

01161

6



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

EFFECTO DE LA DEGRADACION DE RIGIDEZ EN LA  
RESPUESTA SISMICA DE SISTEMAS SIMPLES.

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERIA  
(ESTRUCTURAS)  
POR

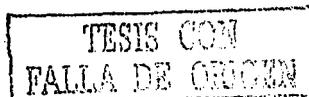
MARCO ANTONIO ESPINOZA JOHNSON



CIUDAD UNIVERSITARIA

2003

a





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 esta 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.

**TESIS  
CON  
FALLA DE  
ORIGEN**

Dedico este trabajo:

A Dios todopoderoso, por la oportunidad de la vida.

A mis papás, la Sra. Felipa Johnson F. y el Sr. Irineo Espinoza V. (15.Sep.1931-19.Feb.2003), con todo mi amor.

A mis hermanitas Lupita y Norma.

A mis sobrinitas: Mariana y Mayán.

A mis sobrinitos: Eli y Aldrin.

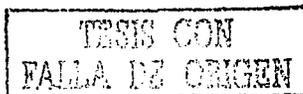
A todos mis compañeros del Área de Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana.

A Gustavo Ayala M., Óscar López B., Octavio García D., Arturo Tena C. y Amador Terán G.; por compartir sus conocimientos y tiempo conmigo al revisar este trabajo.

A la Lic. Elizabeth Neisser M.

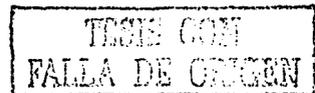
y al Dr. J. Antonio Mejías V.

b



## ÍNDICE

|  |            |
|--|------------|
| ALCANCE  | ...Pág.1   |
| 1.- INTRODUCCIÓN.  | ...Pág.2   |
| 1.1.- Modelos Analíticos para el Comportamiento Histerético de Elementos de Concreto Reforzado.                  | ...Pág.2   |
| 1.2.- Modelos Histeréticos Considerados en este Estudio.   | ...Pág.9   |
| 2.- PAPEL DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO EN LAS METODOLOGÍAS ACTUALES DE DISEÑO SÍSMICO.                         | ...Pág.11  |
| 2.1.- Métodos Actuales de Diseño Sismo-Resistente.   | ...Pág.11  |
| 2.2.- Factores de Reducción de Resistencia Inelástico para Sistemas con comportamiento Elasto-Plástico Perfecto. | ...Pág.14  |
| 2.3.- Cociente de Desplazamiento para Sistemas con Comportamiento Elasto-Plástico Perfecto.                      | ...Pág.17  |
| 2.4.- Efectos de la Degradación de Rigidez en las Demandas de Resistencia.                                       | ...Pág.20  |
| 2.5.- Efectos de la Degradación de Rigidez en los Cocientes de Desplazamiento Inelástico.                        | ...Pág.23  |
| 3.- LA IMPORTANCIA DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO EN LAS METODOLOGÍAS FUTURAS DE DISEÑO SÍSMICO.                 | ...Pág.25  |
| 3.1.- Limitaciones de la Normatividad Actual   | ...Pág. 25 |
| 3.2.- Tendencias de Diseño.  | ...Pág.30  |
| 3.3.- Demandas que Deben Considerarse en el Diseño por Desempeño   | ...Pág.32  |
| 3.4.- Demandas Sísmicas de Energía en Sistemas de Un Grado de Libertad   | ...Pág.38  |
| 3.5.- Efecto del Comportamiento Histerético en las Demandas de Energía   | ...Pág.41  |
| 3.6.- Identificación de Necesidades de Investigación.  | ...Pág.45  |
| 4.- EFECTO DE LA DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.             | ...Pág.46  |
| 4.1.- Alcance Paramétrico.   | ...Pág.46  |
| 4.1.1.- Propiedades Estructurales.   | ...Pág.46  |
| 4.1.2.- Excitaciones Sísmicas.   | ...Pág.47  |
| 4.1.3.- Parámetros de Respuesta.   | ...Pág.52  |



|  |           |
|--|-----------|
| 4.2.- Espectros de Ductilidad Constante ( $\mu_\delta=Cte.$ ).               | ...Pág.53 |
| 4.2.1.- Resistencia/Desplazamiento.  | ...Pág.55 |
| 4.2.1.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.55 |
| 4.2.1.2.- Relación de COV.   | ...Pág.58 |
| 4.2.1.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                            | ...Pág.58 |
| 4.2.2.- Velocidad.   | ...Pág.60 |
| 4.2.2.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.60 |
| 4.2.2.2.- Relación de COV.   | ...Pág.62 |
| 4.2.2.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                            | ...Pág.63 |
| 4.2.3.- Aceleración Absoluta.  | ...Pág.64 |
| 4.2.3.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.64 |
| 4.2.3.2.- Relación de COV.   | ...Pág.66 |
| 4.2.3.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                            | ...Pág.67 |
| 4.2.4.- Energía de Entrada Relativa.   | ...Pág.68 |
| 4.2.4.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.68 |
| 4.2.4.2.- Relación de COV.   | ...Pág.70 |
| 4.2.4.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                            | ...Pág.71 |
| 4.2.5.- Energía Plástica Histerética.  | ...Pág.72 |
| 4.2.5.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.72 |
| 4.2.5.2.- Relación de COV.   | ...Pág.74 |
| 4.2.5.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                            | ...Pág.75 |
| 4.2.6.- Energía Viscosa.   | ...Pág.76 |
| 4.2.6.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.76 |
| 4.2.6.2.- Relación de COV  | ...Pág.79 |
| 4.2.6.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta                             | ...Pág.80 |
| 4.3.- Espectros de Daño Constante ( $DMI_{PA}=1$ ) para $\mu_{\delta_u}=4$ . | ...Pág.81 |
| 4.3.1.- Resistencia.   | ...Pág.81 |
| 4.3.1.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.81 |
| 4.3.1.2.- Relación de COV.   | ...Pág.83 |
| 4.3.1.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                            | ...Pág.83 |
| 4.3.2.- Desplazamiento.  | ...Pág.84 |
| 4.3.2.1.- Relación de Medias.  | ...Pág.84 |
| 4.3.2.2.- Relación de COV.   | ...Pág.85 |
| 4.3.2.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                            | ...Pág.85 |

|   |             |
|---|-------------|
| 4.3.3.- Ductilidad Objetivo.  | ...Pág.86   |
| 4.3.3.1.- Relación de Medias.   | ...Pág.86   |
| 4.3.3.2.- Relación de COV.  | ...Pág.87   |
| 4.3.3.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                                   | ...Pág.88   |
| 4.3.4.- Velocidad Relativa.   | ...Pág.88   |
| 4.3.4.1.- Relación de Medias.   | ...Pág.88   |
| 4.3.4.2.- Relación de COV.  | ...Pág.90   |
| 4.3.4.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                                   | ...Pág.90   |
| 4.3.5.- Aceleración Absoluta.   | ...Pág.91   |
| 4.3.5.1.- Relación de Medias.   | ...Pág.91   |
| 4.3.5.2.- Relación de COV.  | ...Pág.91   |
| 4.3.5.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                                   | ...Pág.91   |
| 4.3.6.- Energía de Entrada Relativa.  | ...Pág.92   |
| 4.3.6.1.- Relación de Medias.   | ...Pág.92   |
| 4.3.6.2.- Relación de COV.  | ...Pág.93   |
| 4.3.6.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                                   | ...Pág.94   |
| 4.3.7.- Energía Plástica Histerética.   | ...Pág.94   |
| 4.3.7.1.- Relación de Medias.   | ...Pág.94   |
| 4.3.7.2.- Relación de COV.  | ...Pág.96   |
| 4.3.7.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                                   | ...Pág.97   |
| 4.3.8.- Energía Viscosa.  | ...Pág.97   |
| 4.3.8.1.- Relación de Medias.   | ...Pág.97   |
| 4.3.8.2.- Relación de COV.  | ...Pág.99   |
| 4.3.8.3.- Relación de Otros Niveles de Respuesta.                                   | ...Pág.100  |
| 4.4.- Figuras de Espectros de Ductilidad Constante y<br>Espectros de Daño Constante | ...Pág. 101 |
| 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.   | ...Pág.258  |
| 5.1.- OBSERVACIONES GENERALES   | ...Pág.259  |
| 5.2.- EFECTO DE LA DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ   | ...Pág.259  |
| 5.3.- APLICACIÓN PRÁCTICA   | ...Pág.260  |
| 5.4.- NECESIDADES DE INVESTIGACIÓN  | ...Pág.262  |
| 6.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.   | ...Pág.264  |

## ALCANCE

En esta tesis se discute y caracteriza el efecto que el comportamiento histérico tiene en las demandas y desempeño de sistemas estructurales simples con degradación de rigidez; ya que diseñar una estructura que exhibe degradación de rigidez con base en espectros de diseño obtenidos a partir de sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento elasto-plástico perfecto, puede resultar en diseños sísmicos no conservadores.

El presente estudio se limita al comportamiento de sistemas que no exhiben degradación de resistencia, lo cual puede considerarse razonable para sistemas dúctiles de concreto reforzado con buen detallado sísmico.

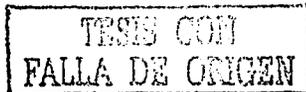
El Capítulo 1 presenta las conclusiones obtenidas a partir de un estudio bibliográfico de los modelos analíticos disponibles para modelar las características más importantes del concreto reforzado. A partir de lo aquí discutido, se selecciona un modelo histérico a partir del cual se caracteriza en esta tesis la respuesta de sistemas dúctiles simples de concreto reforzado.

En el Capítulo 2 se hace una sencilla descripción del diseño sismo-resistente actual. Se hace énfasis en el uso que se da tanto a los factores de reducción de resistencia como a los coeficientes de desplazamiento inelástico obtenidos a partir de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, y a algunas consideraciones que se han planteado para su uso en estructuras que exhiben degradación de rigidez y resistencia. Finalmente se puntualizan algunas limitaciones de las metodologías actuales de diseño sismorresistente.

En el Capítulo 3 se hace una descripción de las nuevas tendencias del diseño sismorresistente, se comentan las demandas sísmicas que deben ser tomadas en cuenta para hacer posible el planteamiento de metodologías de diseño por desempeño. Se discuten la influencia que tienen las características mecánicas de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto en estas demandas, y el impacto que puede tener la degradación de rigidez en ellas. A partir de esto, se identifican diversas necesidades de investigación.

El Capítulo 4 presenta el estudio del efecto que un comportamiento con rigidez degradante tiene en la respuesta sísmica de sistemas simples; la discusión se centra alrededor del análisis de espectros de ductilidad constante y de daño constante.

Finalmente, el Capítulo 5 presenta las conclusiones obtenidas y se hacen recomendaciones para el diseño de sistemas degradantes y para la investigación requerida para plantear modificaciones a la normatividad actual para que contemple explícitamente el diseño de este tipo de sistemas.



## **I.- INTRODUCCIÓN**

Durante movimientos sísmicos fuertes, un número considerable de estructuras incursionan en ciclos de carga y deformaciones plásticas reversibles, provocando daños permanentes en ellas y aún su colapso. Por lo tanto resulta relevante evaluar la magnitud y secuencia de estas demandas plásticas en las estructuras sismorresistentes, así como plantear métodos de diseño que hagan posible el control de la degradación de sus características mecánicas durante excitaciones sísmicas de larga duración.

El comportamiento sísmico de una estructura sujeta a movimientos sísmicos fuertes, puede ser visto como un proceso durante el cual, las propiedades mecánicas de la estructura ( por ejemplo: rigidez, resistencia, capacidad de deformación, capacidad de disipación de energía) están continuamente modificándose cada vez que incursiona a su rango plástico de comportamiento. La variación o degradación de las características mecánicas de la estructura no sólo es indicativo del nivel de daño sísmico que sufre, sino que puede llegar a alterar significativamente su respuesta dinámica durante la excitación sísmica, lo que a su vez puede llevar a un desempeño sísmico inadecuado. Por lo tanto, es importante estudiar la influencia de los modelos histeréticos en la respuesta y desempeño sísmico de las estructuras sismo-resistentes, de manera de aportar bases para el planteamiento de metodologías para el diseño sísmico transparente y confiable de estructuras que exhiben comportamiento degradante.

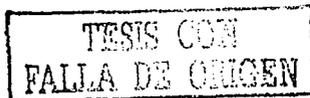
### **1.1.- Modelos Analíticos para el Comportamiento Histerético de Elementos de Concreto Reforzado.**

Con base en resultados experimentales y estudios de diferentes elementos estructurales de concreto reforzado, se han desarrollado algunos modelos histeréticos que contemplan la degradación de sus características mecánicas en función de las demandas plásticas máxima y acumulada.

En algunos de estos modelos se utilizan varios parámetros de respuesta, tal como la deformación máxima, la ductilidad máxima, la deformación plástica acumulada, el número de incursiones inelásticas y la capacidad de disipación de energía, para evaluar el daño estructural. En particular, algunos de ellos permiten identificar el nivel de daño en la estructura y, por tanto, el nivel de daño sufrido por los elementos estructurales durante cargas cíclicas; por ello, estos modelos suelen utilizar como un indicador del daño sufrido la demanda de energía plástica disipada.

A continuación se presenta un estudio bibliográfico de modelos que toman en cuenta la degradación de rigidez y resistencia debidas a la repetición y alternancia de ciclos de comportamiento plástico, en función de las demandas máxima y acumulada de deformación a lo largo de los diferentes ciclos.

Uno de los factores críticos en la predicción razonable de la respuesta dinámica de una estructura sismo-resistente bajo sollicitaciones sísmicas es la selección apropiada del modelo histerético. Varios modelos han sido propuestos en el pasado, para reproducir algunos aspectos importantes del comportamiento del concreto reforzado sujeto a cargas reversibles inelásticas. Algunos de los



modelos existentes son: Clough (Clough, 1966), Fukada (Fukada, 1969), Aoyama (Aoyama, 1971), Kustu (Kustu *et al.* 1975), Tani (Tani *et al.* 1973), Takeda (Takeda *et al.* 1970), Park (Park *et al.* 1984), Iwan (Iwan, 1973), Takayanagi (Takayanagi, 1977), Atalay (Atalay *et al.* 1975) y Nakata (Nakata *et al.* 1978), la figura 1.1 muestra de manera esquemática estos modelos, mientras que la tabla 1.1 evalúa su versatilidad y complejidad.

Como puede apreciarse, existen diferencias importantes entre los modelos mostrados, de tal manera que es necesario seleccionar cuidadosamente a uno de ellos para modelar la respuesta de una estructura real ante una excitación sísmica. Entre las consideraciones que hay que hacer están la versatilidad del modelo para capturar la respuesta de sistemas con diferentes patrones de degradación, así como la complejidad de su planteamiento, caracterizada por el número de parámetros estructurales independientes que deben manejarse durante el modelado de la estructura.

Como puede apreciarse en la figura 1.1, adicionalmente a la rigidez inicial elástica y la resistencia de fluencia, es necesario que un modelo histérico para concreto reforzado considere lo siguiente:

- Respuesta carga-deformación multi-lineal, capaz de representar el efecto del agrietamiento y/o la redistribución de fuerzas internas después de la fluencia.
- Endurecimiento por deformación o ablandamiento en el rango plástico de comportamiento.
- Degradación de la rigidez.
- Degradación de la resistencia de fluencia.
- Adelgazamiento de la curva histérica, causada por la apertura o cierre de grietas.
- Rigidez de descarga y recarga.

Aparentemente, la mayoría de los modelos mencionados están hechos para un tipo muy particular de componentes, tal como vigas, columnas o muros a cortante; y por lo tanto, su uso para modelar una estructura debe hacerse cuidadosamente.

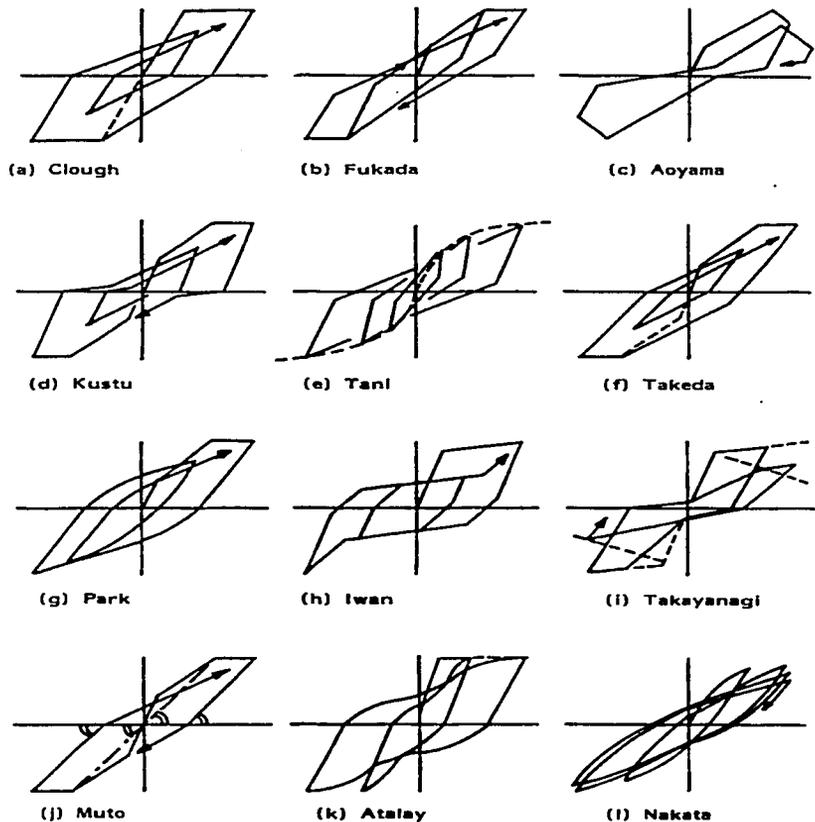


Figura 1.1.- Modelos Histeréticos (Park *et al.* 1987).

**Tabla 1.1.- Comparación de Modelos Histeréticos**

| Modelo Histerético: | Tipo de línea | Parámetros de Control             |   |  |                                       | Notas Comparativas                               |                             |                            |
|---------------------|---------------|-----------------------------------|---|--|---------------------------------------|--|-----------------------------|----------------------------|
|                     |               | Degrada-<br>ción de la<br>Rigidez | Adelga-<br>zamien-<br>to de la<br>Histeré-<br>sis | Degra-<br>ción de la<br>Resis-<br>tencia | Área del<br>Ciclo<br>Histeré-<br>tico | Paráme-<br>tros<br>Adicio-<br>nales <sup>1</sup> | Versa-<br>tilidad<br>Global | Comple-<br>jidad<br>Global |
| Clough              | Recta         | No                                | No  | No                                       | No                                    | 0  | Baja                        | Baja                       |
| Fukada              | Recta         | Si                                | No  | No                                       | No                                    | 0  | Baja                        | Baja                       |
| Aoyama              | Recta         | No                                | Si  | Si                                       | Si                                    | 4  | Media                       | Alta                       |
| Kustu               | Recta         | No                                | Si  | No                                       | No                                    | 4  | Media                       | Alta                       |
| Tani                | Recta         | Si                                | No  | No                                       | Si                                    | 2  | Alta                        | Media                      |
| Takeda              | Recta         | Si                                | No  | No                                       | No                                    | 1  | Baja                        | Media                      |
| Park                | Curva         | Si                                | No  | No                                       | Si                                    | 2  | Alta                        | Alta                       |
| Iwan                | Recta         | No                                | Si  | No                                       | Si                                    | 1  | Baja                        | Media                      |
| Takayanagi          | Recta         | Si                                | Si  | Si                                       | No                                    | 3  | Media                       | Media                      |
| Muto                | Recta         | Si                                | No  | No                                       | No                                    | 0  | Baja                        | Baja                       |
| Atalay              | Curva         | Si                                | Si  | No                                       | No                                    | 4  | Baja                        | Alta                       |
| Nakata              | Curva         | Si                                | Si  | Si                                       | Si                                    | 6  | Alta                        | Alta                       |

<sup>1</sup>Características de la envolvente flectora.

Un modelo desarrollado recientemente es "el modelo de los tres parámetros", que fue desarrollado originalmente para su uso en el programa IDARC (Park *et al.* 1987 y Kunnath, *et al.* 1990); este modelo histerético usa tres parámetros en conjunción con una curva trilineal no simétrica (ver figura 1.2) para establecer las reglas que definen el comportamiento histerético de diversos tipos de elementos de concreto reforzado ante reversiones de carga inelástica.

El significado y el efecto de los tres parámetros se ilustra en la figura 1.3. Una amplia variedad de propiedades histeréticas se pueden obtener a través de la envolvente trilineal, y los tres parámetros que en lo subsecuente serán referidos como:  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ . Los valores de estos tres parámetros determinan, respectivamente, las propiedades de: degradación de rigidez, deterioro de la resistencia y adelgazamiento de la curva histerética.

La degradación de rigidez, cuantitativamente a partir de  $\alpha$ , se modela a partir de un punto común en la extrapolación de la línea de rigidez inicial, mediante la suposición de que las líneas de descarga se dirigen a este punto hasta que alcanza el eje x (figura 1.3a), después de lo cual, se dirigen a los puntos de máxima o mínima deformación; si el elemento ha permanecido en el intervalo elástico en la dirección de descarga, se utiliza el punto de agrietamiento en lugar del punto de máxima o mínima deformación.

El adelgazamiento de la curva histerética, se toma en cuenta bajando el punto máximo o mínimo de recarga a un nivel  $\gamma P_y$ , como se muestra en la figura 1.3b. Las líneas de recarga se dirigen a este nuevo punto, hasta que alcanzan el punto de cierre de grietas, después de lo cual se dirigen al previo máximo o mínimo. La introducción del parámetro  $\gamma$  resulta en un adelgazamiento de la curva histerética y consecuentemente a una reducción de la cantidad de energía plástica disipada.

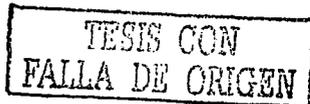
El parámetro  $\beta$  cuantifica la variación en la degradación de la resistencia, como se muestra en la figura 1.3c. Actualmente el mismo parámetro es usado en la definición del índice de daño de Park y Ang (Park *et al.* 1984). Con este parámetro puede plantearse una relación entre el daño incremental, causado por el aumento de la respuesta máxima, y aquel causado por la energía histerética incremental normalizada,  $dE$ , como sigue:

$$\beta = \left( \frac{d\delta_m}{\delta_u} \right) \div \left( \frac{dE}{\delta_u P_y} \right) = \frac{d\delta_m P_y}{dE} \quad (1.1)$$

donde:

- $d\delta_m$  = Incremento de la deformación máxima experimentada durante la acción sísmica.
- $\delta_u$  = Capacidad de deformación última de la estructura o componente bajo carga monotónica.
- $P_y$  = Resistencia a la fluencia de la estructura o sección.
- $dE$  = Incremento de la energía histerética absorbida.

La versatilidad del modelo de los tres parámetros se ilustra en la figura 1.4, donde puede verse que la variación de los tres parámetros permite la simulación razonable de la respuesta cíclica de elementos de concreto reforzado con diferentes patrones de degradación.



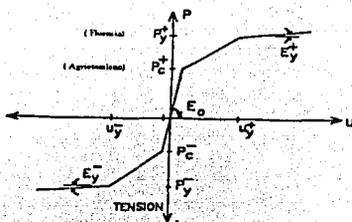


Figura 1.2.- Curva Esqueletal Trilineal No-Simétrica (Kunnath *et al.* 1990).

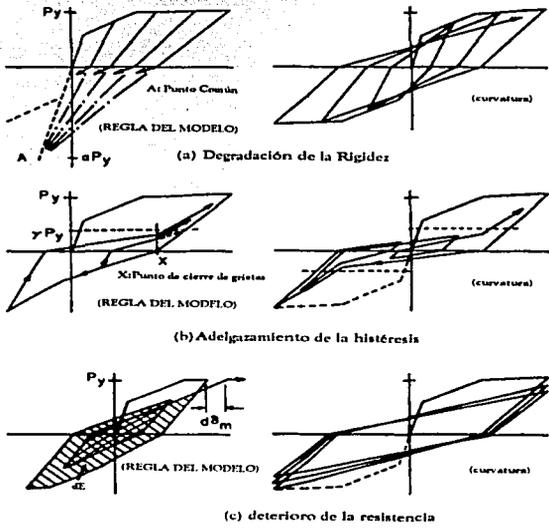
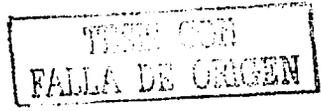
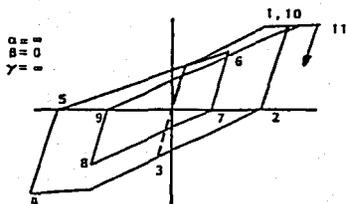
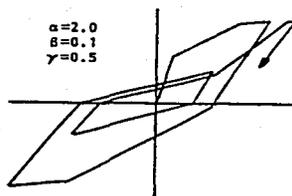


Figura 1.3.- Efectos de los Tres Parámetros ( $\alpha$ ,  $\gamma$  y  $\beta$ ) (Kunnath *et al.* 1990).

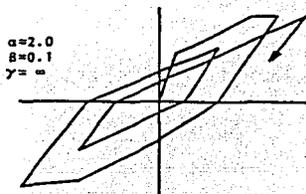




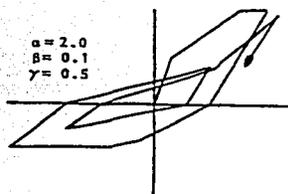
(a) Modelo Modificado de Clough



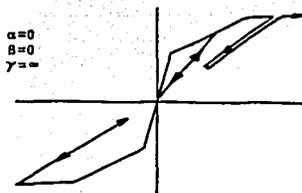
(b) Modelo General de los tres Parámetros



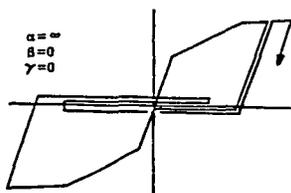
(c) Modelo Modificado de Takeda



(d) Modelo de Viga T



(e) Modelo Orientado al Origen



(f) Modelo de Deslizamiento

Figura 1.4.- Versatilidad del Modelo de los Tres Parámetros (Kunnath *et al.* 1990).

## 1.2.- Modelos Histeréticos Considerados en este Estudio.

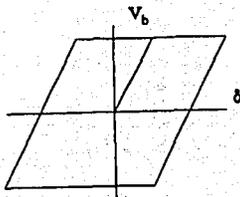
Muy frecuentemente, los sistemas de un grado de libertad (S1GL) proporcionan una idea razonable de las características de la respuesta global de las estructuras, así como de sus demandas y desempeño sísmico. Dentro de este contexto, una consideración importante es la adopción de un modelo histerético apropiado, capaz de cuantificar de manera confiable el nivel de daño que pueda sufrir la estructura durante sismos severos.

Para alcanzar el objetivo planteado en esta tesis, se requiere de un modelo histerético capaz de capturar de forma razonable la respuesta monotónica y bajo reversiones de carga de los elementos de concreto reforzado. En particular, se ha decidido estudiar aquí la respuesta de sistemas dúctiles de concreto reforzado, cuya respuesta se caracteriza por una degradación de rigidez importante y, para sistemas con un buen detallado sísmico, por una degradación de resistencia menos importante y poco adelgazamiento del ciclo histerético.

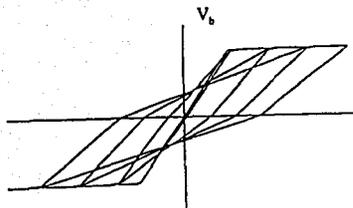
Debido a la versatilidad antes mencionada e ilustrada en la figura 1.4, y debido a la facilidad con que se logra el comportamiento buscado con rigidez degradante, se utilizó el modelo de los tres parámetros (Kunnath *et al.* 1990). Aunque los valores que deben asignarse a los parámetros  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  es un tema de discusión, y muy importante pues se necesitan guías de como asignar estos parámetros y obtener el comportamiento deseado, el modelo de rigidez degradante usado en esta tesis fue obtenido a través de primero, reducir la envolvente trilineal del modelo de los tres parámetros a una envolvente bilineal, debido a que no se consideró agrietamiento en la estructura, y segundo, asignar valores de 2, 0 y 1.1 a  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  respectivamente. La figura 1.5b ilustra esquemáticamente el comportamiento cíclico histerético resultante.

Aunque la envolvente histerética con degradación de rigidez, representada a través del modelo de los tres parámetros, difiere un poco de la envolvente real que exhiben los sistemas de concreto reforzado cuando se le sujeta a sollicitaciones dinámicas, dichas variaciones son pequeñas. Aunque en este trabajo se anticipa que la variación en la respuesta dinámica debido a esto no sea de mucha importancia, será necesario confirmar esto en estudios posteriores.

Además del anterior, en este estudio se utilizará como referencia el comportamiento elasto-plástico perfecto (EPP), representado en la figura 1.5a, ya que es el modelo que tradicionalmente se ha utilizado para establecer los espectros de diseño incluidos en la normatividad actual. Por tanto, es sólo a través de comparar el comportamiento y desempeño sísmico de sistemas con degradación de rigidez y con comportamiento elasto-plástico perfecto, que es posible vislumbrar los cambios que deben efectuarse a las metodologías actuales de diseño sísmico para hacer posible el diseño sísmico racional y confiable de estructuras dúctiles de concreto reforzado.



a) Modelo Histerético Elasto-Plástico Perfecto (EPP).



b) Modelo Histerético con Rigidez Degradante ( $\alpha=2, \beta=0$  y  $\gamma=1.1$ )

**Figura 1.5.- Modelos Histeréticos Considerados.**

## 2.- PAPEL DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO EN LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO SÍSMICO.

Desde hace varias décadas, se ha aceptado a nivel mundial que las demandas sísmicas en las estructuras sismo-resistentes, pueden estimarse de manera razonable a partir de espectros de respuesta planteados a partir de la respuesta dinámica de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

Esto se ha sustentado con base en las conclusiones obtenidas por varios investigadores (Mahin y Bertero, 1981) en el sentido de que las demandas de resistencia en S1GL no dependen, para excitaciones sísmicas registradas en suelo firme, de su comportamiento histerético. Así, dentro de un contexto de diseño sísmico basado en resistencia y enfocado primordialmente al diseño de estructuras desplazadas en suelo firme, este planteamiento sufrió muy poco cuestionamiento por muchos años.

Con el advenimiento de nuevas propuestas para el diseño sísmico de las estructuras, motivadas en parte por el mal comportamiento de estructuras modernas durante sismos recientes, se ha cuestionado la pertinencia de estimar las demandas sísmicas de estructuras que sufren degradación de sus características mecánicas a partir de espectros derivados de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

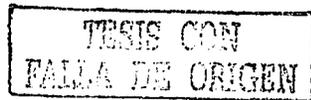
Este capítulo centra su atención en los aspectos numéricos de las metodologías actuales de diseño sísmico que tienen que ver con el comportamiento histerético de las estructuras, y con base en esto se discute la pertinencia de dichas metodologías y las consideraciones que deben hacerse para hacer posible su actualización dentro del contexto de la filosofía de diseño por desempeño.

### 2.1.- Métodos Actuales de Diseño Sismo-Resistente.

De acuerdo a los procedimientos de diseño sismo-resistentes actuales, un diseño se considera adecuado cuando una estructura es dimensionada y detallada de tal manera, que las demandas de ductilidad global y locales son más pequeñas que sus correspondientes capacidades. Por esta razón, durante el diseño preliminar de una estructura se hace necesario la estimación de la capacidad de carga lateral que se requiere para limitar las demandas de ductilidad global a un determinado valor, que a su vez resulte en un adecuado control de las demandas dúctiles locales.

El nivel de deformación inelástica que experimenta un sistema estructural, sujeto a un movimiento sísmico dado, generalmente es caracterizado por la demanda máxima de ductilidad,  $\mu_{\max}$ , que se define como la relación de desplazamiento máximo absoluto a su correspondiente desplazamiento de fluencia.

$$\mu_{\max} = \frac{\max. |u(t)|}{u_y} \quad (2.1)$$



donde  $u(t)$  es el desplazamiento de la estructura provocado por el sismo en el tiempo  $t$ , y  $\ddot{u}_g$  es su desplazamiento de fluencia.

