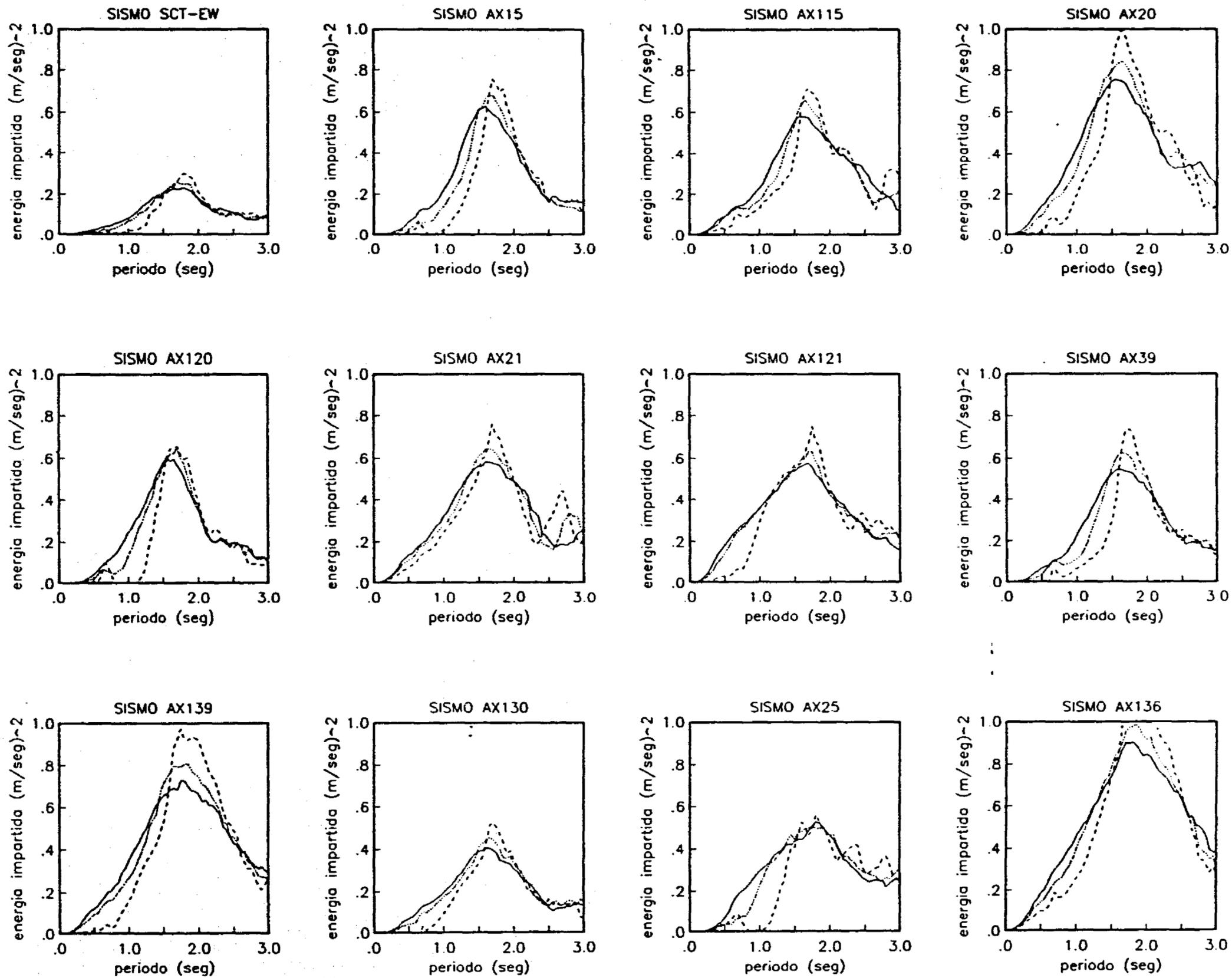


Fig 3.19. Espectros de energía impartida de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la aceleración espectral, $\xi=0.0$, ---- $Q=2$, $Q=3$, ___ $Q=4$.

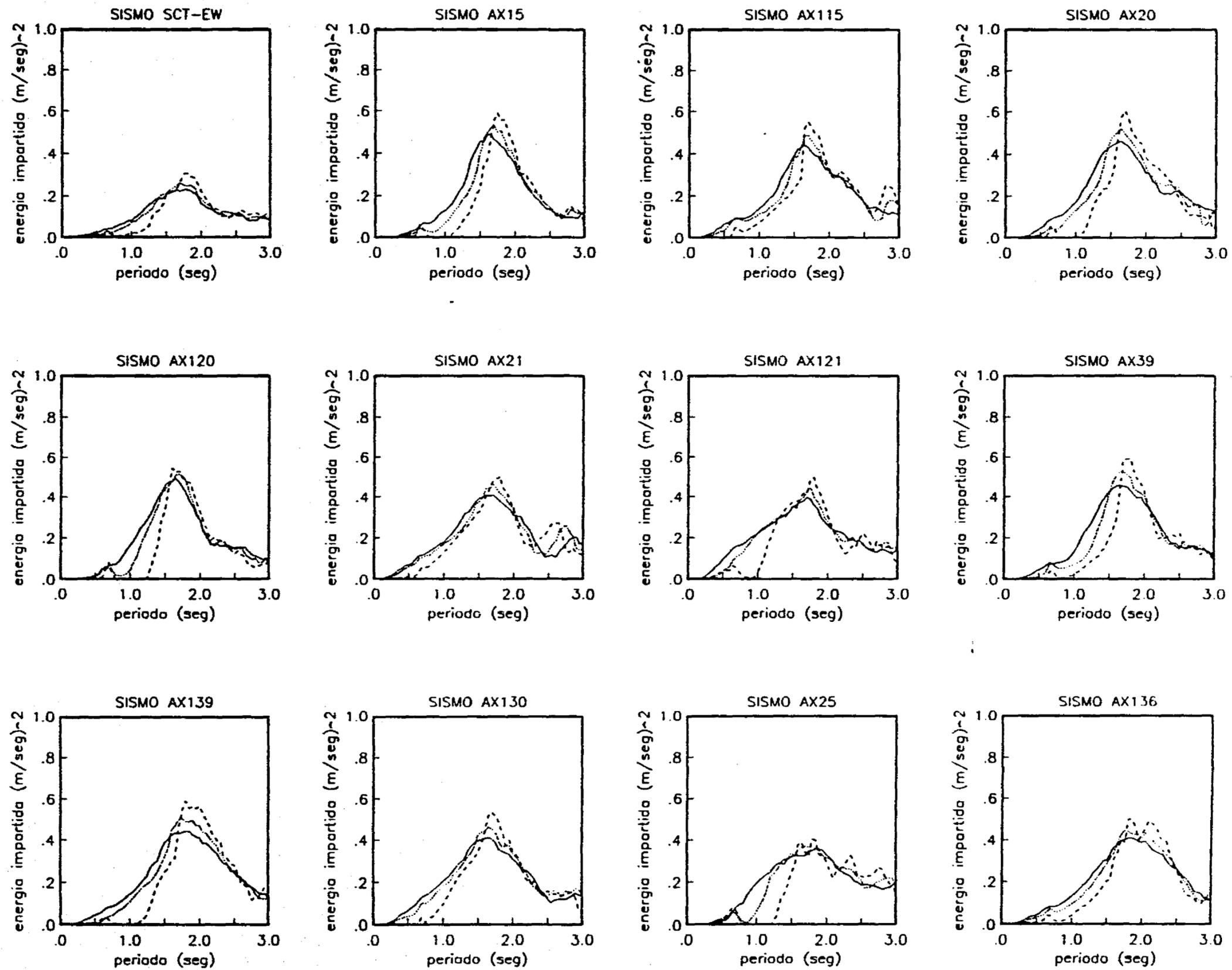
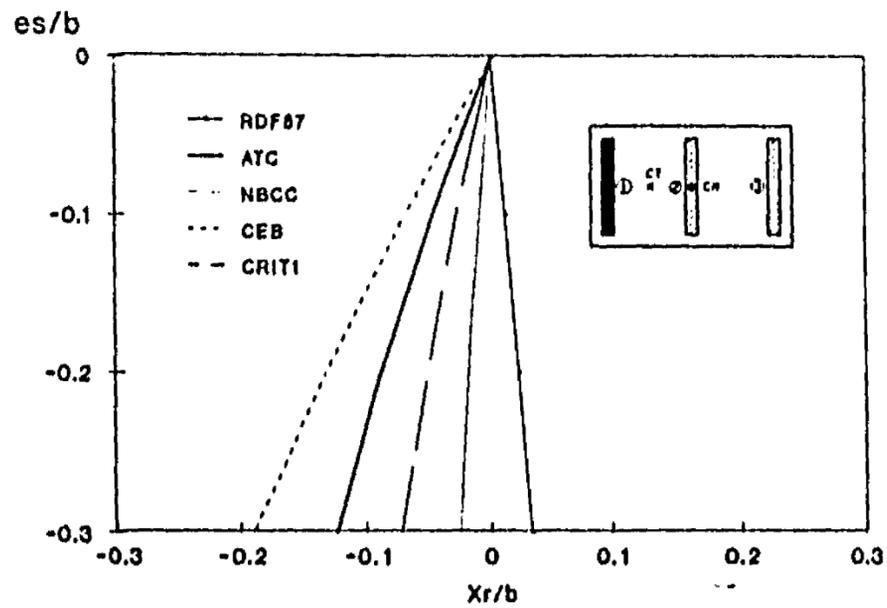
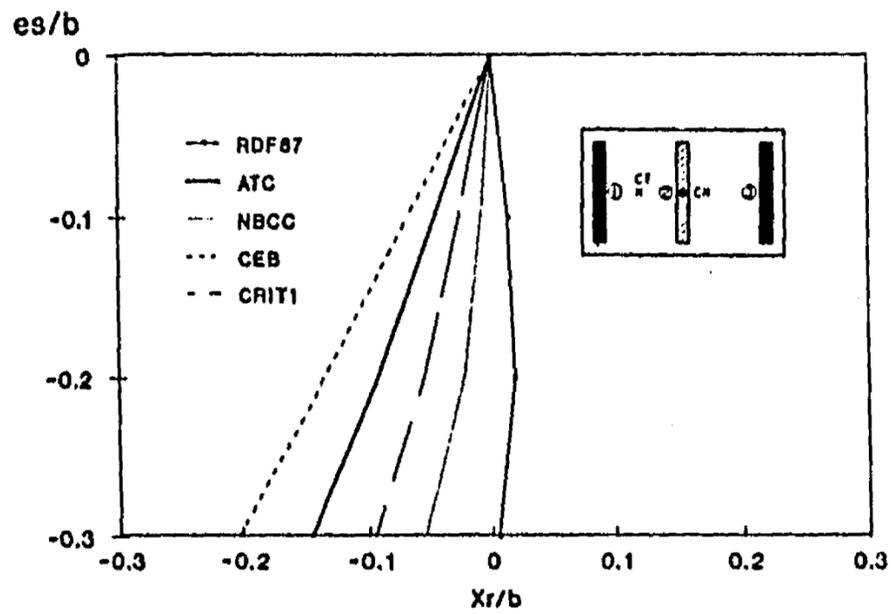


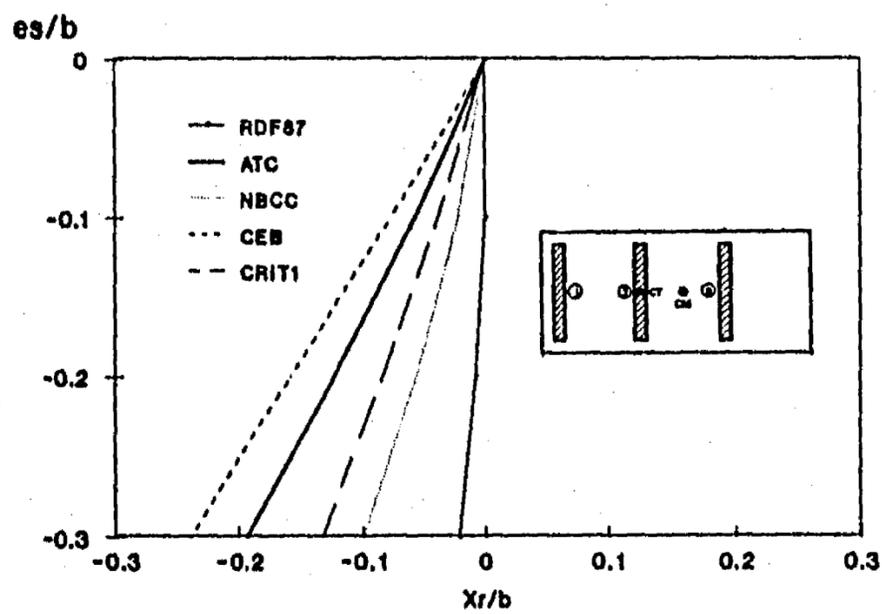
Fig 3.20. Espectros de energía impartida de los registros simulados a partir del registro SCT-EW, escalados con la intensidad de Arias, $\xi=0.0$. ---- $Q=2$, $Q=3$, ____ $Q=4$.



a) modelo excéntrico en rigideces, un extremo mayor



b) modelo excéntrico en rigideces, extremos balanceados



c) modelo excéntrico en masas

Fig 4.1. Efecto de es/b sobre Xr/b para los criterios de diseño por torsión.

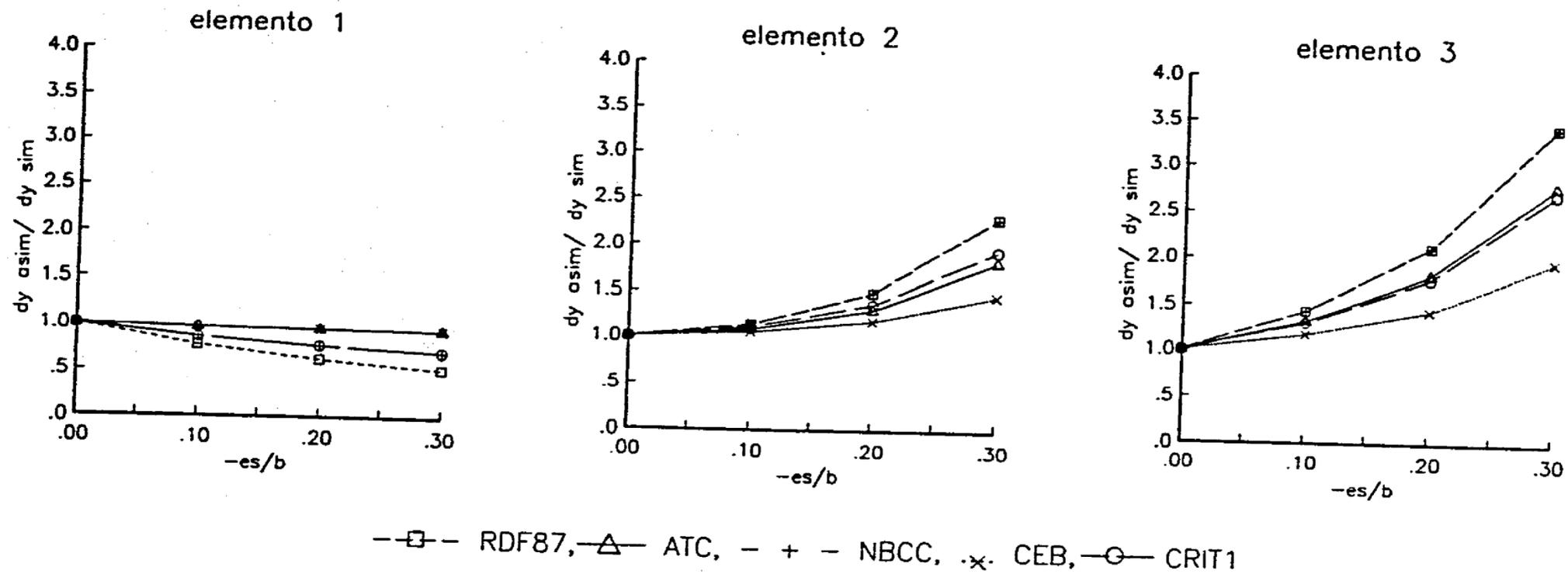


Fig 4.2. Desplazamiento de fluencia de los elementos estructurales.