La respuesta en el tiempo de un sistema de un grado de libertad (S1GL) a un movimiento sísmico está dado por la solución de la siguiente ecuación diferencial:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

donde  $m$ ,  $c$  y  $F(t)$  son respectivamente: la masa, el amortiguamiento viscoso y la fuerza restitutiva del sistema;  $u(t)$  es el desplazamiento relativo del sistema, y los puntos sobre dicha cantidad representan sus derivadas con respecto al tiempo; y  $\ddot{u}_g(t)$  es la aceleración del terreno.

“El factor de reducción de resistencia” ( la reducción en demanda de resistencia debida al comportamiento histerético no-lineal),  $R_\mu$ , asociado a un valor dado de la ductilidad,  $\mu$ , se define como la relación de demanda de resistencia elástica a la demanda de resistencia inelástica asociado a  $\mu$ .

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (2.3)$$

donde  $F_y(\mu=1)$  es la resistencia lateral mínima requerida para evitar la fluencia del sistema bajo un movimiento sísmico dado, y  $F_y(\mu=\mu_i)$  es la resistencia lateral a la fluencia requerida por un S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto para limitar su demanda máxima de ductilidad a un valor predeterminado de la demanda de ductilidad,  $\mu_i$ , cuando se le sujeta al sistema al mismo movimiento sísmico.

De manera general, para estructuras que responden inelásticamente durante movimientos sísmicos, las ductilidades laterales se incrementan conforme la resistencia lateral a la fluencia de la estructura disminuye, tal como se ilustra esquemáticamente en la figura 2.1.

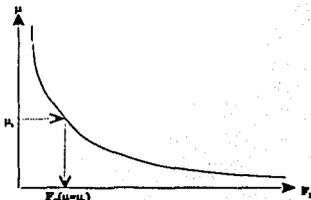


Fig. 2.1.- Variación de las Demandas de Ductilidad.

Para un movimiento sísmico dado y una demanda de ductilidad máxima tolerable,  $\mu_i$ , el problema de diseño se ha centrado tradicionalmente en calcular la resistencia lateral  $F_y(\mu=\mu_i)$  que tiene que proveerse a la estructura para evitar demandas de ductilidad más grandes que  $\mu_i$ . Para un movimiento sísmico dado,  $\ddot{u}_g(t)$ , el cálculo de  $F_y(\mu=\mu_i)$  involucra interacciones, para cada período y para cada demanda de ductilidad, de la resistencia lateral  $F_y$ , usando la Ec. 2.2 hasta que la máxima demanda de ductilidad calculada  $\mu$ , esté dentro de cierta tolerancia respecto a la demanda de ductilidad  $\mu_i$ , (cabe aclarar que la Ec. 2.2 se resuelve considerando estrictamente un comportamiento elasto-plástico perfecto).

Como se muestra en la figura 2.2 las resistencias laterales  $F_y(\mu=1)$  y  $F_y(\mu=\mu_i)$ , al ser normalizadas por el peso del sistema, corresponden a ordenadas de un espectro de respuesta lineal elástico y a un espectro de respuesta no lineal (normalmente asociado a un comportamiento elasto-plástico perfecto) con demandas de ductilidad constante, respectivamente.

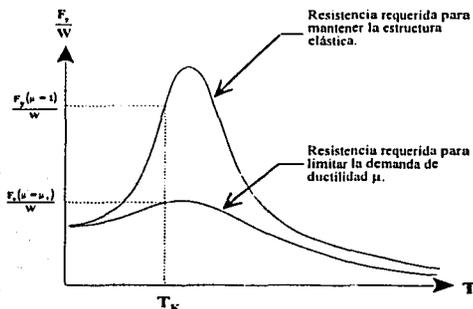


Figura 2.2.- Espectros de Respuesta Lineal Elástica y No Lineal para Ductilidad Constante.

Para propósitos de diseño,  $R_{\mu}$  corresponde a la máxima reducción en resistencia lateral que es consistente con limitar las demandas de ductilidad a una predeterminada cantidad  $\mu_i$  en una estructura que tendrá una resistencia lateral igual a la resistencia de diseño sugerida por el espectro. Note que esto implica que el control de las demandas de ductilidad en sistemas con degradación de sus características mecánicas debe plantearse a partir de la información derivada de espectros no lineales obtenidos a partir de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

Para un acelerograma,  $\ddot{u}_g(t)$  dado, es posible construir un espectro de  $R_{\mu}$  para un valor predeterminado de  $\mu_i$  si se trazan los factores de resistencia de un grupo de S1GL (con diferentes periodos de vibración) que incursionan a un nivel de deformación inelástica,  $\mu_i$ , durante dicha excitación.

Muchos de los reglamentos para diseño sísmico actuales, están basados en el cálculo de las resistencias laterales necesarias, y dan una importancia secundaria a los desplazamientos laterales. Particularmente, los desplazamientos laterales máximos son revisados hasta el final del diseño estructural y una vez que se haya hecho el prediseño de las secciones estructurales. Esta revisión consiste en comparar los desplazamientos máximos calculados de entrepiso con los máximos permitidos por el Reglamento.

Dentro de un contexto de diseño sísmico para controlar las deformaciones, varios investigadores (como los citados en el inciso 2.3 de esta tesis) han propuesto el planteamiento de cocientes de desplazamientos inelásticos, que permiten estimar deformaciones inelásticas a partir de deformaciones elásticas, producto de un análisis, obviamente elástico-lineal con fuerzas laterales "no reducidas".

El cociente de desplazamientos inelásticos,  $C_{\mu}$ , se define como el cociente del desplazamiento lateral máximo de un SIGL con comportamiento inelástico,  $\Delta_{\text{inelástico}}$ , sujeto a un determinado movimiento sísmico, dividido entre el desplazamiento lateral máximo de un sistema con comportamiento elástico lineal,  $\Delta_{\text{elástico}}$ , sometido al mismo movimiento sísmico:

$$C_{\mu} = \frac{\Delta_{\text{inelástico}}}{\Delta_{\text{elástico}}} \quad (2.4)$$

De esta manera, varios investigadores plantean que si se tiene una estimación de este coeficiente, es posible calcular la máxima deformación inelástica a nivel global de una estructura sismo-resistente a partir de la máxima deformación lateral de la estructura con comportamiento elástico lineal. Siguiendo la tradición de usar comportamiento elasto-plástico perfecto para caracterizar el comportamiento de las estructuras sismo-resistentes, las propuestas hechas alrededor de  $C_{\mu}$  como forma de actualizar la normatividad actual se basan en la respuesta de SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

Por tanto, las propuestas hechas hasta la fecha consideran el planteamiento de cocientes de desplazamiento inelástico para valores específicos de demandas de ductilidad,  $\mu_p$ , los cuales se obtienen a partir de iterar con la resistencia lateral del sistema hasta que la demanda de ductilidad de un SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto esté dentro de una determinada tolerancia de la demanda de ductilidad buscada. Como en el caso de la resistencia, el éxito del diseño de una estructura con degradación de sus características mecánicas se basan en que su demanda máxima de desplazamiento pueda estimarse de manera razonable a partir de la de sistemas elasto-plástico perfectos.

## 2.2.- Factores de Reducción de Resistencia para Sistemas con Comportamiento Elasto-Plástico Perfecto.

Ahondando en el papel del comportamiento elasto-plástico perfecto en las metodologías actuales de diseño sísmico, resulta interesante comentar los estudios realizados hasta la fecha para investigar y cuantificar las tendencias de  $R_{\mu}$  en función del periodo T de la estructura y el valor de  $\mu$  que

desarrolla durante la excitación sísmica.

**Ordaz et al (1993).**- Se analizaron espectros de respuesta de osciladores elasto-plásticos, con 5% de amortiguamiento crítico, para determinar los principales parámetros que influyen en el valor de  $R_{\mu}$ . Se observa lo siguiente:

- Las reducciones por demanda de ductilidad están principalmente controladas por el cociente entre el periodo estructural y el periodo dominante de la excitación, así como por el contenido de frecuencias. Además, se concluyó que la duración de la fase intensa no es un factor determinante en la cuantía de los factores de reducción de resistencia.
- El factor  $R_{\mu}$  no varía mucho de un temblor a otro en el mismo sitio.
- Las reducciones máximas por comportamiento inelástico, se obtuvieron para un ancho de banda pequeño, cuando el periodo predominante del suelo coincide con el de la estructura.
- Para periodos estructurales muy pequeños, las reducciones por comportamiento inelástico son muy pequeñas o próximas a 1.0.
- Para periodos estructurales mayores que el predominante de la excitación,  $R_{\mu}$  es aproximadamente igual a  $\mu$ .

**Rahnama y Krawinkler (1993).**- Para el estudio de factores de reducción de resistencia de SIGL bilineales con 5% de amortiguamiento crítico y 10% de endurecimiento por deformación se emplearon los acelerogramas registrados en suelo blando del sismo de Loma Prieta de 1989. Se concluyó lo siguiente:

- La forma del espectro depende del sitio de desplante, en particular del tipo de suelo donde se registra la excitación sísmica.
- La demanda de resistencia elástica, impuestas a estructuras desplantadas sobre suelo blando, puede llegar a ser seis veces mayores que aquellas impuestas a estructuras desplantadas cerca de roca.
- Por lo anterior, se concluye que la forma de los espectros de los factores de resistencia  $R_{\mu}$ , depende de las condiciones del sitio de desplante.

**Miranda y Bertero (1994).**- Esta publicación tuvo como objetivo principal hacer una revisión de las investigaciones hechas en el tema, además de una comparación de los valores de  $R_{\mu}$  estimados por diferentes autores, incluyendo propuestas propias. Se observó lo siguiente:

- El valor de  $R_{\mu}$  depende principalmente de la demanda de ductilidad máxima tolerable, del periodo del sistema, y del tipo de suelo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- Los valores de  $R_{\mu}$  para sistemas desplantados en sitios de suelo blando, son significativamente diferentes a aquellos correspondiente a sistemas desplantados en roca o aluvión. Para estructuras de periodo corto desplantados en suelo blando (aquellas con periodos más pequeños que dos tercios del periodo predominante del movimiento del terreno),  $R_{\mu}$  es ligeramente más pequeño que aquel correspondiente a sistemas con el mismo periodo desplantados ya sea sobre roca o aluvión. Como consecuencia, el uso de factores de reducción obtenidos para suelos firmes para estimar la resistencia de estructuras con periodo corto desplantadas en sitios con suelo blando, puede provocar en estas últimas demandas de ductilidad considerablemente más grandes que aquellas originalmente propuestas en su diseño.

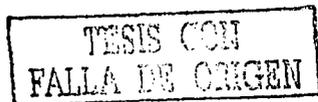
**Miranda y Báez-García (1998).**- En este estudio se hace un análisis estadístico de  $R_{\mu}$  para estructuras desplantadas en suelo firme (roca y aluvión), y se evaluó la posibilidad de utilizar una sola expresión para estimar  $R_{\mu}$  en todos estos tipos de suelo. La clasificación del suelo de desplante se hizo de acuerdo a las recomendaciones NEHRP, la cual divide al suelo firme en tres tipos denominados A, B y C.

Una vez calculado  $R_{\mu}$  para los tres tipos de suelo firme, se hizo un estudio estadístico para saber el porcentaje de error que se cometería al usar un  $R_{\mu}$  común. Se llegó a la conclusión que se cometen por lo general errores menores al 10%. Motivados por esto, se propuso una ecuación analítica para calcular factores de reducción de resistencia para estructuras desplantadas sobre suelo firme conforme a lo siguiente:

- El factor de reducción de resistencia es en promedio igual o ligeramente mayor al factor de demanda de ductilidad,  $\mu$ , para periodos de vibración mayores a 1.5 seg. de tal manera que para este intervalo de periodos es adecuado utilizar un factor  $R_{\mu}$  igual a  $\mu$ .
- Para estructuras de periodo corto, el factor de reducción de resistencia es menor a  $\mu$ , por lo que aplicar una reducción de resistencia igual a  $\mu$ , resulta no-conservador. La variación de  $R_{\mu}$  con cambios en el periodo de vibración es no-lineal.

Puede concluirse a partir de lo discutido en esta sección, que el uso racional de  $R_{\mu}$  dentro de un contexto de diseño sísmico actual implica una formulación de  $R_{\mu}$  que considere de manera explícita el tipo de suelo, y el periodo y demanda de ductilidad de la estructura. En el caso que la estructura esté desplantada en suelo blando, la dependencia de  $R_{\mu}$  con respecto a T puede expresarse de manera más conveniente si se normaliza por el periodo dominante del terreno.

La figura 2.3 resume de manera gráfica la dependencia de  $R_{\mu}$  con respecto al tipo de suelo, y al periodo y ductilidad en la estructura. Esta figura nos indica que para suelo firme (Fig. 2.3a)  $R_{\mu}$  aumenta a partir de uno para periodos próximos a cero, hasta alcanzar el valor de  $\mu$  para periodos iguales o mayores que 1.5. En el caso de suelo blando (Fig. 2.3b),  $R_{\mu}$  aumenta muy pronunciadamente a partir de  $T/T_g$  próximo a cero, hasta alcanzar su máximo en  $T/T_g$  igual a 1.0, el



cual es varias veces mayor que  $\mu$ ; para valores  $T/T_g$  mayores a 1,  $R_\mu$  disminuye considerablemente hasta estabilizarse en  $R_\mu$  igual a  $\mu$  para una relación de  $T/T_g$  grande.

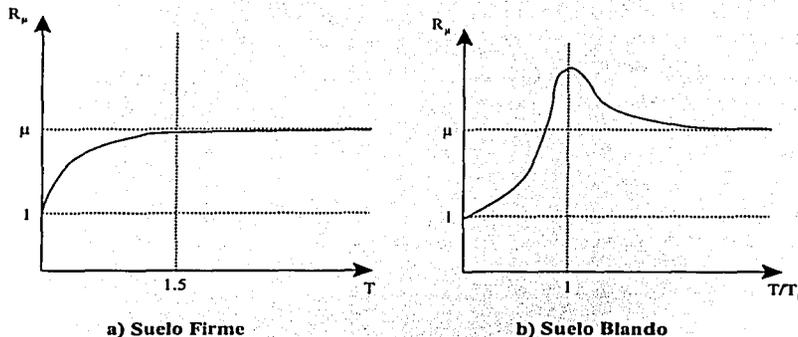


Figura 2.3.- Tendencias de Factores de Reducción de Resistencia para Comportamiento Elasto-Plástico perfecto.

### 2.3.- Cociente de Desplazamientos para Sistemas con Comportamiento Elasto-Plástico Perfecto.

Dada la importancia que se ha dado recientemente al control de las demandas de desplazamiento, como una manera de controlar el nivel de daño en los elementos estructurales y no-estructurales, varios investigadores han estudiado los espectros de coeficiente de desplazamiento, los cuales proveen información adicional que puede ser usada junto con las demandas de resistencia inelástica para un diseño sísmico más racional.

**Rahnama y Krawinkler (1993).**- Calcularon demandas de desplazamiento elásticas e inelásticas para S1GL bilineales con 10% de endurecimiento por deformación; se utilizaron seis registros en suelo blando del sismo de Loma Prieta, California en 1989. Se hacen las siguientes observaciones sobre demandas de desplazamiento impuestas por los movimientos sísmicos:

- Las formas de los espectros de demanda de desplazamiento elástico, son muy diferentes para los seis registros. Existe un pico en el espectro de demanda de desplazamiento elástico alrededor del periodo fundamental del sitio.

- Las demandas de desplazamiento inelástico, para periodos más pequeños que el periodo fundamental del sitio, puede llegar a ser diferentes a la demanda de desplazamiento elástico. El espectro de desplazamiento normalizado muestra que en periodos cortos el coeficiente de desplazamientos,  $C_{\mu}$ , es fuertemente dependiente de la demanda de ductilidad  $\mu$  y del periodo  $T$ . Para periodos mayores que el periodo predominante del sitio,  $T_g$ , los desplazamientos inelásticos son por lo general ligeramente menores o iguales que las demandas de desplazamiento elástico.
- La forma de los espectros de desplazamiento para suelo blando es dependiente del sitio, y es diferente a aquella correspondiente a los espectros de desplazamientos obtenidos en roca.

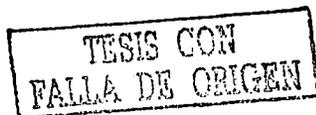
**Alonso et al. (1996).**- El objetivo de esta publicación fue presentar un procedimiento para estimar demandas de desplazamiento inelástico en estructuras desplazadas en suelo blando.

El estudio se basa en 32 acelerogramas registrados en suelo blando en la Cd. de México. Las demandas de desplazamiento inelástico (correspondientes al modelo elasto-plástico perfecto) son calculadas en SIGL a través del uso de coeficientes de desplazamientos. Los resultados de este estudio muestran que las demandas de desplazamientos inelásticos son función de la demanda de ductilidad  $\mu$ , y la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del movimiento sísmico,  $T/T_g$ . Se observó lo siguiente:

- Para periodos cercanos al periodo predominante del sitio ( $T/T_g=1$ ), las demandas de desplazamiento elástico son en promedio 1.6 veces y 3 veces más grandes que las demandas por desplazamiento inelástico para demandas de ductilidad de 1.5 y 5 respectivamente.
- Para periodos  $T$  menores que  $2/3$  de  $T_g$ , la demanda de desplazamiento inelástico es significativamente mayor que la demanda de desplazamiento elástico. Entre más pequeña la relación de  $T/T_g$ , más grande la diferencia y  $C_{\mu}$  tiende a ser proporcional a la demanda de ductilidad  $\mu$ .
- Para estructuras con periodos mayores que  $2T_g$ , la demanda de desplazamiento inelástico es en promedio igual a la demanda de desplazamiento elástico.

**García-Álvarez y Miranda (1998).**- Se presentó un estudio estadístico de cocientes de desplazamientos  $C_{\mu}$ . Se consideró una base de datos de 262 acelerogramas registrados en roca o suelo firme con velocidades de propagación de onda de corte superior a 180 m/s. Aunque los acelerogramas se clasificaron de acuerdo al tipo de terreno (roca o aluvión), se estudió la posibilidad de proponer una sola expresión para  $C_{\mu}$  para todo tipo de terreno firme. Se observó lo siguiente:

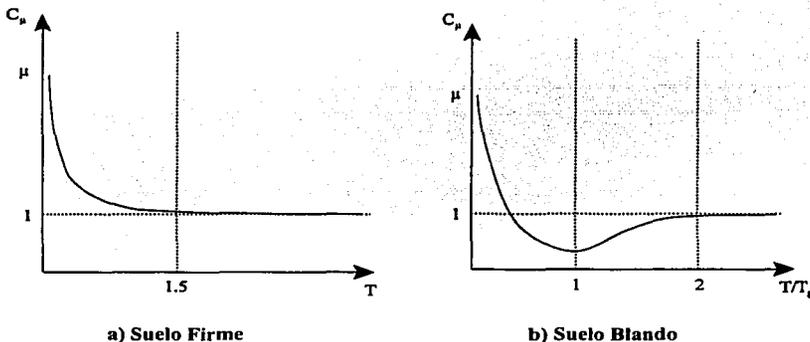
- $C_{\mu}$  es en promedio igual a uno, para periodos de vibración mayores que 1.5 Seg. Esto significa que para este intervalo de periodos la demanda de desplazamiento inelástico es, en promedio, igual a la demanda de desplazamiento elástico.



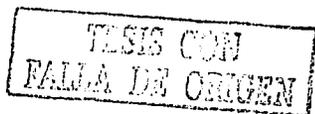
- Para estructuras de periodo corto,  $C_{\mu}$  es en promedio mayor que uno. En particular, el número de veces que el máximo desplazamiento inelástico es mayor al máximo desplazamiento elástico depende del nivel de la demanda de ductilidad  $\mu$  y del periodo de vibración, pudiendo llegar a ser, para periodos muy cortos, hasta  $\mu$  veces el máximo desplazamiento elástico.
- El valor límite de  $T$ , a partir del cual el desplazamiento máximo inelástico es en promedio igual al máximo desplazamiento elástico, depende del nivel de ductilidad  $\mu$ .
- $C_{\mu}$  es en general muy semejante para diferentes tipos de terreno firme; de manera que se cometen errores menores al 10% si se utiliza una sola expresión para estimar  $C_{\mu}$  para todos ellos.

Las tres publicaciones mencionadas nos indican que  $C_{\mu}$  depende en caso que la estructura esté desplantada en suelo firme, del periodo fundamental de traslación,  $T$ , y de la demanda máxima de ductilidad  $\mu$ . En caso de que la estructura esté desplantada en suelo blando  $C_{\mu}$  depende, además de la demanda máxima de ductilidad  $\mu$ , de la relación del periodo fundamental de la estructura y el periodo predominante del movimiento sísmico  $T/T_g$ .

Las tendencias indicadas en las referencias mencionadas se ilustran en la figura 2.4. Como en el caso de  $R_{\mu}$ , el uso racional de  $C_{\mu}$  dentro del contexto del diseño sísmico implica una formulación que considere de manera explícita el tipo de suelo, y el periodo y demanda de ductilidad de la estructura.



**Figura 2.4.- Tendencias del Coeficiente de Desplazamientos Inelásticos para Comportamiento Elasto-Plástico Perfecto.**



## 2.4.- Efectos de la Degradación de Rigidez en las Demandas de Resistencia.

Aunque los sistemas estructurales hechos de concreto reforzado no exhiben un comportamiento histerético elasto-plástico perfecto; este modelo histerético ha sido usado rutinariamente con el fin de obtener espectros de diseño, para estimar las demandas de resistencia en este tipo de estructuras.

Como se mencionó anteriormente, el advenimiento de nuevos enfoques y metodologías de diseño ha llevado a serios cuestionamientos en cuanto al uso de espectros derivados de SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto, para el diseño de estructuras que exhiben degradación de su ciclo histerético.

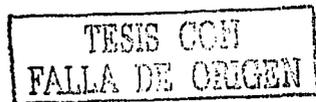
El propósito del estudio bibliográfico aquí presentado es documentar el trabajo hecho hasta la fecha acerca de la influencia que tiene el comportamiento histerético en las demandas de resistencia de modelos simples.

**Mahin y Bertero (1981).**- El propósito de esta publicación fue hacer una revisión general de los métodos disponibles para estimar las fuerzas laterales de diseño sísmico, para estructuras que exhiben comportamientos plásticos durante movimientos sísmicos severos. Esta evaluación se enfocó sobre tres problemas interrelacionados:

- Evaluar si los métodos de diseño tradicionales producen estructuras capaces de mantener sus demandas máximas de deformación lateral dentro de límites específicos.
- Investigar la sensibilidad de la respuesta inelástica de sistemas simples con respecto a su amortiguamiento y tipo de comportamiento histerético (se consideraron modelos elasto-plástico perfecto y de Clough-modificado con rigidez degradante).

Después de comparar las demandas de ductilidad máxima en sistemas con degradación de rigidez y elasto-plástico perfecto, los autores concluyeron que las demandas de ductilidad para sistemas con rigidez degradante pueden diferir en algunos intervalos de  $T$ , de aquellas obtenidas en sistemas elasto-plástico perfectos. Sin embargo, los autores observaron que en promedio estas diferencias son en general pequeñas, por lo que observaron que las demandas de resistencia para sistemas degradantes en suelo firme pueden ser estimadas a partir de espectros obtenidos de SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

**Rahnama y Krawinkler (1993).**- Se llevó a cabo una evaluación estadística de  $R_p$  para SIGL con diferentes tipos de modelos histeréticos: bilineal con 5% de endurecimiento por deformación y el de Clough-modificado. Para ello, se usaron 15 acelerogramas registrados en roca y suelo firme durante sismos que ocurrieron en el oeste de los Estados Unidos, y cuyas magnitudes oscilaron entre 5.7 a 7.7. En este estudio solamente se consideraron sistemas bilineales con periodos de 0.5 y 1.0 s. y se llegaron a las siguientes conclusiones:



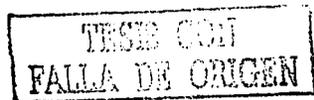
- La degradación de la rigidez tiene algo de efecto en la respuesta sísmica, pero este efecto es pequeño comparado con el efecto del deterioro de la resistencia. Observan que el deterioro exclusivo de rigidez se presenta en estructuras de concreto reforzado que han sido detalladas en su armado para incursionar en el intervalo inelástico.
- Un deterioro en rigidez no necesariamente implica un incremento en la ductilidad demandada.
- Un deterioro de rigidez puede verse reflejado en un incremento significativo en desplazamiento, particularmente cuando el movimiento sísmico tiene varios pulsos importantes, de tal manera que el último pulso actúa sobre un sistema estructural ya deteriorado.

**Terán (1996).**- Se evaluó el efecto que tiene la degradación de rigidez en las demandas de resistencia de osciladores con diferentes características mecánicas, y sujetos a movimientos sísmicos con diferente contenido de frecuencia. Se evaluaron las relaciones de los espectros medios de resistencia para osciladores con degradación de rigidez (se usó el modelo de los tres parámetros) y sus correspondientes espectros medios de resistencia para osciladores elasto-plástico perfectos. Los resultados se obtuvieron para diferentes muestras de ruido coloreado con una duración de fase intensa de 30.70 s. Los resultados muestran lo siguiente:

- El efecto de la degradación de rigidez en las demandas de resistencias de los osciladores es pequeño para movimientos representativos de suelo firme.
- Para movimientos representativos de suelo blando, el efecto de la degradación de rigidez puede ser importante. La demanda de resistencia para ductilidad constante en osciladores que tengan degradación de rigidez y un periodo fundamental de traslación ( $T$ ) menor que el periodo fundamental de la oscilación ( $T_g$ ), puede ser significativamente mayor que la correspondiente a osciladores con comportamiento elasto-plástico perfecto que desarrollan la misma demanda de  $\mu$ , particularmente para valores pequeños de  $\xi$  (i.e., 0.02 y 0.05). La demanda de resistencia en osciladores que tengan degradación de rigidez y un periodo  $T$  mayor que  $T_g$ , puede ser significativamente menor que la correspondiente a osciladores elasto-plástico perfectos, particularmente para  $\xi$  pequeñas.

**Miranda y Ruiz-García (1998).**- El principal objetivo de este estudio, consistió en evaluar la influencia de la degradación de rigidez en la estimación de las demandas de resistencia lateral en estructuras desplazadas sobre suelo blando. A partir de factores de reducción de resistencia,  $R_{\mu}$ , se estudió la respuesta inelástica de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto para representar a las estructuras sin degradación de rigidez, y sistemas con el modelo histerético de Clough-modificado para representar a las estructuras que presentan deterioro de rigidez significativo.

Para fines de comparación, se calculó para cada registro el cociente de  $R_{\mu}$  obtenido con el modelo de Clough-modificado ( $R_{\mu,cd}$ ) y de  $R_{\mu}$  estimado con un modelo elasto-plástico perfecto ( $R_{\mu,pl}$ ).



Posteriormente, se obtuvo el promedio de los cocientes para cada relación  $T/T_g$  y cada nivel de ductilidad deseado.

Se consideraron 26 acelerogramas registrados en estaciones localizadas en el área de la bahía de San Francisco y en la zona del lago de la Cd. de México. Las conclusiones derivadas de este estudio son las siguientes:

- Los factores  $R_\mu$  para estructuras con degradación de rigidez y con periodos menores que 0.6 veces  $T_g$  son por lo general menores que aquellos correspondientes a estructuras con degradación de rigidez. Por tanto, las estructuras de periodo corto que exhiben degradación de rigidez deben ser diseñadas para fuerzas laterales mayores que las estructuras que no presentan degradación de rigidez; en este intervalo de periodos la degradación de rigidez es importante y no puede despreciarse.
- Para estructuras con periodos cercanos o mayores que  $T_g$ , los factores  $R_\mu$  de estructuras con degradación de rigidez son mayores que los correspondientes a estructuras sin degradación de rigidez. Desde un punto de vista práctico, esto significa que es conservador en este intervalo de periodos utilizar los factores de  $R_\mu$  derivados de sistemas sin degradación de rigidez para el diseño sismorresistente de estructuras que puedan tener degradación de rigidez.

Es importante recalcar que por muchos años, el trabajo hecho por Mahin y Bertero (1981) impactó los códigos de diseño e incluso la investigación, en cuanto al diseño de las estructuras sismorresistentes. En particular, se justificó que los códigos de diseño se formularan sin consideración explícita al comportamiento histerético de las estructuras sismorresistentes, y muchas investigaciones del comportamiento plástico de estas estructuras no consideraron al comportamiento histerético como una variable de importancia.

A partir de los sismos del 19 de septiembre de 1985 en México y de 1989 en Loma Prieta California, que aportaron varios acelerogramas registrados en suelo blando, se empezó a considerar de importancia el estudio de la respuesta dinámica de estructuras sismorresistentes en diferentes condiciones del terreno. Con el advenimiento de nuevas herramientas de cómputo, pudo empezar a vislumbrarse, conforme a lo que se discutió con anterioridad, que la degradación de rigidez tiene una influencia importante en los requerimientos de resistencia de las estructuras sismorresistentes. En particular, quedó claro que un número importante de estructuras desplantadas en suelo blando habían sido diseñadas con resistencias menores que las que demandaba su comportamiento histerético, y que debían plantearse metodologías de diseño que tomaran en cuenta esto de manera explícita.

## 2.5.- Efectos de la Degradación de Rigidez en los Cocientes de Desplazamiento Inelástico.

Siguiendo el mismo objetivo descrito en la introducción del inciso 2.4, se hace el siguiente estudio bibliográfico.

**Gupta y Kunnath, (1998)**- Este reporte examina el efecto del deterioro de la rigidez, la degradación de la resistencia, el adelgazamiento de la curva histerética y el efecto combinado de estos tres efectos; sobre las demandas de ductilidad después de analizar el  $C_{\mu}$  promedio en S1GL sujetos a un grupo de 15 acelerogramas registrados en roca en el oeste de los Estados Unidos, se llegó al siguiente resultado:

- Para estructuras con período fundamental  $T$  menor a 0.3 s.  $C_{\mu}$  es mayor que 1.0, correspondiendo los valores mayores para las estructuras con período menor y con mayores incursiones inelásticas.
- Para estructuras con período fundamental  $T$  mayor a 0.3 s.  $C_{\mu}$  tiende a valores ligeramente menores que 1.0.
- El promedio de la respuesta pico de un sistema altamente degradante, es aproximadamente 25% mayor que la de un sistema con degradación de rigidez nominal.

**Terán, (1996)**- Se evaluó el efecto que tiene la degradación de rigidez en las demandas de desplazamiento inelástico de osciladores con diferentes características mecánicas, y sujetos a movimientos sísmicos con diferente contenido de frecuencia. Se evaluaron las relaciones de los espectros medios de desplazamiento inelástico para osciladores con degradación de rigidez (se usó el modelo de los tres parámetros) y sus correspondientes espectros medios de desplazamiento inelástico para osciladores elasto-plástico perfecto. Los resultados se obtuvieron para diferentes muestras de ruido coloreado con una duración de fase intensa de 30.70 s. Los resultados muestran lo siguiente:

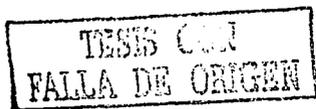
- El efecto de la degradación de rigidez en las demandas de desplazamiento inelástico de los osciladores es pequeño para movimientos representativos de suelo firme.
- Para movimientos representativos de suelo blando, el efecto de la degradación de rigidez puede ser de consideración. La demanda de desplazamiento para ductilidad constante en osciladores que tengan degradación de rigidez y un período fundamental de traslación ( $T$ ) menor que el período fundamental de la oscilación ( $T_g$ ), puede ser significativamente mayor que la correspondiente a osciladores con comportamiento elasto-plástico perfecto que desarrollan la misma demanda de  $\mu$ , particularmente para valores pequeños de  $\xi$  (i.e., 0.02 y 0.05). La demanda de desplazamiento inelástico en osciladores que tengan degradación de rigidez y un período  $T$  mayor que  $T_g$ , puede ser significativamente menor que la correspondiente a osciladores elasto-plástico perfectos, particularmente para  $\xi$  pequeñas.