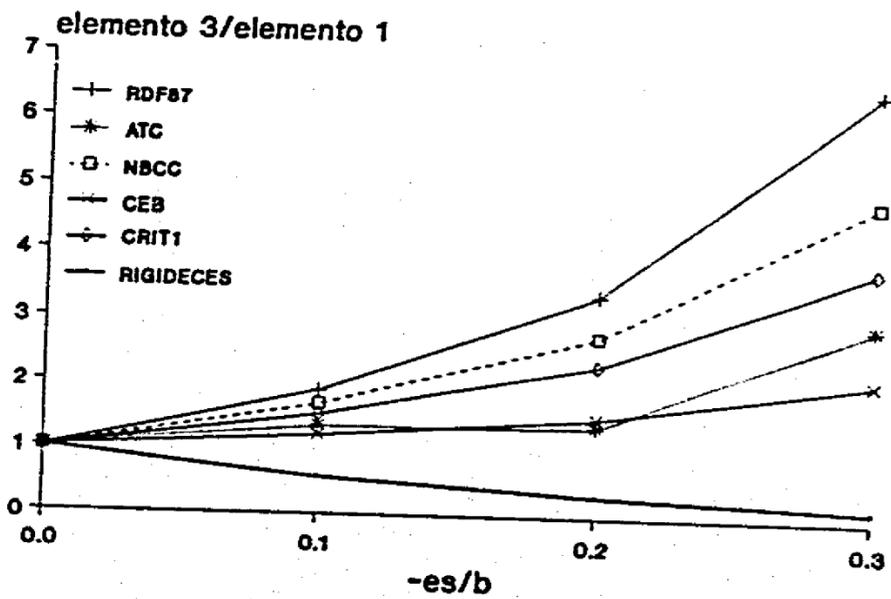


Fig 4.3. Relación entre la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales.

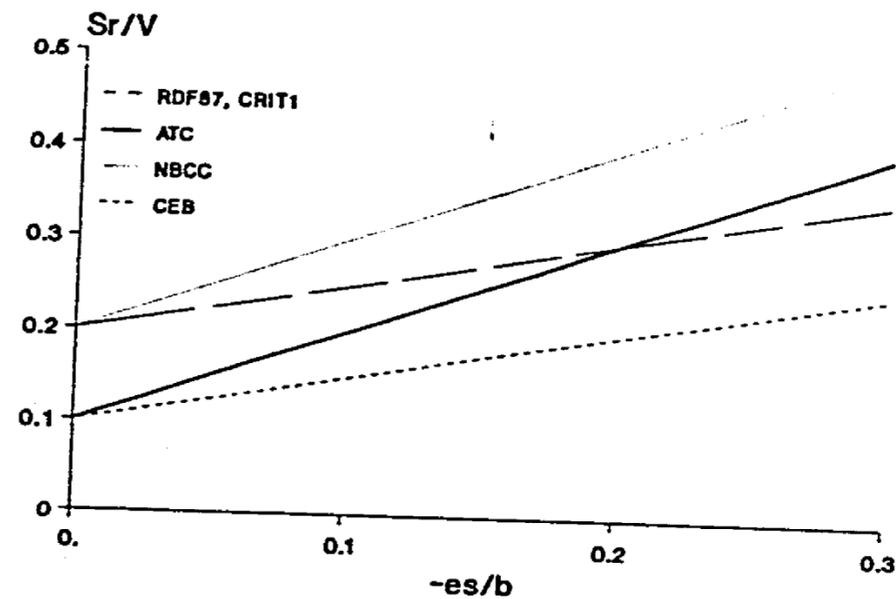
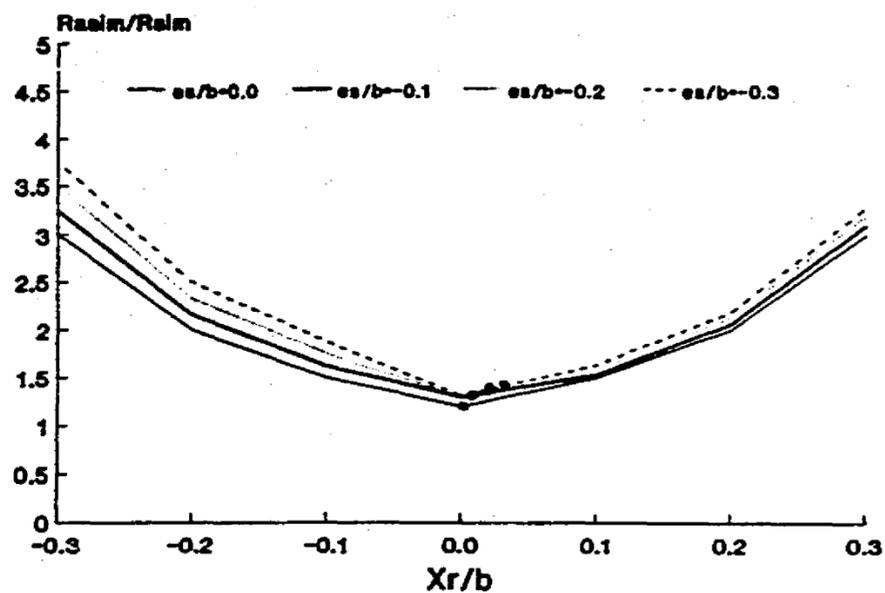
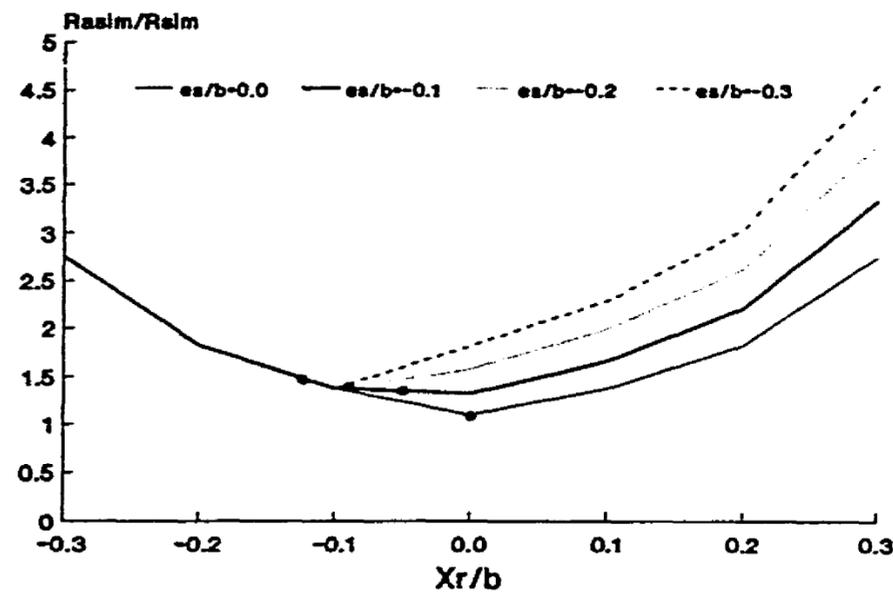


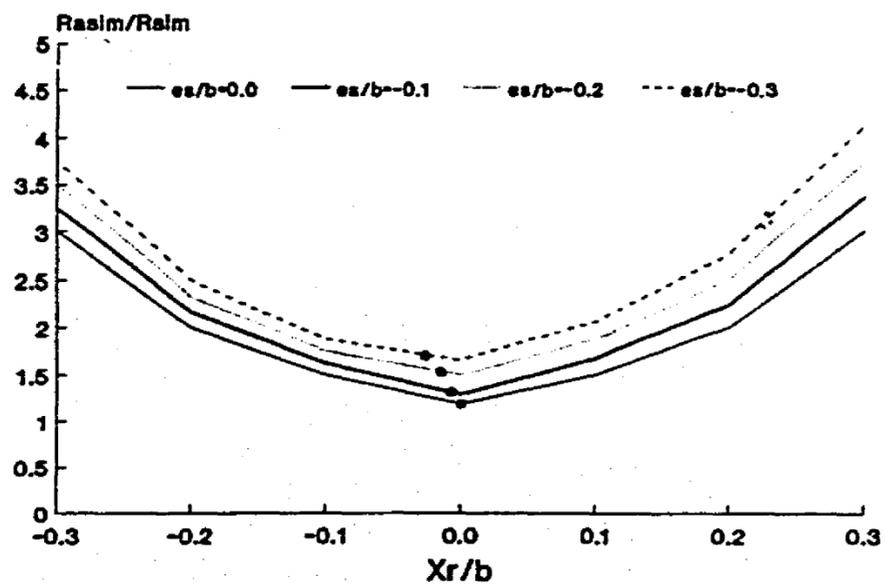
Fig 4.4. Incremento de la resistencia lateral total.



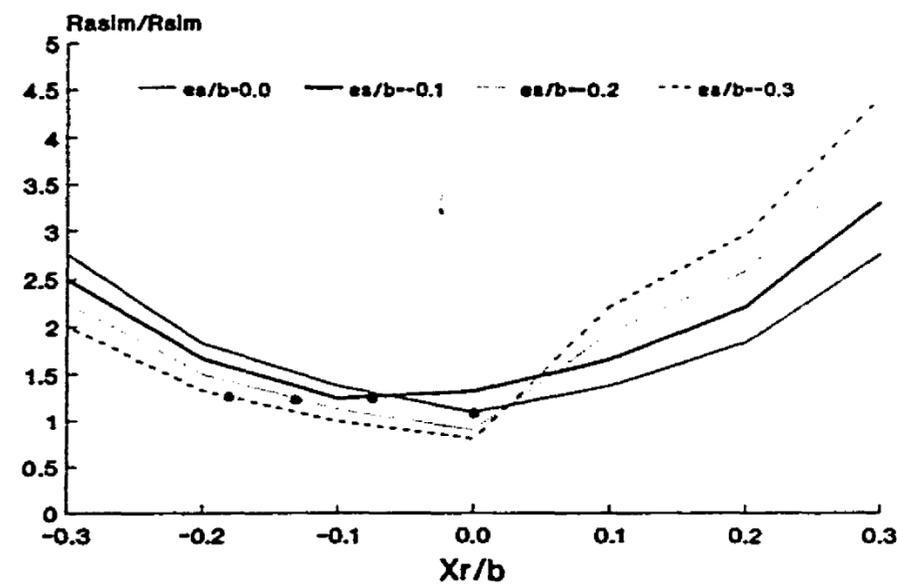
a) RDF87



b) ATC



c) NBCC



d) CEB

Fig 4.5. Relación entre la resistencia lateral total para un modelo asimétrico, respecto al simétrico, diseñados con diferentes reglamentos.

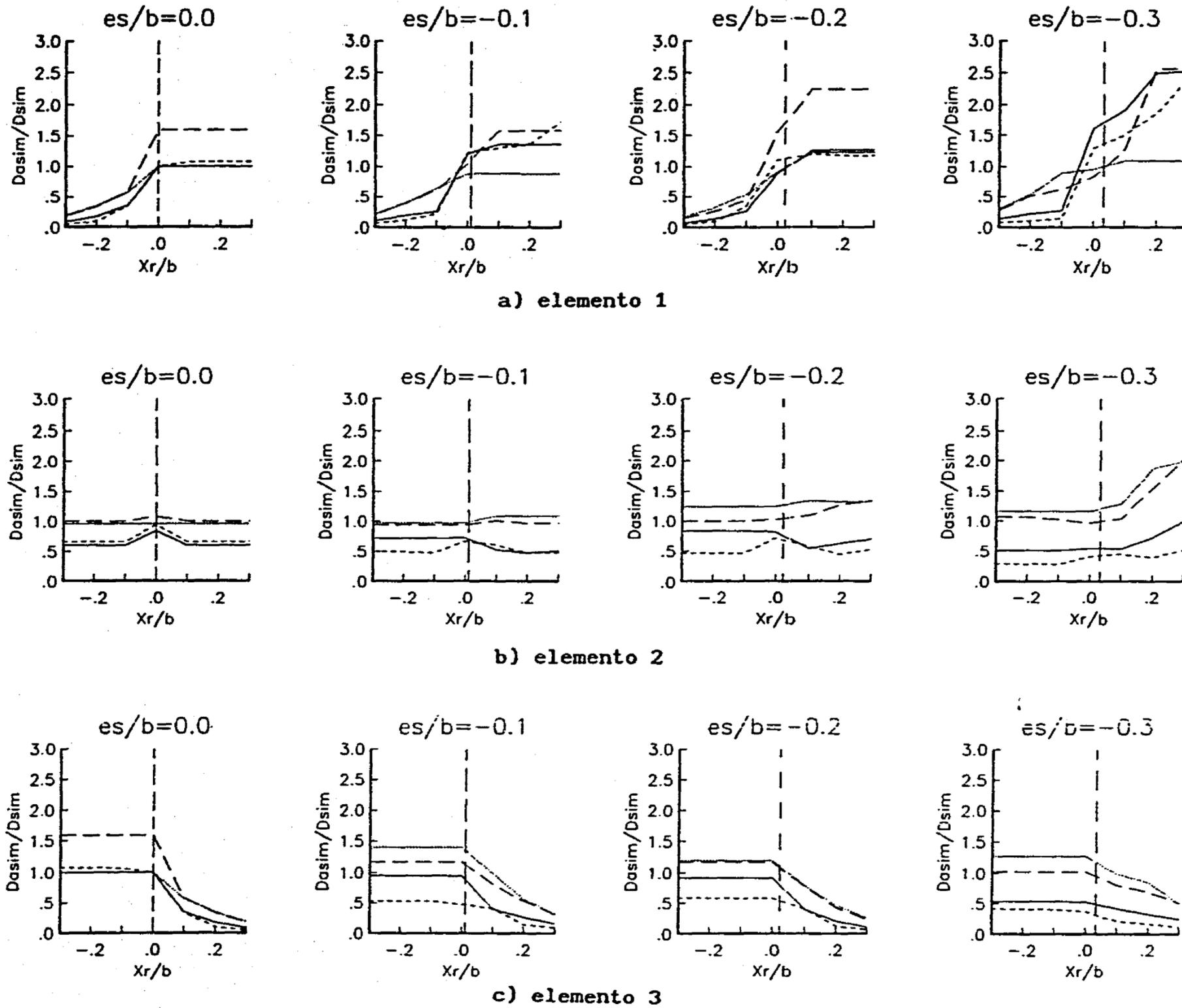
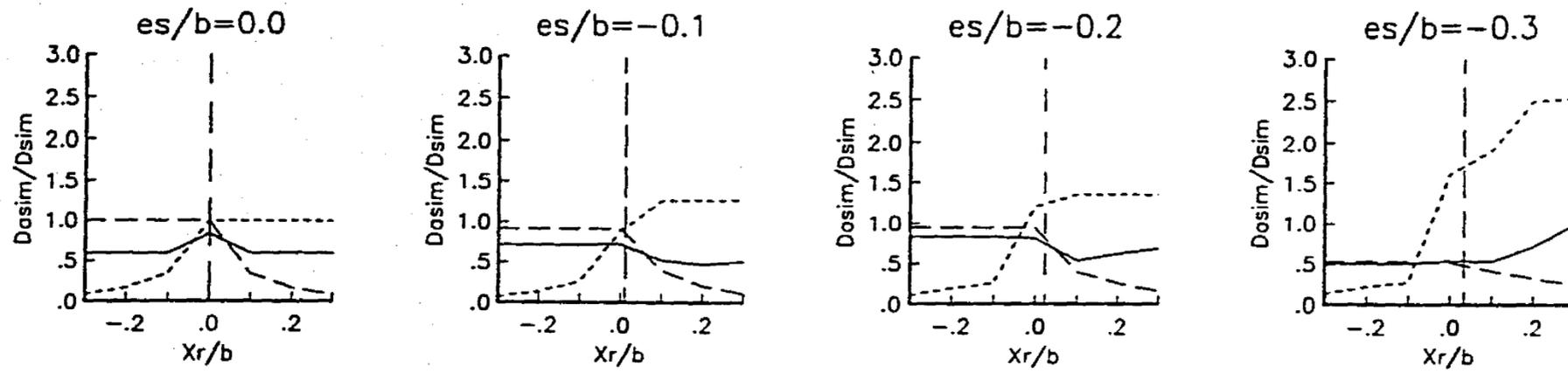
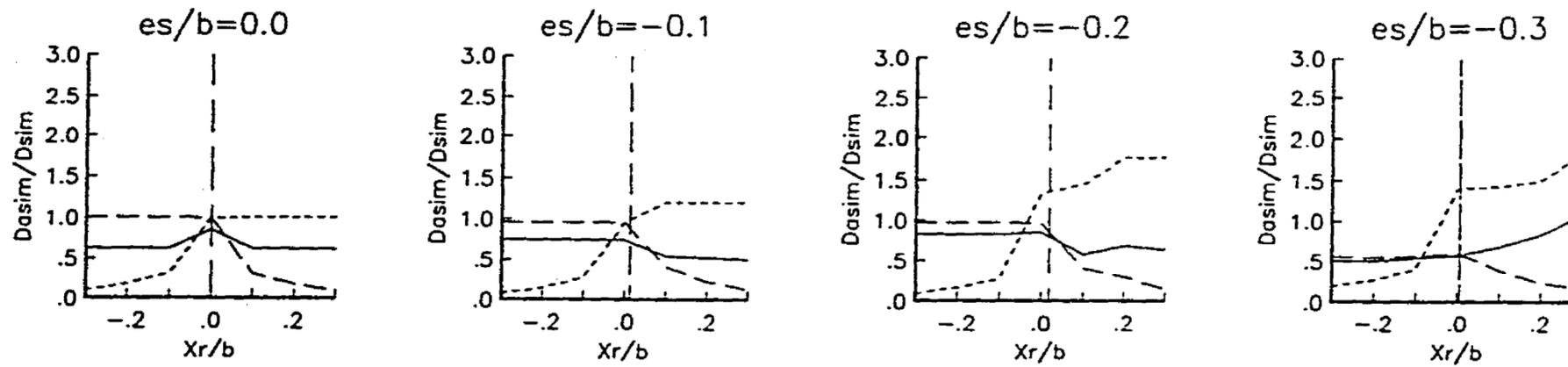