**Miranda y Ruiz-García (1999).**- Esta publicación está encaminada a estudiar la influencia de la degradación de rigidez en la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico de estructuras desplantadas sobre suelo blando; a través de estimar los coeficientes de las demandas de desplazamiento lateral en S1GL con degradación de rigidez, representado por el modelo histerético de Clough-modificado, con respecto a las demandas de desplazamiento lateral en S1GL sin degradación de rigidez, representado por el modelo histerético elasto-plástico perfecto. Para ello se consideraron 100 acelerogramas registrados en estaciones localizadas en la Cd. de México y 16 acelerogramas registrados en estaciones ubicadas en el área de la bahía de San Francisco. Se llegó a las siguientes conclusiones:

- Para valores pequeños de la relación de  $T/T_k$ , las demandas de deformación son mayores en estructuras con degradación de rigidez que en estructuras sin degradación de rigidez. Por lo tanto el no considerar, en este intervalo, la degradación de rigidez implica una subestimación de las demandas de deformación inelástica.
- Los periodos  $T/T_k$  que limitan la zona de cocientes mayores que uno de la de cocientes menores a uno, no es constante, sino que depende del nivel de ductilidad. Esta relación limitrofe de periodos disminuye cuando se incrementa el nivel de ductilidad.
- Para estructuras con periodos cercanos o mayores al período predominante del terreno las demandas de deformación lateral es menor en estructuras con degradación de rigidez que en estructuras sin degradación de rigidez. Desde el punto de vista práctico, esto significa que en este intervalo, es conservador utilizar los cocientes de desplazamiento derivados de estudios de sistemas sin degradación de rigidez, para la estimación de las demandas de desplazamiento lateral de estructuras que puedan tener degradación de rigidez.

Vale la pena comentar que el estudio del efecto de degradación de rigidez en las demandas de desplazamiento lateral requiere de mayor atención. En particular, es importante destacar que muchas de las metodologías de diseño por control de desplazamientos propuestas recientemente para estructuras de concreto reforzado (Moehle 1992, Priestley 2000) no consideran que las demandas de desplazamiento en sistemas degradantes pueden llegar a ser, particularmente para suelo blando, mucho mayores que las estimadas a partir de sistemas elasto-plástico perfecto.

Para finalizar este capítulo es importante enfatizar con respecto a las demandas de resistencia y desplazamiento para estructuras desplantadas en suelo blando, como puede ser el suelo del Valle de México, que el comportamiento histerético puede ser muy importante, principalmente si la estructura posee un período fundamental de traslación,  $T_1$ , menor al período fundamental del suelo,  $T_k$ . En este caso el no considerar la degradación de rigidez provocaría una subestimación de la resistencia lateral sísmica necesaria para limitar las deformaciones inelásticas, y una subestimación similar en la demanda de desplazamiento lateral.



### 3.- LA IMPORTANCIA DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO EN LAS METODOLOGÍAS FUTURAS DE DISEÑO SÍSMICO.

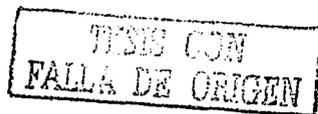
A través de algunas de las deficiencias de las metodologías de diseño sismorresistente actualmente utilizadas en la práctica de diseño sísmico, este capítulo identifica otras demandas sísmicas, aparte de la resistencia y el desplazamiento, que son relevantes para el diseño sísmico. Se crea además un contexto, a través de las tendencias actuales del diseño sísmico, a partir del cual se puede entender la importancia y posible uso de estas demandas sísmicas.

Finalmente, este capítulo presenta los resultados de investigaciones dirigidas a estudiar el efecto de la degradación de rigidez en estas demandas sísmicas, y las implicaciones de esto en el planteamiento de nuevas metodologías de diseño sísmico.

#### 3.1.- Limitaciones de la Normatividad Actual.

Hasta el momento se ha discutido la importancia que tiene la degradación de rigidez en las demandas de resistencia y de desplazamiento de una estructura. Sin embargo, dentro de un contexto más amplio, resulta necesario estudiar dicho impacto en otras demandas sísmicas, tal como las de velocidad, aceleración y de energía. Para crear un contexto a partir del cual se pueda explicar la necesidad de considerar otras demandas sísmicas, aparte de las de resistencia y desplazamiento, esta sección discute las limitaciones de la normatividad actual y de la necesidad de ampliar sus alcances.

Actualmente, la posible falla de una estructura sismorresistente se evalúa a partir de su demanda máxima de ductilidad ( $\mu_{max}$ ) durante una excitación sísmica, por lo tanto, el diseño contra el colapso de una estructura de ocupación estándar, consiste en proveer a la estructura con suficiente resistencia de manera que su  $\mu_{max}$  durante la excitación sísmica sea menor que su ductilidad última ( $\mu_{ult}$ ), que es la que se alcanza cuando se le sujeta a un desplazamiento monotónicamente creciente. De acuerdo con este criterio de evaluación, la estructura exhibe un comportamiento adecuado cuando  $\mu_{max} < \mu_{ult}$ , tal como se muestra en la Figura 3.1.



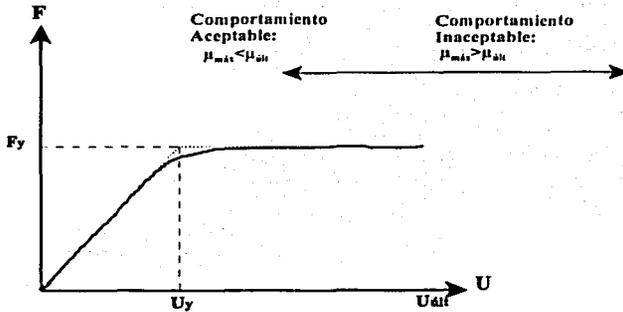
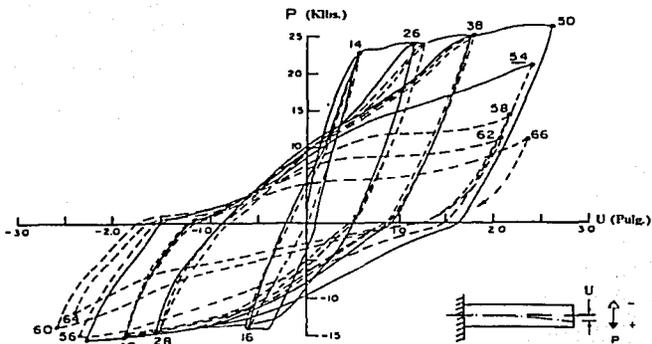


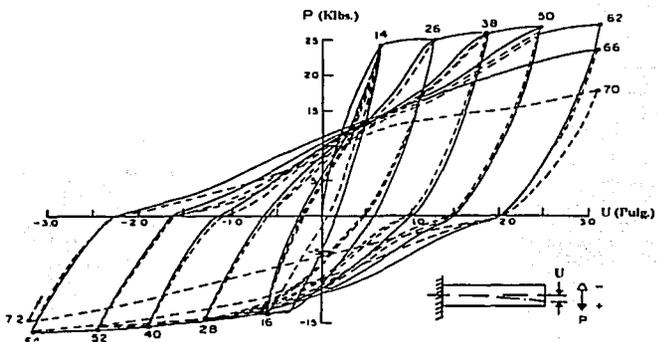
Fig. 3.1.- Uso de  $\mu_{máx}$  como criterio de evaluación sísmica.

Antes de discutir lo satisfactorio de los métodos sismorresistentes actuales, de acuerdo a su habilidad para proporcionar control contra la ductilidad lateral máxima, hay una pregunta más básica que debe plantearse primero: ¿Implica el control de la ductilidad lateral máxima en una estructura sismorresistente un control efectivo de los daños en sus miembros estructurales?.

En algunos casos, el daño estructural puede no depender exclusivamente de la demanda de la ductilidad lateral máxima en la estructura, sino de que sus miembros pueden estar sometidos a ciclos acumulativos de comportamiento inelástico. Bajo cargas reversibles que incursionan en el intervalo inelástico, las características mecánicas (resistencia, rigidez, estabilidad, y aún la capacidad de deformación) de los miembros de concreto reforzado, así como de otros materiales, se deterioran. Este fenómeno es conocido como "fatiga por ciclos de larga amplitud". Como se muestra en la figura 3.2 el deterioro de estas características mecánicas dependen de la magnitud, secuencia y número de incursiones inelásticas.



a) Diagrama P-U de Viga Rectangular (Ma et al. 1976)



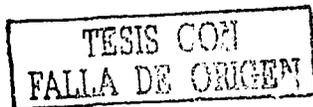
b) Diagrama P-U de Viga Rectangular (Ma et al. 1976)

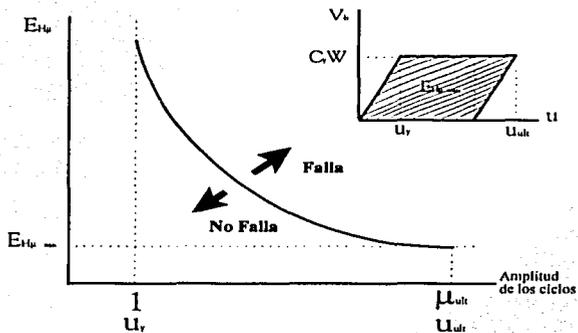
Fig. 3.2.-Degradación de las características mecánicas en elementos de concreto reforzado.

Si las demandas acumulativas pasan a ser relevantes, no es suficiente proveer un adecuado control contra el desplazamiento máximo; el diseñador debe asegurarse que la estructura sea capaz de incursionar en varios ciclos de comportamiento plástico, y por lo tanto de disipar sus demandas de energía histerética plástica ( $E_{IIP}$ ) sin colapsarse. Para lograr lo anterior, el posible deterioro de las características mecánicas de la estructura deben ser retardadas, a través de una adecuada resistencia y capacidad de deformación lateral. Ha sido reportado por Uang y Bertero (1988) que la capacidad de un miembro estructural para disipar  $E_{IIP}$ , no es constante, sino que, como se indicó anteriormente, depende fuertemente de la historia de carga-vs-deformación en dicho miembro. Por lo tanto, un criterio para controlar daño que supone una provisión de  $E_{IIP}$  constante no está justificado. Se ha demostrado experimentalmente para elementos de acero y concreto reforzado lo siguiente:

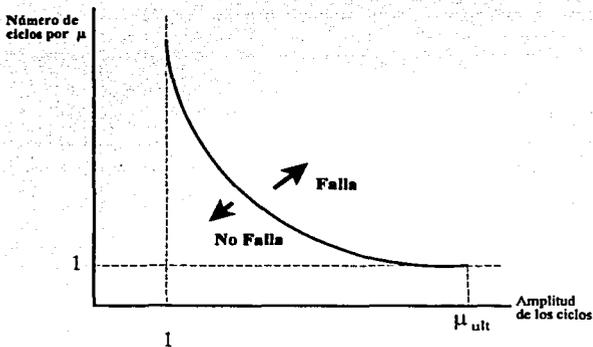
- La  $E_{IIP}$  disipada por un elemento estructural, sujeto a una deformación monotónicamente creciente hasta el colapso (hasta  $U_{\text{últ}}$  o  $\mu_{\text{últ}}$ ), puede ser considerado como un límite inferior para la  $E_{IIP}$  que el mismo elemento pueda disipar cuando se le sujeta a ciclos repetitivos de deformación, con una demanda máxima  $\mu_{\text{máx}}$  ( $\mu_{\text{últ}}$  o  $u_{\text{máx}}$  ( $U_{\text{últ}}$ ), como se ilustra esquemáticamente en la figura 3.3a.
- Entre más grande sea el número de ciclos a los que se le sujeta a un elemento estructural, más pequeña debe ser la  $\mu_{\text{máx}}$  correspondiente a dichos ciclos para evitar una falla por fatiga, tal como se ilustra en la Figura 3.3b.

En el pasado, varios investigadores han reconocido la importancia tanto de las demandas de desplazamiento como la de la demanda de energía histerética plástica en el desempeño de elementos estructurales de acero y concreto reforzado. Dado que el desempeño sísmico de estructuras sismorresistentes se establece frecuentemente en función del nivel de daño aceptable para sus elementos estructurales durante un movimiento sísmico, se ha planteado la cuantificación del daño estructural a través del desarrollo y calibración de índices de daño. La mayor parte de estos índices son acumulativos por naturaleza y frecuentemente reflejan la dependencia que el daño tiene en ambas: la amplitud y el número de ciclos de carga (Williams y Sexsmith, 1995). Algunas deficiencias de la aplicación de la mayoría de estos índices son que prácticamente todos ellos han sido desarrollados para caracterizar el daño producido por demandas por flexión en miembros estructurales, mientras que prácticamente no se ha llevado a cabo investigación para caracterizar daño inducido por cortante; y además la mayoría de estos índices han sido desarrollados para estimar daño local, y sus aplicaciones para cuantificar daño a nivel global no es de manera directa. El más conocido y más ampliamente usado índice de daño para elementos de concreto reforzado es el desarrollado por Park y Ang (1985), el cual se discute en detalle más adelante; dicho índice consiste de una simple combinación lineal de las demandas de deformación lateral máxima y la energía histerética plástica.





a).- Incluye energía histerética plástica a demanda lateral máxima



b).- Incluye número de ciclos a demanda máxima

Fig. 3.3. Representación esquemática de falla para elementos de concreto reforzado (Terán, 1996)

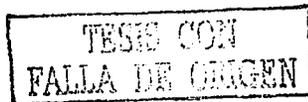
La normatividad actual no contempla algunas demandas sísmicas, que pueden llegar a ser relevantes en el desempeño de las estructuras sismorresistentes, en particular:

- La demanda de  $E_{iw}$  puede ser clave en determinar el nivel de daño en los elementos estructurales que forman parte del sistema para soportar cargas laterales, y por lo tanto, el control del daño estructural planteado a través del control exclusivo del desplazamiento lateral máximo no necesariamente llevará a un desempeño estructural adecuado, particularmente en estructuras sujetas a excitaciones sísmicas de larga duración.
- Hay otros parámetros de respuesta que también pueden llegar a ser relevantes en los siguientes casos:
  - Velocidad relativa ( $V_{rel}$ ): en la determinación de las fuerzas por amortiguamiento en casos de tener disipadores de energía y en la respuesta dinámica de instalaciones y equipo.
  - Aceleración absoluta ( $A_{abs}$ ): para el control del daño no-estructural y del contenido en las estructuras sismorresistentes.
  - Energía disipada a través del amortiguamiento viscoso ( $E_v$ ): ayudaría a determinar la cantidad de energía viscosa que es necesario que absorban los amortiguadores viscosos en caso de ser utilizados.

### 3.2.- Tendencias de Diseño.

Una manera en que la comunidad de ingenieros estructurales está intentando corregir los defectos involucrados en el uso de los procedimientos actuales de diseño sismorresistentes, es a través del concepto de *diseño basado en el desempeño*. Un punto que necesita estar claramente entendido es que el diseño basado en el desempeño considera un proceso de diseño sísmico que es totalmente inclusivo. Más específicamente, empieza con la concepción de una solución eficiente al problema de diseño, y toma en consideración todos los parámetros relevantes de respuesta, e incluye todas aquellas actividades que hacen posible un adecuado control de calidad durante la construcción, mantenimiento y operación del edificio. Recientemente, el Comité Visión 2000 (1995) propuso el proceso de diseño basado en el desempeño, ilustrado en la figura 3.4, el cual consiste de las tres fases siguientes:

- **Fase Conceptual.**-Esta fase se enfoca en la concepción de una solución adecuada y eficiente al problema de diseño. Primero, es necesario definir *los criterios de desempeño*, los cuales consisten en una definición del comportamiento deseable para el edificio, generalmente formulados en términos de daño estructural y no-estructural aceptables para todos los niveles relevantes del movimiento del terreno. Inmediatamente es necesario establecer, de acuerdo a la sismicidad local y criterios de desempeño, si el sitio es adecuado al tipo de construcción y movimientos sísmicos de diseño. Enseguida el diseñador procede al *diseño conceptual*, en la que establece las configuraciones globales y estructurales, los sistemas y materiales estructurales, así como el tipo de cimentación y sistemas no-estructurales del edificio. El comportamiento postelástico del edificio deberá ser contemplado en esta etapa del diseño;

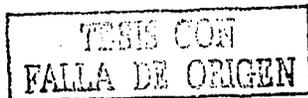


esto quiere decir que el diseño conceptual demandará del diseñador un claro entendimiento de la respuesta plástica deseada del edificio.

- **Fase Numérica.**-Los dos pasos de esta fase (*Diseño Preliminar y Diseño Final*) involucran el dimensionamiento y detallado de los sistemas estructurales y no-estructurales. Cualquier metodología para llevar a cabo esta fase deberá ser: transparente, de modo que el diseñador pueda trazar explícitamente una solución numérica al diseño conceptual; flexible, de modo que el diseñador pueda resolver la fase numérica para diferentes criterios de desempeño y sistemas estructurales; simple, para poder hacer posible su aplicación práctica; y conciso, de modo que el diseñador pueda considerar el mejoramiento o la reformulación de su diseño conceptual durante las etapas preliminares de esta fase.
- **Fase de Implementación.**-La calidad del diseño deberá garantizarse por medio de una revisión independiente. También, deberá ser contemplado un adecuado control de calidad durante la construcción, además deberá contemplarse el mantenimiento y la operatividad del edificio.

Dentro del contexto de diseño por desempeño, un edificio deberá no solamente cumplir con un comportamiento adecuado para un nivel particular de movimiento sísmico, sino deberá satisfacer los requerimientos de desempeño impuesto por los diferentes niveles de movimiento sísmico. Este tema se discute en detalle por el Comité Visión 2000 (1995), que ha formulado criterios de desempeño para diferentes tipos de estructuras y para cuatro niveles de movimientos del terreno.

La discusión presentada en esta sección nos permite un entendimiento preliminar de como el diseño basado en el desempeño intenta corregir las deficiencias de los procedimientos de diseño sísmico actuales. Primero, hace la definición y uso de los criterios de desempeño, una parte esencial del diseño. Segundo, demanda del diseñador, a través del paso nombrado *diseño conceptual* un claro entendimiento del comportamiento de la estructura durante movimientos sísmicos de diferente intensidad. Tercero, requiere una metodología de diseño numérico transparente y flexible que tenga en cuenta la formulación explícita del diseño numérico, como una función de los criterios de desempeño y del diseño conceptual. Finalmente, requiere la revisión del diseño final, de tal manera que el diseñador pueda evaluar los méritos económicos y técnicos del diseño.



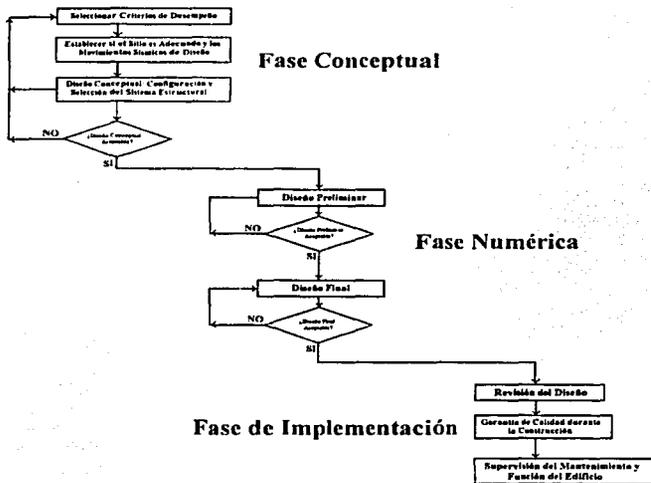


Figura 3.4.- Proceso de diseño sísmico basado en el desempeño (Comité Visión 2000, 1995)

### 3.3.- Demandas que deben considerarse en el Diseño por Desempeño.

El primer tema de discusión que deberá considerarse durante la formulación de un procedimiento basado en el desempeño, es la necesidad de incorporar explícitamente consideraciones de desempeño dentro de su formato. Una manera de alcanzar esto transparentemente, es plantear estas consideraciones de desempeño en términos de daño aceptable, para después cuantificarlos a través del uso de índices de respuesta. En esta sección, se comentan algunos planteamientos que hacen posible el uso de las demandas de energía y de deformación para plantear el control del daño estructural y no-estructural.

### La Energía como un Parámetro de Diseño.

El Balance de energía de una estructura sismorresistente puede expresarse como (Uang y Bertero, 1992):

$$E_i = E_K + E_{ES} + E_{IH} + E_{IH} \quad (3.1)$$

donde  $E_i$  es la energía de entrada,  $E_K$  la energía cinética,  $E_{ES}$  la energía almacenada en el sistema a través de deformación elástica recuperable,  $E_{IH}$  y  $E_{IH}$  son las energías disipadas a través del amortiguamiento viscoso y mecanismos plásticos histéricos, respectivamente. La ecuación (3.1) puede formularse usando un marco de referencia absoluto o relativo. Dependiendo del marco de referencia utilizado, los valores de  $E_i$  y  $E_K$  pueden variar, mientras que aquellos que corresponden a  $E_{ES}$ ,  $E_{IH}$  y  $E_{IH}$  son independientes de la formulación utilizada. En lo que resta de esta tesis,  $E_i$  representará la energía de entrada relativa, ya que los valores máximos de las energías de entrada absoluta y relativa son muy similares en un intervalo muy amplio de  $T$  (Uang y Bertero, 1992).

En esta etapa, se hace necesario puntualizar si los términos energéticos mencionados pueden ser usados explícitamente y racionalmente durante el diseño sismorresistente de una estructura, y si es así, como pueden ser usados.

Lo anterior ha sido previamente abordado por varios investigadores (Uang y Bertero, 1988, Fajfar *et al.* 1992a) y hay una concordancia que  $E_i$  y  $E_{IH}$  son parámetros prometedores para medir el daño potencial de un movimiento sísmico del terreno. Tomando en cuenta los esfuerzos llevados a cabo en la última década para proveer estructuras con dispositivos que puedan disipar grandes cantidades de energía a través de mecanismos viscosos, parece conveniente incluir dentro de este contexto a  $E_{IH}$ .

Un enfoque prometedor es definir el daño potencial en términos de  $E_i$  y la energía total disipada. De esta manera, un diseño sismorresistente basado en la energía, puede ser desarrollado tomando en consideración el hecho que  $E_E = E_K + E_{ES}$  representa la porción de  $E_i$  que es almacenada elásticamente en el sistema, y que  $E_D = E_{IH} + E_{IH}$  representa la porción que es disipada. La ecuación (3.1) puede ser reescrita para usarse en el diseño sismorresistente de un sistema como sigue:

$$E_i = E_E + E_D \quad (3.2a)$$

$$\text{Demandas Sísmicas} \leq \text{Suministros Sísmicos} \quad (3.2b)$$

De las ecuaciones (3.2), se concluye que el primer paso para lograr un diseño sismorresistente adecuado es tener una buena estimación de la demanda de energía, i.e., un conocimiento de  $E_i$ . Debido a las grandes incertidumbres implicadas en definir el movimiento sísmico del terreno de diseño, existe una gran dificultad en establecer el valor de  $E_i$  que necesita ser considerado en el diseño. Una vez que las demandas energéticas en la estructura han sido establecidas, debe establecerse una combinación de  $E_E$  y  $E_D$  en la estructura sismorresistente que permita disiparla adecuadamente.

Normalmente,  $E_D$ , necesita ser usada racionalmente para lograr un diseño sismorresistente eficiente y adecuado. Por un lado, para movimientos sísmicos del terreno severos, puede ser costoso, en algunos casos diseñar y construir una estructura para resistir estos movimientos sin permitirle disipar grandes cantidades de energía; mientras que por el otro, el valor de  $E_D$  que a la estructura le es permitido disipar deberá ser tal que la degradación o daño de los elementos que disipan se limite a valores aceptables. De este modo, la estructura necesita disipar  $E_D$  para permitir un diseño sismorresistente eficiente y racional. Sin embargo, la cantidad de  $E_D$  disipada deberá limitarse a niveles razonables para permitir a la estructura tener un adecuado desempeño sísmico (i.e., para evitar excesivo daño o degradación de sus características mecánicas). Algunos planteamientos al respecto se discutirán en detalle en la siguiente sección.

Un incremento en  $E_D$  puede lograrse de tres maneras: incrementando  $E_{IK}$ , incrementando  $E_{IW}$  o incrementando ambos. Debe señalarse que en suelo firme y roca podría ser ventajoso diseñar la estructura usando aislamiento en la base, de tal manera que obtengamos una reducción significativa en  $E_I$  de la superestructura. En el caso de estructuras localizadas en suelo blando, el incremento en  $T_1$  obtenido del aislamiento de la base de estructuras bajas y medianas, probablemente extenderá su  $T_1$ , de tal manera que quedará más próximo al periodo de excitación del terreno ( $T_D$ ), lo cual resulta en un incremento significativo en las demandas sísmicas. Para estas estructuras desplazadas en suelo blando, el uso racional de  $E_D$  parece ser la solución más eficiente.

Aunque un enfoque basado en la ecuación (3.2) es esencial en el diseño sismorresistente, la información proporcionada por esta ecuación es limitada. La ecuación del balance energético permite una comparación entre la energía demandada y la energía suministrada a un sistema, por lo tanto, permite diseñar contra el colapso mediante el planteamiento de una capacidad energética adecuada. Sin embargo, en muchos casos, el desempeño del sistema puede estar asociada a otros requerimientos.

La ecuación (3.2) *per se* no provee suficiente información acerca de cómo controlar la respuesta del sistema, y por lo tanto, necesita ser complementada con criterios de control para parámetros de respuesta y daño, lo que, como se discute en detalle en la siguiente sección, puede lograrse mediante el uso de índices de respuesta.

### Índices de Respuesta.

Un índice de respuesta es el resultado numérico de una relación analítica que se establece entre la respuesta de una estructura (o miembro) y el daño o estado de degradación que exhibe después de una excitación sísmica dada. A través del valor numérico del índice de respuesta, es posible determinar el nivel de daño en una estructura o miembro.

El nivel de daño en un miembro no-estructural típico depende de su demanda de deformación, la cual, es usualmente caracterizada a través de su máxima demanda de distorsión de entrepiso, IDI, (Bertero *et al.* 1991, Mochle 1992).

De esta manera, la distorsión de entrepiso, que se define como el desplazamiento lateral de entrepiso normalizado por la altura correspondiente del piso, puede ser usado como un índice de respuesta para componentes no-estructurales. Conociendo como el IDI se relaciona con el nivel de daño no-estructural, como se muestra en la figura 3.5a, es posible conocer el máximo valor aceptable para el IDI en el edificio ( $IDI_{max}$ ).

Como se muestra en la figura 3.5b, el valor del  $IDI_{max}$  puede ser usado para estimar las demandas de desplazamiento global máximo en el edificio (e.g., su desplazamiento lateral máximo de azotea,  $\delta_{max}$ ) a través del concepto del coeficiente de distorsión, COD. El valor del COD, que tiende a incrementarse con un incremento de las demandas no-lineales, usualmente oscila entre 1.5 a 2.0 en edificios regulares (Terán, 1996).

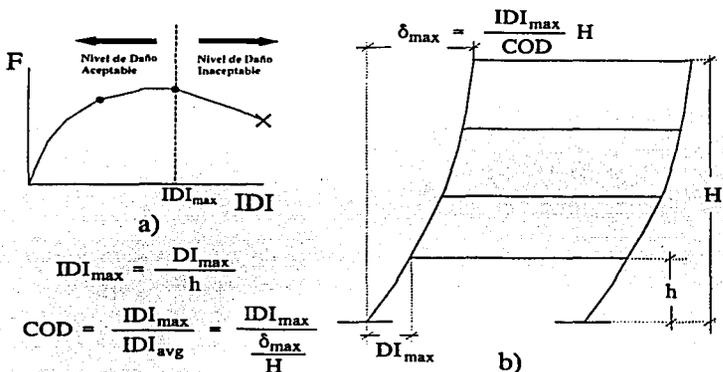


Figura 3.5.- Uso de la Demanda IDI como un Índice de Respuesta para Elementos No-Estructurales.

Algunos índices de respuesta cuantifican el nivel de daño en miembros de concreto reforzado dúctiles como una función de sus demandas máximas de deformación lateral y su energía disipada. Un índice de respuesta frecuentemente utilizado para este propósito es el desarrollado y calibrado por Park y Ang (1985), el cual puede escribirse como:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{\delta_{max}}}{\mu_{\delta_u}} + \beta \frac{NE_{t,u}}{\mu_{\delta_u}} \quad (3.3)$$

donde  $\mu_{\delta_{max}}$  es la demanda de ductilidad máxima durante el movimiento del terreno;  $\mu_{\delta_u}$  es la

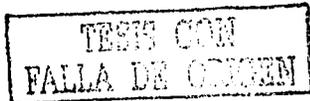
ductilidad última bajo deformación monotónicamente creciente;  $NE_{Ipl}$ , es la energía plástica total disipada durante el movimiento del terreno, normalizada por el producto de  $F_y$  y  $\delta_y$ , donde  $F_y$  y  $\delta_y$  son respectivamente la resistencia y la deformación a la fluencia. El parámetro  $\beta$  es calibrado experimentalmente, tal que, un valor de  $DMI_{PA}$  menor que o igual a 0.4 pueda ser interpretado como daño reparable; de 0.4 a menos que 1.0 como daño irreparable; y más grande que 1.0 como colapso.

Si algunas condiciones de regularidad son satisfechas, un valor global de  $DMI_{PA}$ , manejado a través de un modelo de un grado de libertad (S1GL) de la estructura, puede ser usado para caracterizar el daño estructural local en marcos dúctiles de concreto reforzado (Terán, 1996). Si el  $DMI_{PA}$  es usado de esta manera para caracterizar daño estructural, entonces  $\mu_{\delta max}$ ,  $\mu_{\delta u}$  y  $\delta_y$  en la ecuación (3.3) deberán expresarse como una función del desplazamiento lateral global de la estructura.

De acuerdo con la ecuación (3.3), el control del daño en un miembro estructural o estructura puede lograrse a través de controlar sus demandas de  $\mu_{\delta max}$  y  $NE_{Ipl}$ . Para un nivel constante de daño aceptable, caracterizado a través de un valor máximo de  $DMI_{PA}$  (simbolizado  $DMI_{max}$  e ilustrado en la figura 3.6), la  $\mu_{\delta max}$  que el miembro o estructura puede incursionar decrece conforme sus demandas de  $NE_{Ipl}$  se incrementan. Este hecho tiene implicaciones importantes en cuanto al valor de  $\mu_{\delta max}$  que debe ser usado en el diseño sísmico. Al respecto, algunos investigadores han introducido el concepto de ductilidad ideal u objetivo ( $\mu_{\delta TAR}$ ), la cual es definida como la máxima  $\mu_{\delta max}$  que una estructura puede tolerar durante el movimiento del terreno de diseño, tal que su nivel de daño es consistente con el nivel establecido por  $DMI_{max}$ . Una manera de estimar el valor de  $\mu_{\delta TAR}$ , usando el  $DMI_{PA}$  como una medida del daño estructural, es a través del uso del parámetro  $\gamma$ , definido por Fajfar, Vidic y Fischinger (1992a) como:

$$\gamma = \frac{\sqrt{\frac{E_{Ipl}}{m}}}{\omega \cdot \delta_{max}} = \sqrt{\frac{E_{Ipl}}{F_y \cdot \delta_y \cdot \mu_{\delta max}^2}} = \frac{\sqrt{NE_{Ipl}}}{\mu_{\delta max}} \quad (3.4)$$

Donde  $E_{Ipl}$  es la energía plástica total disipada durante el movimiento del terreno,  $m$  es la masa reactiva de la estructura,  $\delta_{max}$  su demanda de desplazamiento lateral máximo durante el movimiento del terreno,  $\omega$  es la frecuencia asociada con su periodo fundamental de traslación, y las otras variables involucradas en la ecuación (3.4) han sido definidas previamente.