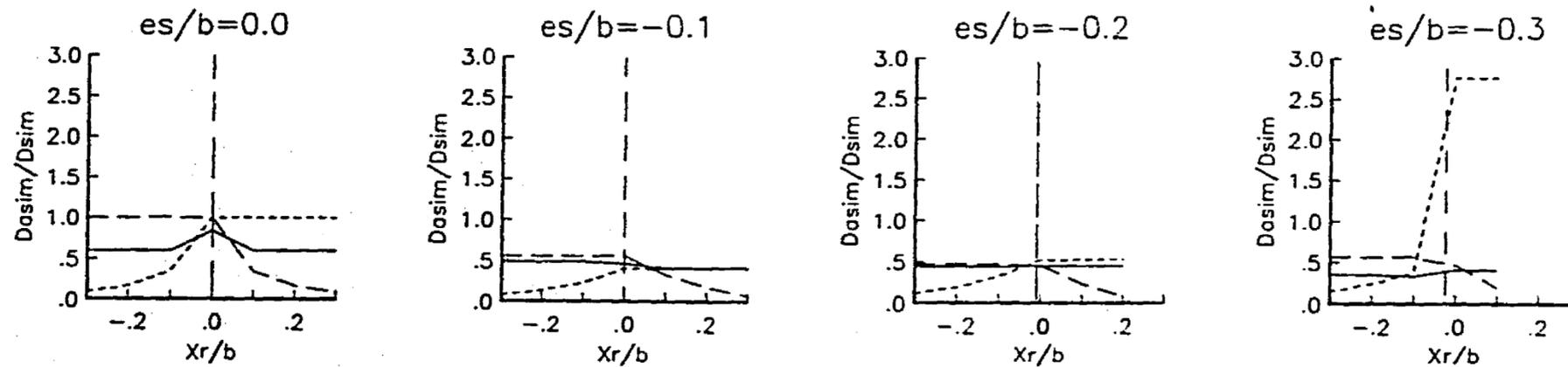
Fig 4.6. Efecto de la sobrerresistencia estructural sobre la relación de ductilidad máxima demandada, - - -FR=1.0, ___FR=1.5, ----FR=2.0,FR=3.0.



a) modelo excéntrico en rigideces, un extremo mayor ($D_{sim}=5.19$)



b) modelo excéntrico en rigideces, extremos balanceados ($D_{sim}=5.19$)



c) modelo excéntrico en masas ($D_{sim}=5.19$)

Fig 4.7. Ductilidad máxima demandada por los modelos estructurales,
.....elemento 1, _____ elemento 2, - - - elemento 3.

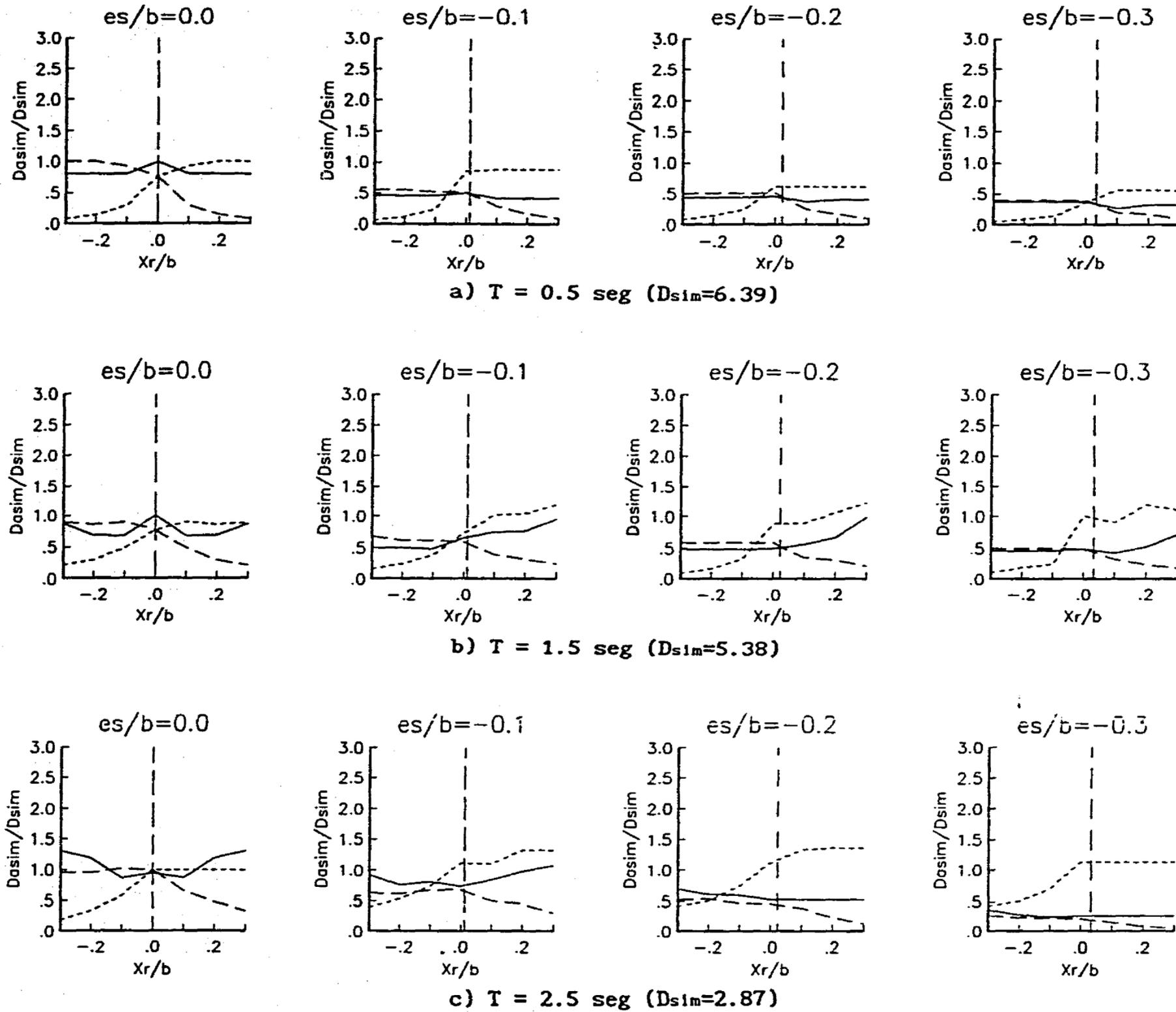


Fig 4.8. Efecto del periodo fundamental de vibración sobre la relación de ductilidad máxima demandada,elemento 1, _____ elemento 2, - - - elemento 3.

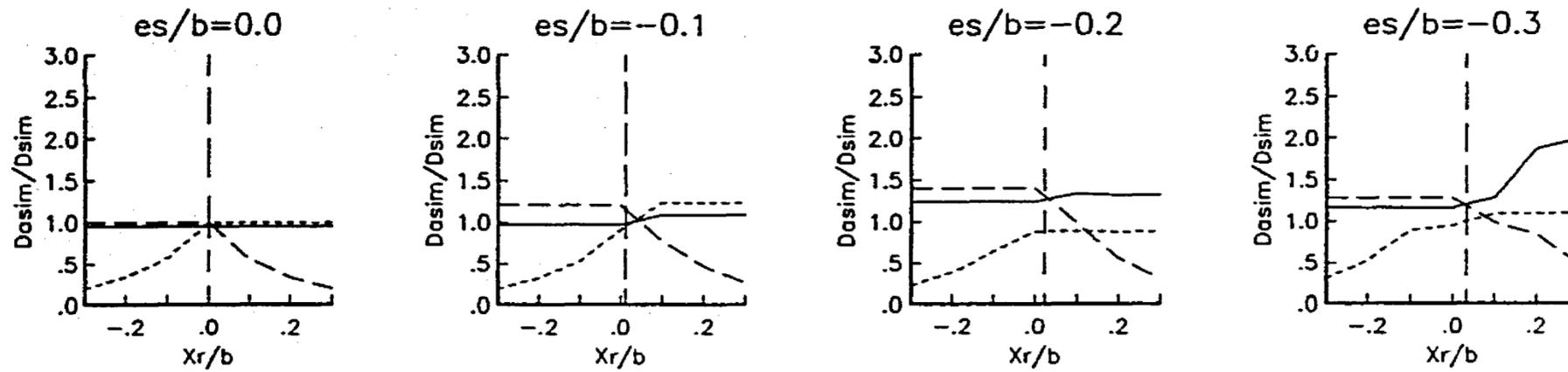
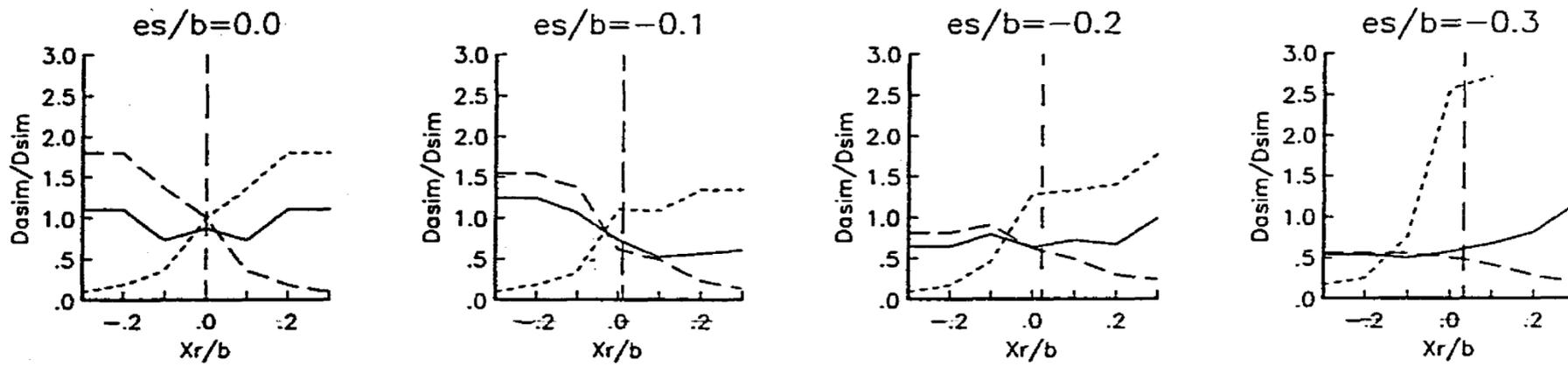
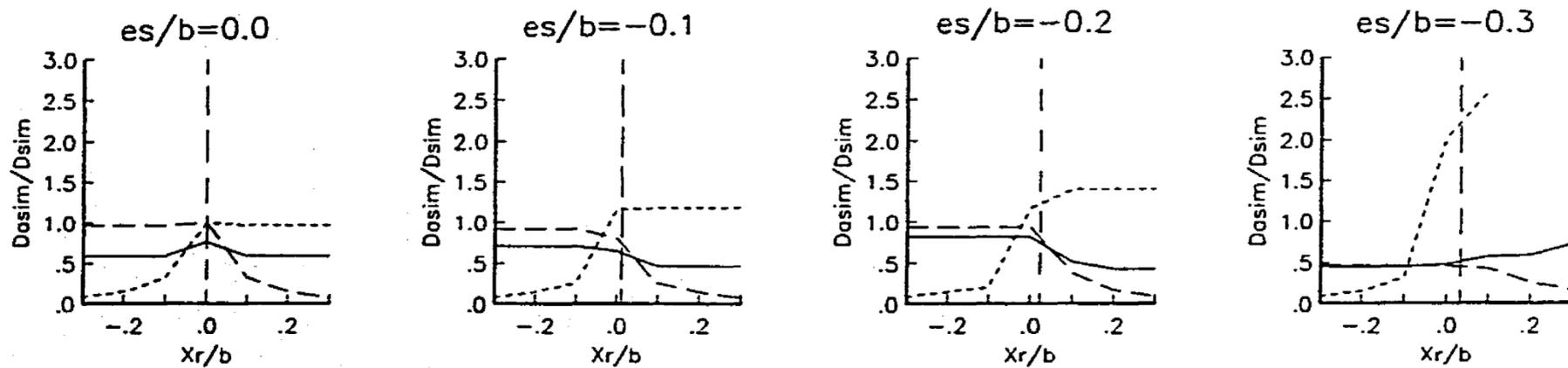


Fig 4.9. Modelo con factor de comportamiento sísmico $Q=2$ ($D_{sim}=1.39$),
elemento 1, _____elemento 2, - - -elemento 3.



a) $h/b=0.5$ ($D_{sim}=5.01$)



b) $h/b=2.0$ ($D_{sim}=5.79$)

Fig 4.10. Efecto de la relación de aspecto de la planta sobre la relación de ductilidad máxima demandada,elemento 1, _____elemento 2, - - -elemento 3.

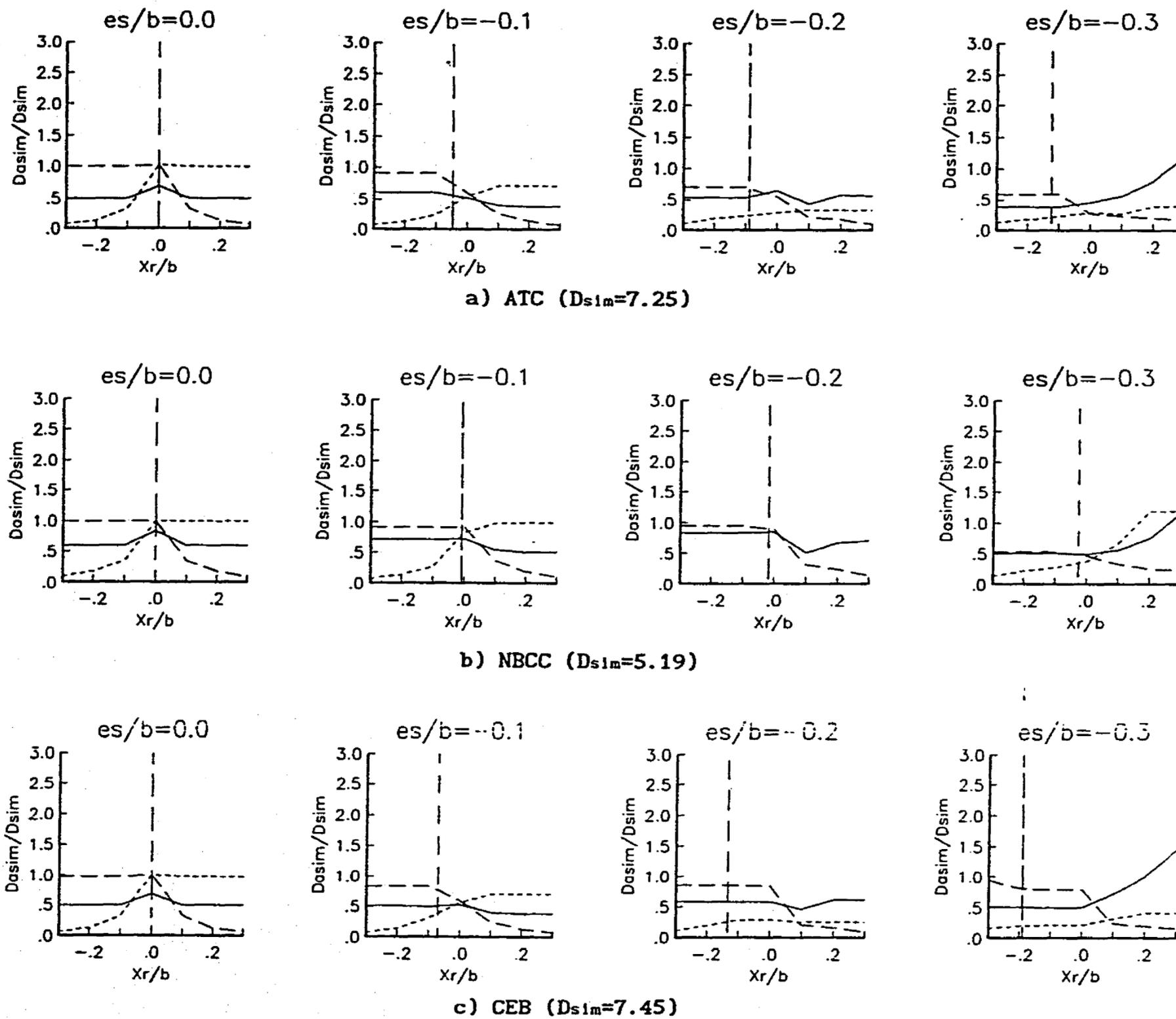


Fig 4.11. Relación de ductilidad máxima demandada por los modelos diseñados con diferentes reglamentos,elemento 1, _____elemento 2, - - -elemento 3.

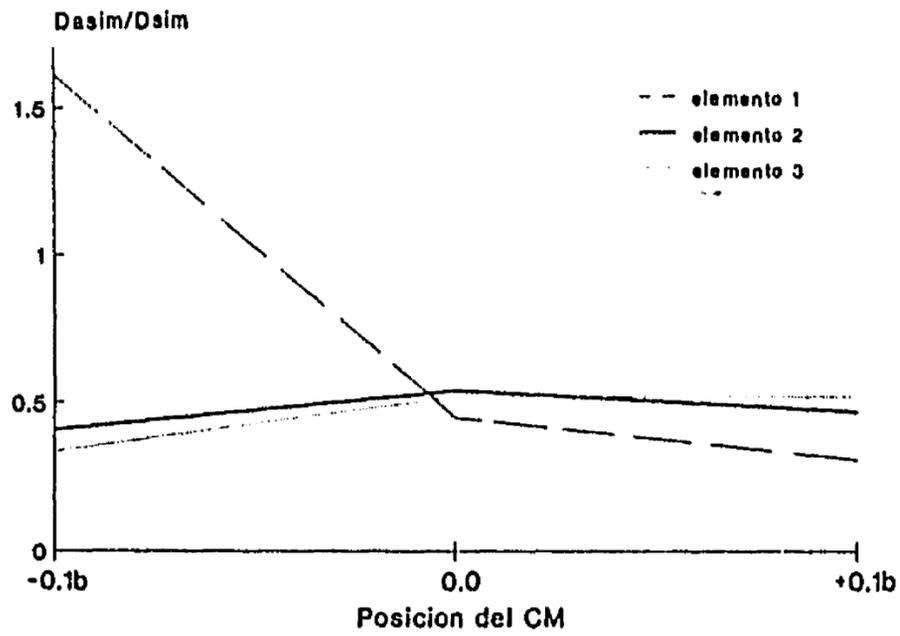


Fig 4.12. Relación de ductilidad máxima demandada para diferentes posiciones del CM, RDF87, $es/b = -0.3$.

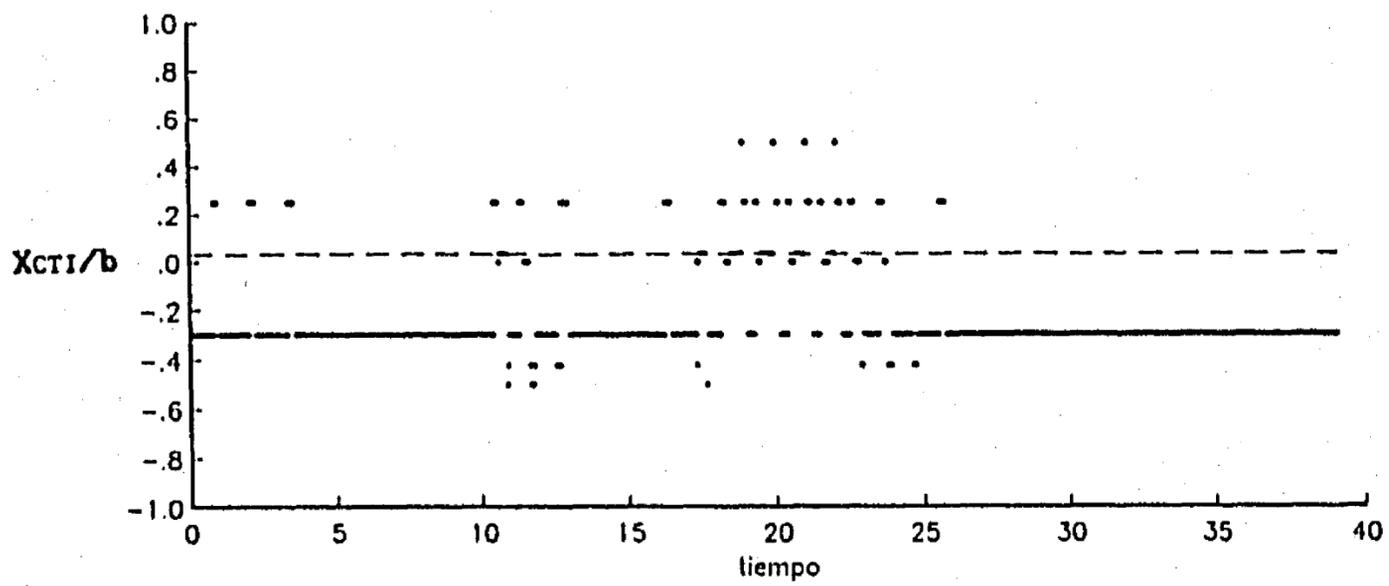


Fig 4.13. Historia del centro de torsión instantáneo para CM en -0.1b, criterio RDF87.

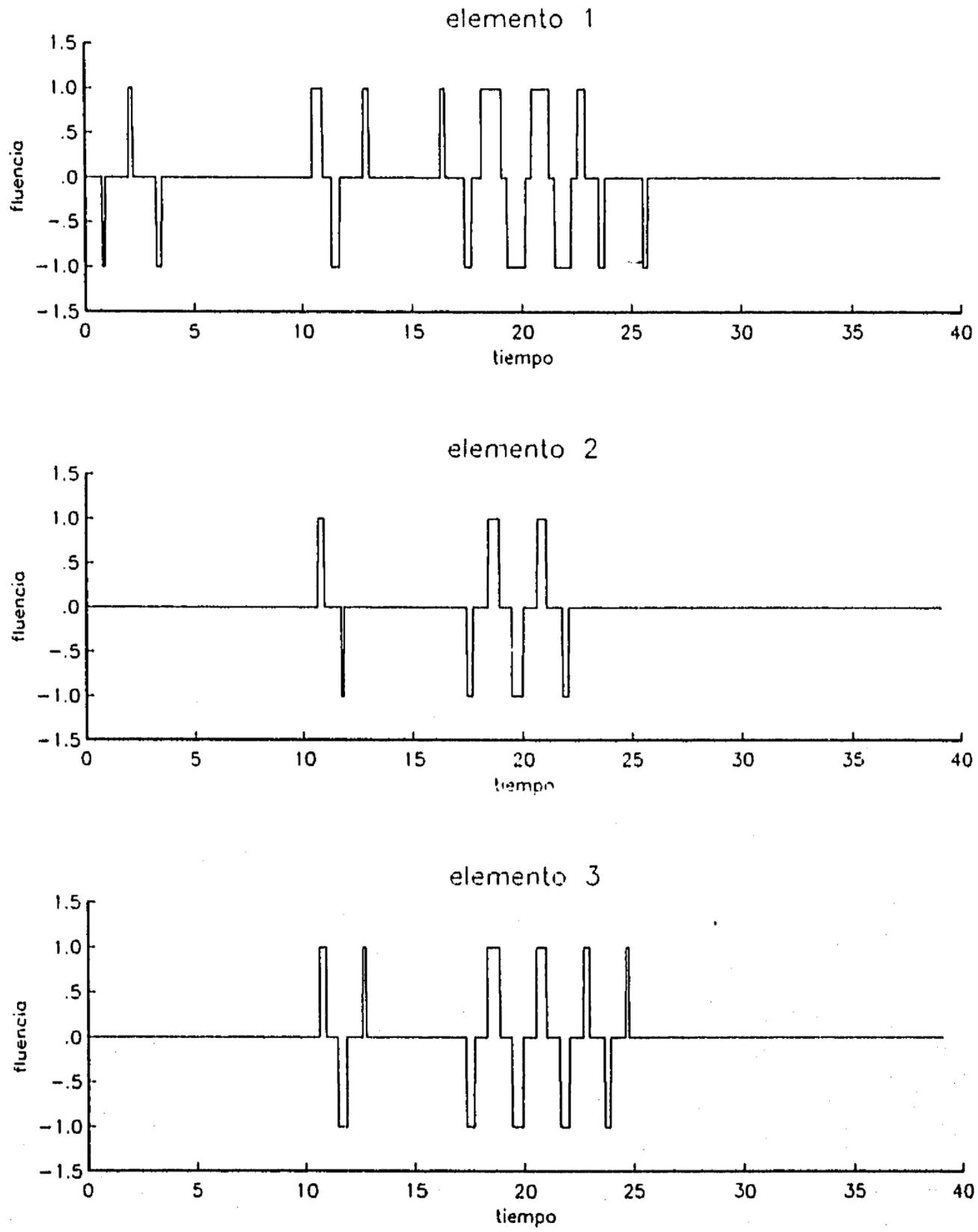


Fig 4.14. Historia de fluencia de los elementos estructurales para CM en -0.1b, criterio RDF87.

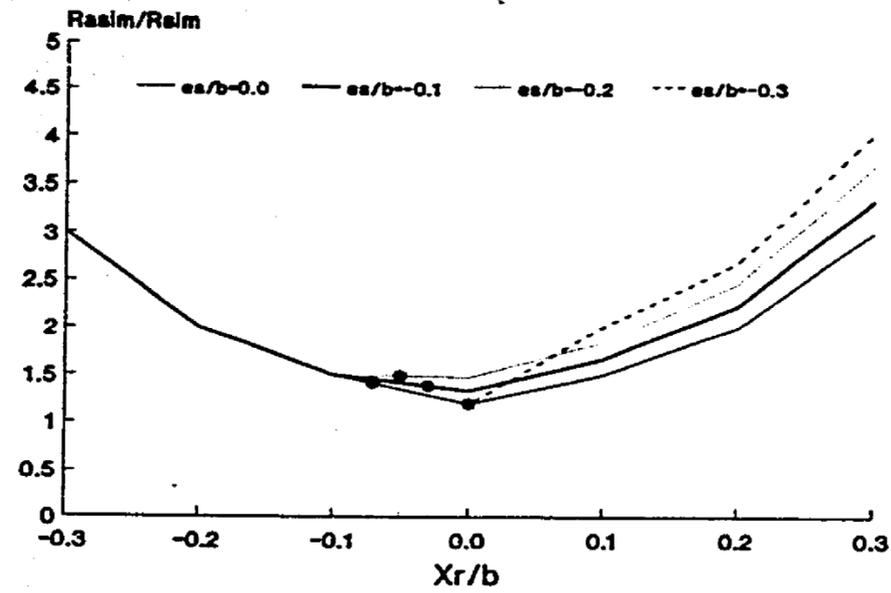


Fig 4.15. Incremento de la resistencia lateral total para diseños con el CRIT1.

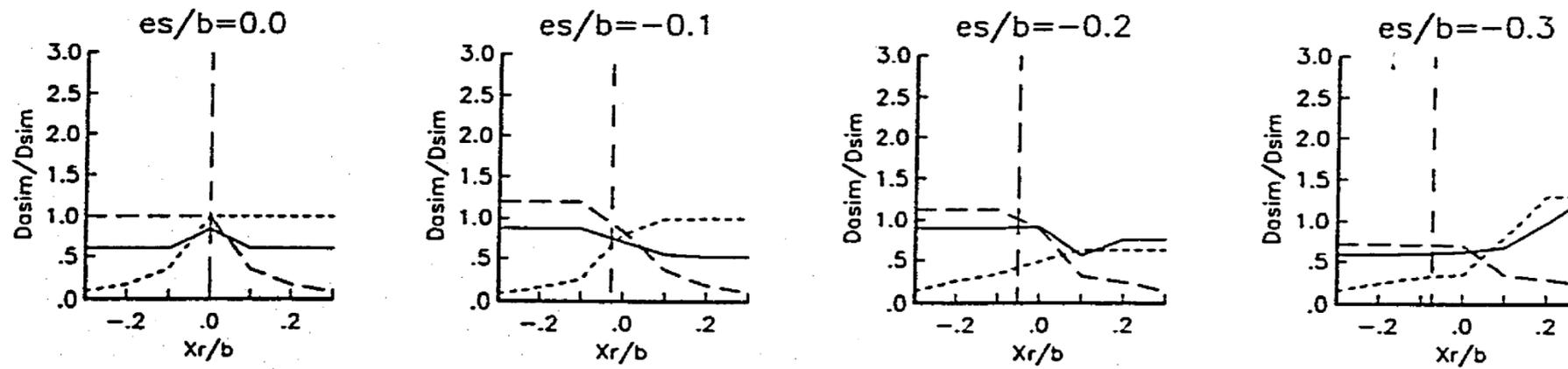


Fig 4.16. Relación de ductilidad máxima demandada por los modelos diseñados con el CRIT1 ($D_{sim}=5.19$),elemento 1, _____ elemento 2, - - -elemento 3.

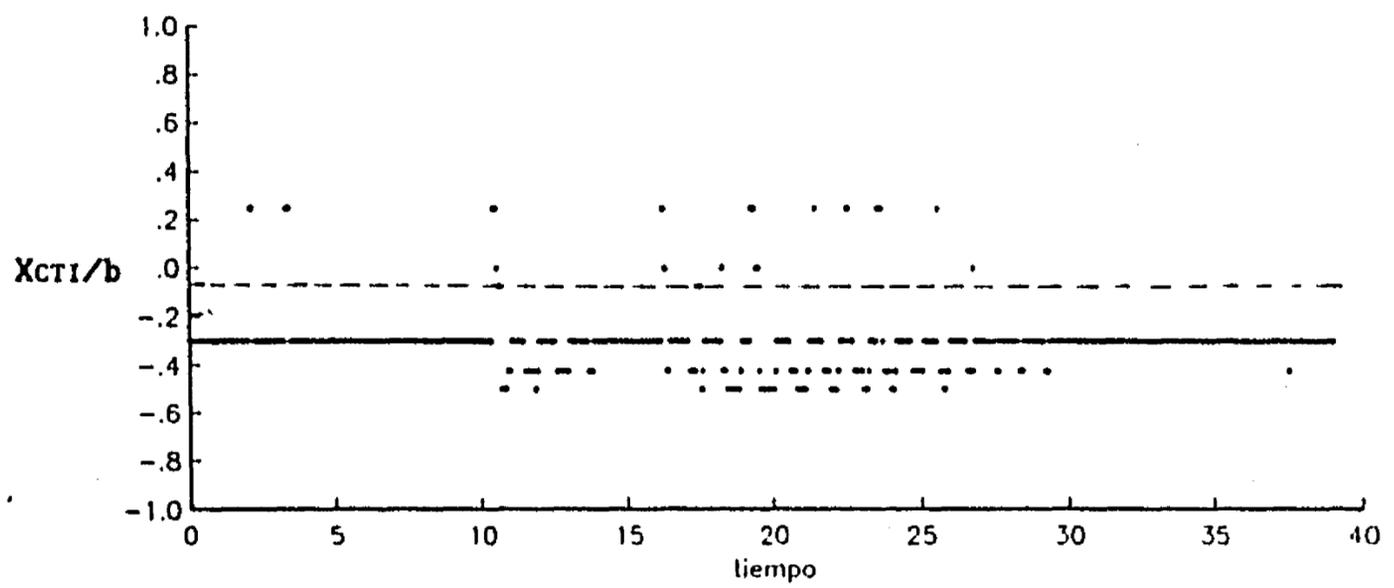


Fig 4.17. Historia del centro de torsión instantáneo para CM en $-0.1b$, criterio CRIT1.

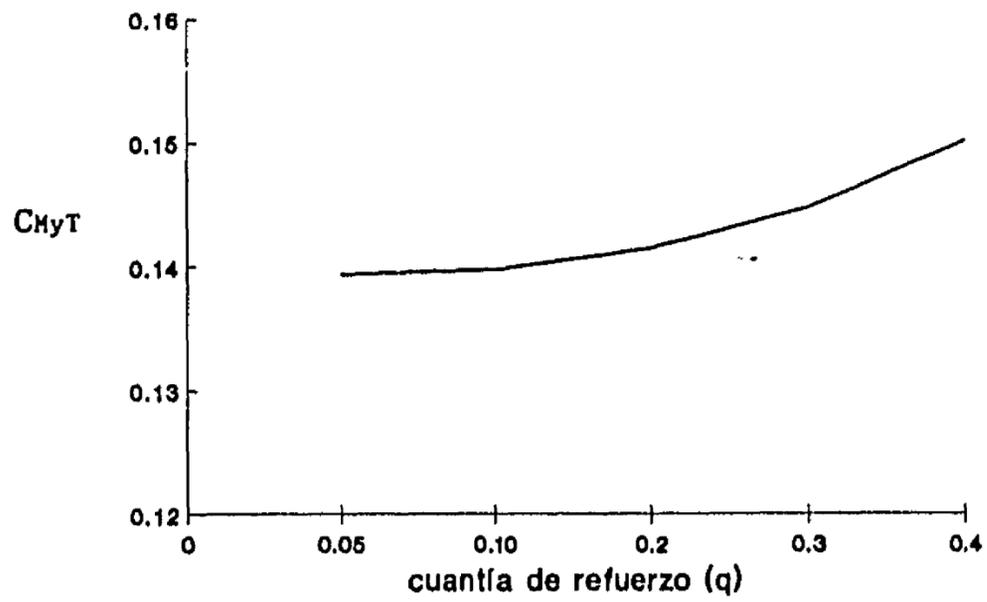


Fig 5.1. Coeficiente de variación de la resistencia a flexión de traves.