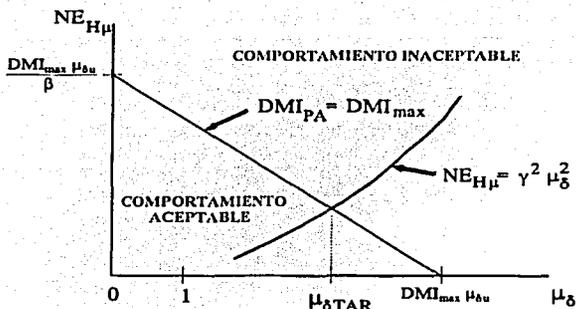


Figura 3.6. Uso del  $DMI_{PA}$  como índice de respuesta para marcos dúctiles de concreto reforzado.

El factor  $\gamma$  es un parámetro estable que tiende a incrementarse ligeramente con la duración del movimiento del terreno, mientras que en muchos casos es efectivamente independiente de los valores de resistencia, del coeficiente equivalente de amortiguamiento ( $\xi$ ) y del periodo fundamental de traslación ( $T$ ) de la estructura (Fajfar, Vidic y Fischinger, 1992a; Terán, 1996). La figura 3.7 ilustra este hecho a través de espectros de  $\gamma$  para el registro de El Centro 1940 (Componente N-S) obtenido para S1GL que tienen comportamiento elasto-plástico perfecto y diferentes valores de  $\mu$  y  $\xi$ .

La figura 3.7a muestra dichos espectros para variaciones de  $\xi$  que van desde 0.02 a 0.20 con desarrollos de  $\mu_{\delta}$  de 2.0 a 6.0; mientras que la figura 3.7b resume la variabilidad de  $\gamma$ .

Como se muestra,  $\gamma$  tiende a ser independiente de los valores de  $\mu_{\delta}$  ( $\mu_{\delta} \geq 2$ ),  $\xi$  y  $T$ . En algunos casos, como para movimientos registrados en suelos blandos,  $\gamma$  exhibe una mayor dependencia en los valores de  $T$  que los sugeridos para la figura 3.7 (Terán, 1996).

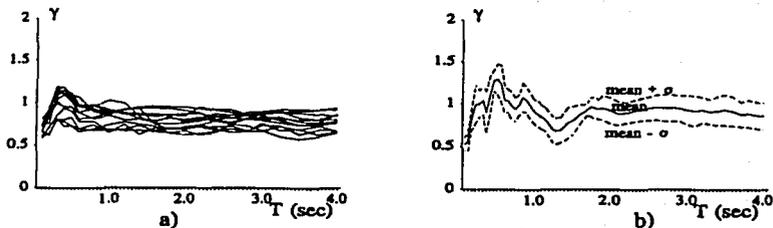


Figura 3.7.-Estabilidad del Parámetro  $\gamma$ , Suelo Firme (Juárez y Terán, 1998)

La estabilidad de  $\gamma$  sugiere que la respuesta de diferentes sistemas sujetos a un movimiento sísmico particular no cae arbitrariamente en el plano  $\mu_{\delta\max}$  vs  $NE_{H\mu}$ , sino que cae cerca de la parábola  $NE_{H\mu} = \gamma^2 \mu_{\delta\max}^2$ , (ver ecuación 3.4 y figura 3.6). Una relación estable de  $\mu_{\delta\max}$  y  $NE_{H\mu}$  permite la estimación de  $\mu_{\delta TAR}$ , una vez que el valor de  $DMI_{\max}$  ha sido establecido:

$$DMI_{\max} = \frac{\mu_{\delta TAR}}{\mu_{\delta u}} + \beta \frac{\gamma^2 \mu_{\delta TAR}^2}{\mu_{\delta u}} = \mu_{\delta TAR} = \frac{\sqrt{1 - 4\beta\gamma^2 \mu_{\delta u} DMI_{\max}} - 1}{2\beta\gamma^2} \quad (3.5)$$

Tomando lo anterior en consideración, puede concluirse que el control de daño estructural y no-estructural puede ser llevado a cabo a través de controlar sus demandas sísmicas máximas y acumuladas, y a la vez los límites a estas demandas pueden ser establecidos por medio del uso de índices de respuesta.

### 3.4.- Demandas Sísmicas de Energía en Sistemas de un grado de libertad.

Dado la importancia de las demandas sísmicas de energía en el desempeño estructural, y su posible incorporación a formatos de diseño sismorresistente, es importante discutir la dependencia de dichas demandas en las características mecánicas de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, y cómo la presencia de degradación de rigidez puede cambiar la magnitud de dichas demandas.

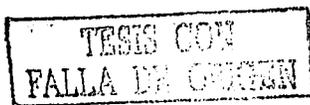
Uang y Bertero, (1992).- El principal objetivo de esta publicación es discutir el estado del conocimiento en el uso de los conceptos energéticos en el diseño sismorresistente de estructuras.

El método de diseño propuesto se basa en la premisa que la energía demandada en un sismo (o un ensamble de sismos) puede ser predicha de manera razonable, de tal manera que, es posible establecer las demandas de energía en un elemento o sistema estructural. Dentro de este contexto, un diseño satisfactorio implica que la capacidad de disipación de energía del sistema estructural es más grande que la energía que se le introduce durante la excitación sísmica,  $E_i$ .

Para hacer posible lo anterior, se enfatiza la importancia de establecer adecuadamente el movimiento sísmico de diseño a través del uso de la energía de entrada,  $E_i$ , y parámetros asociados, los cuales dan pautas para evaluar el potencial de daño de los movimientos sísmicos que puedan ocurrir en el sitio donde se ubica la estructura. Además, se comentan las maneras en que esta energía de entrada puede ser balanceada; ya sea a través de energía elástica recuperable ( $E_{ir}$ ) o energía disipada ( $E_D = E_{ir} + E_{ih}$ , energía viscosa más energía histerética) o ambas a la vez. Se observa que si este balance no es posible (técnicamente o económicamente) el diseñador debe intentar controlar la  $E_i$  (decrementar) de la estructura, a través de técnicas de aislamiento de base. Se menciona que la combinación de controlar (decrementar) la  $E_i$  a través de técnicas de aislamiento de base e incrementar la  $E_D$  por medio del uso de dispositivos de disipación energética; parece ser una estrategia prometedora para el diseño sismorresistente de construcciones nuevas, así como también para la rehabilitación sísmica de estructuras existentes.

Respecto a lo anterior, pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

- La aplicación de los conceptos energéticos, a través del uso de ecuaciones de energía; tiene la ventaja de indicar al diseñador las diferentes alternativas que tiene a su disposición, para encontrar un diseño eficiente (técnicamente o económicamente). Además, estimula y guía al diseñador en la adecuada aplicación de desarrollos recientes en el uso de técnicas de aislamiento de base y dispositivos disipadores de energía.
- Para el establecimiento adecuado de los criterios y sismos de diseño, es necesario hacer una evaluación razonable del potencial de daño de cada uno de los diferentes movimientos sísmicos que puedan ocurrir en el sitio de desplante de la estructura. Los diferentes parámetros usados actualmente en la práctica (códigos) son inadecuados para evaluar el potencial de daño de un movimiento sísmico. La  $E_i$  es un parámetro confiable para establecer el sismo de diseño; sin embargo, por sí sola no es suficiente para conducir un diseño confiable bajo el contexto de control de daño.
- Los espectros convencionales de respuesta inelástica para  $\mu$  constante, no aportan información suficiente para establecer el potencial de daño de los movimientos sísmicos. Estos espectros no reflejan la posibilidad de alta disipación energética demandada por sismos de larga duración.
- Para un sitio de desplante estructural dado, los espectros de  $E_i$  y  $E_{ih}$  correspondientes a todos los posibles movimientos sísmicos que puedan ocurrir (o que hayan sido registrados) en el sitio representan una buena opción para seleccionar los movimientos sísmicos críticos para





### 3.5.- Efecto del Comportamiento Histerético en las Demandas de Energía.

Varios investigadores han notado que, las demandas de energía estimadas en sistemas con degradación de rigidez pueden variar poco o mucho con respecto a sistemas elasto-plásticos perfectos con las mismas propiedades dinámicas y demandas de ductilidad. En particular:

**Krawinkler y Nassar, (1992).**- La investigación resumida en esta publicación está encaminada a demostrar que las consideraciones de ductilidad y daño acumulativo pueden y deben ser incorporadas explícitamente en el proceso de diseño sismorresistente. En particular se observa que la protección en contra del colapso implica que las capacidades de ductilidad disponibles deben exceder las demandas impuestas por los movimientos sísmicos con un adecuado margen de seguridad. Para ello, las capacidades de ductilidad disponibles deben considerar el número y magnitud de cada una de las incursiones inelásticas, y necesitan ser evaluadas con respecto a las demandas anticipadas de estos parámetros. La demanda de energía plástica,  $E_{in}$ , normalizada por  $F_y \delta_y$ , es usada como el parámetro básico de daño acumulativo, ya que contiene el número, así como, la magnitud de las incursiones inelásticas.

A partir del estudio de la respuesta de SIGL con 5% de amortiguamiento y sujetos a 15 acelerogramas de roca y suelo firme registrados en el oeste de los Estados Unidos se llegó a la siguiente conclusión:

- En general, y de manera particular para sistemas con periodo corto, los modelos con degradación de rigidez disipan más energía plástica que los modelos EPP. La razón es que los modelos con degradación de rigidez ejecutan más incursiones inelásticas pequeñas que los modelos EPP, en los cuales muchas de las deformaciones permanecen en el intervalo elástico.

En cuanto a la contribución de la energía plástica a la disipación total de la energía ( $E_D = E_{in} + E_L$ ), se observó lo siguiente:

- Para sistemas con degradación de rigidez, una porción más grande de la energía total disipada es disipada a través de deformaciones inelásticas ( $E_{in}$ ), que en sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, indicando que el amortiguamiento viscoso es mucho menos efectivo en sistemas con degradación de rigidez.

**Vidic, Fajfar y Fischinger, (1991).**- Se observa que del total de energía disipada, sólo la energía plástica contribuye al daño estructural, por lo cual se trató de definir qué porcentaje de la energía total disipada corresponde al comportamiento plástico.

La relación energía histerética a energía de entrada,  $E_H/E_I$ , fue estudiada paramétricamente en SIGL con resistencia constante sujetos a movimientos sísmicos con diferentes características. Basados en los resultados de este estudio, se obtuvieron las siguientes conclusiones:



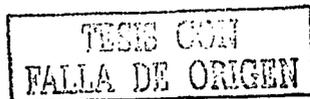
- La relación  $E_H/E_I$  depende de la cantidad de amortiguamiento viscoso y también del modelado del mismo. El amortiguamiento proporcional a la rigidez instantánea parece simular el comportamiento estructural más realísticamente que el amortiguamiento proporcional a la masa.
- Los valores máximos de  $E_H/E_I$  se observan en sistemas con periodos cortos, particularmente para periodos menores que el periodo predominante ( $T_1$ ) del movimiento sísmico. Estos valores máximos no dependen del movimiento de entrada, de la resistencia del sistema (con excepción de sistemas con resistencia alta), del amortiguamiento, ni del comportamiento histerético del sistema estructural. Se calcularon valores de 0.8 y 0.9, para  $E_{Hw}/E_I$  asociados a sistemas inelásticos usuales con amortiguamiento viscoso proporcional a la rigidez de cinco y dos por ciento respectivamente. Se considera razonable suponer un valor constante de  $E_H/E_I$  en la región de periodos cortos.
- En sistemas con periodo mayor que  $T_1$  (sistemas con periodos medios y largos) el valor de  $E_H/E_I$  decrece conforme  $T$  se incrementa.

**Fajfar, Vidic y Fischinger, (1991).**- En esta publicación se discute la energía de entrada en S1GL; y se plantea que la resistencia sísmica de una estructura puede establecerse a partir de comparar la energía de entrada en la estructura durante un sismo (demanda) con la capacidad de absorción energética de la misma estructura (suministro).

En este documento se discute la demanda de energía sísmica en términos de la energía de entrada, lo cual lleva a las siguientes conclusiones:

- La energía máxima de entrada por unidad de masa, que es impartida a sistemas con periodos fundamentales cercanos al periodo predominante del movimiento sísmico, es casi independiente de los parámetros estructurales. Sin embargo, depende fuertemente del movimiento del terreno.
- La energía de entrada está estrechamente correlacionada a la intensidad del movimiento del terreno. La intensidad puede medirse razonablemente a partir de la energía máxima de entrada.
- La energía de entrada impartida a sistemas con periodos naturales localizados en la región de periodos cortos, es en contraste a la energía máxima de entrada, fuertemente dependiente de los parámetros estructurales.

**Fajfar, Vidic y Fischinger, (1992a).**-Se hace una revisión de las investigaciones realizadas en la Universidad de Ljubljana en demandas sísmicas de energía. Se presentan las siguientes conclusiones y resultados:



- La energía de entrada máxima es impartida a sistemas con periodos naturales en la vecindad del periodo predominante del movimiento del terreno  $T_1$ . Esta es una cantidad relativamente estable (considerando las incertidumbres inherentes a la mayoría de los parámetros en ingeniería sísmica) y razonablemente independiente de parámetros estructurales y del movimiento sísmico.
- La energía de entrada impartida a sistemas estructurales con periodos naturales en el intervalo de periodos cortos ( $T < T_1$ ) depende fuertemente de diferentes parámetros estructurales. Los sistemas con periodo mayor que el dominante generalmente experimentan un pequeño número de ciclos de deformación plástica, de tal manera que las demandas energéticas son menos importantes. El desplazamiento máximo gobierna el diseño de dichas estructuras. Debe puntualizarse que los periodos definidos en el intervalo corto o largo, dependen del contenido de frecuencias del movimiento sísmico.
- $E_H/E_1$  es el más estable de los parámetros investigados. No es influenciado mucho por diferentes parámetros estructurales y del movimiento del terreno, con la excepción del amortiguamiento. Los coeficientes de variación determinados de estudios estadísticos son muy pequeños (debajo de 0.1 en la mayoría de los casos).

**Terán, (1996).**- Se estudió el efecto que tiene el comportamiento histerético, en las demandas de energía de SIGL cuando se le sujeta a diferentes movimientos sísmicos.

Los resultados muestran lo siguiente:

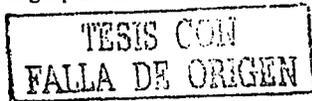
*"El efecto del comportamiento histerético en las demandas de energía relativa de entrada para ductilidad constante".*

- El efecto es pequeño cuando los osciladores se sujetan a acelerogramas sintéticos representativos de suelos firmes.
- El comportamiento histerético puede tener grandes efectos en la determinación de demandas de energía relativa de entrada en movimientos con contenido de frecuencias angosta (suelo blando). En este caso las demandas de energía relativa de entrada para ductilidad constante, en osciladores que tienen comportamiento con degradación de rigidez y un  $T$  más pequeño que  $T_g$  puede ser varias veces más grande que para los osciladores EPP. Mientras tanto, puede ser significativamente menores para osciladores con  $T$  más grande que  $T_g$ .

*"El efecto del comportamiento histerético en las demandas de energía histerética plástica y energía histerética viscosa para ductilidad constante".*

Suelo Firme:

El efecto del comportamiento histerético en las demandas de energía plástica es más grande que su efecto en demandas de energía relativa de entrada. Las demandas de energía plástica en osciladores



con degradación de rigidez es usualmente más grande que aquella demandada en osciladores EPP con  $\mu_b$  de dos, aunque lo opuesto ocurre para  $\mu_b \geq 3$ . Para explicar la diferencia entre los resultados para las demandas de energía relativa de entrada y aquellos para las demandas de energía plástica, es necesario analizar los resultados para la energía viscosa. Los efectos del comportamiento histerético en las demandas de la energía viscosa tienden a ser opuestos a los observados en las demandas en energía plástica. Por lo tanto, aunque las demandas de energía relativa de entrada en S1GL sujetos a acelerogramas sintéticos representativo de suelo firme son prácticamente independientes del comportamiento histerético, la manera en que dicha energía es disipada dentro de los mecanismos energéticos plásticos y viscosos del S1GL puede estar fuertemente influenciado por el comportamiento histerético.

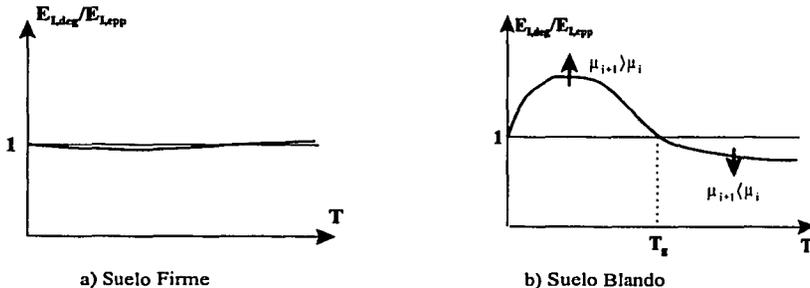
**Suelo Blando:**

El efecto del comportamiento histerético en las demandas de energía plástica y viscosa para S1GL, sujeto a acelerogramas sintéticos representativos de suelos blandos (contenido de frecuencias angosto), es similar a su efecto en las demandas de energía relativa de entrada: las demandas en energía plástica y viscosa para ductilidad constante en S1GL con degradación de rigidez pueden ser varias veces más grandes que para osciladores con comportamiento EPP.

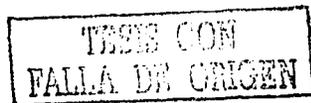
Para T mayor que  $T_p$ , las demandas de energía plástica en S1GL con comportamiento EPP es más grande, que aquellos correspondientes a osciladores con degradación de rigidez, mientras que en este intervalo de T, las demandas de energía viscosa en osciladores que tienen estos dos tipos de comportamiento histerético es similar.

De este estudio puede concluirse lo siguiente:

- Los efectos del comportamiento histerético no son relevantes en la de energía de entrada de S1GL sujetos a registros representativos de suelos firmes. Lo contrario sucede en osciladores sujetos a registros representativos de suelos blandos, como puede observarse en la figura 3.6



**Figura 3.6.- Tendencias generales para la relación de energías de entrada.**



- Respecto a la manera en que la energía de entrada es disipada en S1GL, sujetos a registros representativos de suelo blando, la figura 3.7 muestra que el efecto del comportamiento histerético resulta relevante, especialmente cuando el periodo fundamental del oscilador es menor al del movimiento del terreno,  $T_g$ .

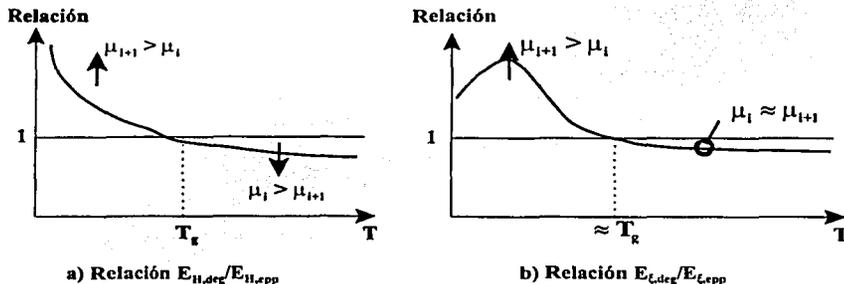


Figura 3.7.- Tendencias generales para las energías de disipación en S1GL sujetos a registros característicos de suelos blandos.

### 3.6.- Identificación de Necesidades de Investigación.

El objetivo final del diseño sismorresistente puede sólo alcanzarse a través de una modelación analítica, que pueda capturar de una manera razonable, la respuesta de las estructuras cuando se le sujeta a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Por tanto, es necesario desarrollar y calibrar modelos y herramientas analíticas para predecir dicha respuesta de una manera confiable. Dentro de un contexto de diseño basado en el desempeño deseado de la estructura no puede seguirse utilizando el modelo EPP para estimar la respuesta y el desempeño sísmico de estructuras que exhiben degradación de sus características mecánicas.

#### 4.- EFECTO DE LA DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.

Conforme a lo concluido en el Capítulo 3, es importante estudiar la respuesta de osciladores de un grado de libertad, cuando se les sujeta a movimientos sísmicos con diferentes características; y a partir de este estudio, analizar la posibilidad de establecer un marco general que permita interpretar y utilizar las demandas sísmicas obtenidas en S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto, para estimar las demandas sísmicas de sistemas estructurales que tengan degradación de rigidez.

##### 4.1.- Alcance Paramétrico.

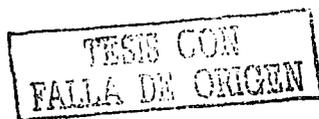
Con el objeto de desarrollar suficiente información que permita tratar con una profundidad adecuada los temas de discusión que surgen en este capítulo, se ha planteado un estudio paramétrico. Estos parámetros fueron seleccionados en un intento de cubrir tan ampliamente como sea posible las características más relevantes de las estructuras sismorresistentes y de los movimientos sísmicos.

##### 4.1.1.- Propiedades Estructurales.

Debido a la naturaleza preliminar del estudio reportado aquí, se utilizaron modelos estructurales simples para estudiar la respuesta sísmica de las estructuras sismorresistentes. Aunque este tipo de modelación puede no reproducir del todo la respuesta de las estructuras sismorresistentes reales, el estudio de la respuesta de sistemas de un grado de libertad (S1GL) se ha considerado aquí como un primer paso obligado para mejorar nuestro actual entendimiento del efecto de la degradación de rigidez en el desempeño sísmico.

Se consideraron las siguientes características para los S1GL:

- **Periodo Fundamental de Traslación, T.** Los valores de T considerados varían desde 0.2 a 5 s. Por un lado, el límite inferior se definió considerando que los movimientos sísmicos fueron discretizados a intervalos de tiempo  $\Delta t$  de 0.02 s. ya que la respuesta de osciladores con T menor a  $10\Delta t$  puede producir resultados pocos confiables (Chopra, 1995). Por otro lado, el límite superior se definió considerando que la respuesta que tenga un oscilador con un T grande, está fuertemente influenciado por el método de corrección de la línea base usado para filtrar las frecuencias bajas de los movimientos sísmicos (i.e. es función tanto del método de corrección de la línea base como del propio movimiento sísmico). Note que el intervalo de T seleccionado abarca las propiedades dinámicas de la gran mayoría de las estructuras reales.
- **Coefficiente de Amortiguamiento Viscoso,  $\xi$ .** El rango de  $\xi$  considerado, va desde valores que pueden ser considerados como representativos de las diversas fuentes misceláneas de disipación energética en las estructuras sismorresistentes (0.02 y 0.05) a valores que pueden ser considerados como representativos de la capacidad de disipación energética de algunos disipadores pasivos de energía (0.10 y 0.20).



- **Comportamiento Histerético.** Como se indicó anteriormente en la sección 1.2, los dos comportamientos histeréticos considerados son: el modelo clasto-plástico perfecto (EPP) y el modelo con degradación de rigidez derivado del modelo de los tres parámetros. La figura 1.5 ilustra esquemáticamente los comportamientos cíclicos histeréticos utilizados en este estudio.
- **Relación de Ductilidad por Desplazamiento,  $\mu_d$ .** Para los estudios reportados en este capítulo, se consideraron espectros de ductilidad constante para valores de  $\mu_d$  de 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 y 6.0 que abarca un intervalo lo suficientemente amplio para modelar la respuesta de estructuras dúctiles y no dúctiles.

#### 4.1.2.- Excitaciones Sísmicas.

Se llevó a cabo el estudio de la respuesta de osciladores cuando se le sujeta a una amplia variedad de excitaciones sísmicas; con diferente contenido de frecuencias y duraciones.

Para facilitar la interpretación de resultados, se consideró el uso de excitaciones sísmicas sintéticas, generadas a partir de muestras de ruido blanco gaussiano filtrados en los dominios del tiempo y de la frecuencia.

##### Generación de muestras de ruido blanco y su modulado en el tiempo.

Establecer el marco teórico matemático dentro del cual pueda definirse formalmente el concepto de ruido blanco, va más allá de los alcances de esta tesis. Sin embargo, se presentará una pequeña introducción de este concepto y de otros asociados a él.

Un proceso puede ser considerado como un ruido blanco ideal, cuando su función de densidad espectral de potencia (PSD) tiene un valor constante para toda frecuencia ( $\omega$ ), como se muestra en la figura 4.1. De una manera simple, un ruido blanco ideal puede ser considerado como un movimiento que nunca empieza o decae en el tiempo, y que tiene un contenido de frecuencias uniforme a lo largo de todo el rango de frecuencias. Aun cuando esto implica que dicho movimiento es físicamente irrealizable, el ruido blanco puede utilizarse ventajosamente para proporcionar un modelo físicamente significativo para la modelación de movimientos sísmicos.

Cualquier discretización de un ruido blanco ideal, de acuerdo a lo anterior no es un ruido blanco. Una vez que el intervalo de tiempo ( $\Delta t$ ) para su discretización y una duración ( $t_d$ ) sean asignados a una muestra de ruido blanco, algunas frecuencias son automáticamente filtradas, de tal manera que una idealización discreta de un ruido blanco se convierte en una versión de banda limitada del ruido blanco ideal.

Para generar una muestra  $w(t)$  de ruido blanco discreto; se consideró un ruido blanco discreto gaussiano, que se modula a través del tiempo conforme a lo siguiente:

- i) Para un valor dado de  $t_n$ , se genera una muestra de  $(t_n/\Delta t)+1$  números aleatorios con distribución gaussiana. Se considera que transcurre un intervalo de tiempo  $\Delta t$ , de 0.02 seg. entre cada par de valores de la muestra para formar una muestra de ruido blanco discreta  $w^*(t)$ .
- ii) La variación en el tiempo de la amplitud del ruido blanco se obtiene al superponer una función de amplitud modulada,  $\Psi(t)$ , a  $w^*(t)$ :

$$w(t) = \Psi(t)w^*(t) \tag{4.1}$$

$$\text{donde } \Psi(t) = Z \text{sen}^\alpha \left[ \pi \left( \frac{t}{t_d} \right)^\beta \right]$$

Este proceso de modulación en el tiempo se muestra esquemáticamente en la figura 4.2. Después de llevar a cabo un análisis de regresión lineal para varios movimientos sísmicos registrados en roca y suelo blando, Tung *et al.* (1992) propusieron los siguientes valores para  $\alpha$  y  $\beta$  en la ecuación (4.1):

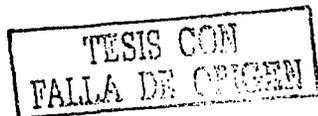
Roca:

$$\begin{aligned} \alpha(t_d) &= 1.14 \\ \beta(\alpha) &= 0.14\alpha + 0.15 \end{aligned} \tag{4.2}$$

Suelo Blando:

$$\begin{aligned} \alpha(t_d) &= -0.020t_d + 1.04 \\ \beta(\alpha) &= 0.21\alpha + 0.05 \end{aligned}$$

Como fue explicado por Tung *et al.* (1992), Z puede ser estimada con la raíz cuadrada de la intensidad de Arias para el movimiento sísmico.



iii) La muestra de ruido blanco modulado en el tiempo,  $w(t)$ , es entonces filtrada para atenuar las frecuencias bajas, que pueden causar la no convergencia de la primera y segunda integral de la muestra (i.e. la velocidad del suelo y el desplazamiento del suelo). Para este propósito,  $w(t)$  es descompuesta en el dominio de la frecuencia, y sus componentes filtradas con el siguiente filtro pasa-altas (Hodder, 1983):

$$H_{H}(f) = \begin{cases} 0 & \text{si } f < f_c \\ \text{Sen}^2\left(\frac{\pi(f - f_c)}{0.3}\right) & \text{si } f_c < f < f_c + 0.15 \\ 1 & \text{si } f > f_c + 0.15 \end{cases} \quad (4.3)$$

La figura 4.3 provee una interpretación gráfica de  $H_{H}(f)$ . La frecuencia de corte,  $f_c$ , debe seleccionarse como la más grande entre 0.10 Hz. y  $3/t$ , donde  $t$  es la duración total del movimiento sísmico (Hodder, 1983). Ya que la remoción de las frecuencias bajas de un movimiento sísmico es un procedimiento un tanto arbitrario; en el estudio reportado aquí,  $f_c$  fue supuesto igual a 0.10 para todas las muestras, independientemente del valor de  $t$ .

Los siguientes valores de  $t$  fueron considerados en la generación de muestras de  $w(t)$ : 10.22 s., 20.46 s. y 30.70 s. Para cada valor de  $t$  se generaron 1200 muestras de  $w(t)$ .

#### Ruido coloreado modulado en el tiempo.

Una muestra de ruido coloreado modulado en el tiempo,  $c(t)$ , es generada filtrando en el dominio de la frecuencia, con el bien conocido filtro de Kanai-Tajimi, una muestra previamente generada de  $w(t)$ :

$$H_{KT}(i\omega) = \frac{2i\xi_{KT} \frac{\omega}{\omega_{KT}} + 1}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_{KT}^2}\right) + 2i\xi_{KT} \frac{\omega}{\omega_{KT}}} \quad (4.4)$$

Los parámetros  $\omega_{KT}$  y  $\xi_{KT}$  son parámetros cercanamente asociados a la frecuencia y a la relación del amortiguamiento viscoso del suelo, respectivamente; y están estrechamente relacionadas a la frecuencia fundamental y al ancho de banda de la excitación sísmica registrada (Lai, 1982). En resumen, el filtro de Kanai-Tajimi amplifica el contenido de frecuencias de la muestra en la proximidad de  $\omega_{KT}$ , mientras que si  $\omega$  tiende a infinito el contenido de frecuencias es atenuada. (Tajimi, 1960).

Los valores de  $\xi_{KT}$  y  $\omega_{KT}$  usados para generar muestras de  $c(t)$  fueron elegidos de tal manera que las diferentes muestras debieran proveer una representación "realista" de movimientos sísmicos registrados en diferentes tipos y condiciones de suelo.

Ya que, en el resto de este capítulo los movimientos sísmicos serán caracterizados por sus periodos predominantes de excitación, en vez de su frecuencia fundamental, la tabla 4.1 muestra los valores de  $T_{KT}=2\pi/\omega_{KT}$  en vez de los valores de  $\omega_{KT}$ .

Tabla 4.1 Combinaciones de  $\xi_{KT}$  y  $T_{KT}$  considerados para la generación de ruido coloreado.

| $\xi_{KT}=\xi_g$ | $T_{KT} = T_g$ |     |     |     |     |
|------------------|----------------|-----|-----|-----|-----|
|                  | 0.4            | 0.7 | 1.0 | 1.5 | 2.0 |
| 0.05             | NO             | NO  | NO  | SI  | SI  |
| 0.20             | SI             | SI  | SI  | SI  | SI  |
| 0.35             | SI             | SI  | SI  | SI  | SI  |
| 0.50             | SI             | SI  | SI  | NO  | NO  |

Para cada una de las combinaciones mostradas en la tabla 4.1, se generaron 80 muestras de  $c(t)$  para cada uno de los valores de  $t$  antes mencionados. Además, las 80 muestras correspondientes a cada combinación fueron agrupadas en cuatro grupos, de tal manera que cada uno de estos grupos fueron procesados a través de osciladores con diferente  $\xi$  (0.02, 0.05, 0.10 y 0.20), creando de esta manera para cada combinación de  $T_{KT}$ ,  $\xi_{KT}$ ,  $t_d$  y  $\xi$ , un grupo de 20 movimientos del terreno.

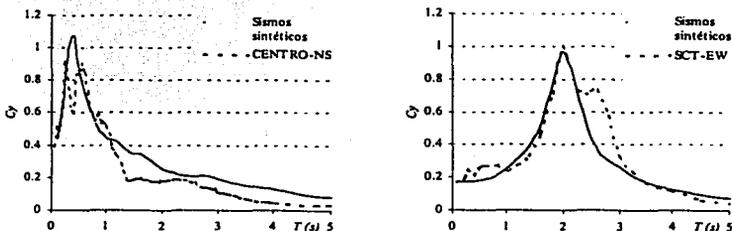


Fig. 4.- Combinación de Espectros de Muestras de Sismos Sintéticos y de Sismos Reales.

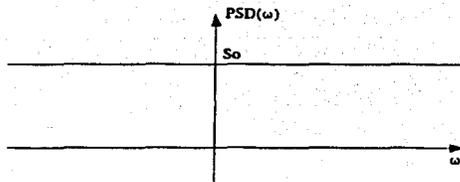


Figura 4.1.- Función de densidad espectral de potencia para ruido blanco idealizado.