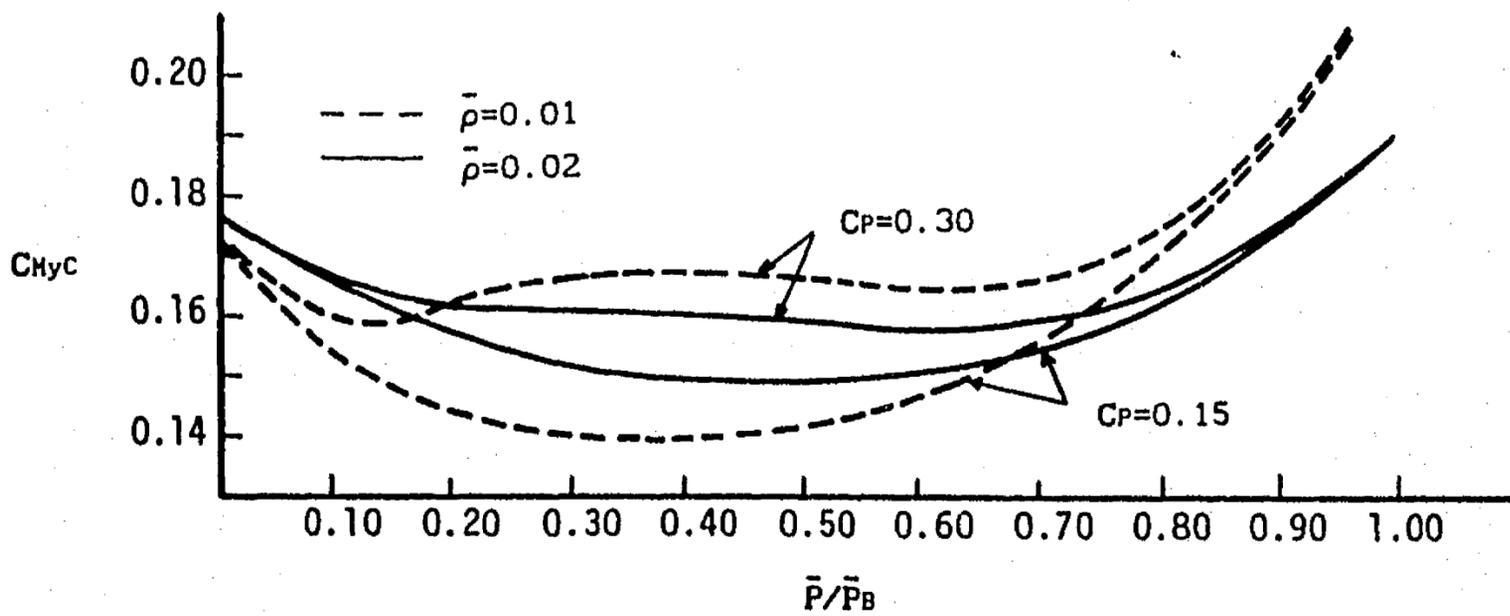


Fig 5.2. Coeficiente de variación de la resistencia a flexión de columnas con refuerzo simétrico (ref 65).

$$D_N = \max |F(x) - F_N(x)|$$

donde

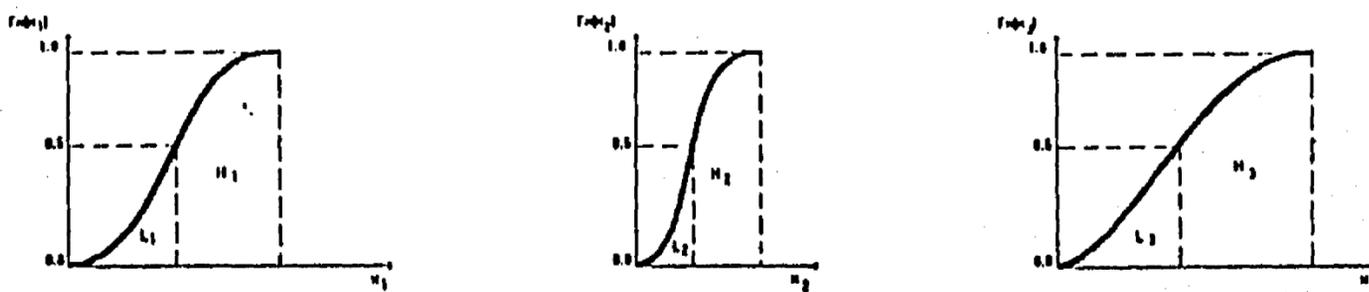
$F(x)$ = FDP teórica
 $F_N(x)$ = FDP simulada

$$\text{Prob}(D_N < \epsilon) = \alpha$$

ϵ	α		
	0.90	0.95	0.99
0.10	150	185	265
0.05	600	740	1060
0.01	15000	18500	26500

Fig 5.3. Número de simulaciones de Monte Carlo con muestreo aleatorio, necesarias para tener una probabilidad α de cometer un error menor que ϵ , ref 68.

Sean tres v.a.: x_1, x_2, x_3 , con

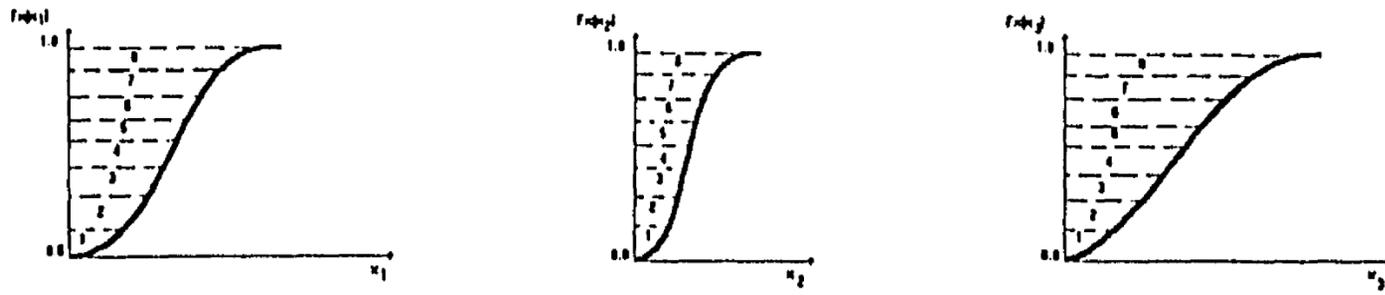


simulación	variable aleatoria		
	1	2	3
1	L ₁	L ₂	L ₃
2	H ₁	L ₂	L ₃
3	L ₁	H ₂	L ₃
4	H ₁	H ₂	L ₃
5	L ₁	L ₂	H ₃
6	H ₁	L ₂	H ₃
7	L ₁	H ₂	H ₃
8	H ₁	H ₂	H ₃

simulaciones = (# estratos) # v.a.

Fig 5.4. Número de simulaciones de Monte Carlo con muestreo factorial estratificado para tres v.a. y dos estratos.

Sean tres v.a.: x_1, x_2, x_3 , con FDP conocida, dividida en 8 intervalos como sigue



simulación	variable aleatoria		
	1	2	3
1	1	7	5
2	6	1	7
3	3	6	4
4	8	2	1
5	2	4	8
6	5	8	3
7	7	3	6
8	4	5	2

permutaciones aleatorias

simulaciones = # estratos

Fig 5.5. Muestreo del cuadrado latino para el Método de Monte Carlo.

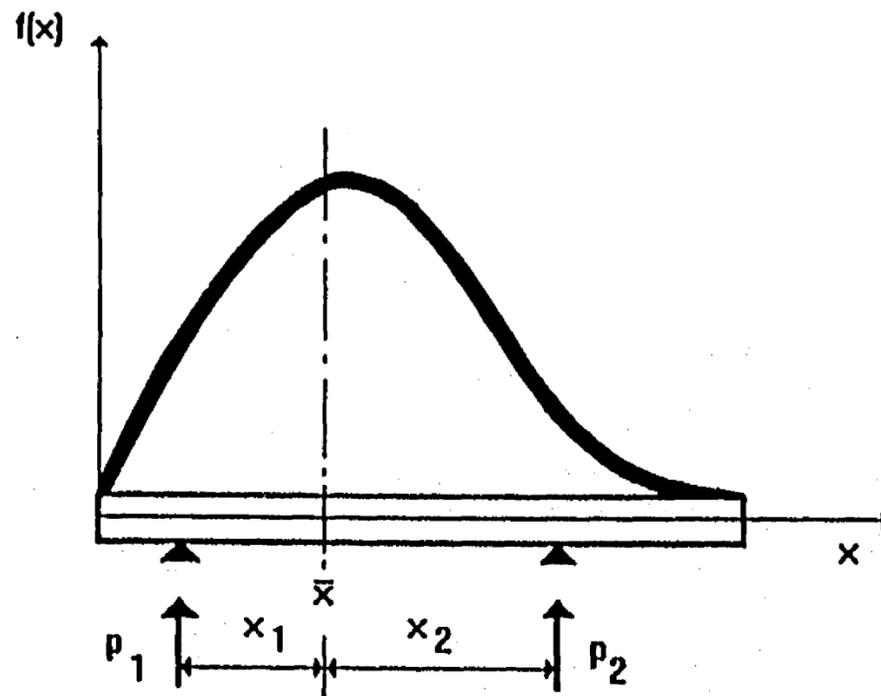


Fig 5.6. Analogía de una viga cargada apoyada en dos puntos para el método de estimaciones bipuntuales.

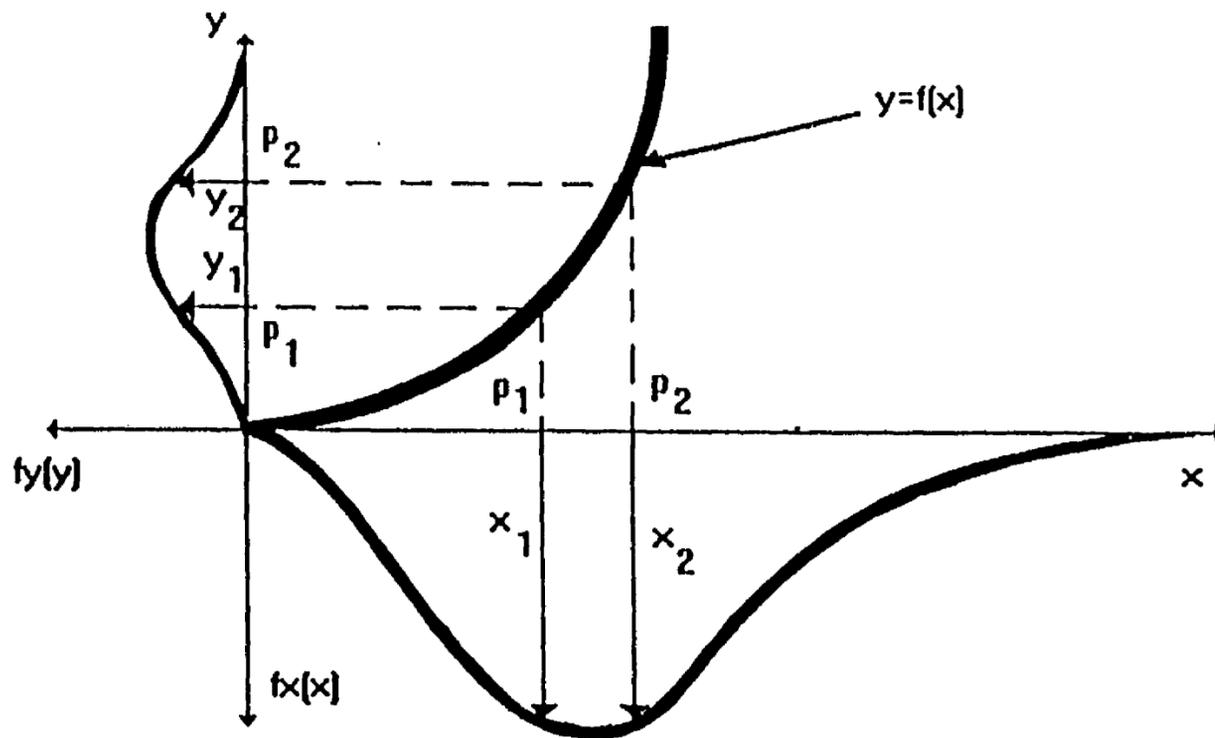


Fig 5.7. Representación esquemática de la información estimada para una función de una v.a.

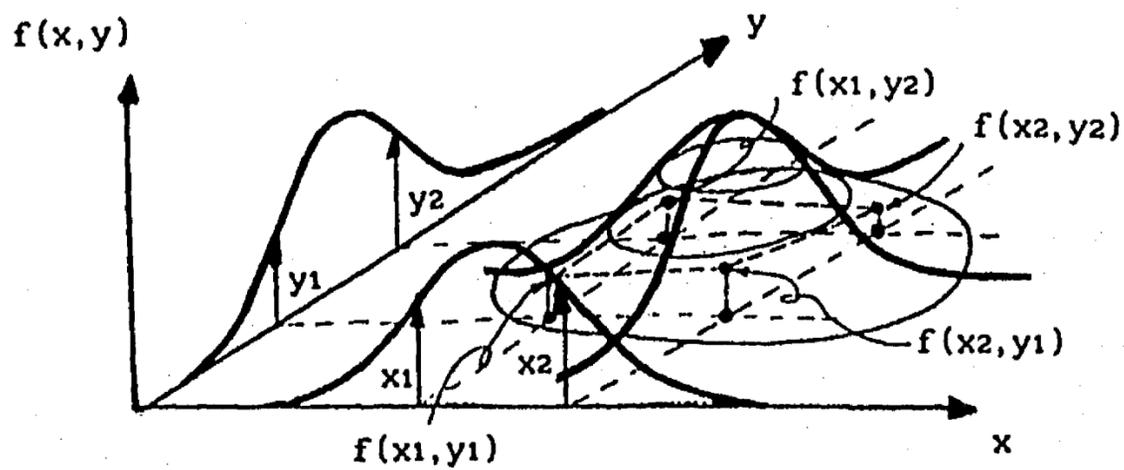


Fig 5.8. Representación esquemática de la información estimada para una función de dos v.a.

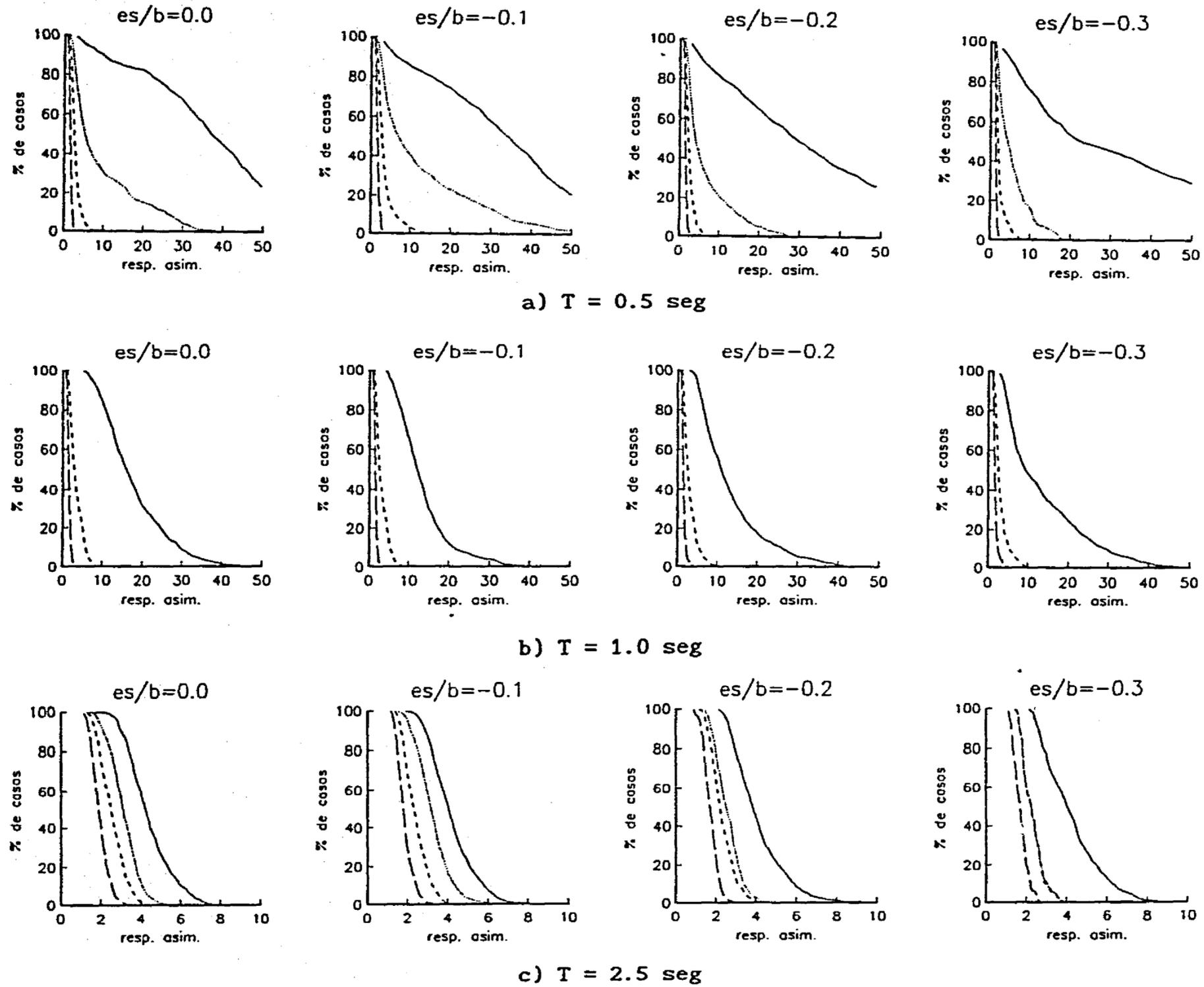
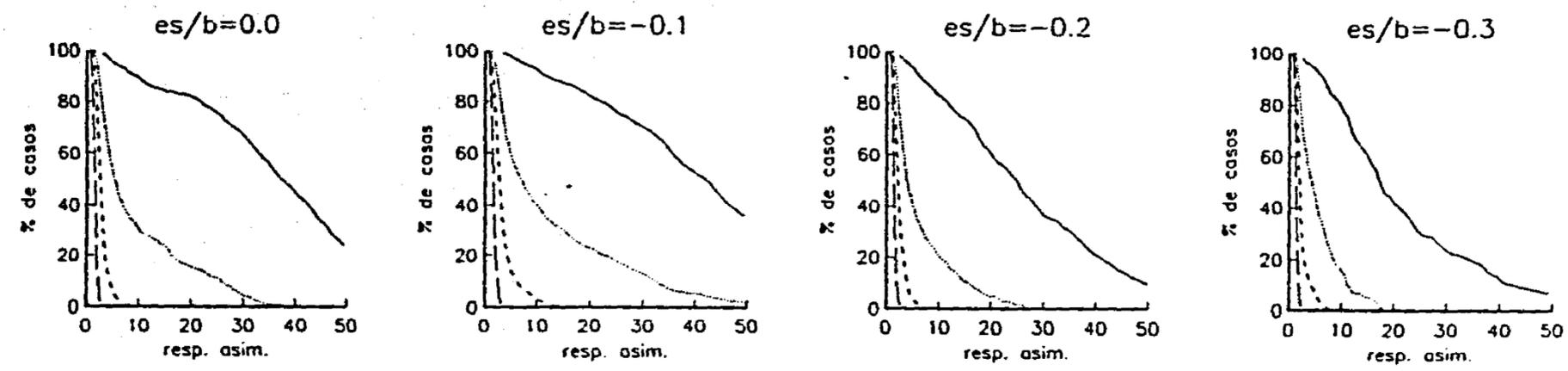
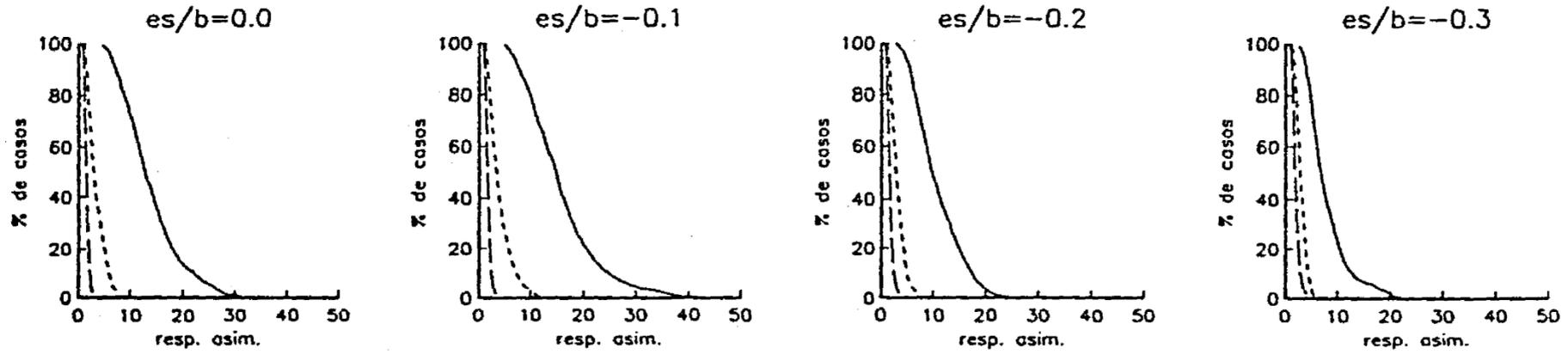


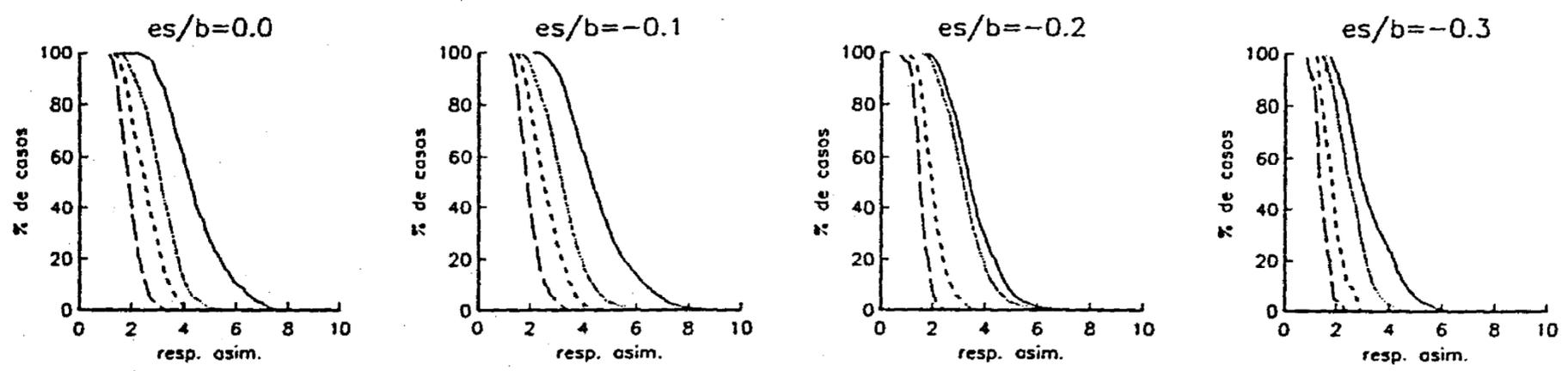
Fig 6.1. Ductilidad máxima demandada, RDF87, $Q=4$, $\rho=0.0$, _____FR=1.0,FR=1.5, ----FR=2.0, - - -FR=3.0.



a) $T = 0.5$ seg



b) $T = 1.0$ seg



c) $T = 2.5$ seg

Fig 6.2. Ductilidad máxima demandada, CRIT1, $Q=4$, $\rho=0.0$, --- FR=1.0, \dots FR=1.5, --- FR=2.0, - - FR=3.0.

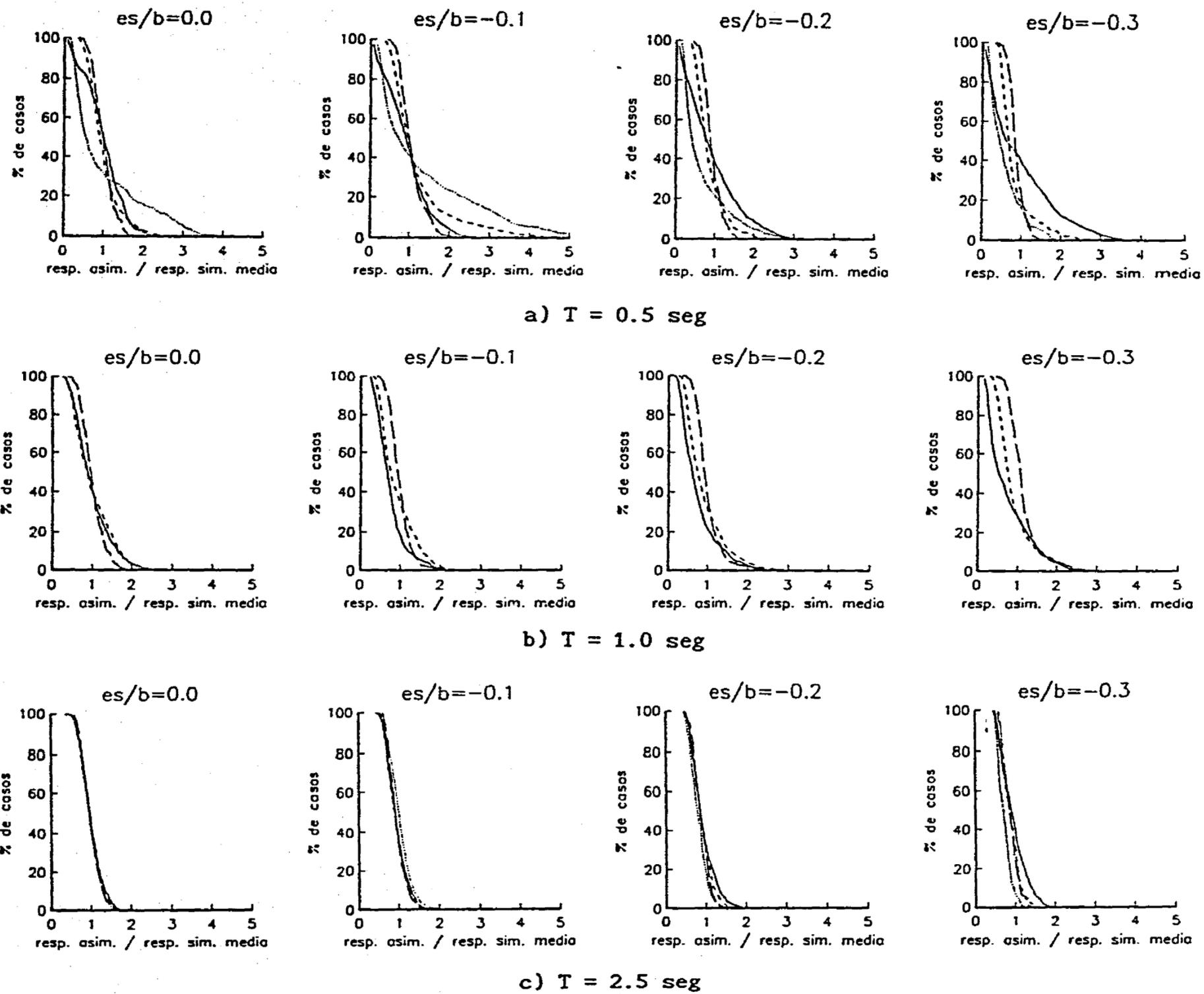
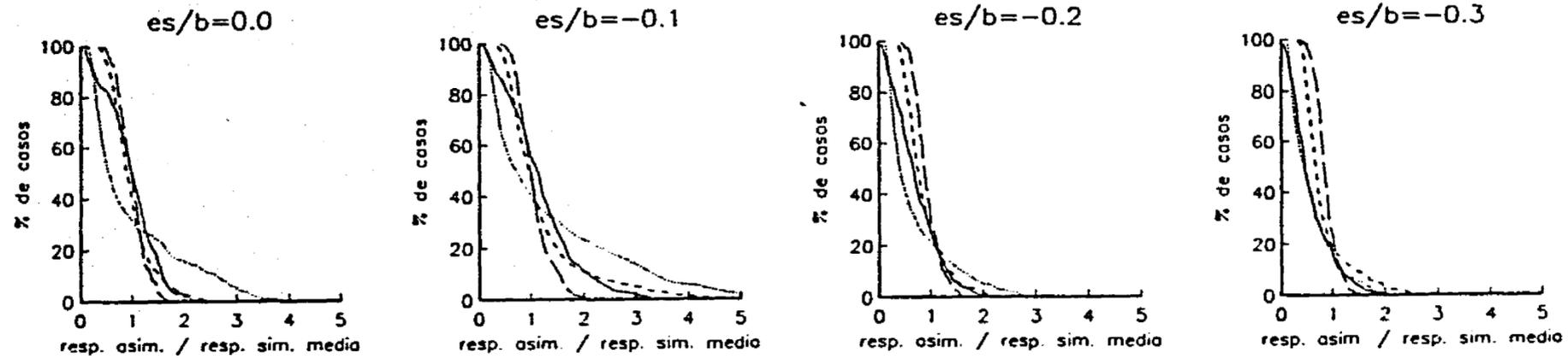
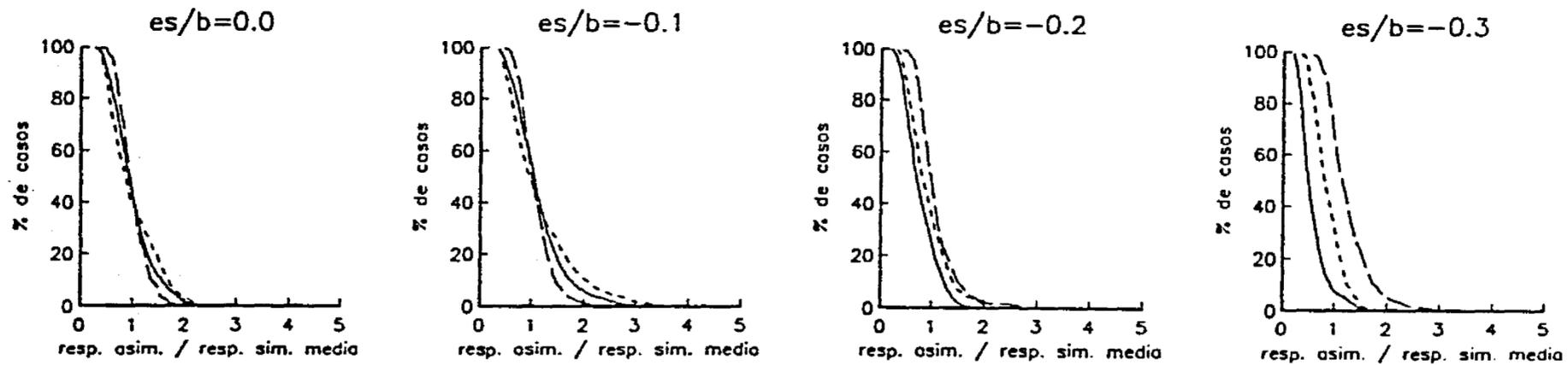


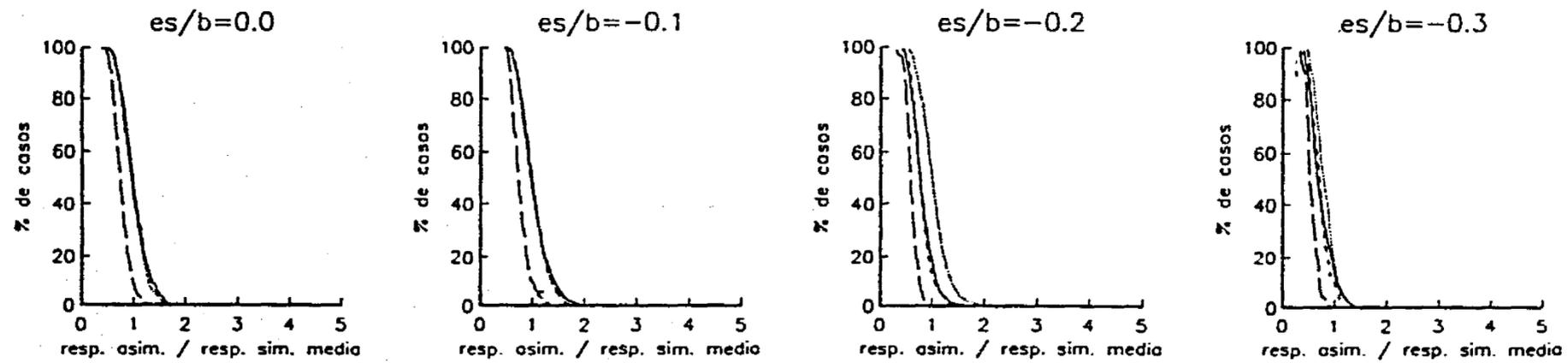
Fig 6.3. Relación de ductilidad máxima demandada, RDF87, $Q=4$, $\rho=0.0$,
 _____ $FR=1.0$, $FR=1.5$, ----- $FR=2.0$, - - - $FR=3.0$.