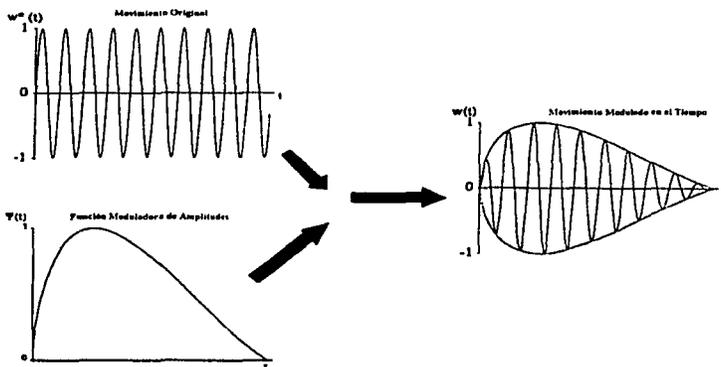


Figura 4.2.- Representación esquemática del procedimiento modulador en el tiempo.

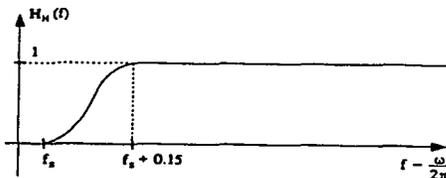


Figura 4.3.- Representación gráfica del filtro pasa-altas de Hodder.

#### 4.1.3.- Parámetros de Respuesta.

Las demandas sísmicas representan los requerimientos impuestos por movimientos sísmicos sobre la estructura. Dada la naturaleza de los modelos utilizados, en esta tesis se enfatiza el comportamiento global de las estructuras y por tanto, las demandas sísmicas a nivel global conforme a lo siguiente.

- **Resistencia a la Fluencia.** Se considera la demanda de resistencia de las estructuras a partir del coeficiente sísmico,  $C_s$ , definido como la resistencia lateral de los S1GL normalizada por el peso de los mismos.
- **Desplazamiento.** Es el desplazamiento lateral máximo provocado a la estructura durante la excitación sísmica.
- **Energía "Relativa" de Entrada,  $E'_i$ .** Corresponde a la energía que la excitación sísmica introduce a las estructuras.
- **Energía Histerética,  $E_{hip}$ .** Es la energía disipada durante el movimiento sísmico, debido al comportamiento plástico que exhibe el sistema estructural.
- **Energía por Amortiguamiento,  $E_d$ .** Es la energía disipada en la estructura durante el movimiento sísmico, debido a fuentes misceláneas de disipación de energía que no incluyen el comportamiento plástico.
- **Velocidad Relativa,  $V_{rel}$ .** Es la demanda de velocidad de la masa relativa al suelo.
- **Aceleración Absoluta,  $A_{abs}$ .** Es la aceleración máxima de la masa con respecto a un eje de referencia fijo.

#### 4.2.- Espectros de Ductilidad Constante ( $\mu_\delta = \text{Cte.}$ ).

Los espectros de respuesta para ductilidad constante, asociados a un acelerograma sintético y a un determinado valor de  $\xi$ , se determinan conforme a lo siguiente:

- a) Se fija el valor de  $\xi$ , el cual caracterizará el amortiguamiento de todos los S1GL utilizados para establecer los espectros.
- b) Para todos los S1GL se fija una masa unitaria.
- c) Se establece un valor de T de interés, a partir del cual es posible determinar el valor de la rigidez K de un S1GL.
- d) Se crea una familia de S1GL con amortiguamiento  $\xi$  y periodo T. Dentro de los S1GL pertenecientes a esta familia se abarca un intervalo lo suficientemente amplio de valores de  $C_p$ , de tal anera que se encuentren S1GL cuyas demandas máximas de ductilidad incluyan todos los valores que para este valor se establecieron al definir el alcance paramétrico (i.e.,  $\mu_\delta$  de 1.0, 2, 3, 4 y 6). Cabe aclarar que las demandas máximas de ductilidad en los S1GL se estiman a partir de análisis paso a paso, utilizando para ello la historia de aceleraciones correspondientes al acelerograma sintético de interés.
- e) Para cada uno de los S1GL con una demanda máxima de ductilidad de interés se estima, mediante un análisis paso a paso, su respuesta ante el acelerograma sintético de interés. A partir de esta respuesta se establecen los valores máximos de las demandas sísmicas de interés.
- f) se regresa a c) hasta abarcar el intervalo de valores de T de interés.

Una vez abarcado el intervalo de valores de T, se resumen las demandas máximas calculadas en espectros de respuesta de ductilidad constante.

Para hacer posible una discusión concisa del efecto de la degradación de rigidez en la respuesta de los S1GL, dicho efecto se describe a partir del análisis de espectros de respuesta. En el caso particular de los acelerogramas sintéticos, se presentan espectros que corresponden a una medida estadística (media, coeficiente de variación, etc.) de los espectros calculados para cada uno de los acelerogramas que conforman un grupo. Por lo general los espectros se presentan de manera normalizada, de tal manera que los resultados derivados de la respuesta de S1GL con degradación de rigidez se normalizan por los correspondientes resultados derivados de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. Los resultados se presentan en las gráficas utilizando la siguiente convención:

$$- \mu_\delta = 1, \quad \circ \mu_\delta = 2, \quad \nabla \mu_\delta = 3, \quad \square \mu_\delta = 4, \quad \triangle \mu_\delta = 6.$$

Bertero y Bertero (1992) han observado que dentro del contexto del diseño sísmico, el coeficiente de variación (COV) de las demandas sísmicas es considerablemente mayor que aquel asociado a las características mecánicas de la estructura, de tal manera que es razonable plantear un procedimiento de diseño sísmico donde toda la incertidumbre se asocie a la estimación de las demandas sísmicas. A partir de esto, sugieren que la representación de diseño de dichas demandas puede establecerse a partir de la media ( $\bar{X}$ ) más algunas desviaciones estándar ( $\sigma$ ) de las mismas, quedando definido el número de desviaciones estándar a considerar en función de la probabilidad de falla asociada al diseño. De tal manera, se vuelve de interés no sólo relacionar la media de la respuesta dinámica de sistemas con diferente comportamiento histerético, sino la media +  $a\sigma$  (donde  $a$  es el número de  $\sigma$  por considerar) de dicha respuesta. A partir de esto, pueden plantearse las siguientes relaciones:

$$\text{Rel}\bar{X} = \frac{\bar{X}_{deg}}{\bar{X}_{epp}} \quad \dots (4.5) \quad \text{y} \quad \text{Rel}(\bar{X} + a\sigma) = \frac{\bar{X}_{deg} + a\sigma_{deg}}{\bar{X}_{epp} + a\sigma_{epp}} \quad \dots (4.6)$$

Donde:

$\bar{X}$  = media aritmética, cuyos subíndices: deg y epp corresponden a la respuesta con degradación de rigidez y respuesta elasto-plástica perfecta respectivamente.

$\sigma$  = desviación estándar, cuyos subíndices: deg y epp corresponden a la respuesta con degradación de rigidez y respuesta elasto-plástica perfecta respectivamente.

$a$  = es un parámetro que define la probabilidad de falla. Por ejemplo, para una distribución de probabilidad gaussiana, valores de  $a$  iguales a 0, 1 y 2, están asociados a probabilidades de no falla del 50%, 84.13% y 97.72%, respectivamente.

Considerando la definición del coeficiente de variación:

$$\text{COV} = \frac{\sigma}{\bar{X}} \quad \therefore \quad \sigma = \bar{X} \cdot \text{COV} \quad (4.7)$$

Sustituyendo (4.7) en (4.6), obtenemos:

$$\text{Rel}(\bar{X} + a\sigma) = \left( \frac{1 + a\text{COV}_{deg}}{1 + a\text{COV}_{epp}} \right) \cdot \text{Rel}\bar{X} \quad (4.8a)$$

A partir de la Ecuación 4.8a, puede concluirse que si  $\text{COV}_{deg}$  y  $\text{COV}_{epp}$  son similares o pequeñas, entonces:

$$\text{Rel}(\bar{X} + a\sigma) \approx \text{Rel}\bar{X} \quad (4.8b)$$

Si las condiciones que dan lugar a la Ecuación 4.8b se satisfacen, la relación entre las respuestas medias puede utilizarse para establecer una relación entre cualquier nivel de respuesta de los S1GL

con degradación de rigidez y comportamiento elasto-plástico perfecto. A partir de lo anterior, resulta de interés evaluar el COV de la respuesta de los S1GL considerados en este trabajo.

De las ecuaciones 4.8 podemos ver que es posible estimar las demandas sísmicas en osciladores con rigidez degradante, a través del valor de dichas demandas en osciladores elasto-plástico perfectos, así como del conocimiento de la relación existente entre dichas demandas, que deberá plantearse en función de:  $(1+aCOV_{deg}/1+aCOV_{emp})$ .

#### 4.2.1.- Resistencia / Desplazamiento.

Para espectros de ductilidad constante, las observaciones derivadas de un espectro de resistencia asociado a un valor dado de ductilidad, son directamente aplicables a un espectro de desplazamiento asociado a ese valor de ductilidad. Para explicar esto, considere que:

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{\mu_\delta \delta_{y1}}{\mu_\delta \delta_{y2}} = \frac{\mu_\delta \frac{S_{a1} g}{\omega^2}}{\mu_\delta \frac{S_{a2} g}{\omega^2}} = \frac{S_{a1}}{S_{a2}} \quad (4.9)$$

En la ecuación (4.9), los desplazamientos máximos  $\delta_{1,2}$  que sufren los osciladores durante la excitación son iguales a  $\mu_{\delta 1,2}$  y  $\delta_{y1,2}$ ; sin embargo, como ambos osciladores desarrollan la misma ductilidad, entonces tenemos  $\mu_{\delta 1} = \mu_{\delta 2} = \mu_\delta$ . De esta manera, las deformaciones de fluencia,  $\delta_{y1,2}$ , son distintas porque la fuerza de fluencia para cada oscilador es diferente. Dado que  $F_{y1,2} = K \delta_{y1,2}$ , donde  $\delta_{y1,2} = S_{a1,2} g / \omega^2$ , la relación de desplazamientos es igual a la relación de pseudo-aceleraciones, la cual a su vez es igual a la relación de coeficientes de resistencia.

##### 4.2.1.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de ductilidad constante que consideran la media de las demandas de resistencia. Para facilitar la interpretación de dichos espectros, considere a manera de ejemplo que una ordenada de dos en un espectro normalizado de resistencia media implica que la resistencia media requerida para que un S1GL con degradación de rigidez tenga una demanda máxima de ductilidad igual al valor de ductilidad asociado al espectro, debe ser el doble de la resistencia media que requiere un S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto para que su demanda de ductilidad sea la misma.



- Efecto de la relación  $T/T_g$  y de la demanda de ductilidad ( $\mu_d$ ).

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de resistencia correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.4 y 4.5 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias:

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a 1. Esto puede explicarse si se considera que la rigidez inicial de osciladores con comportamiento EPP y de rigidez degradante tiende a infinito conforme  $T/T_g$  tiende a cero, por lo que los desplazamientos demandados son muy pequeños para ambos osciladores, independientemente de si desarrollan comportamiento inelástico. Dado que el desplazamiento absoluto de la masa de estos sistemas es prácticamente igual a la del terreno, la aceleración de los sistemas tiende a ser la misma que la del terreno, independientemente de su comportamiento histerético.

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias aumenta hasta que alcanza un máximo que oscila entre 1.1 a 1.3 y que tiende a ubicarse en  $T$  cercano a  $0.5T_g$ , el valor de este máximo tiende a incrementarse con un incremento de  $\mu_d$ . La ubicación del máximo tiende a crecer ligeramente con respecto al valor de  $0.5T_g$  conforme el valor de  $T_g$  aumenta y el valor de  $\mu_d$  se reduce. En este intervalo de  $T$ , un incremento de  $t_d$ , no afecta significativamente la relación de medias.

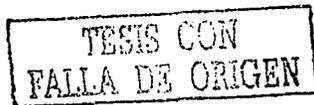
Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo, la relación de medias exhibe una marcada tendencia a disminuir, independientemente del valor de  $\mu_d$ , hasta cruzar la ordenada de 1 en  $T$  cercano a  $T_g$ . Conforme  $T_g$  crece y  $\mu_d$  disminuye, el valor de  $T$  donde la relación de medias cruza el valor de 1 tiende a alargarse con respecto al valor de  $T_g$ . Al aumentar  $t_d$ , el periodo del punto donde dicha relación adquiere un valor a uno, tiende a coincidir más marcadamente con  $T_g$ .

Después del cruce con el valor de 1, se observa que la relación de medias depende de manera importante de la duración del sismo. En particular un incremento en la duración se ve reflejado en una reducción de la relación de medias, haciéndose esto más marcado conforme los valores de  $T/T_g$  y  $\mu_d$  aumentan.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de resistencia correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.5 y 4.6 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20, respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de  $T$  donde la relación de medias alcanza su máximo y donde cruza el valor de 1 después de alcanzar dicho máximo.



Conforme  $T$  aumenta después del primer cruce con 1,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

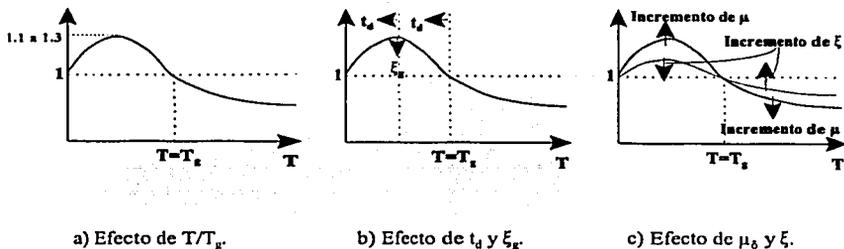
- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de resistencia puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.4 y 4.5 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.7 y 4.8 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ); se observan las siguientes tendencias.

El amortiguamiento no tiene efecto en la relación de medias, cuando  $T$  tiende a cero. Conforme se incrementa  $T$  con respecto al valor de cero, particularmente para  $T$  cercano a  $T_g$ , un incremento de  $\xi$ , se refleja en una reducción importante de la relación de medias.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor de  $T_g$ , un incremento en  $\xi$  se refleja en una uniformización de la relación de medias con respecto al valor de  $T$ . En general puede apreciarse que el valor de  $\mu_b$  tiene menos influencia en la relación de medias conforme crece el valor de  $\xi$ .

- La figura 4.2.1.1 resume esquemáticamente la dependencia del valor de la relación de medias de resistencia con respecto a los valores de  $T$ ,  $\mu_b$ ,  $\xi$ ,  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $t_d$ .



**Figura 4.2.1.1. Efecto de los parámetros considerados sobre la relación de medias de resistencia.**

Note que las tendencias resumidas en las tres figuras anteriores son similares para todas las excitaciones sísmicas bajo consideración, independientemente de su valor de  $T_g$ . Esto sugiere que puede plantearse, para todo tipo de excitación sísmica, un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas de resistencia/desplazamiento.

Las figuras 4.116a y 4.116b resumen el efecto de degradación de rigidez en las demandas de resistencia correspondientes al acelerograma El Centro N-S y SCT-EO. Puede apreciarse, para estos sismos reales, las mismas tendencias que las discutidas para acelerogramas sintéticos.

#### 4.2.1.2.- Relación de COV

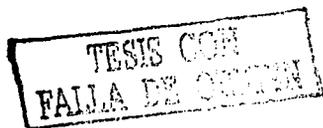
A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de ductilidad constante que consideran el coeficiente de variación de las demandas de resistencia. Para facilitar la interpretación de los espectros normalizados, considere a manera de ejemplo que una ordenada de dos en un espectro normalizado de COV de resistencia implica que, el COV de resistencia asociado a S1GL con degradación de rigidez es el doble del COV de resistencia asociado a S1GL con comportamiento EPP.

Una vez discutidas las tendencias que muestra la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.9 y 4.10, el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de resistencia, correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.9.1 y 4.10.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s, muestran las siguientes tendencias:

De acuerdo a lo mostrado en las figuras 4.9.1c, 4.9.1d, 4.10.1c y 4.10.1d, el COV de resistencia tiende, conforme  $T/T_g$  tiende a cero, al valor del COV de las aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos, además, en general se aprecia un incremento en el COV de resistencia con un incremento de T y un incremento de  $\mu_b$ . Los valores de COV presentados en las figuras 4.9.1 y 4.10.1 son muy similares a los encontrados por otros investigadores en muestras de acelerogramas reales (Arroyo 2001), lo que sugiere una caracterización razonable de la variación de las demandas sísmicas en las muestras de acelerogramas sintéticos utilizadas en esta tesis

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.9.1a, 4.9.1b, 4.10.1a y 4.10.1b sugieren que dicho coeficiente suele ser menor en sistemas degradantes, lo que indica que la variabilidad en la respuesta de sistemas degradantes suele ser menor que aquella asociada a la respuesta de sistemas elasto-plástico perfectos. Note que la relación de COV tiende a disminuir con un incremento en el valor de  $\mu_b$ . Las tendencias discutidas en este párrafo se revierten en sistemas degradantes sujetos a excitaciones con  $\xi_g$  pequeñas (suelos blandos) y T ligeramente menor que  $T_g$ .

Todas las tendencias puntualizadas para COV de resistencia en sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, así como para las respectivas relaciones de COV para un  $\xi=0.05$ , se hacen ligeramente más marcadas, conforme  $\xi$  varía de 0.05 a 0.20, como pueden apreciarse en las figuras 4.9.2c, 4.9.2d, 4.10.2c y 4.10.2d para COV de resistencia, y 4.9.2a, 4.9.2b, 4.10.2a y 4.10.2b para la relación de COV.



#### 4.2.1.3.- Relación de otros niveles de respuesta

Aunque resulta de interés establecer una relación entre la respuesta media de sistemas degradantes y elasto-plásticos perfectos, es necesario considerar que el diseño sísmico se hace a partir de niveles mayores de respuesta, típicamente de la respuesta media +  $\sigma$ .

Para estudiar si es posible aplicar las tendencias discutidas en 4.2.1.1 a niveles de respuesta diferente a la media, en esta sección se presentan espectros de la siguiente función de coeficientes de variación:

$$(1 + a \cdot \text{COV}_{\text{deg}}) / (1 + a \cdot \text{COV}_{\text{ep}}) .$$

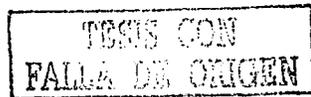
Conforme a lo discutido antes, el hecho de que la función presentada arriba adquiera un valor cercano a uno, para una combinación dada de características mecánicas y dinámicas, implica que la relación de medias es prácticamente igual a la relación de respuesta asociadas al nivel de respuesta de interés para dicha combinación. En otras palabras, puede usarse la relación de medias para relacionar otros niveles de respuesta de interés. Note que valores menores de uno para esta función, implica que el uso de la relación de medias lleva a una sobre-estimación de la resistencia asociada a otros niveles de respuesta en sistemas con degradación de rigidez.

Note que la función de coeficientes de variación evaluada para  $a=1$ , relaciona las respuestas: media +  $\sigma$  de un sistema degradante y uno elasto-plástico perfecto. Como podrá concluirse al comparar las figuras 4.9.1 y 4.10.1, un cambio en el valor de  $T_g$  y  $\xi_g$  no afecta el valor de la función de coeficientes de variación evaluada en 1. Puede obtenerse una conclusión similar respecto a la dependencia de esta función con respecto al valor de  $\xi$ , al comparar las figuras 4.9.1 y 4.9.2, y 4.10.1 y 4.10.2, respectivamente. En cuanto a la dependencia de la función de coeficientes de variación con respecto a  $T$ , puede notarse que esta función es prácticamente igual a 1 para todo  $T$ , aunque su valor disminuye ligeramente para valores grandes de  $T$ .

La función de COV evaluada para  $a=2$ , corresponde una probabilidad de 97.72% de no ser excedido para una distribución normal. Las figuras 4.11.1 y 4.11.2, obtenidas para  $\xi$  de 0.05 y 0.20 respectivamente, muestran que, aunque con una ligera disminución con respecto a la función evaluada para  $a=1$ , la función de coeficientes de variación evaluada para  $a=2$  muestra tendencias similares a las observadas para el caso de  $a=1$ .

Para  $a=2$ , la función de COV alcanza valores de 0.85 para  $T$  alto, lo que implica un ligero nivel de conservadurismo, cuando se estima la respuesta de un sistema degradante a partir de la relación de medias.

A partir de lo discutido en esta sección, puede concluirse que la ecuación (4.8a) puede simplificarse para  $C_r$  a la siguiente expresión :



$$\frac{(\bar{C}_y + a\sigma)_{deg}}{(\bar{C}_y + a\sigma)_{cpp}} \approx \text{Rel}(\bar{C}_y) \quad (4.10a)$$

$$(\bar{C}_y + a\sigma)_{deg} \approx \text{Rel}\bar{C}_y \cdot (\bar{C}_y + a\sigma)_{cpp} \quad (4.10b)$$

La ecuación 4.10b implica que la demanda de resistencia en un sistema degradante asociada a determinado nivel de la respuesta, puede obtenerse de manera conservadora (con ligamiento mayor conservadurismo conforme el nivel de respuesta de interés involucre mayor número de desviaciones estándar y conforme el valor de T sea mayor) como el producto de la relación de medias por la demanda de resistencia asociada al nivel de respuesta de interés obtenida en un sistema elástico perfecto.

#### 4.2.2.- Velocidad.

Como se comentó con anterioridad, el uso de sistemas estructurales innovadores y de metodologías de diseño por desempeño, requiere de la cuantificación de parámetros de respuesta y de demandas sísmicas diferentes a la resistencia. Dentro de este contexto resulta de interés revisar la relación de velocidad relativa en sistemas degradantes y con comportamiento elasto-plástico perfecto.

En esta sección se hace un estudio para la velocidad relativa similar al presentado en la sección 4.2.1 para demandas de resistencia.

##### 4.2.2.1.- Relación de medias.

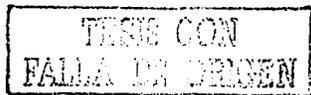
Para la relación de medias de la velocidad relativa, se observan las siguientes tendencias:

- Efecto de la relación  $T/T_g$  y de la demanda de ductilidad ( $\mu_d$ ).

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de velocidad relativa, correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.12 y 4.13 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias:

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a ser mayor a uno y a incrementarse ligeramente con un incremento de  $\mu_d$ . Note que esta tendencia es menos pronunciada conforme  $T_g$  se incrementa.

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias aumenta hasta que alcanza un máximo de hasta 1.75 (figura 4.12a) en T cercano a  $0.5T_g$  para  $\mu_d$  de seis. La ubicación del máximo tiende a crecer ligeramente con respecto al valor de  $0.5T_g$  conforme el valor de la ductilidad se reduce. En este intervalo de T, un incremento de  $t_d$  aumenta ligeramente el valor de la relación de medias.



Conforme T se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo de la relación de medias, esta relación muestra una reducción importante hasta que T alcanza el valor de  $T_g$ . Note que en este intervalo de T la relación de medias puede llegar a alcanzar valores por encima de 1.25 para ductilidades de 3, 4 y 6 (figuras 4.12e y 4.13e). En este intervalo de T, un incremento de  $t_d$  tiene pocos efectos en la relación de medias.

Para valores de T mayores a  $T_g$ , se observa que la relación de medias disminuye paulatinamente con un incremento de T, hasta que se estabiliza en un valor próximo a uno para T grande. Un incremento de  $t_d$  tiene poco efecto en este intervalo de T.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de velocidad relativa correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.13 y 4.14 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de T menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de T donde la relación de medias alcanza su máximo.

Para valores de T mayores que  $T_g$  el valor de  $\xi_g$  tiene poco efecto, aunque es posible apreciar un ligero incremento de la relación de medias con un incremento en  $\xi_g$ .

- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de velocidad relativa puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.12 y 4.13 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.15 y 4.16 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ); se observan las siguientes tendencias.

Para valores de T menores o cercanos a  $T_g$  se aprecia una disminución significativa de la relación de medias, con un incremento de  $\xi$ .

Conforme T se incrementa con respecto al valor de  $T_g$ , se observa que el efecto de un incremento en  $\xi$  es menos importante, aunque dicho incremento sigue resultando en una disminución en la relación de medias. En general puede apreciarse que el valor de la ductilidad tiene menos influencia en la relación de medias conforme crece el valor de  $\xi$ .

La figura 4.2.2.1 resume esquemáticamente la dependencia del valor de la relación de medias de velocidad relativa con respecto a los valores de  $T$ ,  $\mu_b$ ,  $\xi$ ,  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $t_d$ .

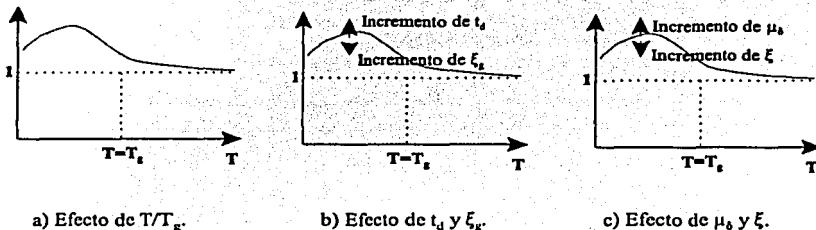


Figura 4.2.2.1 Efecto de los parámetros considerados sobre la relación de medias de velocidad relativa.

Note que las tendencias resumidas en las tres figuras anteriores son similares para todas las excitaciones sísmicas bajo consideración, independientemente de su valor de  $T_g$ . Esto sugiere que puede plantearse para todo tipo de excitación sísmica, un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas de velocidad relativa.

Las figuras 4.116c y 4.116d resumen el efecto de degradación de rigidez en las demandas de velocidad correspondientes al acelerograma El Centro N-S y SCT-EO. Puede apreciarse, para estos sismos reales, las mismas tendencias que las discutidas para acelerogramas sintéticos.

#### 4.2.2.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de ductilidad constante que consideran el coeficiente de variación de las demandas de velocidad relativa. La discusión presentada gira en torno al COV de sistemas elasto-plásticos perfectos y al COV normalizado (tal como se presentó en la sección 4.2.1.2).

Una vez discutidas las tendencias que muestra la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.17 y 4.18, el COV de la respuesta de SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de velocidad relativa, correspondientes a SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.17.1 y 4.18.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. muestran las siguientes tendencias.

Conforme a lo mostrado en las figuras 4.17.1 y 4.18.1 puede observarse un comportamiento estable del COV con respecto a  $T$ , independientemente del valor de la ductilidad desarrollada. En particular se observa un ligero decremento de COV con  $T$ . En caso de excitaciones con  $T_g$  grande, puede observarse un incremento importante de COV para  $T$  cercano a  $T_g$  para el caso elástico y en el caso de  $\xi_g$  pequeño, el COV elástico también muestra un incremento importante para  $T$  pequeña. Además un decremento en  $\xi_g$  resulta en un incremento importante del COV para  $T$  menor que  $T_g$ . Note que los COV asociados a la velocidad relativa resultan ser por lo general menores a los correspondientes a resistencia.

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.17.1 y 4.18.1 sugieren que dicha relación oscila alrededor de uno, lo que implica que la variabilidad en la respuesta de sistemas degradantes es similar a la observada en sistemas elasto-plásticos perfectos. Note que la relación de COV se aleja más de 1 para  $T$  muy pequeño. Para este intervalo de  $T$  el COV normalizado tiende a ser mucho mayor que 1 para  $\xi_g$  grande mientras que esta tendencia se revierte para  $\xi_g$  pequeño.

Las tendencias puntualizadas para COV de velocidad relativa en sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, así como para las respectivas relaciones de COV para un  $\xi$  de 0.05, son muy similares a las observadas para 0.20, tal como puede apreciarse en las figuras 4.17.2 y 4.18.2.

#### 4.2.2.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada para otros niveles de respuesta gira en torno a la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

Las figuras 4.17.1e, 4.17.1f, 4.18.1e y 4.18.1f, obtenidas para  $\xi=0.05$ , y las figuras 4.17.2e, 4.17.2f, 4.18.2e y 4.18.2f obtenidas para  $\xi=0.20$  corresponden a  $a=1$ .

Como podrá concluirse a partir de los resultados resumidos en las figuras 4.17.1, 4.17.2, 4.18.1 y 4.18.2, la función de coeficientes de variación evaluada para  $a=1$  adquiere un valor muy cercano a uno independientemente de los valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$ ,  $\xi$  y  $\mu_d$ .

La función de coeficientes de variación evaluada para  $a=2$  se presenta en las figuras 4.19.1 y 4.19.2 para  $\xi$  de 0.05 y 0.20, respectivamente.

Como puede observarse, para  $a=2$ , la función de coeficientes de variación también es bastante estable en términos generales con respecto a los valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$ ,  $T$ ,  $\mu_d$  y  $\xi_g$  y muy próxima a uno. Si acaso puede decirse que en algunos casos, particularmente para  $\xi$  de 0.20, el valor de la función de coeficientes de variación adquiere valores menores que uno para  $T$  muy pequeño.

A partir de lo discutido puede concluirse que la ecuación (4.8a) puede simplificarse para  $V_{rel}$  a la siguiente expresión:

$$\frac{(\bar{V}_{rel} + a\sigma)_{deg}}{(\bar{V}_{rel} + a\sigma)_{epb}} \approx \text{Rel}(\bar{V}_{rel}) \quad (4.11a)$$

$$(\bar{V}_{rel} + a\sigma)_{deg} \approx \text{Rel}(\bar{V}_{rel}) \cdot (\bar{V}_{rel} + a\sigma)_{epb} \quad (4.11b)$$

### 4.2.3.- Aceleración Absoluta

Otro de los parámetros de respuesta de interés durante el diseño sísmico es la aceleración absoluta, ya que este parámetro se toma para medir el daño del contenido de una estructura sismo-resistente. Por lo tanto resulta de interés revisar la relación de aceleración absoluta en sistemas con degradación de rigidez y con comportamiento EPP. En esta sección se presenta un estudio para la aceleración absoluta similar al presentado en la sección 4.2.1 para la resistencia.

Antes de discutir las relaciones de aceleración absoluta, es necesario mencionar que esta muestra una alta correlación con la demanda de resistencia en las estructuras sismo-resistentes. Por lo tanto, es de esperarse que las relaciones de aceleración absoluta siga tendencias muy similares a las relaciones de resistencia presentadas en la sección 4.2.1. De hecho, como podrá verse en el resto de esta sección, la relación de aceleración absoluta es prácticamente igual a la relación de resistencias dentro del alcance paramétrico planteado en esta tesis.

#### 4.2.3.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de ductilidad constante que consideran la media de las demandas de aceleración absoluta.

- Efecto de la relación  $T/T_g$  y de la demanda de ductilidad ( $\mu_b$ ).

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de aceleración absoluta correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.20 y 4.21 (con  $t_b=10.22$  s. y  $t_b=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias:

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a 1. Esto puede explicarse si se considera que la rigidez inicial de osciladores con comportamiento elasto-plástico perfecto y de rigidez degradante tiende a infinito conforme  $T/T_g$  tiende a cero, por lo que los desplazamientos demandados son muy pequeños para ambos osciladores, independientemente de si desarrollan comportamiento inelástico. Dado que el desplazamiento absoluto de la masa de estos sistemas es prácticamente igual al del terreno, la aceleración de los sistemas tiende a ser la misma que la del terreno, independientemente de su comportamiento histerético.

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias aumenta hasta alcanzar un máximo que oscila entre 1.1 a 1.3 y que tiende a ubicarse en  $T$  cercano a  $0.5T_g$ , el valor de este máximo tiende a incrementarse con un incremento de la ductilidad. La ubicación del máximo tiende a crecer ligeramente con respecto al valor de  $0.5T_g$  conforme el valor de  $T_g$  aumenta y el valor de la ductilidad se reduce. En este intervalo de  $T$ , un incremento de  $t_d$  no afecta significativamente la relación de medias.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo, la relación de medias muestra una marcada tendencia a disminuir independientemente del valor de la ductilidad, hasta cruzar la ordenada de uno en  $T$  cercano a  $T_g$ . Conforme  $T_g$  crece y la ductilidad disminuye, el valor de  $T$  donde la relación de medias cruza el valor de uno, tiende a alargarse con respecto al valor de  $T_g$ . Al aumentar  $t_d$ , el periodo del punto donde dicha relación adquiere un valor de uno, tiende a coincidir más marcadamente con  $T_g$ .

Después del cruce con el valor de uno, se observa que la relación de medias depende de manera importante de la duración del sismo. En particular un incremento de la duración se ve reflejado en una reducción de la relación de medias, haciéndose esto más marcado conforme los valores de  $T/T_g$  y la ductilidad aumentan.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de aceleración absoluta correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.21 y 4.22 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de  $T$  donde la relación de medias alcanza su máximo, y donde cruza el valor de uno después de alcanzar dicho máximo. Conforme  $T$  aumenta después del primer cruce con uno,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

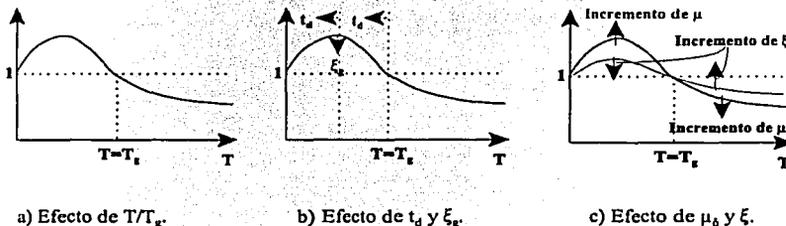
- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de aceleración absoluta, puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.20 y 4.21 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.23 y 4.24 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ), se observan las siguientes tendencias.

El amortiguamiento no tiene efecto en la relación de medias cuando  $T$  tiende a cero. Conforme se incrementa  $T$  con respecto al valor de cero, particularmente para  $T$  cercano a  $T_g$ , un incremento de  $\xi$ , se refleja en una reducción importante de la relación de medias.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor de  $T_g$ , un incremento de  $\xi$  se refleja en una uniformización de la relación de medias con respecto al valor de  $T$ . En general, puede apreciarse que el valor de la ductilidad tiene menos influencia en la relación de medias conforme crece el valor de  $\xi$ .

- La figura 4.2.3.1 resume esquemáticamente la dependencia del valor de la relación de media de aceleración absoluta con respecto a los valores de  $T$ ,  $\mu_b$ ,  $\xi$ ,  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $t_d$ .



**Figura 4.2.3.1 Efecto de los parámetros considerados sobre la relación de medias de aceleración absoluta.**

Note que las tendencias resumidas en las tres figuras anteriores son similares para todas las excitaciones sísmicas bajo consideración, independientemente de su valor de  $T_g$ . Esto sugiere que puede plantearse, para todo tipo de excitación sísmica, un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas de aceleración absoluta.

Las figuras 4.116e y 4.116f, resumen el efecto de degradación de rigidez en las demandas de aceleración absoluta correspondientes al acelerograma El Centro N-S y SCT-EO. Puede apreciarse para estos sismos reales las mismas tendencias que las discutidas para acelerogramas sintéticos.

#### 4.2.3.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de ductilidad constante que consideran el coeficiente de variación de las demandas de aceleración absoluta.

Una vez discutidas las tendencias que muestra la relación de medias resulta de interés evaluar con ayuda de las figuras 4.25 y 4.26 el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de aceleración absoluta correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados

presentados en las figuras 4.25.1 y 4.26.1 (con  $\xi_a$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s., muestran las siguientes tendencias:

Conforme a lo mostrado en las figuras 4.25.1c, 4.25.1d, 4.26.1c y 4.26.1d, el COV de la aceleración absoluta tiende, conforme  $T/T_g$  tiende a cero, al valor del COV de las aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos. En general se aprecia un incremento en el COV de la aceleración absoluta con un incremento de  $T$  y un incremento de  $\mu_a$ .

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.25.1a, 4.25.1b, 4.26.1a y 4.26.1b sugieren que dicho coeficiente suele ser menor en sistemas degradantes, lo que indica que la variabilidad en la respuesta de sistemas degradantes suele ser menor que aquella asociada a la respuesta de sistemas elasto-plástico perfectos. Note que la relación de COV tiende a disminuir con un incremento en el valor de la ductilidad. Las tendencias discutidas en este párrafo se revierten en sistemas degradantes sujetos a excitaciones con  $\xi_g$  pequeñas (representativos de suelos blandos) y  $T$  menor que  $T_g$ .

Cuando se varía  $\xi$  de 0.05 a 0.20, el COV de aceleración absoluta en sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, se hace más estable con respecto a  $T$  y a la ductilidad  $\mu_a$ , como puede apreciarse en las figuras 4.25.2c, 4.25.2d, 4.26.2c y 4.26.2d; mientras que este incremento en  $\xi$  se refleja en un incremento importante de la relación de COV, como puede apreciarse en las figuras 4.25.2a, 4.25.2b, 4.26.2a y 4.26.2b, los resultados mostrados sugieren que un incremento en el valor de  $\xi$  resulta en que el COV de sistemas con degradación de rigidez pase de ser menor a ser mayor que el COV asociado a sistemas elasto-plásticos perfectos.

#### 4.2.3.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

Como se ha hecho antes, la discusión presentada para otros niveles de respuesta gira en torno a la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3

Las figuras 4.25.1, 4.25.2, 4.26.1 y 4.26.2 obtenidas para  $a=1$  y diferentes combinaciones de los parámetros considerados, así como las figuras 4.27.1 y 4.27.2, obtenidas para  $a=2$  y otras combinaciones de dichos parámetros muestran que la función de coeficientes de variación adquiere valores muy cercanos a uno independientemente de los valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$ ,  $\xi$ ,  $\mu_a$  y  $T$ . A partir de esto puede concluirse que la ecuación (4.8a) puede simplificarse para  $A_{abs}$  a la siguiente expresión:

$$\frac{(\bar{A}_{abs} + a\sigma)_{deg}}{(\bar{A}_{abs} + a\sigma)_{cpp}} \approx \text{Rel}(\bar{A}_{abs}) \quad (4.12a)$$

$$(\bar{A}_{abs} + a\sigma)_{deg} \approx \text{Rel}(\bar{A}_{abs}) \cdot (\bar{A}_{abs} + a\sigma)_{cpp} \quad (4.12b)$$



#### 4.2.4.- Energía de Entrada Relativa

Conforme a lo discutido anteriormente en esta tesis, y de acuerdo a la ecuación (3.1) la energía de entrada relativa,  $E_{r1}$ , define por el lado de las demandas sísmicas el potencial de daño de una excitación sísmica. Muchos autores consideran que la energía de entrada no sólo proporciona una idea de la respuesta máxima de la estructura durante una excitación sísmica, sino que proporciona información que hace posible evaluar el efecto acumulativo de algunas demandas sísmicas en el desempeño de las estructuras. Debido a esto, la energía de entrada ha sido considerada por muchos autores como un parámetro necesario para hacer posible un diseño sísmico racional.

En esta sección, se presenta una comparación entre la energía de entrada y su variabilidad, en sistemas con degradación de rigidez y elasto-plástico perfecto.

##### 4.2.4.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de ductilidad constante que consideran la media de las demandas de energía de entrada relativa.

- Efecto de la relación  $T/T_g$  y de la demanda de ductilidad ( $\mu_\delta$ )

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de energía de entrada relativa correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.28 y 4.29 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias:

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias muestra, particularmente para excitaciones con  $T_g$  pequeño, un incremento importante con un incremento de  $\mu_\delta$ . Conforme  $T_g$  se alarga, la relación de medias para  $T/T_g$  pequeño disminuye considerablemente.

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias aumenta hasta que alcanza un máximo que tiende a ubicarse en  $T$  cercano a  $0.35T_g$ . El valor de este máximo tiende a aumentar con un incremento de  $\mu_\delta$ . En este intervalo de  $T$ , un incremento de  $t_d$ , aumenta significativamente el valor de la relación de medias, pero no se observa un cambio en el valor del periodo  $T$ , donde se presentan dichos máximos.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo, la relación de medias muestra una marcada tendencia a disminuir, independientemente del valor de  $\mu_\delta$ , hasta cruzar la ordenada de uno en  $T$  cercano a  $T_g$ . El valor de  $T$  donde la relación de medias cruza la ordenada de uno no se ve afectado significativamente por los valores de  $T_g$ ,  $\mu_\delta$  y  $t_d$ .



Después del cruce con la ordenada de uno, se observa que la relación de medias depende de manera importante de la duración del sismo. En particular la relación de medias para  $t_d$  pequeño está cercana a uno, mientras que un incremento en la duración se ve reflejado en una reducción significativa de la relación de medias, haciéndose esto más marcado conforme el valor de  $\mu_d$  aumenta.

- Efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de energía de entrada relativa, correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.29 y 4.30 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20, respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de T menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de T, donde la relación de medias alcanza su máximo y donde cruza la ordenada de uno, después de alcanzar dicho máximo.

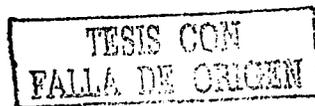
Conforme T aumenta después del cruce con uno,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

- Efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de energía de entrada relativa puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.28 y 4.29 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.31 y 4.32 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ). Se observan las siguientes tendencias.

En general, se aprecia que para T menor que  $T_g$ , un incremento en el amortiguamiento no tiene un efecto importante en el valor de la relación de medias.

Conforme T se incrementa con respecto al valor de  $T_g$ , un incremento en  $\xi$  se refleja, en este intervalo de T, en una uniformización de la relación de medias con respecto al valor de T. En general puede apreciarse que el valor de  $\mu_d$  tiene menos influencia en la relación de medias conforme crece el valor de  $\xi$ .



La figura 4.2.4.1 resume esquemáticamente la dependencia del valor de la relación de medias de energía de entrada relativa con respecto a los valores de  $T$ ,  $\mu_\delta$ ,  $\xi$ ,  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $t_d$ .

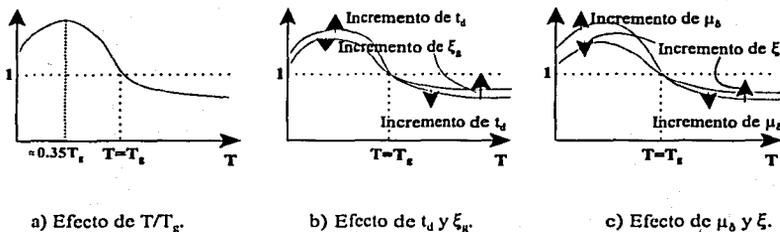


Figura 4.2.4.1a, b y c. Efecto de los parámetros considerados sobre la relación de medias de la energía de entrada relativa.

Note que las tendencias resumidas en las tres figuras anteriores son similares para todas las excitaciones sísmicas bajo consideración, independientemente de  $T_g$ . Esto sugiere que puede plantearse, para todo tipo de excitación sísmica, un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas de energía de entrada relativa.

Las figuras 4.117a y 4.117b, resumen el efecto de degradación de rigidez en las demandas de energía de entrada relativa correspondientes a los acelerogramas de El Centro N-S y SCT-EO. Puede apreciarse, para estos sismos reales, las mismas tendencias discutidas para acelerogramas sintéticos.

#### 4.2.4.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de ductilidad constante que consideran el coeficiente de variación de las demandas de energía de entrada relativa.

Una vez discutidas las tendencias que muestra la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.33 y 4.34, el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de energía de entrada relativa, correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.33.1 y 4.34.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. muestran las siguientes tendencias:

Cuando las excitaciones muestran un rico contenido en frecuencias, como es el caso de las utilizadas para obtener las figuras 4.33.1c y 4.33.1d, se observa que  $T_g$  no tiene una influencia relevante en los valores de COV. Conforme  $T/T_g$  tiende a cero, el valor de COV se aproxima a 0.2. En general, se

aprecia un incremento en el COV de la energía de entrada relativa con un incremento de  $T$ . El valor de COV tiende a estabilizarse con respecto al valor de  $T$ , para  $T$  grande.

Cuando las excitaciones muestran una banda angosta de frecuencias y  $T_g$  grandes, como es el caso de las utilizadas para obtener las figuras 4.34.1c y 4.34.1d, se observa que el COV para S1GL que incurren en comportamiento plástico aumentan considerablemente, con respecto a los valores mostrados en la figura 4.33, para valores pequeños de  $T$ . En este intervalo de  $T$  el COV alcanza valores hasta de 0.8. Note que para valores grandes de  $T$ , los valores de COV en las figuras 4.33.1 y 4.34.1 son muy similares. En cuanto al caso elástico, puede apreciarse un pico importante en el espectro de COV de la energía de entrada relativa para  $T$  igual a  $T_g$ .

Las figuras 4.33.2 y 4.34.2 presentan resultados similares a los resumidos en las figuras 4.33.1 y 4.34.1 pero ahora para  $\xi$  igual a 0.20. A partir de los resultados mostrados, puede concluirse que un incremento en  $\xi$  altera poco las tendencias identificadas para  $\xi$  de 0.05; en general, este incremento resulta en una suavización de las curvas de COV.

Respecto a la relación de coeficientes de variación para la energía de entrada relativa, las figuras 4.33.1a y 4.33.1b, sugieren que los COV para sistemas degradantes tienden a ser ligeramente mayores a los COV para sistemas elasto-plásticos perfectos. Como se muestra en las figuras 4.34.1a y 4.34.1b, un decremento de  $\xi_g$  de 0.35 a 0.05, resulta en una reducción del COV de los sistemas degradantes con respecto al COV de los sistemas elasto-plásticos perfectos. Como muestran las figuras 4.33.2 y 4.34.2 un incremento de  $\xi$  produce que el valor de la relación de COV para  $T$  pequeño difiera de manera importante de uno, mientras que para  $T$  grande, este incremento resulta en una uniformización de la relación de COV alrededor de uno.

#### 4.2.4.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

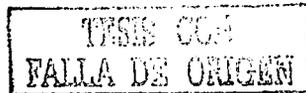
La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

Las figuras 4.33.1e, 4.33.1f, 4.34.1e y 4.34.1f obtenidas para  $\xi$  igual a 0.05, y las figuras 4.33.2e, 4.33.2f, 4.34.2e y 4.34.2f obtenidas para  $\xi$  igual a 0.20 corresponden a  $a=1$ .

Como podrá concluirse a partir de los resultados presentados en las figuras 4.33.1, 4.33.2, 4.34.1 y 4.34.2, la función de coeficientes de variación evaluada en  $a=1$  adquiere valores muy cercanos a uno independientemente de los valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$ ,  $\xi$  y  $\mu_g$ .

Para  $T$  pequeño se observa que la función de coeficientes de variación tiende a ser ligeramente menor a 1, pero en ningún caso menor que 0.9.

La función de coeficientes de variación evaluada para  $a=2$  se presenta en las figuras 4.35.1 y 4.35.2, obtenidas para  $\xi$  de 0.05 y 0.20, respectivamente.



Puede observarse que aún para  $a=2$ , la función de coeficientes de variación, para una demanda tan variable como lo es la energía de entrada, sigue siendo en términos generales muy estable con respecto a los valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$ ,  $T$  y  $\mu_\delta$ , y tiende a tener valores próximos a uno. El intervalo de valores observados oscila entre 0.8 y 1.1; las mayores diferencias con respecto a uno se observan en la zona de  $T$  pequeño para excitaciones con  $T_g$  grande.

A partir de lo discutido, puede concluirse que la ecuación (4.8a) puede simplificarse para  $E'_i$  a la siguiente expresión:

$$\frac{(\bar{E}'_i + a\sigma)_{deg}}{(\bar{E}'_i + a\sigma)_{cpp}} \approx \text{Rel}(\bar{E}'_i) \quad (4.13a)$$

$$(\bar{E}'_i + a\sigma)_{deg} \approx \text{Rel}(\bar{E}'_i) \cdot (\bar{E}'_i + a\sigma)_{cpp} \quad (4.13b)$$

#### 4.2.5.- Energía Plástica Histerética.

La energía plástica es la parte de la energía de entrada que produce daño en los elementos estructurales de una estructura sismo-resistente. Su importancia es tal que varios autores han propuesto metodologías de diseño por desempeño que plantean el control del daño estructural en función de las demandas de energía plástica (Arroyo y Terán 2002, Fajfar 1992 y Bertero y Bertero 1992). Recientemente, Huerta y Reynoso (2001) han estudiado las demandas de energía plástica en el Valle de México y discutido la posibilidad de utilizarla para mejorar la microzonificación sísmica del D.F.

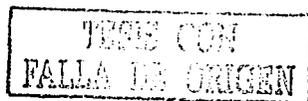
##### 4.2.5.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de ductilidad constante, que consideran la media de las demandas de energía plástica histerética.

- Efecto de la relación  $T/T_g$  y de la demanda de ductilidad ( $\mu_\delta$ ).

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de energía plástica histerética correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.36 y 4.37 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias:

El máximo de la relación de medias se da conforme  $T/T_g$  tiende a cero, independientemente de los valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $t_d$ . Note el contraste que existe entre esta tendencia y la observada para la relación de resistencia que tiende a uno conforme  $T/T_g$  tiende a cero.



Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias disminuye considerablemente hasta que  $T$  alcanza el valor de  $T_g$ . Note que dentro de este intervalo de  $T$  un incremento de  $t_d$  se refleja en un incremento considerable en la relación de medias.

Conforme  $T$  se incrementa a partir del valor de  $T_g$ , se observa una disminución moderada de la relación de medias, hasta que la relación de medias estabiliza su valor para  $T$  grande. Dado que el valor de relación de medias tiende a disminuir con un incremento de  $\mu_b$  para todo  $T$ , el periodo  $T$  donde las curvas de relación de medias alcanzan el valor de uno tiende a disminuir conforme  $\mu_b$  se incrementa.

Para periodos  $T$  mayores que  $T_g$ , un incremento en la duración se ve reflejado en una importante reducción de la relación de medias, haciéndose esto más marcado conforme el valor de  $\mu_b$  aumenta.

- Efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de energía plástica histerética correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.37 y 4.38 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20, respectivamente). Se observan las siguientes tendencias:

Para valores pequeños de  $T$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en un ligero incremento en la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar el valor donde la relación de medias alcanza el valor de uno.

Para valores de  $T$  que no sean pequeños,  $\xi_g$  no tiene un efecto importante en la relación de medias.

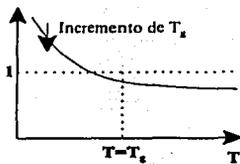
- Efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de energía plástica histerética puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.36 y 4.37 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.39 y 4.40 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ). Se observan las siguientes tendencias:

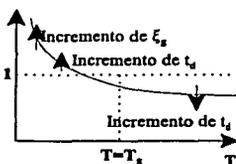
Para valores pequeños de  $T$ , se aprecia una ligera reducción en los valores de la relación de medias. Note que a pesar de la reducción, dicho valores siguen siendo mayores a uno.

La variación de  $\xi$  no parece afectar el punto de cruce donde la relación de medias adquiere el valor de uno, ni el valor de esta relación para valores de  $T$  que no estén cercanos a cero.

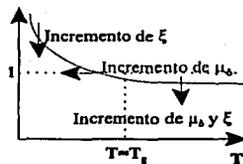
- La figura 4.2.5.1 resume esquemáticamente la dependencia del valor de la relación de medias de la energía plástica histerética con respecto a los valores de  $T$ ,  $\mu_b$ ,  $\xi$ ,  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $t_d$ .



a) Efecto de  $T/T_g$ .



b) Efecto de  $t_d$  y  $\xi_g$ .



c) Efecto de  $\mu_b$  y  $\xi$ .

Figura 4.2.5.1a, b y c.- Efecto de los parámetros considerados sobre la relación de medias de la energía plástica histerética.

Note que las tendencias resumidas en las tres figuras anteriores son similares, para todas las excitaciones sísmicas bajo consideración, independientemente de su valor de  $T_g$ . Esto sugiere que puede plantearse, para todo tipo de excitación sísmica, un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas de energía plástica histerética.

Las figuras 4.117c y 4.117d resumen el efecto de la degradación de rigidez en las demandas de energía plástica histerética correspondientes al acelerograma de El Centro N-S y SCT-EO. Puede apreciarse, para estos sismos reales, las mismas tendencias que han sido discutidas para acelerogramas sintéticos.

#### 4.2.5.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de ductilidad constante que consideran el coeficiente de variación de las demandas de energía plástica histerética.

Una vez discutidas las tendencias que muestra la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.41 y 4.42, el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de energía plástica histerética, correspondiente a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.41.1 y 4.42.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. muestran las siguientes tendencias:

Cuando las excitaciones muestran una banda angosta de frecuencias y  $T_g$  grandes, como es el caso de las utilizadas para obtener las figuras 4.42.1c y 4.42.1d, se observa que el COV para S1GL que incurren en comportamiento plástico aumentan considerablemente, con respecto a los valores mostrados en la figura 4.41 para valores pequeños de  $T$ . Mientras que para periodos grandes de  $T$ , los valores de COV en las figuras 4.41.1 y 4.42.1 son muy similares.

Las figuras 4.41.2 y 4.42.2 presentan resultados similares a los resumidos en las figuras 4.41.1 y 4.42.1 pero ahora para  $\xi$  igual a 0.20. A partir de los resultados mostrados, puede concluirse que un incremento de  $\xi$  altera poco las tendencias identificadas para  $\xi$  de 0.05; en general, este incremento resulta en una suavización de las curvas de COV.

A diferencia de las demandas sísmicas discutidas hasta ahora, la relación de coeficientes de variación para la energía plástica pueden llegar a diferir significativamente del valor de uno. En particular las figuras 4.41.1 y 4.41.2 muestran que para  $\xi_g$  grande, este cociente alcanza valores de hasta 0.4 para T cercano a cero, y de hasta 1.5 para T intermedio. Las figuras 4.42.1 y 4.42.2 muestran que para  $\xi_g$  pequeño la variación en el cociente de coeficientes de variación se reduce significativamente, ya que este cociente tiende a ser menor que 1 para todo T.

Regresando a valores grandes de  $\xi_g$ , note que la relación de COV tiende a reducirse de manera notoria conforme  $\mu_d$  decrece. Aunque esta tendencia también es apreciable para  $\xi_g$  pequeño, la dependencia con respecto a  $\mu_d$  es mucho menor.

La comparación de las figuras 4.41.1 y 4.42.1 con las figuras 4.41.2 y 4.42.2 respectivamente, lleva a concluir que  $\xi$  tiene poca relevancia en el cociente de COV.

#### 4.2.5.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

Las figuras 4.41.1e, 4.41.1f, 4.42.1e y 4.42.1f, obtenidas para  $\xi$  igual a 0.05, y las figuras 4.41.2e, 4.41.2f, 4.42.2e y 4.42.2f, obtenidas para  $\xi$  igual a 0.20 corresponden a  $a=1$ .

De manera general se observa que mientras el contenido de frecuencias corresponda a sismos registrados en suelos blandos ( $\xi_g=0.05$ ) la función de coeficientes de variación presenta mucha estabilidad con respecto a T, adquiriendo valores entre 0.9 y 1.0, para cualquier combinación de T y  $\mu_d$ . Sin embargo, la función de coeficientes de variación para  $\xi_g$  de 0.35 adquiere valores cercanos a 0.8 para T pequeño; mientras que para T moderado, se observan valores cercanos a 1.1, particularmente para valores grandes de  $\mu_d$ .

La función de coeficientes de variación evaluada para  $a=2$  se presenta en las figuras 4.43.1 y 4.43.2, obtenidas para  $\xi$  de 0.05 y 0.20, respectivamente.

Para contenidos de frecuencias bajos ( $\xi_g$  de 0.05) se observan valores que oscilan entre 0.8 y uno, y una ligera tendencia que la función de COV se incrementa con un aumento de  $\mu_d$ .

Para contenidos de frecuencias de  $\xi_g$  de 0.35, se observan valores comprendidos entre 0.7 para valores pequeños de T, hasta valores cercanos a 1.2 para valores moderados de T.

Con la anterior discusión, podemos concluir que la variabilidad en la función de COV es mucho mayor para la energía plástica que para otras demandas sísmicas. Por tanto, la ecuación (4.8a) puede simplificarse para predecir de manera razonable la  $E_{I\mu}$  de osciladores con rigidez degradante a partir de información de osciladores elasto- plástico perfecto, sólo en caso de que a sea pequeña ( $a=1$ ), pudiera plantearse:

$$\frac{(\bar{E}_{I\mu} + a\sigma)_{deg}}{(\bar{E}_{I\mu} + a\sigma)_{cpp}} \approx \text{Rel}(\bar{E}_{I\mu}) \quad (4.14a)$$

$$(\bar{E}_{I\mu} + a\sigma)_{deg} \approx \text{Rel}(\bar{E}_{I\mu}) \cdot (\bar{E}_{I\mu} + a\sigma)_{cpp} \quad (4.14b)$$

Sin embargo, para otros niveles de respuesta, como para  $a=2$ , la ecuación (4.8a) no puede ser simplificada y en la función de coeficientes de variación involucrada en ella, tendría que tomarse en cuenta los parámetros  $T$ ,  $\mu$ ,  $\xi$ ,  $T_r$  y  $\xi_g$  para ser evaluada y tener una predicción confiable, de esta manera plantearíamos:

$$\text{Rel}(\bar{E}_{I\mu} + a\sigma) = \left( \frac{1 + a\text{COV}_{deg}}{1 + a\text{COV}_{cpp}} \right) \cdot \text{Rel}(\bar{E}_{I\mu}) \quad (4.14c)$$

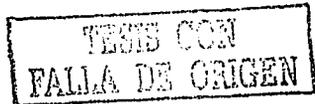
$$(\bar{E}_{I\mu} + a\sigma)_{deg} = \left( \frac{1 + a\text{COV}_{deg}}{1 + a\text{COV}_{cpp}} \right) \cdot \text{Rel}(\bar{E}_{I\mu}) \cdot (\bar{E}_{I\mu} + a\sigma)_{cpp} \quad (4.14d)$$

#### 4.2.6.- Energía Viscosa

Dentro de un enfoque de diseño sísmico basado en conceptos energéticos, la energía viscosa resulta otra demanda de interés. En particular, esta energía puede utilizarse para evaluar el efecto de fatiga en sistemas pasivos de disipación de energía. Antes de discutir las relaciones de energía viscosa, es necesario mencionar que ésta guarda una alta correlación con la energía de entrada. Como se verá, esto resulta en que los resultados presentados en esta sección sean muy parecidos (con algunas pequeñas variaciones numéricas) a los resumidos en la sección 4.2.4.

##### 4.2.6.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de ductilidad constante que consideran la media de las demandas de energía viscosa.



- Efecto de la relación  $T/T_g$  y de la demanda de ductilidad ( $\mu_d$ ).

El efecto de la relación  $T/T_g$  en los espectros normalizados de energía viscosa correspondientes a  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.44 y 4.45 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias:

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias muestra, particularmente para excitaciones con  $T_g$  pequeño, un incremento importante con un incremento de  $\mu_d$ . Conforme  $T_g$  se alarga, la relación de medias para  $T/T_g$  pequeño disminuye considerablemente.

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias aumenta hasta que alcanza un máximo que tiende a ubicarse en  $T$  cercano a  $0.5T_g$ . El valor de este máximo tiende a acortarse ligeramente con el incremento de  $T_g$  y  $\mu_d$ . En este intervalo de  $T$ , un incremento de  $t_d$  afecta ligeramente la relación de medias, principalmente para ductilidades grandes.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo, la relación de medias exhibe una marcada tendencia a disminuir, independientemente del valor de  $\mu_d$ , hasta llegar al valor de  $T$  próximo a  $T_g$ . Al aumentar  $t_d$ , en este intervalo, el valor de la relación de medias tiende a disminuir y en algunos casos, como para  $T_g$  pequeño y  $\mu_d$  grande, la relación de medias llega a ser significativamente menor a uno.

Para periodos  $T$  mayor a  $T_g$ , se observa que la relación de medias depende de manera importante de la duración del sismo. En particular la relación de medias, para  $t_d$  pequeño y  $\mu_d$  grande, está muy por arriba de uno, mientras que un incremento en la duración se ve reflejado en una reducción significativa de la relación de medias, haciéndose esto más marcado conforme el valor de  $\mu_d$  aumenta.

- Efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de energía viscosa correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.45 y 4.46 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de  $T$ , donde la relación de medias alcanza su máximo.

Conforme  $T$  aumenta después del valor de  $T_g$ ,  $\xi_g$  tiene poco efecto.



• Efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de energía viscosa, puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.44 y 4.45 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.47 y 4.48 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ). Se observan las siguientes tendencias.

El amortiguamiento no tiene efecto de consideración en la relación de medias, cuando  $T$  tiende a cero. Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor de cero, hasta un valor de  $T$  cercano a  $T_g$ , un incremento de  $\xi$  se refleja, además de una notable suavización de las curvas, en una ligera disminución de las mismas.

Conforme  $T$  se incrementa más allá del valor de  $T_g$ , un incremento en  $\xi$  se refleja en una uniformización de la relación de medias con respecto a  $T$ . En general puede apreciarse que el valor de  $\mu_b$  tiene menos influencia en la relación de medias conforme el valor de  $\xi$  crece.

- La figura 4.2.6.1 resume esquemáticamente la dependencia del valor de la relación de medias de energía viscosa con respecto a los valores de  $T$ ,  $\mu_b$ ,  $\xi$ ,  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $t_d$ .

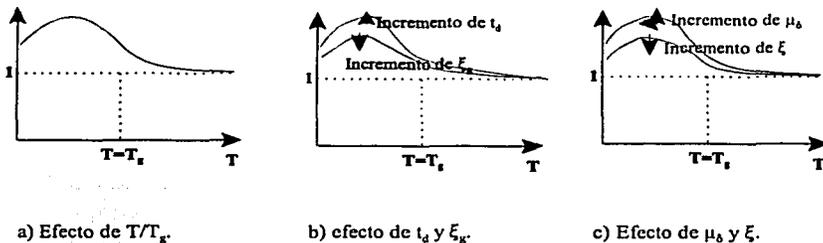


Figura 4.2.6.1a, b y c.- Tendencias de los parámetros sobre la relación de medias de energía viscosa.

Note que las tendencias resumidas en las tres figuras anteriores son similares para todas las excitaciones sísmicas bajo consideración, independientemente de su valor de  $T_g$ . Esto sugiere que puede plantearse, para todo tipo de excitación sísmica, un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas de energía viscosa.

Las figuras 4.117e y 4.117f, resumen el efecto de degradación de rigidez en las demandas de energía viscosa correspondientes al acelerograma de El Centro N-S y SCT-EO. Puede apreciarse, para estos sismos reales, las mismas tendencias que han sido discutidas para acelerogramas sintéticos.

#### 4.2.6.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de ductilidad constante que consideran el coeficiente de variación de las demandas de energía viscosa.

Una vez discutidas las tendencias que exhibe la relación de medias, resulta de interés evaluar con ayuda de las figuras 4.49 y 4.50 el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de energía viscosa, correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.49.1 y 4.50.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. muestran las siguientes tendencias.

Conforme a lo mostrado en las figuras 4.49.1c y 4.49.1d, el COV de energía viscosa, tiende a aumentar conforme  $T/T_g$  se incrementa, y a disminuir con un incremento de  $\mu_g$ .

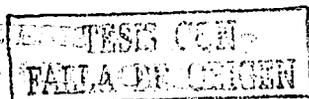
Al variar  $\xi_g$  de 0.35 a 0.05, se observa que para periodos  $T$  menores a  $T_g$  los COV tienden a aumentar con un incremento de  $\mu_g$ , mientras que esta tendencia se invierte para valores del periodo  $T$  mayores a  $T_g$ , como se observa en 4.50.1c y 4.50.1d.

Al aumentar  $\xi$  de 0.05 a 0.20, se aprecia en las figuras 4.49.2c, 4.49.2d, 4.50.2c y 4.50.2d, que las tendencias anteriores se hacen más marcadas y suavizadas.

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.49.1a y 4.49.1b, nos muestran, para valores de  $\xi_g$  de 0.35 y  $\xi$  de 0.05, que para periodos  $T$  menores a  $T_g$ , la variabilidad en los sistemas degradantes suele ser mayor y a incrementarse con  $\mu_g$ , con respecto a aquella asociada a la respuesta de sistemas elasto-plástico perfecto; mientras que esta tendencia se invierte cuando el periodo  $T$  es mayor a  $T_g$ .