a) T = 0.5 seg

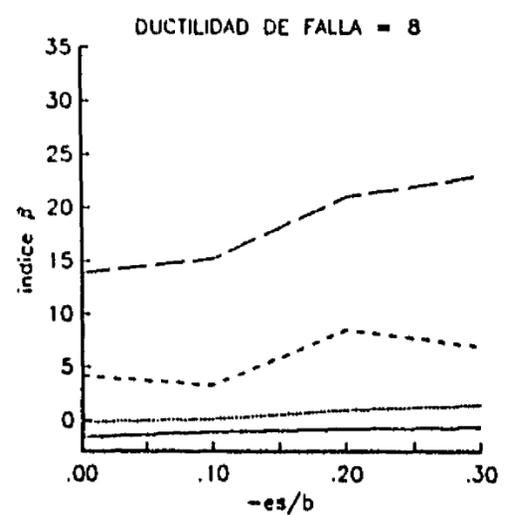
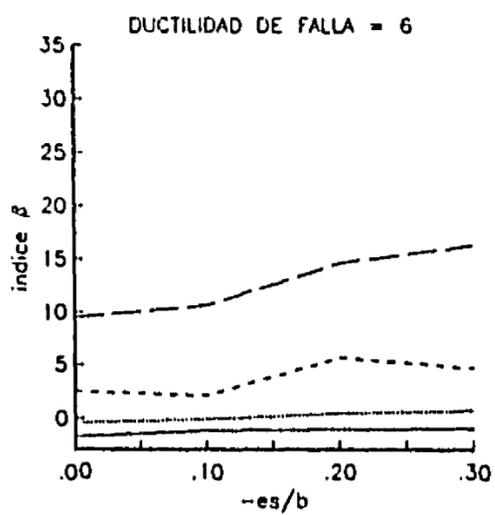
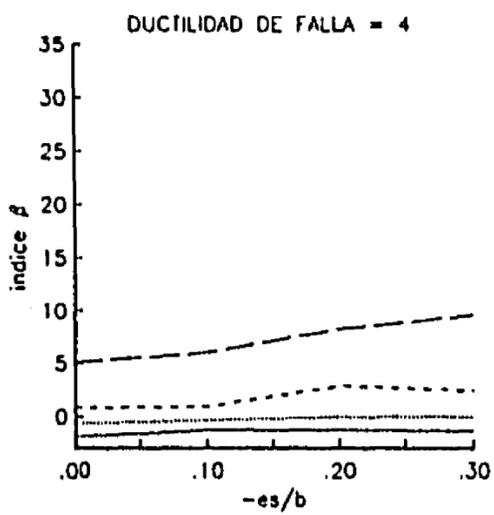


b) T = 1.0 seg

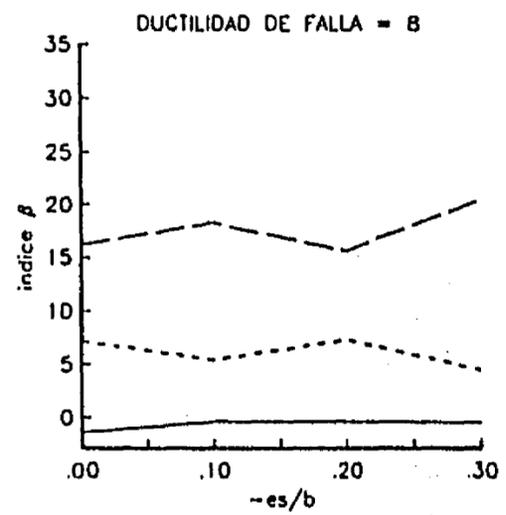
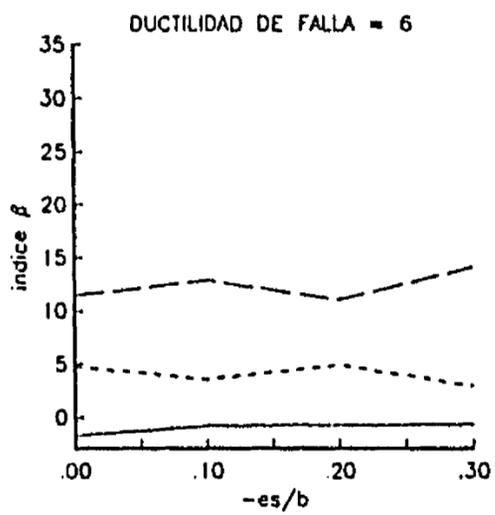
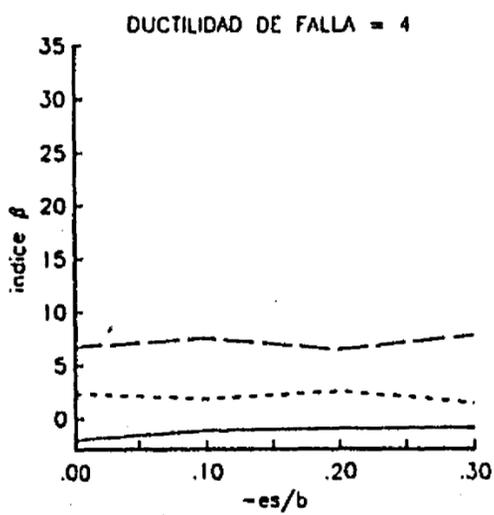


c) T = 2.5 seg

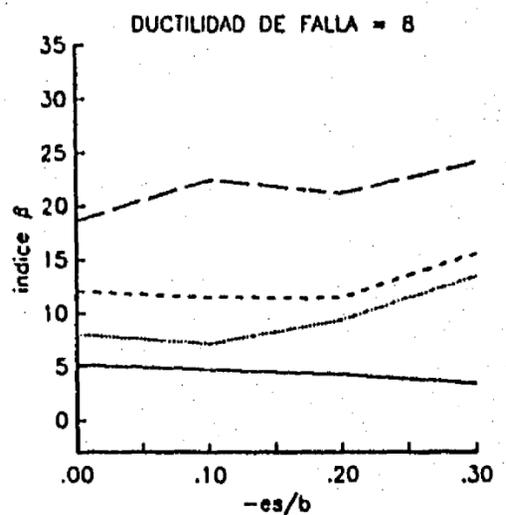
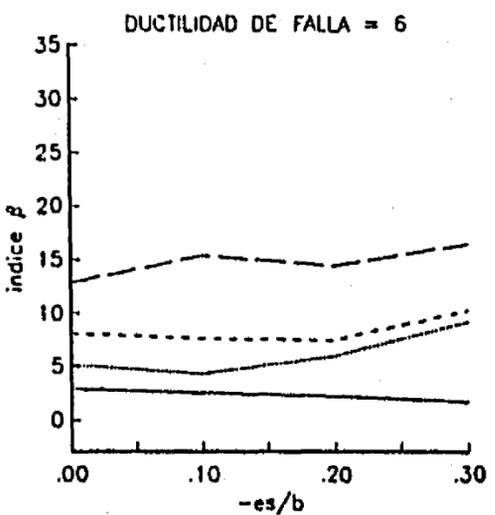
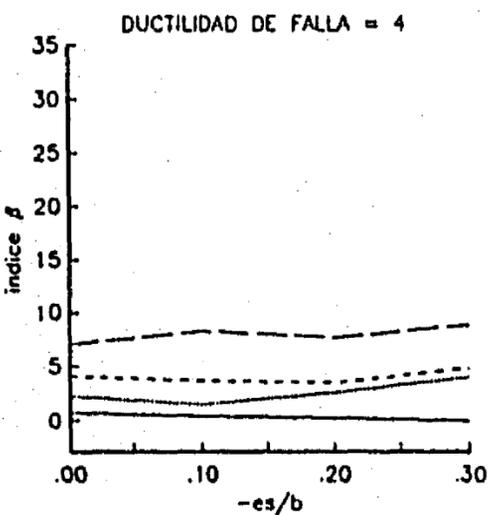
Fig 6.4. Relación de ductilidad máxima demandada, CRIT1, $Q=4$, $\rho=0.0$,
 _____FR=1.0,FR=1.5, ----FR=2.0, - - -FR=3.0.



a) T = 0.5 seg

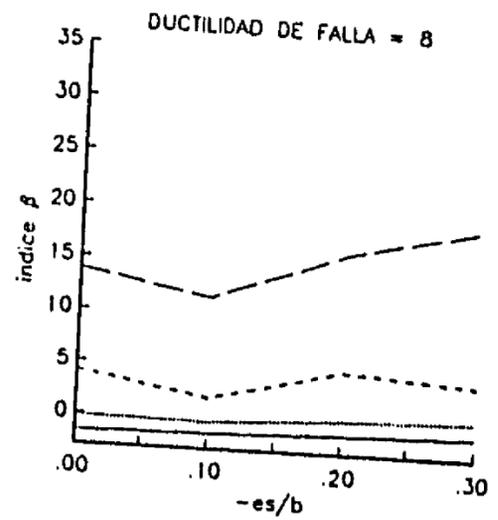
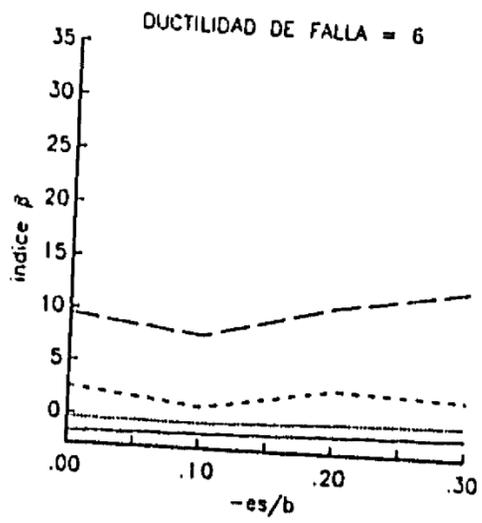
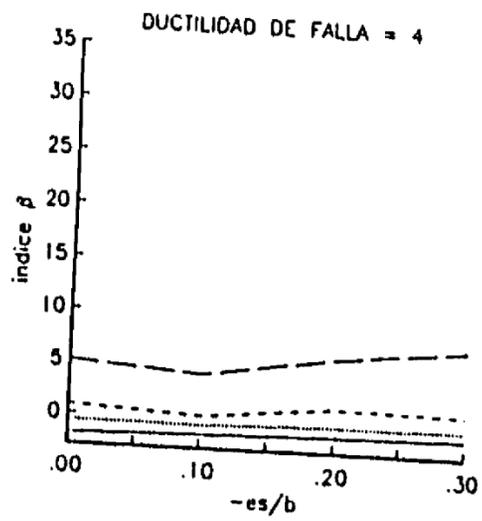


b) T = 1.0 seg

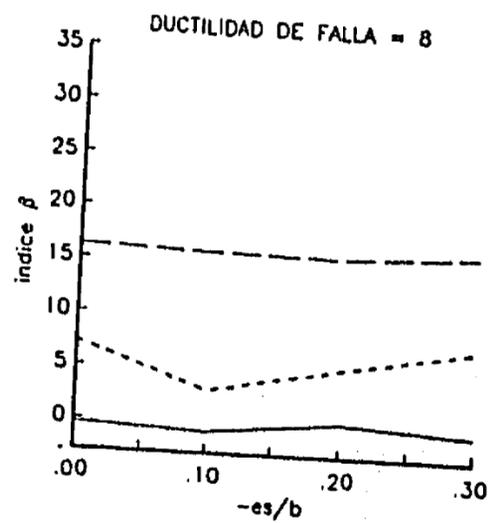
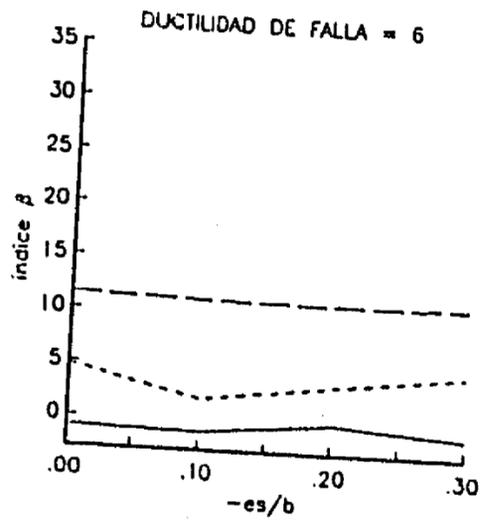
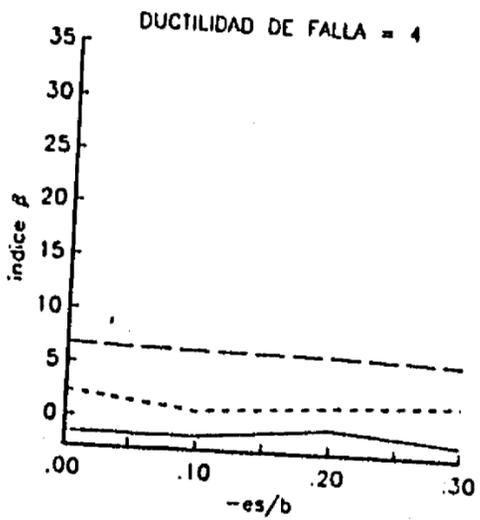


c) T = 2.5 seg

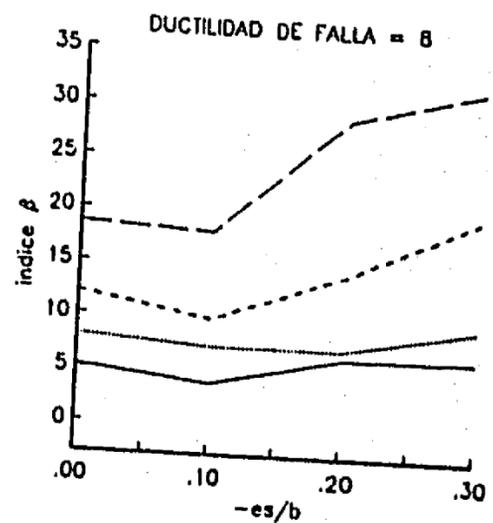
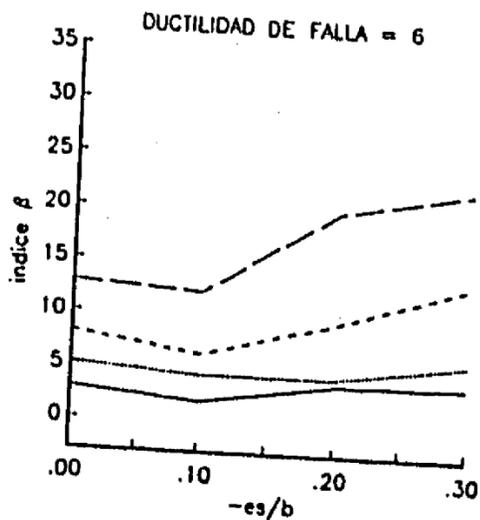
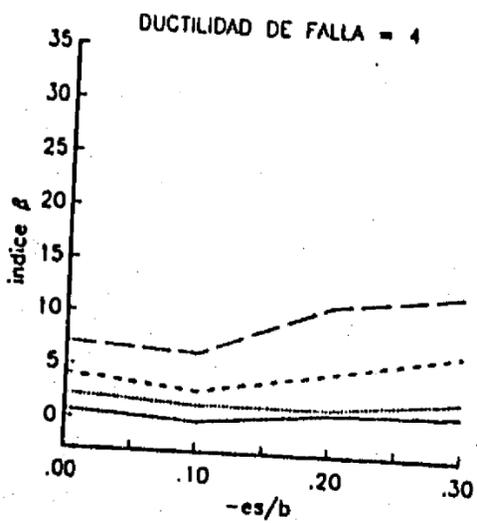
Fig 6.5. Indice de confiabilidad β , RDF87, Q=4, $\rho=0.0$, FR=1.0,
FR=1.5, ----FR=2.0, - - -FR=3.0.



a) T = 0.5 seg



b) T = 1.0 seg



c) T = 2.5 seg

Fig 6.6. Indice de confiabilidad β , CRIT1, Q=4, $\rho=0.0$, $\underline{\quad}$ FR=1.0, \cdots FR=1.5, --- FR=2.0, - - FR=3.0.