Al variar el contenido de frecuencias  $\xi_g$  de 0.35 a 0.05, como se muestra en las figuras 4.50.1a y 4.50.1b, se observa que para periodos  $T$  menores que  $T_g$ , la variabilidad en los sistemas degradantes continua siendo mayor de aquella asociada a la respuesta de sistemas elasto-plásticos perfectos. Para periodos  $T$  mayores a  $T_g$  no se observan cambios de importancia.

Al variar el amortiguamiento  $\xi$  de 0.05 a 0.20, se observa en las figuras 4.49.2a, 4.49.2b, 4.50.2a y 4.50.2b, que las tendencias antes mencionadas para la relación de coeficientes de variación se hacen más acentuadas.



#### 4.2.6.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección, gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

Las figuras 4.49.1e, 4.49.1f, 4.50.1e y 4.50.1f obtenidas para  $\xi$  igual a 0.05, y las figuras 4.49.2e, 4.49.2f, 4.50.2e y 4.50.2f obtenidas para  $\xi$  igual a 0.20 corresponden a  $a=1$ .

Como podrá concluirse a partir de los resultados presentados en las figuras 4.49.1, 4.49.2, 4.50.1 y 4.50.2, la función de coeficientes de variación evaluada en  $a=1$  adquiere valores muy cercanos a uno independientemente de los valores de  $T_p$ ,  $\xi_p$ ,  $\xi$  y  $\mu_b$ .

Para  $T$  pequeño se observa que la función de coeficientes de variación tiende a ser ligeramente distinto a 1, pero en ningún caso menor que 0.9 o mayor que 1.1.

La función de coeficientes de variación evaluada para  $a=2$  se presenta en las figuras 4.51.1 y 4.51.2 obtenidas para  $\xi$  de 0.05 y 0.20 respectivamente.

Para periodos  $T$  menores que  $T_p$ , la función de coeficientes de variación oscila entre valores de 0.9 y 1.23.

Para periodos  $T$  mayores a  $T_p$ , se observan valores de la función de coeficientes de variación muy próximos a 1 e independientes de  $\mu_b$ .

Con la anterior discusión podemos concluir que la ecuación (4.8a) puede simplificarse para  $E_\xi$  conforme a lo siguiente:

$$\frac{(\bar{E}_\xi + a \cdot \sigma)_{deg}}{(\bar{E}_\xi + a \cdot \sigma)_{cpp}} \approx \text{Rel}(\bar{E}_\xi) \quad (4.15a)$$

$$(\bar{E}_\xi + a \cdot \sigma)_{deg} \approx \text{Rel}(\bar{E}_\xi) \cdot (\bar{E}_\xi + a \cdot \sigma)_{cpp} \quad (4.15b)$$

#### 4.3.- Espectros de Daño Constante ( $DMI_{PA}=1$ ) para $\mu_{db}=4$ .

Los espectros de respuesta para daño constante, asociados a un acelerograma sintético y a un determinado valor de  $\xi$ , se obtienen conforme a lo siguiente:

- a) Se fija el valor de  $\mu_{db}$  utilizado para estimar el valor de  $DMI_{PA}$ , en este caso se utiliza un único valor de  $\mu_{db}$  igual a 4.
  - b) Se fija el valor de  $\xi_g$  asignado al espectro.
  - c) Se fija la rigidez, K, de tal manera que se tiene un valor del periodo fundamental de traslación, T, de interés.
  - d) Se fija la resistencia a la fluencia,  $C_y$ , de tal manera que se empieza los cálculos con una  $C_y$  pequeña.
  - e) Se incrementa  $C_y$ , hasta que se obtienen los valores de  $C_y$ , asociados a  $DMI_{PA}=1$ , una vez que se haya hecho esto, se estiman los parámetros de interés: ductilidad objetivo ( $\mu_{dTAR}$ ), desplazamiento máximo ( $D_{max}$ ), energía de entrada relativa ( $E'$ ), energía plástica histerética ( $E_{IH}$ ), energía viscosa ( $E_v$ ), velocidad relativa ( $v_{rel} = \sqrt{2E_k / m}$ ) y la aceleración absoluta ( $A_{abs}$ ), además de la resistencia a la fluencia, ( $C_y$ ).
- f) se regresa a b) hasta abarcar el rango de interés de valores de T.

Finalmente, se calcula la media y el coeficiente de variación de cada uno de los parámetros, a partir de los resultados de las 20 muestras, teniendo en común en propiedades del suelo:  $t_d$ ,  $\xi_g$  y  $T_g$ , y en propiedades estructurales:  $\xi$  y  $DMI_{PA}=1$ . De donde se obtienen las relaciones de medias y las funciones de coeficientes de variación antes mencionadas (Ec. 4.8).

Cabe aclarar que el análisis que se hace en esta sección, es similar al que se llevó a cabo en la sección 4.2 para ductilidad constante; esto es, se analiza la media y variación de sistemas con degradación de rigidez y se compara, a través de espectros normalizados, con aquellos correspondientes a sistemas elasto-plástico perfecto.

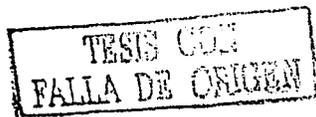
#### 4.3.1.- Resistencia.

##### 4.3.1.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de daño constante (colapso incipiente, esto es,  $DMI_{PA}=1$ ) que consideran la media de las demandas de resistencia.

- Efecto de la relación de  $T/T_g$ .

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de resistencia correspondientes a  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.52 y 4.53 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35 muestran las siguientes tendencias:



Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a uno. Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias aumenta hasta alcanzar un máximo de aproximadamente 1.2, que tiende a ubicarse en  $T$  cercano a  $0.5T_g$ . Dicha ubicación no parece ser afectada por un incremento en los valores de  $T_g$  y  $t_d$ .

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo, la relación de medias exhibe una marcada tendencia a disminuir hasta cruzar la ordenada de uno en  $T$  cercano a  $T_g$ . Conforme  $T_g$  crece, el valor de  $T$  donde la relación de medias cruza el valor de uno tiende a alargarse con respecto al valor de  $T_g$ , particularmente para  $t_d$  pequeño. Al aumentar  $t_d$ , el periodo del punto donde dicha relación adquiere un valor de uno, tiende a coincidir más marcadamente con  $T_g$ .

Después del cruce con el valor de uno, se observa que la relación de medias depende de manera importante de la duración del sismo. En particular un incremento en la duración se ve reflejado en una reducción de la relación de medias.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de resistencia correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.53 y 4.54 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de  $T$ , donde la relación de medias alcanza su máximo y donde cruza el valor de uno después de alcanzar su máximo.

Conforme  $T$  aumenta después del cruce con uno,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

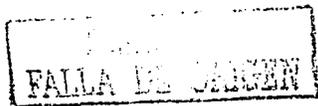
- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de resistencia puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.52 y 4.53 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.55 y 4.56 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ). Se observan las siguientes tendencias.

El amortiguamiento no tiene efecto en la relación de medias, cuando  $T$  tiende a cero. Conforme se incrementa  $T$  con respecto al valor de cero, particularmente para  $T$  cercano a  $T_g$ , un incremento de  $\xi$ , se refleja en una ligera reducción de la relación de medias.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor de  $T_g$ , un incremento en  $\xi$  parece tener poco efecto en la relación de medias, particularmente para  $t_d$  grande.

Las figuras esquemáticas correspondientes a estas tendencias, al variar los parámetros  $T/T_g$ ,  $\xi_g$  y  $\xi$ , serían similares a la figura 4.2.1.1 a, b y c respectivamente presentadas en la página 57.



#### 4.3.1.2.- Relación de COV

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de daño constante ( $DMI_{PA}=1$ ) que consideran el coeficiente de variación de las demandas de resistencia.

Una vez discutidas las tendencias que exhibe la relación de medias, resulta de interés evaluar con ayuda de las figuras 4.57 y 4.58 el COV de la respuesta de SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de resistencia, correspondientes a SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.57.1 y 4.58.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. se muestran las siguientes tendencias.

Conforme a lo mostrado en las figuras 4.57.1c, 4.57.1d, 4.58.1c y 4.58.1d, el COV de resistencia tiende, conforme  $T/T_g$  tiende a cero, al valor del COV de las aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos; además, se aprecia un ligero incremento en el valor de COV con un incremento de T para  $\xi_g$  de 0.35, mientras que para  $\xi_g$  de 0.05, el valor de COV es más o menos uniforme en todo el rango de T considerado.

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.57.1a, 4.57.1b, 4.58.1a y 4.58.1b, sugieren que dicho coeficiente presenta una alta variabilidad con respecto al valor de T, aunque en lo general puede decirse que la relación de COV se encuentra cercana a uno en el rango de T considerado.

Las tendencias puntualizadas para COV de resistencia con comportamiento elasto-plástico perfecto, así como para las respectivas relaciones de COV con  $\xi$  de 0.05 son similares a las observadas para  $\xi$  de 0.20, como puede apreciarse en las figuras 4.57.2c, 4.57.2d, 4.58.2c y 4.58.2d para COV de resistencia con comportamiento elasto-plástico perfecto; y las figuras 4.57.2a, 4.57.2b, 4.58.2a y 4.58.2b para la relación de coeficientes de variación.

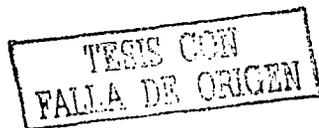
#### 4.3.1.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

De las figuras 4.57.1, 4.57.2, 4.58.1, 4.58.2, 4.59.1 y 4.59.2, se observa que para los distintos niveles de confiabilidad y valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $\xi$ , considerados en este estudio, la función de coeficientes de variación para la resistencia se aproxima a uno en todos los casos.

Con la anterior discusión podemos concluir que:

$$\left. \begin{aligned} \text{Rel}(\bar{C}_y + a\sigma) &\approx \text{Rel } \bar{C}_y \\ (\bar{C}_y + a\sigma)_{deg} &\approx \text{Rel } \bar{C}_y \cdot (\bar{C}_y + a\sigma)_{cpp} \end{aligned} \right\} \Leftrightarrow DMI_{PA} = 1 \quad (4.16 \text{ a y b})$$



La anterior ecuación no tiene consecuencias de consideración de sub-estimación o sobre-estimación para la resistencia de fluencia de los osciladores con rigidez degradante cuando  $DMI_{PA}=1$ .

#### 4.3.2.- Desplazamiento.

##### 4.3.2.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de daño constante ( $DMI_{PA}=1$ ) que consideran la media de las demandas de desplazamiento máximo. A diferencia de el caso de espectros de ductilidad constante, en el caso de daño constante los espectros normalizados de resistencia y desplazamiento difieren entre si, ya que la demanda máxima de ductilidad no es constante en los osciladores utilizados para obtener espectros de daño constante.

- Efecto de la relación  $T/T_g$ .

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de desplazamiento máximo correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados con las figuras 4.60 y 4.61 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35 muestran las siguientes tendencias.

La relación de medias que oscila entre valores de 0.8 y 1.2, exhibe tendencias erráticas con respecto al valor de  $T/T_g$ . Esta relación tiende a adquirir valores mayores que uno para  $T/T_g$  menores que uno, particularmente para  $t_d$  pequeño y  $T_g$  grande.

Un incremento en  $t_d$  se ve reflejado en lo general por una reducción en el valor de la relación de medias.

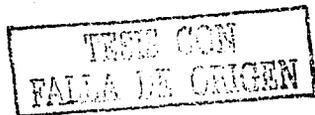
- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de desplazamiento máximo correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.61 y 4.62 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias. Conforme  $T$  aumenta con respecto al valor de  $T_g$ ,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de desplazamiento máximo puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.60 y 4.61 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.63 y 4.64 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ), se observan las siguientes tendencias.



El amortiguamiento no tiene efecto en la relación de medias, cuando  $T$  tiende a cero. Conforme se incrementa  $T$  con respecto a cero, particularmente para  $T$  cercano a  $T_g$ , un incremento de  $\xi$ , se refleja en una reducción de la relación de medias.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor de  $T_g$ , un incremento en  $\xi$  se refleja en un ligero aumento de la relación de medias.

#### 4.3.2.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de daño constante ( $DMI_{PA}=1$ ) que consideran el coeficiente de variación de las demandas de desplazamiento máximo.

Una vez discutidas las tendencias que muestra la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.65 y 4.66 el COV de la respuesta de SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de desplazamiento máximo, correspondientes a SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.65.1 y 4.66.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. Se observa que el valor de COV crece con un incremento de  $T$ .

Un decremento de  $\xi_g$  resulta en que la dependencia de COV con respecto a  $T$  disminuya sustancialmente.

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.65.1a, 4.65.1b, 4.66.1a y 4.66.1b sugieren que dicho coeficiente suele ser menor en sistemas degradantes, lo que indica que la variación en la respuesta de sistemas degradantes suele ser menor que aquella asociada a la respuesta de sistemas elasto-plásticos perfectos.

Todas las tendencias puntualizadas para COV de desplazamiento máximo con comportamiento elasto-plástico perfecto, así como para las respectivas relaciones de COV con  $\xi=0.05$ , son similares a las observadas para  $\xi=0.20$ , como puede apreciarse en las figuras 4.65.2c, 4.65.2d, 4.66.2c y 4.66.2d, para COV de desplazamiento máximo con comportamiento elasto-plástico perfecto, y las figuras 4.65.2a, 4.65.2b, 4.66.2a y 4.66.2b para la relación de COV.

#### 4.3.2.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

De la figura 4.65.1, 4.65.2, 4.66.1, 4.66.2, 4.67.1 y 4.67.2, tenemos que para los distintos niveles de confiabilidad y valores de  $T_g$ ,  $\xi_g$  y  $\xi$ , la función de coeficientes de variación se aproxima a uno en todos los casos.

Con la anterior discusión podemos concluir que:

$$\left. \begin{aligned} \text{Rel}(\bar{D}_{\max} + \alpha\sigma) &\approx \text{Rel } \bar{D}_{\max} \\ (\bar{D}_{\max} + \alpha\sigma)_{\text{deg}} &\approx \text{Rel } \bar{D}_{\max} \cdot (\bar{D}_{\max} + \alpha\sigma)_{\text{cpp}} \end{aligned} \right\} \Leftrightarrow \text{DMI}_{pA} = 1 \quad (4.17a \text{ y } b)$$

Es importante señalar que no es fácil caracterizar la relación de medias de desplazamiento para el caso de daño constante, ya que como se mencionó antes, muestra tendencias erráticas con respecto al valor de T. Esto se debe a que el desplazamiento máximo depende tanto de la máxima resistencia elástica del sistema (resistencia de fluencia) así como de la demanda máxima de ductilidad. De esta manera, para el caso de daño constante, la relación de medias de desplazamiento no sólo refleja la variación en la relación de resistencia, sino la variación entre las máximas demandas de ductilidad de las oscilaciones con degradación de rigidez y los elasto-plásticos perfectos.

Aunque sería necesario estudiar la relación de desplazamientos máximos para acelerogramas reales para aclarar esta situación, una manera de caracterizar la relación de desplazamientos es a través de las relaciones de resistencia (presentada en la sección 4.3.1) y las relaciones de ductilidad máxima (que se presenta a continuación en la sección 4.3.3).

### 4.3.3.- Ductilidad Objetivo.

#### 4.3.3.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de daño constante que consideran la media de las demandas de ductilidad objetivo, que es la máxima demanda de ductilidad tolerable en los osciladores para que su daño máximo corresponda al colapso incipiente ( $\text{DMI}_{pA}$ ).

- Efecto de la relación  $T/T_g$ .

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de ductilidad objetivo correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.68 y 4.69 ( con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias.

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a valer menos que uno, conforme  $T_g$  se hace más grande, dicha relación tiende a incrementarse ligeramente, mientras que al aumentar  $t_d$  hace que la relación de medias tienda a disminuir en este intervalo de  $T/T_g$ .

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias se incrementa con T, hasta que en un valor de T próximo a  $T_g$  la relación de medias alcanza un valor a partir del cual se estabiliza con respecto al valor de T. Al aumentar  $t_d$  a 30.70 s. dicho punto también tiende a aumentar ligeramente. Para T mayor que  $T_g$ , el valor de la relación de medias permanece casi constante (oscila entre 1.0 y



1.1) con respecto al valor de  $T$ . La duración no parece tener mucha influencia en este intervalo de  $T$ .

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de ductilidad objetivo correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.69 y 4.70 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente), se observan las siguientes tendencias.

Al variar  $\xi_g$  de 0.20 a 0.35 se observa que no hay cambios significativos en la relación de medias a lo largo de todo el intervalo de  $T$ .

- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de ductilidad objetivo puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.68 y 4.69 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.71 y 4.72 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ), se observa lo siguiente.

No se observan cambios significativos en las curvas, si acaso pudiera decirse que las curvas se suavizan con un incremento de  $\xi$ .

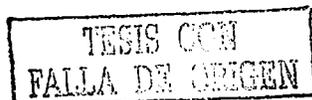
#### 4.3.3.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de daño constante ( $DMI_{pk}=1$ ) que consideran el coeficiente de variación de las demandas de ductilidad objetivo.

Una vez discutidas las tendencias que exhibe la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.73 y 4.74 el COV de la respuesta de SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de ductilidad objetivo, correspondientes a SIGL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.73.1 y 4.74.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente), ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. se observan las siguientes tendencias.

Conforme a lo mostrado en las figuras 4.73.1c, 4.73.1d, 4.74.1c y 4.74.1d, el COV de ductilidad objetivo tiende a permanecer estable en todo el intervalo de valores de  $T$ , con valores ligeramente superiores a 0.1. Al evaluar  $\xi$  de 0.05 a 0.20 no se presentan cambios significativos en el COV de la ductilidad objetivo. Es importante destacar que el COV de la ductilidad objetivo es mucho menor que el COV asociado a los demás parámetros de respuesta estudiados aquí, lo que implica una muy baja incertidumbre en la determinación de dicha ductilidad.

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.73.1a, 4.73.1b, 4.74.1a y 4.74.1b, sugieren que dicho coeficiente suele ser mucho menor en sistemas degradantes excepto para valores de  $T$  menores a  $0.4T_g$ . Si se considera que el COV asociado a sistemas elasto-plásticos es pequeña



y que la relación de COV asociado a sistemas elasto-plásticos es pequeña y que la relación de COV es mucho menor a uno en un amplio intervalo de T, puede concluirse que el COV asociado a la ductilidad objetivo de sistemas degradantes es muy pequeña o, en otras palabras, que hay muy poca incertidumbre en la determinación de la ductilidad objetivo en sistemas degradantes. Estas tendencias no se ven afectadas cuando  $\xi$  cambia de 0.05 a 0.20, si acaso puede mencionarse que el punto donde la relación de coeficientes de variación es igual a 1 disminuye ligeramente, como se aprecia en las figuras 4.73.2a, 4.73.2b, 4.74.2a y 4.74.2b.

#### 4.3.3.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

Tanto para  $a=1$ , que corresponde a una probabilidad de no ser excedido del 84.13% en las figuras 4.73.1e, 4.73.1f, 4.74.1e, 4.74.1f, 4.73.2e, 4.73.2f, 4.74.2e y 4.74.2f, así como para  $a=2$ , que corresponde a una probabilidad de no ser excedido del 97.72% en las figuras 4.75.1 y 4.75.2, se observa que la función de coeficientes de variación es muy estable con respecto a los valores de T,  $\xi_g$  y  $\xi$ , y que oscila entre 0.9 y 1.0.

Note que en todos los casos estudiados hasta ahora, la función de COV normalmente tiene valores cercanos a uno para valores del parámetro "a" iguales a uno y dos, porque la relación de COV de los parámetros de respuesta estudiados ha estado cercano a uno. En el caso de la ductilidad objetivo, esta función también adquiere valores cercanos a uno a pesar de que la relación de COV no tiene valores cercanos a uno. Esto se debe a que el COV de la ductilidad objetivo es muy baja.

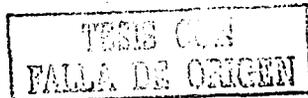
De la anterior discusión podemos concluir que:

$$\left. \begin{aligned} \text{Rel}(\bar{\mu}_{\delta STAR} + a \cdot \sigma) &\approx \text{Rel}(\bar{\mu}_{\delta STAR}) \\ (\bar{\mu}_{\delta STAR} + a \cdot \sigma)_{deg} &\approx \text{Rel}(\bar{\mu}_{\delta STAR}) \cdot (\bar{\mu}_{\delta STAR} + a \cdot \sigma)_{ep} \end{aligned} \right\} \Leftrightarrow \text{DMI}_{PA} = 1 \quad (4.18a \text{ y } b)$$

#### 4.3.4.- Velocidad Relativa.

##### 4.3.4.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de daño constante ( $\text{DMI}_{PA}=1$ ) que consideran la media de las demandas de velocidad relativa.



- Efecto de la relación de  $T/T_g$ .

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de velocidad relativa correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.76 y 4.77 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente), ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias.

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a valores ligeramente mayores que uno. En este intervalo de valores de  $T/T_g$  la relación de medias tiende a disminuir con un incremento de  $T_g$ , y es prácticamente independiente a la duración de la excitación sísmica.

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias se incrementa con un incremento de  $T$ , hasta alcanzar su máximo en  $T$  aproximadamente igual a  $0.5T_g$ ; conforme  $T_g$  se incrementa, el valor de  $T$  donde la relación de medias alcanza su máximo también se incrementa ligeramente con respecto al valor de  $0.5T_g$ .

Conforme  $T$  se incrementa a partir del valor en que la relación de medias alcanza su máximo, la relación de medias exhibe una marcada tendencia a disminuir con un incremento de  $T$ .

A partir de que  $T$  alcanza el valor de  $T_g$ , la relación de medias tiende a estabilizarse en valores ligeramente mayores que uno. Dentro de este intervalo de  $T$ , un aumento en  $t_d$  se refleja en una ligera disminución de la relación de medias.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de velocidad relativa correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.77 y 4.78 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente), se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de  $T$  donde la relación de medias alcanza su máximo.

Conforme  $T$  aumenta después del valor de  $T_g$ ,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de velocidad relativa puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.76 y 4.77 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.79 y 4.80 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ), se observan las siguientes tendencias.

Para valores  $T$  menores a  $T_g$ , un incremento de  $\xi$ , se refleja en una ligera disminución de la relación de medias.

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor de  $T_p$ , un incremento en  $\xi$  se refleja en una uniformización de la relación de medias alrededor de uno.

#### 4.3.4.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de daño constante ( $DMI_{PA}=1$ ) que consideran el coeficiente de variación de las demandas de velocidad relativa.

Una vez discutidas las tendencias que exhibe la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de la figura 4.81 y 4.82 el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_p$  en espectros de COV de velocidad relativa correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.81.1 y 4.82.1 (con  $\xi_p$  de 0.35 y 0.05 respectivamente), ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. Se observan las siguientes tendencias.

Para  $\xi_p$  de 0.35, se observa que los COV para velocidad relativa oscilan entre 0.1 y 0.2 en todo el intervalo de valores de  $T$  y que tienden a incrementarse con un incremento de  $T$ . Para  $\xi_p$  de 0.05, se observan valores entre 0.2 y 0.3 y una tendencia a que el COV disminuya con un incremento de  $T$ .

Como puede apreciarse en las gráficas de 4.81.2c, 4.81.2d, 4.82.2c y 4.82.2d, un incremento en el valor de  $\xi$  no resulta en cambios de importancia.

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las gráficas 4.81.1a, 4.81.1b, 4.82.1a y 4.82.1b, sugieren que independientemente de las características de la excitación sísmica el coeficiente de variación tiende a oscilar alrededor de uno.

Como puede apreciarse en las gráficas de 4.81.2a, 4.81.2b, 4.82.2a y 4.82.2b, un incremento en el valor de  $\xi$  tiende a suavizar las tendencias descritas en el párrafo anterior.

#### 4.3.4.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

De las figuras 4.81.1, 4.81.2, 4.82.1, 4.82.2, 4.83.1 y 4.83.2, se observa que dentro de los niveles de seguridad de 84.13% y 97.72%, y  $T_p$ , la función de coeficientes de variación está muy próxima a uno en todo los intervalos de valores de  $T$ ,  $\xi_p$  y  $\xi$  considerados.



Con la anterior discusión podemos concluir que la ecuación (4.8) puede ser simplificada para  $V_{rel}$ , cuando  $DMI_{PA}=1$ , a la siguiente expresión:

$$\left. \begin{aligned} \text{Rel} (\bar{V}_{rel} + a\sigma) &\approx \text{Rel } \bar{V}_{rel} \\ (\bar{V}_{rel} + a\sigma)_{deg} &\approx \text{Rel } \bar{V}_{rel} \cdot (\bar{V}_{rel} + a\sigma)_{epp} \end{aligned} \right\} \Leftrightarrow DMI_{PA} = 1. \quad (4.19a \text{ y } b)$$

### 4.3.5.- Aceleración Absoluta.

#### 4.3.5.1.- Relación de medias.

Al comparar las gráficas de las relaciones de medias de las aceleraciones absolutas, ver figuras 4.84 a 4.88, con sus correspondientes relaciones de medias de la resistencia, ver figuras 4.52 a 4.56, ambos casos para  $DMI_{PA}=1$ , puede concluirse que la relación de medias de aceleración absoluta sigue las mismas tendencias descritas para la relación de resistencia.

#### 4.3.5.2.- Relación de COV.

Con respecto al coeficiente de variación de la aceleración absoluta para osciladores EPP, de las figuras 4.89.1, 4.89.2, 4.90.1, 4.90.2, puede concluirse que exhibe tendencias similares al COV de resistencia para osciladores EPP, mostrado en las figuras 4.57.1, 4.57.2, 4.58.1 y 4.58.2.

Respecto a la relación de coeficientes de variación de las aceleraciones absolutas, mostradas en las figuras 4.89.1, 4.89.2, 4.90.1 y 4.90.2, se observa que en términos generales dichas relaciones muestran las mismas tendencia que aquellas observadas para las relaciones de coeficientes de variación para la resistencia en las figuras 4.57.1, 4.57.2, 4.58.1 y 4.58.2.

#### 4.3.5.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

De las figuras 4.89.1, 4.89.2, 4.90.1, 4.90.2, 4.91.1 y 4.91.2, puede concluirse que la función de coeficiente de variación dentro de los niveles de seguridad de 84.13% y 97.72%, se aproxima a uno para todos los valores de  $T$ ,  $\xi_g$  y  $\xi$  considerados en este estudio. Por lo tanto:

$$\left. \begin{aligned} \text{Rel} (\bar{A}_{abs} + a\sigma) &\approx \text{Rel } \bar{A}_{abs} \\ (\bar{A}_{abs} + a\sigma)_{deg} &\approx \text{Rel } \bar{A}_{abs} \cdot (\bar{A}_{abs} + a\sigma)_{epp} \end{aligned} \right\} \Leftrightarrow DMI_{PA} = 1 \quad (4.20a \text{ y } b)$$

#### 4.3.6.- Energía de Entrada Relativa.

##### 4.3.6.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de daño constante ( $DMI_{PA}=1$ ) que consideran la media de las demandas de la energía de entrada relativa.

- El efecto de la relación de  $T/T_g$ .

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de energía de entrada relativa correspondientes a  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.92 y 4.93 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35 muestran las siguientes tendencias.

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a valores mayores que uno. En este intervalo de  $T$ , la relación de medias se incrementa con un incremento de  $t_d$  y un decremento en  $T_g$ .

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias aumenta hasta alcanzar su máximo, que oscila entre 1.8 a 1.4, y que tiende a ubicarse en  $T$  cercano a  $0.5T_g$ . El valor de este máximo tiende a incrementarse con el aumento de  $t_d$  y con un decremento en  $T_g$ .

Conforme  $T$  se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo, la relación de medias exhibe una marcada tendencia a disminuir, hasta cruzar la ordenada de uno en  $T$  cercano a  $T_g$ . El valor de  $T$  donde la relación de medias adquiere el valor de uno coincide más marcadamente con el valor de  $T_g$  conforme  $t_d$  se incrementa, mientras que tiende a alargarse con respecto al valor de  $T_g$  conforme se incrementa dicho valor en la excitación.

Después del cruce con el valor de uno, se observa que la relación de medias depende de manera importante de la duración del sismo. En particular un incremento en la duración se ve reflejado en una reducción de la relación de medias, haciéndose esto más marcado conforme los valores de  $T/T_g$  aumentan.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de energía de entrada relativa, correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.93 y 4.94 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento en  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de  $T$  donde la relación de medias alcanza su máximo, y donde cruza el valor de uno después de alcanzar dicho máximo.

Conforme T aumenta después del primer cruce con uno,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de energía de entrada relativa puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.92 y 4.93 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.95 y 4.96 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ). Se observan las siguientes tendencias.

Cuando  $T/T_g$  tiende a cero, un incremento de  $\xi$  se refleja en que la relación de medias disminuya, particularmente cuando  $T_g$  se hace grande.

Para T menor que  $T_g$  se observa una disminución del valor máximo de la relación de medias. Además se observa una mejor definición del valor de  $T/T_g$  donde se presenta la relación de medias máxima, y el punto donde dicha relación es igual a uno.

Para T mayor que  $T_g$  se observa poco efecto de  $\xi$  en la relación de medias, si acaso pudiera decirse que se suavizan las tendencias observadas para valores pequeños de  $\xi$ .

#### 4.3.6.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de daño constante ( $DMIP_A=1$ ) que consideran el coeficiente de variación de las demandas de energía relativa de entrada.

Una vez discutidas las tendencias que exhibe la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.97 y 4.98 el COV de energía de entrada relativa de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de energía de entrada relativa correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.97.1 y 4.98.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras, obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. muestran las siguientes tendencias.

En las figuras 4.97.1c y 4.97.1d, correspondientes a  $\xi_g$  de 0.35, se observa una tendencia del coeficiente de variación de la energía de entrada relativa a incrementarse con respecto al valor de T, desde aproximadamente 0.2 cuando  $T/T_g$  tiende a cero, a 0.4 para valores de  $T/T_g$  grandes.

En las figuras 4.98.1c y 4.98.1d, correspondientes a  $\xi_g$  de 0.05, se muestra que para valores pequeños de  $\xi_g$ , el valor del COV tiende a disminuir con un incremento de T, excepto en el intervalo de valores de T cercanos a  $T_g$ , donde se observa un máximo. Al aumentar  $\xi$  a 0.20, las tendencias mencionadas se siguen observando, aunque más suavizadas.

Respecto a la relación de coeficientes de variación, las figuras 4.97.1a, 4.97.1b, 4.98.1a y 4.98.1b, sugieren que mientras para  $\xi_g$  grande, la relación de coeficientes de variación oscila alrededor de uno,

presentando máximos no mayores a 1.2 y mínimos no menores a 0.9, para  $\xi_g$  de 0.05 las tendencias son similares, salvo que para periodos T ligeramente superiores a  $T_g$ , los coeficientes de variación para los sistemas degradantes tienden a ser marcadamente menores que aquellos correspondientes a sistemas elasto-plásticos perfectos.

Al incrementar el amortiguamiento estructural a 0.20, las tendencias antes mencionadas son suavizadas notoriamente, principalmente para periodos T mayores que  $T_g$ .

#### 4.3.6.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

Tanto para  $a=1$  que corresponde una probabilidad de no ser excedido del 84.13%, como para  $a=2$  correspondiente a una probabilidad de no ser excedido del 97.72%, las figuras 4.97.1e, 4.97.1f, 4.98.1e, 4.98.1f, 4.97.2e, 4.97.2f, 4.98.2e, 4.98.2f y las figuras 4.99.1 y 4.99.2, muestran que la función de coeficientes de variación tiende a valer uno; en casos extremos la diferencia no es mayor o menor al 15%.