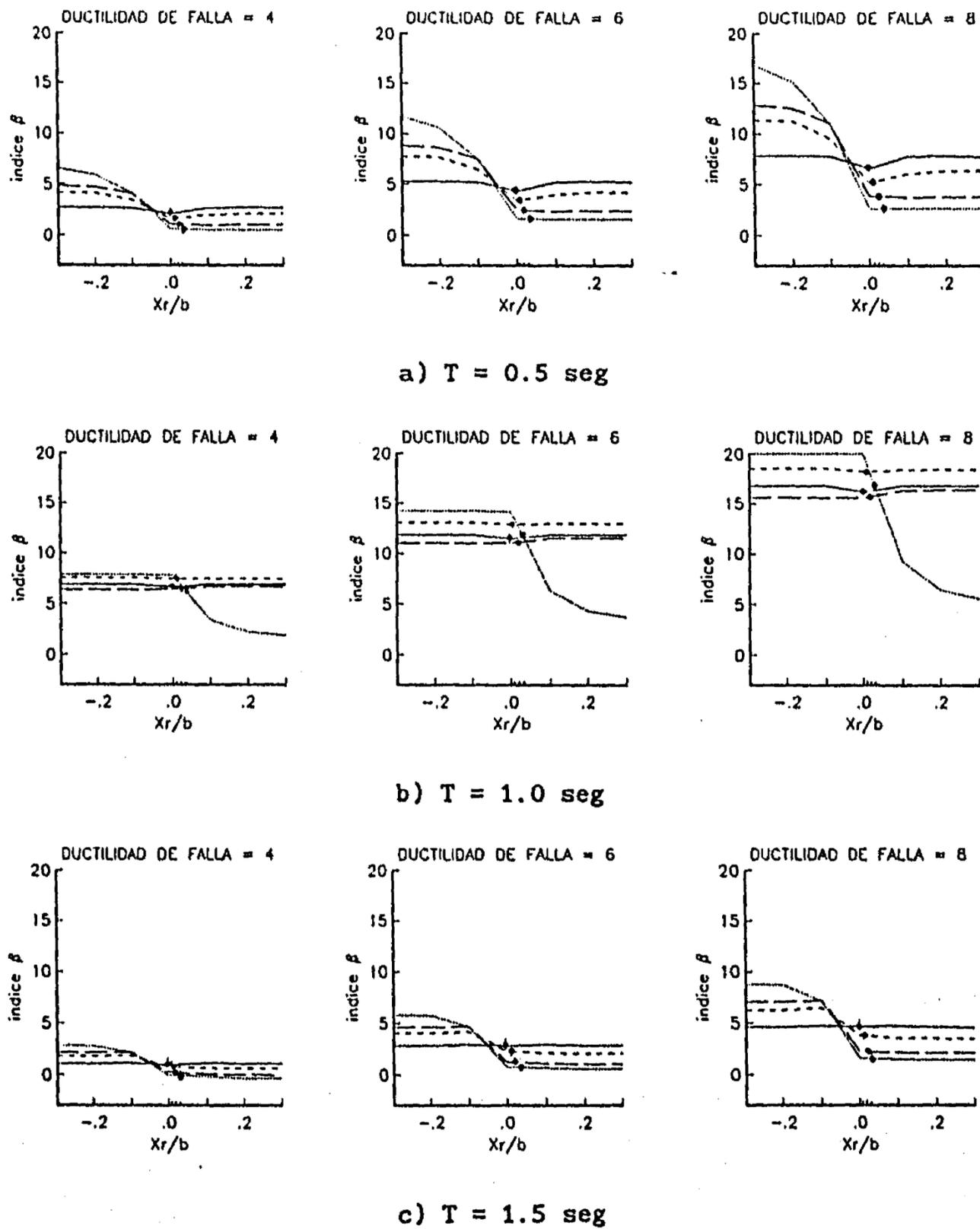
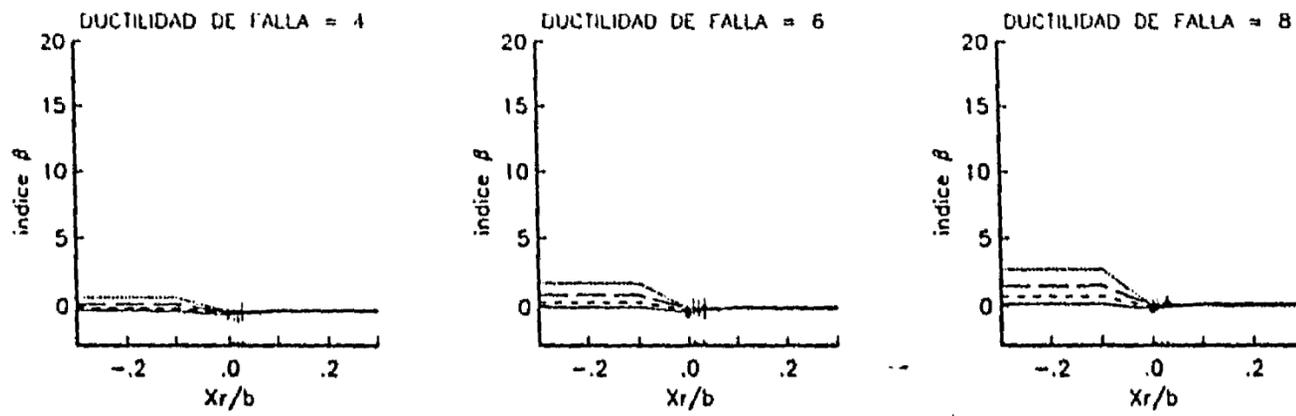
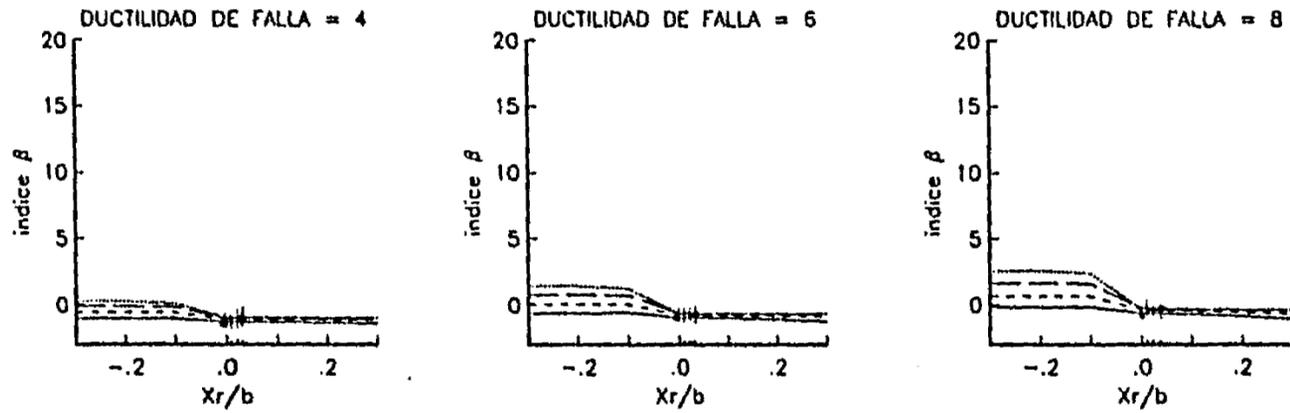


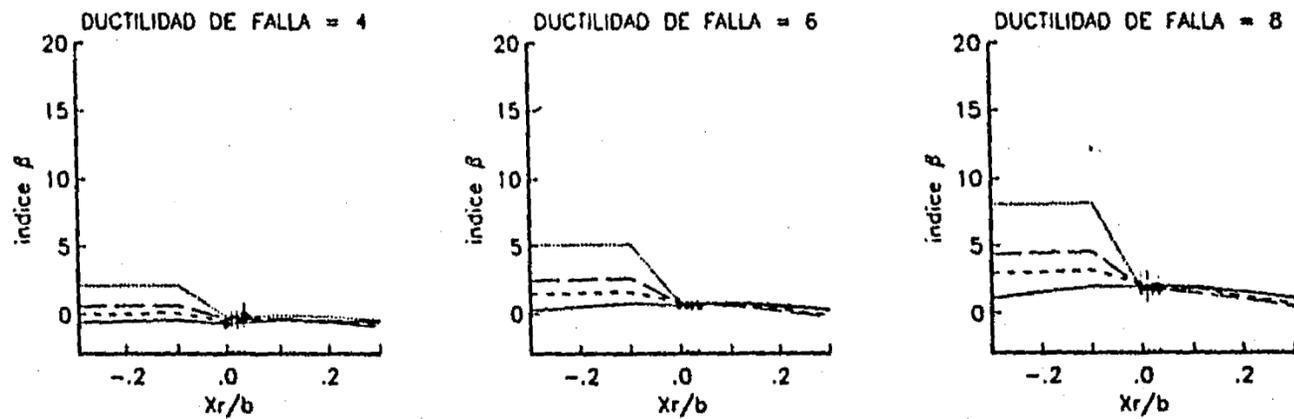
Fig 6.7. Indice de confiabilidad β , RDF87, $Q=2$, $\rho=0.0$, $\text{---} e_s/b=0.0$, $\text{----} e_s/b=-0.1$, $\text{- - -} e_s/b=-0.2$, $\text{....} e_s/b=-0.3$.



a) $T = 0.5$ seg

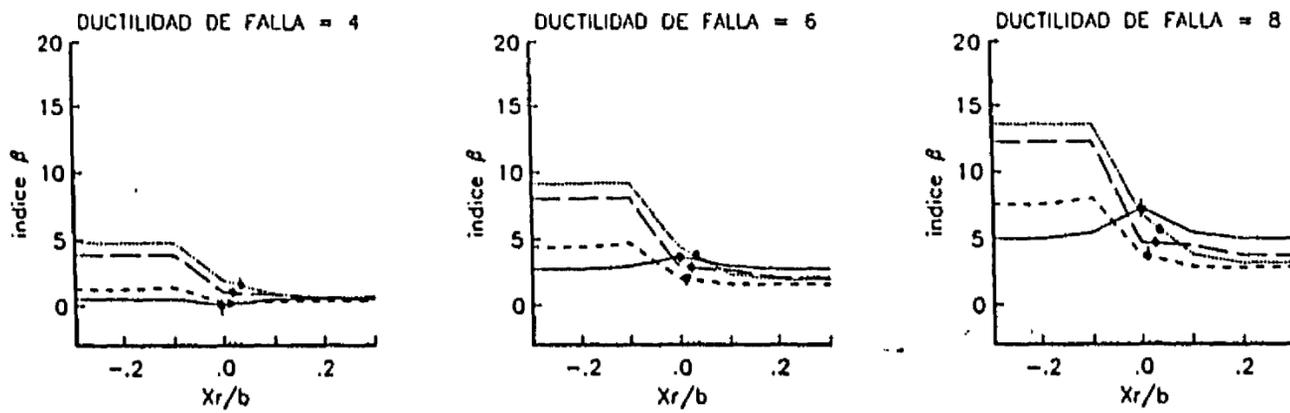


b) $T = 1.0$ seg

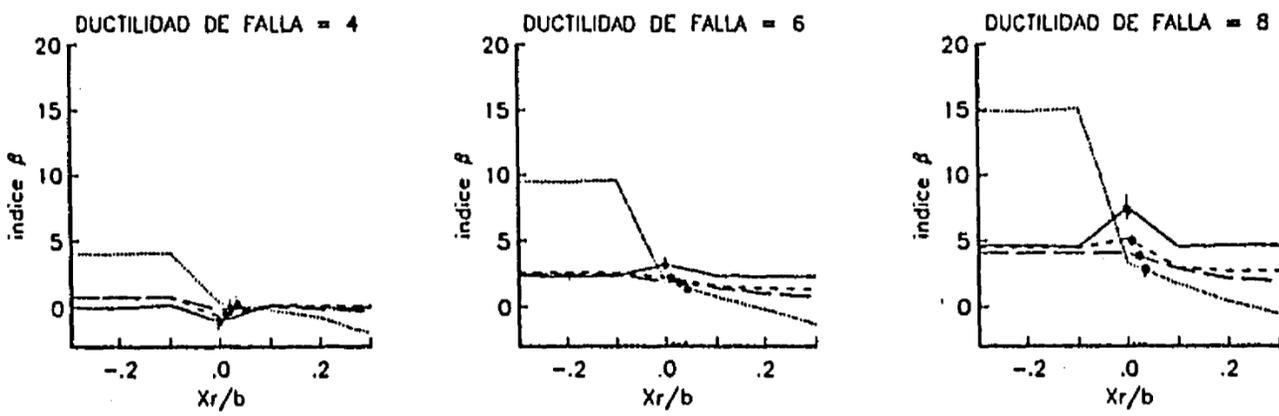


c) $T = 1.5$ seg

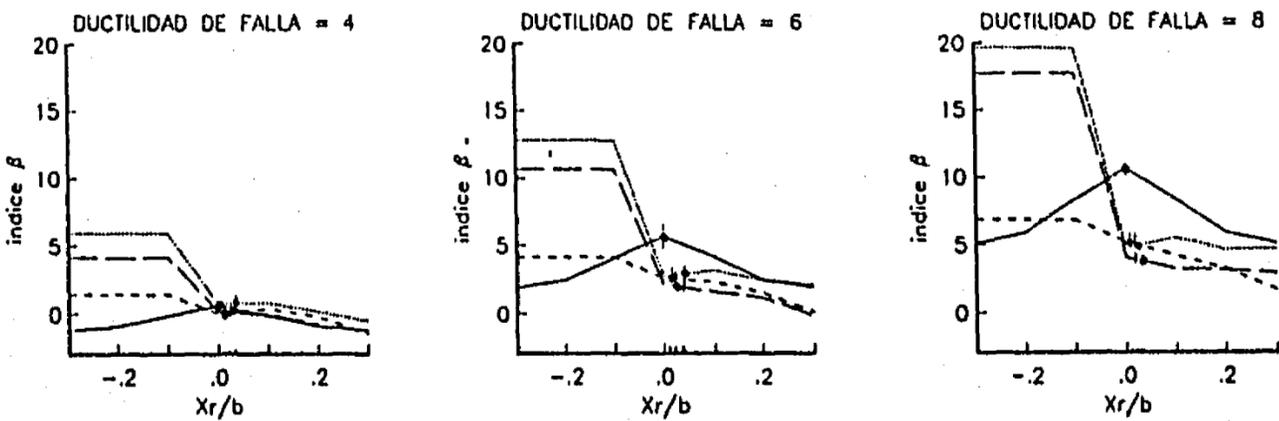
Fig 6.8. Indice de confiabilidad β , RDF87, $Q=4$, $\rho=0.0$, _____ $es/b=0.0$,
 ----- $es/b=-0.1$, - - - $es/b=-0.2$, $es/b=-0.3$.



a) T = 0.5 seg



b) T = 1.0 seg



c) T = 1.5 seg

Fig 6.9. Indice de confiabilidad β , RDF87, $Q=4$, $\rho=0.5$, _____ $es/b=0.0$,
 ---- $es/b=-0.1$, - - - $es/b=-0.2$, $es/b=-0.3$.

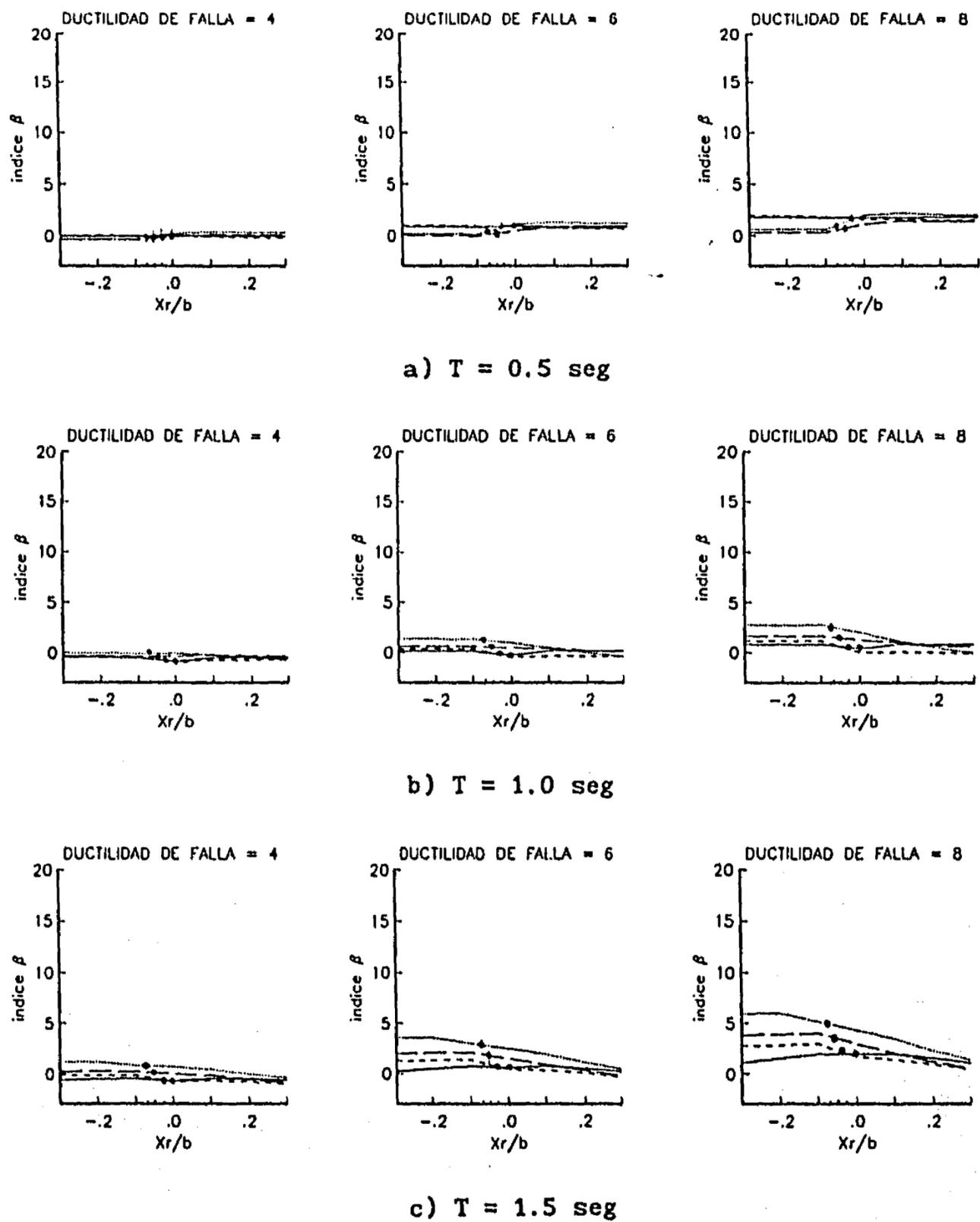


Fig 6.10. Índice de confiabilidad β , CRIT1, $Q=4$, $\rho=0.0$, _____ $e_s/b=0.0$,
 ---- $e_s/b=-0.1$, - - $e_s/b=-0.2$, $e_s/b=-0.3$.