Con la anterior discusión podemos concluir que la ecuación (4.8) puede ser simplificada para la energía de entrada relativa a la siguiente expresión:

$$\left. \begin{aligned} \text{Rel}(\bar{E}'_i + a\sigma) &\approx \text{Rel } \bar{E}'_i \\ (\bar{E}'_i + a\sigma)_{deg} &\approx \text{Rel } \bar{E}'_i \cdot (\bar{E}'_i + a\sigma)_{cpp} \end{aligned} \right\} \Leftrightarrow \text{DMI}_{PA} = 1 \quad (4.21a \text{ y } b)$$

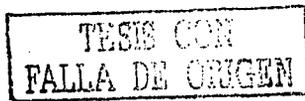
#### 4.3.7.- Energía Plástica Histerética.

##### 4.3.7.1.- Relación de medias.

A continuación se discuten espectros normalizados de daño constante ( $\text{DMI}_{PA}=1$ ) que consideran la media de las demandas de energía plástica histerética.

- El efecto de la relación de  $T/T_g$ .

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de energía plástica histerética correspondientes a  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.100 y 4.101 (con  $t_d=10.22$  Seg. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente), ambas figuras obtenidas para un  $\xi_g$  de 0.35 muestran las siguientes tendencias.



Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias presenta el máximo absoluto que llega a alcanzar valores cercanos a tres para  $T_g$  pequeño.

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias tiende a disminuir con un incremento de  $T$ , hasta que alcanza el valor de uno en  $T$  cercano a  $T_g$ . Al incrementar  $t_d$  en este intervalo se aprecia un considerable incremento de la relación de medias, aunque el punto donde la relación de medias es igual a uno es sensiblemente independiente de  $t_d$ .

Después del cruce con el valor de uno, se observa que la relación de medias, además de tender a valores menores que uno, depende de la duración de los sismos. En particular, un incremento en la duración se ve reflejado en una reducción de la relación de medias, haciéndose esto más marcado conforme el valor de  $T/T_g$  aumenta.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de energía plástica hysterética correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.101 y 4.102 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de  $T$  menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una ligera reducción de la relación de medias, mientras que el valor de  $T$  donde la relación de medias cruza el valor de uno tiende a coincidir más marcadamente con el valor de  $T_g$ .

Conforme  $T$  aumenta después del primer cruce con 1,  $\xi_g$  tiene poco efecto.

- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de energía plástica hysterética puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.100 y 4.101 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.103 y 4.104 (obtenidas para  $\xi=0.20$ ). Se observan las siguientes tendencias.

Para periodos  $T$  menores que  $T_g$ , se observa una ligera reducción de la relación de medias; así como una disminución en el periodo  $T$  donde la relación de medias es igual a uno.

Para periodos  $T$  mayores a  $T_g$  se observa poco efecto.

#### 4.3.7.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de daño constante ( $DM_{PA}=1$ ) que consideran el coeficiente de variación de las demandas de energía plástica histerética.

Una vez discutidas las tendencias que exhibe la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.105 y 4.106 el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de energía plástica histerética, correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.105.1 y 4.106.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente), ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. Se observan las siguientes tendencias:

Para oscilaciones del terreno con un contenido de frecuencias de 0.35, se observa que el COV tiende a incrementarse ligeramente con el valor de T. Al variar  $\xi_g$  a 0.05 esta tendencia se invierte, excepto para valores de T cercanos a  $T_g$ , donde se observa un máximo.

Estas tendencias tienden a mantenerse, aunque suavizadas cuando se incrementa el amortiguamiento estructural, como se observa en las figuras 4.105.2 y 4.106.2.

El efecto de  $T/T_g$  en la relación de coeficientes de variación de la energía plástica histerética, se estudia a partir de las figuras 4.105.1a y 4.105.1b.

Para oscilaciones del terreno con  $T_g$  pequeño, se observa que la relación de coeficientes de variación tiende a incrementarse con el valor de T, hasta que se estabiliza para valores grandes de T.

Para oscilaciones del terreno con  $T_g$  grande, se observa que la relación de coeficientes de variación tiende a valores cercanos a uno, excepto para valores muy pequeños de T, o cercanos a  $T_g$ , para los cuales la relación de medias adquiere valores de hasta 0.7.

Al variar  $\xi_g$  de 0.35 a 0.05 los valores de la relación de COV tienden a oscilar más marcadamente alrededor del valor de uno.

Un incremento en el valor de  $\xi$  tiende a suavizar las tendencias discutidas con anterioridad. En particular, es interesante notar que los mínimos observados para  $T_g$  grandes tienden a desaparecer con un incremento de  $\xi$ .

#### 4.3.7.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.1.3.

De las figuras 4.105, 4.106 y 4.107 podemos analizar, para los diferentes grados de probabilidad de excedencia, lo siguiente:

El valor del COV tiende a valores cercanos a uno en un amplio intervalo de valores de T. Para valores muy pequeños de T, se observa una reducción marcada de la función de COV, hasta alcanzar valores cercanos a 0.8 para T cercano a cero. Esta tendencia se hace más marcada para valores pequeños de  $T_g$ .

La ecuación (4.8) puede ser simplificada para  $E_{H\mu}$  conforme a lo siguiente:

$$\left. \begin{aligned} \text{Rel} \left( \bar{E}_{H\mu} + \alpha\sigma \right) &\approx \text{Rel} \bar{E}_{H\mu} \\ \left( \bar{E}_{H\mu} + \alpha\sigma \right)_{\text{deg}} &\approx \text{Rel} \bar{E}_{H\mu} \cdot \left( \bar{E}_{H\mu} + \alpha\sigma \right)_{\text{cpp}} \end{aligned} \right\} \Leftrightarrow \text{DMI}_{P\Lambda} = 1 \quad (4.22a \text{ y } b)$$

#### 4.3.8.- Energía Viscosa.

##### 4.3.8.1.- Relación de medias.

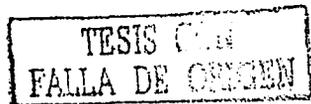
A continuación se discuten espectros normalizados de daño constante ( $\text{DMI}_{P\Lambda}=1$ ) que consideran la media de las demandas de energía viscosa.

- El efecto de la relación de  $T/T_g$ .

El efecto de  $T/T_g$  en los espectros normalizados de energía viscosa correspondientes a  $\xi$  de 0.05 se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.108 y 4.109 (con  $t_d=10.22$  s. y  $t_d=30.70$  s. respectivamente), ambas figuras obtenidas para un  $\xi$  de 0.35, muestran las siguientes tendencias:

Si  $T/T_g$  tiende a cero, la relación de medias tiende a ser mayor a uno y decrece con un incremento en  $T_g$ .

Conforme  $T/T_g$  crece a partir de cero, la relación de medias se incrementa, hasta que alcanza un máximo que oscila entre 1.6 y 1.7 en T cercano a  $0.5T_g$ . Note que el valor de este máximo no se ve afectado por el valor de  $T_g$ ; mientras que se reduce ligeramente con un incremento en  $t_d$ .



Conforme T se incrementa con respecto al valor en que se alcanza el máximo, la relación de medias muestra una marcada tendencia a disminuir, hasta cruzar la ordenada de uno en T cercano a  $T_g$  para  $t_d$  grande. En el caso de  $t_d$  pequeño, el valor de la relación de medias tiende a ser mayor que uno para todo el intervalo de T.

La relación de medias tiende a mostrar un mínimo para valores de T ligeramente mayores a  $T_g$ . Este mínimo tiende a desaparecer conforme el valor de  $T_g$  se incrementa; el valor de la relación de medias tiende a estabilizarse con respecto al valor de T para T grande.

- El efecto del contenido de frecuencias ( $\xi_g$ ).

El efecto de  $\xi_g$  en los espectros normalizados de energía viscosa correspondientes a  $\xi$  de 0.05 y  $t_d$  de 30.70 s. se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.109 y 4.110 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.20 respectivamente). Se observan las siguientes tendencias.

Para valores de T menores que y cercanos a  $T_g$ , un incremento de  $\xi_g$  tiende a reflejarse en una reducción de la relación de medias. El valor de  $\xi_g$  parece no afectar de manera importante los valores de T, donde la relación de medias alcanza su máximo.

$\xi_g$  tiene poco efecto en la relación de medias correspondientes a T grandes.

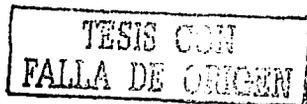
- El efecto del amortiguamiento estructural ( $\xi$ ).

El efecto de  $\xi$  en los espectros normalizados de energía viscosa puede analizarse a partir de la comparación de las figuras 4.108 y 4.109 (obtenidas para  $\xi=0.05$ ) con las figuras 4.111 y 4.112 (con  $\xi=0.20$ ), se observan las siguientes tendencias.

En general, un incremento en el valor de  $\xi$  tiende a suavizar las tendencias discutidas con anterioridad.

Para valores T menores que y cercanos a  $T_g$ , se observa una disminución del valor de la relación de medias máximo. Mientras que el mínimo ubicado en T ligeramente mayor a  $T_g$  tiende a desaparecer con un incremento de  $\xi$ .

Para valores de T mayores que  $T_g$ , La relación de medias correspondiente a  $\xi$  de 0.20 oscila entre 0.9 y 1.0 para todos los valores de  $T_g$ .



#### 4.3.8.2.- Relación de COV.

A continuación se discuten espectros y espectros normalizados de daño constante ( $DMI_{PA}=1$ ) que consideran el coeficiente de variación de las demandas de energía viscosa.

Una vez discutidas las tendencias que exhibe la relación de medias resulta de interés evaluar, con ayuda de las figuras 4.113 y 4.114 el COV de la respuesta de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

El efecto de  $T/T_g$  en espectros de COV de energía viscosa, correspondientes a S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto y  $\xi$  de 0.05, se ilustra a partir de los resultados presentados en las figuras 4.113.1 y 4.114.1 (con  $\xi_g$  de 0.35 y 0.05 respectivamente). Ambas figuras obtenidas para un  $t_d$  de 30.70 s. muestran las siguientes tendencias.

Para oscilaciones del terreno con  $\xi_g$  de 0.35, se observa que el COV tiende a incrementarse con el valor de  $T$ ; mientras que para contenido de frecuencias correspondientes a suelo blando ( $\xi_g=0.05$ ) el COV tiende a mantenerse constante con respecto al valor de  $T$ , excepto en la vecindad de  $T$  igual a  $T_g$  donde se observa un máximo.

Como se ve en las figuras 4.113.2 y 4.114.2, un incremento en  $\xi$  suaviza las tendencias discutidas arriba.

Respecto a la relación de coeficientes de variación para la energía viscosa, se hace referencia a las figuras 4.113.1a, 4.113.1b, 4.114.1a y 4.114.1b.

La relación de COV tiende a oscilar alrededor del valor de uno, excepto en el caso de osciladores con  $T$  cercano a  $T_g$  sujetos a excitaciones con  $T_g$  grande, para los cuales se observan por lo general valores menores que uno.

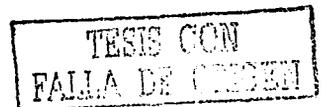
Como se observa en las figuras 4.113.2a, 4.113.2b, 4.114.2a y 4.114.2b, un incremento en  $\xi$  tiende a uniformizar las tendencias discutidas arriba, aunque se observa un incremento importante en la relación de medias para osciladores con  $T$  pequeño y sujetos a excitaciones con  $\xi_g$  de 0.35.

#### 4.3.8.3.- Relación de otros niveles de respuesta.

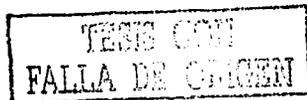
La discusión presentada en esta sección gira alrededor de la función de coeficientes de variación introducida en la sección 4.2.13.

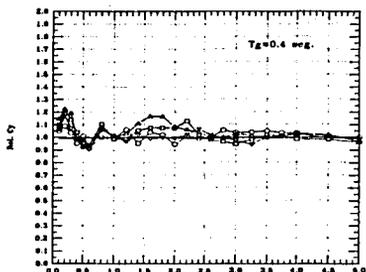
Al analizar las figuras 4.113, 4.114 y 4.115, se observa que a pesar de la variación de los diferentes parámetros involucrados la función de coeficientes de variación tiende a uno; por lo tanto, la ecuación (4.8) puede replantearse conforme a:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Rel} (\bar{E}_\xi + a\sigma) \approx \text{Rel} \bar{E}_\xi \\ (\bar{E}_\xi + a\sigma)_{\text{dcg}} \approx \text{Rel} \bar{E}_\xi \cdot (\bar{E}_\xi + a\sigma)_{\text{ep}} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \text{DMI}_{p\Lambda} = 1 \quad (4.23a \text{ y } b)$$

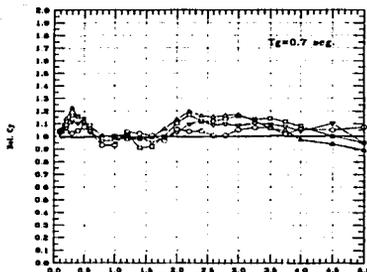


#### 4.4.-Figuras De Espectros De Ductilidad Constante y Espectros De Daño Constante.

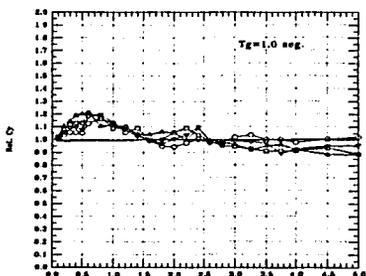




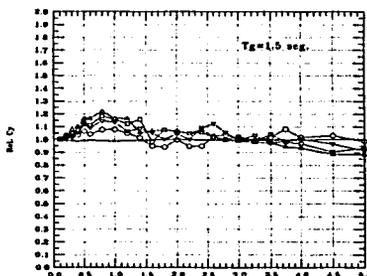
a)



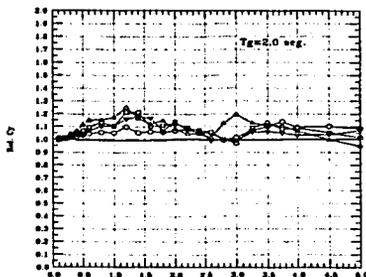
b)



c)



d)



e)

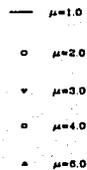


Figura 4.4.-  $Rel \bar{C}_y$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

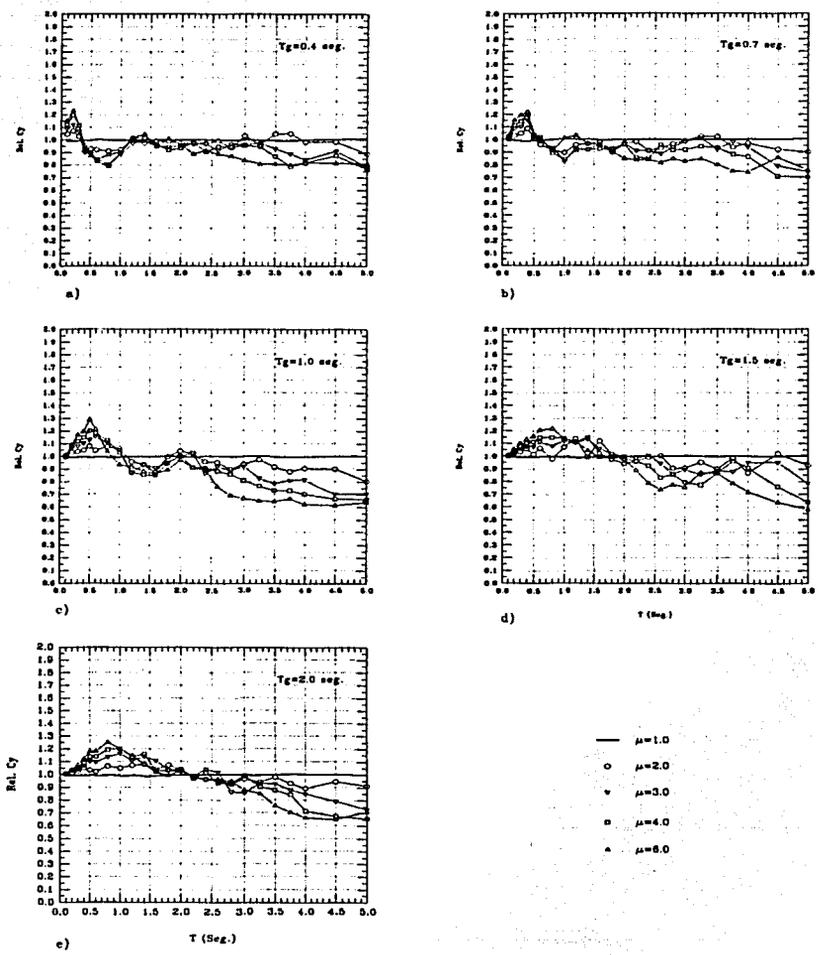
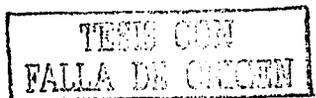
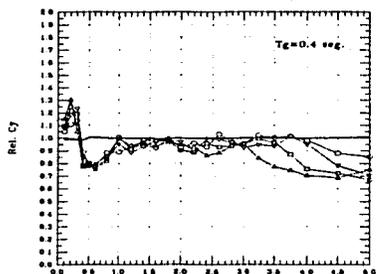
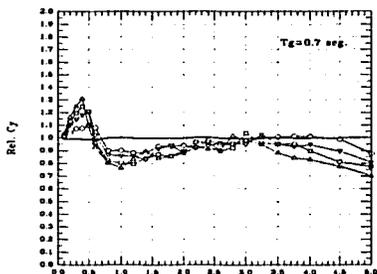


Figura 4.5.-  $Rel \bar{C}_y$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_0 = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.35$  y  $\xi = 0.05$ .

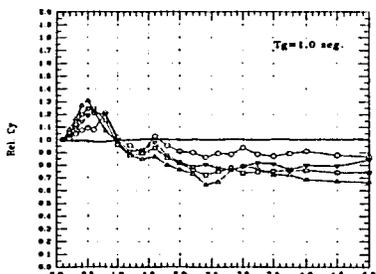




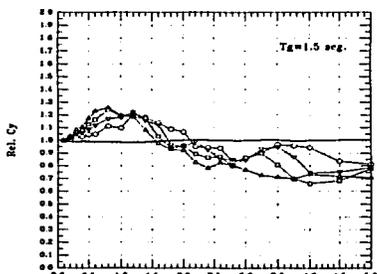
a)



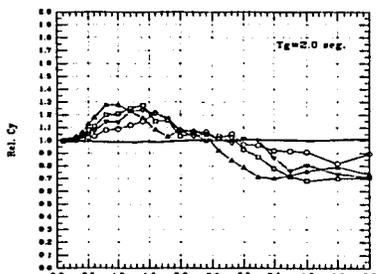
b)



c)



d)



e)

- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▼  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- ▲  $\mu=6.0$

figura 4.6.- Rel  $\bar{C}_y$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=30.70$  seg.  $\xi_g=0.20$  y  $\xi=0.05$ .

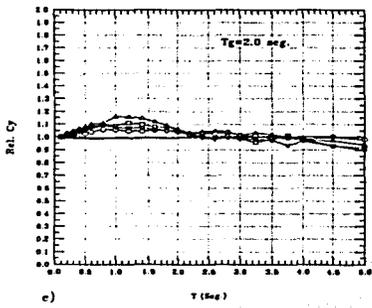
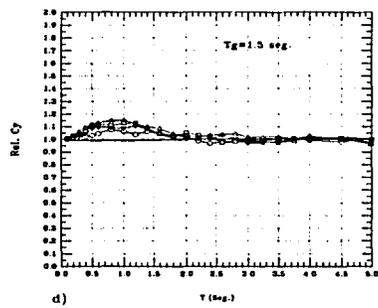
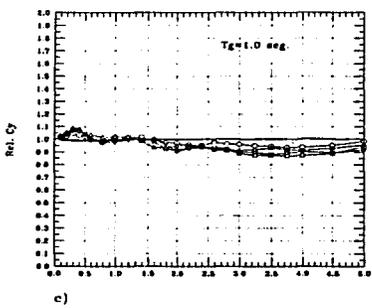
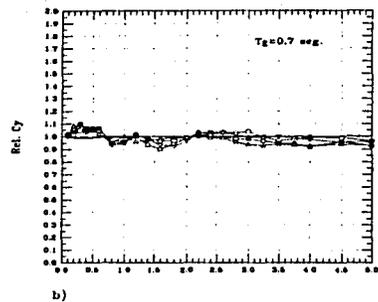
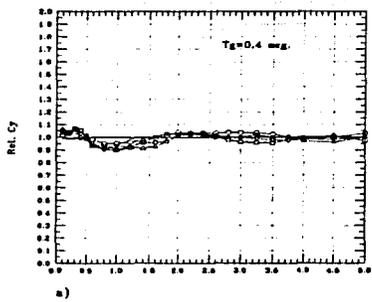
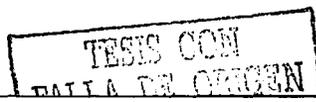
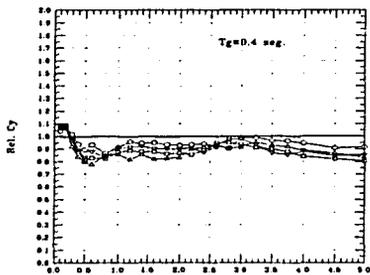
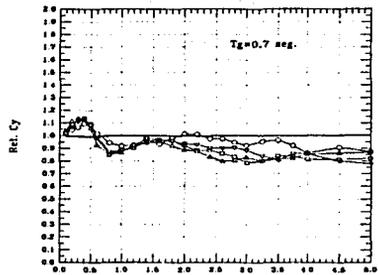


Figura 4.7.- Rel  $\bar{C}_y$  para  $\mu_0 = \text{cte.}$  con  $t_0 = 10.22 \text{ seg.}$   $\xi_g = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .

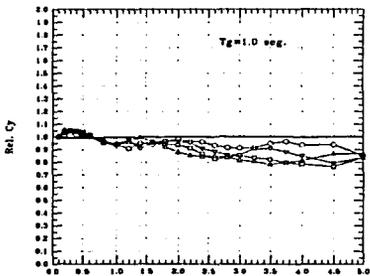




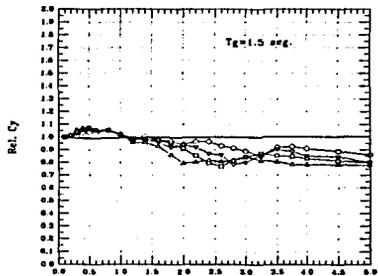
a)



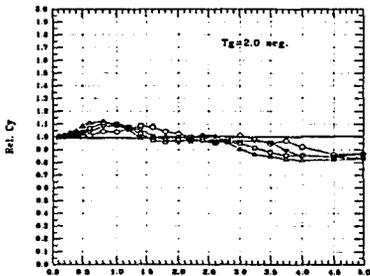
b)



c)



d)



e)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.8.-  $Rel. \bar{C}_y$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_0 = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .

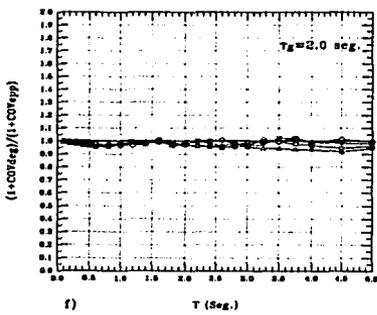
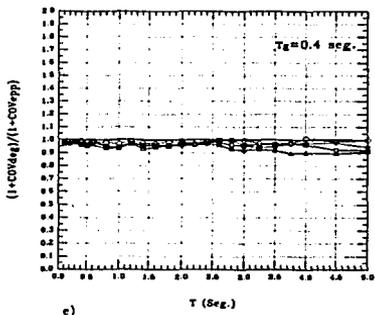
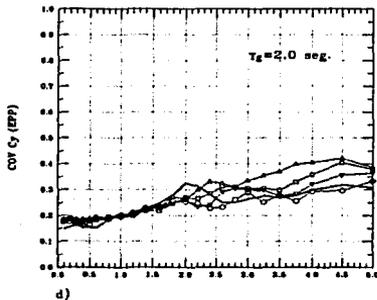
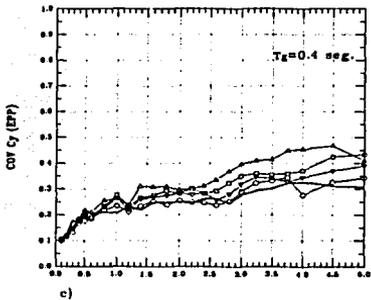
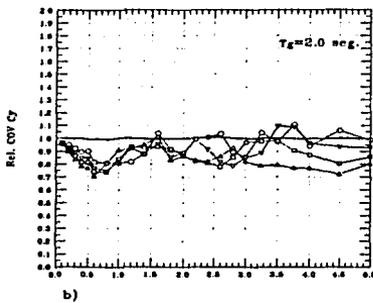
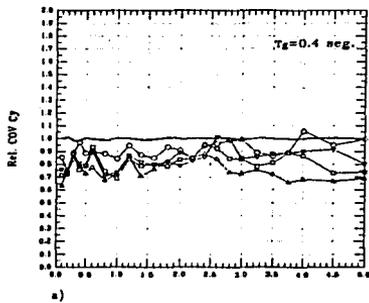
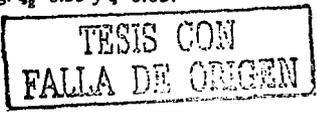


Figura 4.9.1.- COV de  $C_\gamma$  para  $\mu_g=Cte.$  con  $t_g=30.70 \text{ seg.}$   $E_g=0.35$  y  $E_s=0.05$ .



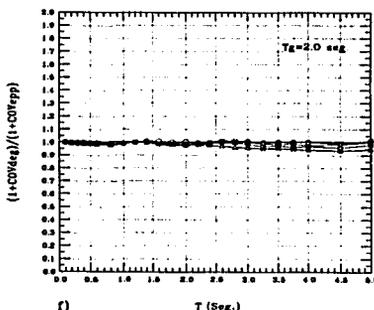
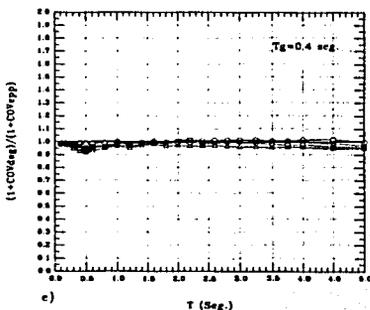
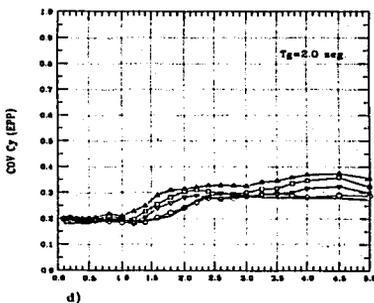
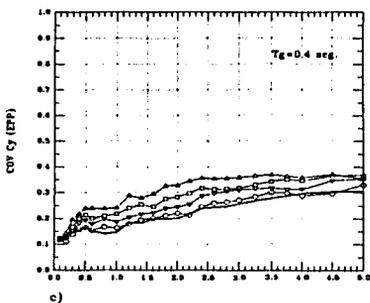
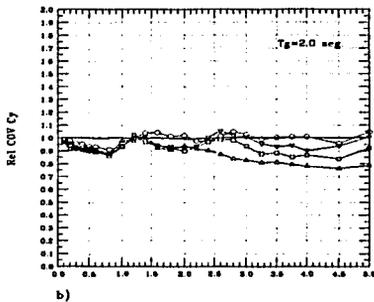
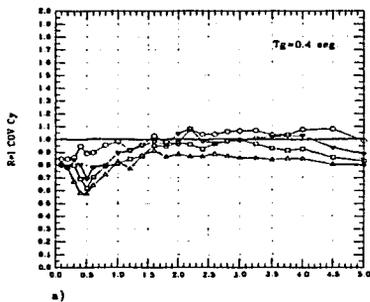


Figura 4.9.2.- COV de  $C_y$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_s=0.20$ .

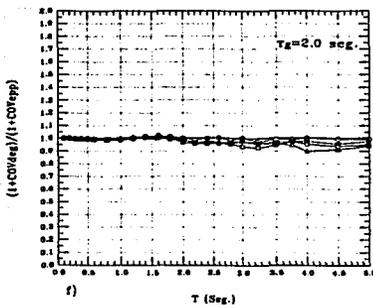
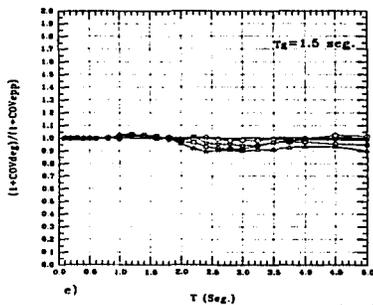
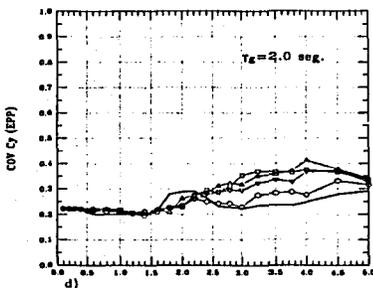
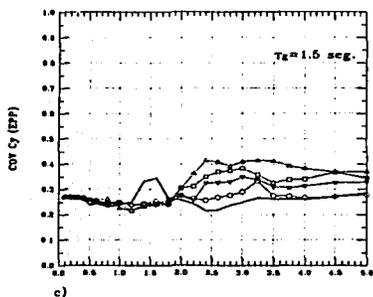
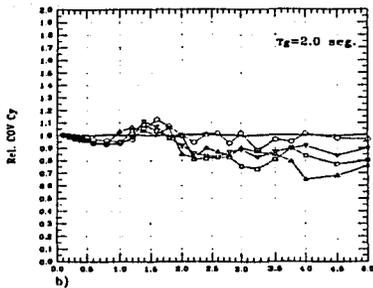
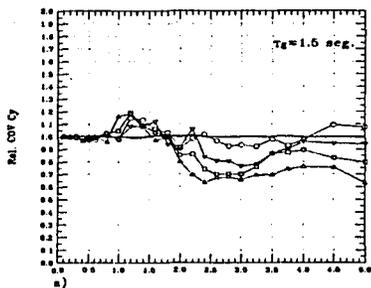
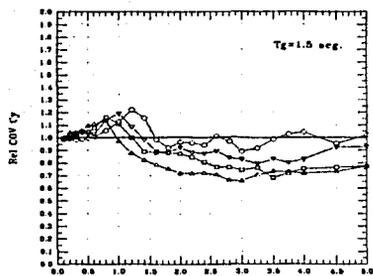
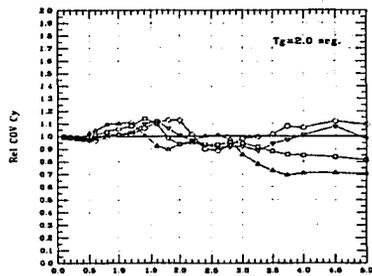


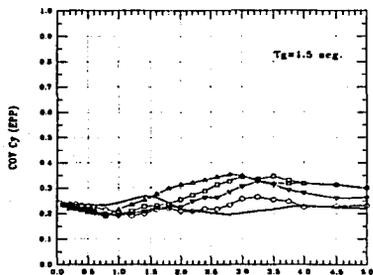
Figura 4.10.1.- COV de  $C_y$  para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g = 0.05$  y  $\xi = 0.05$ .



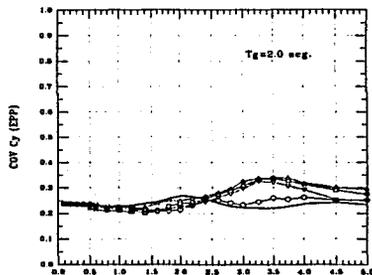
a)



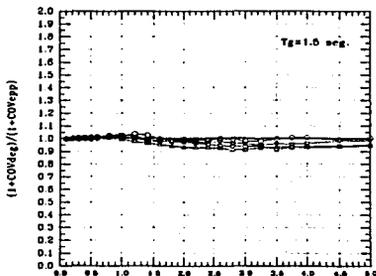
b)



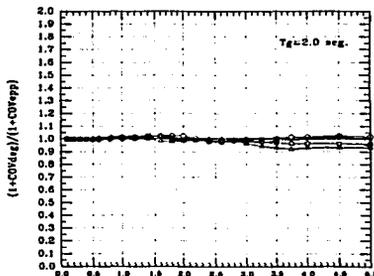
c)



d)

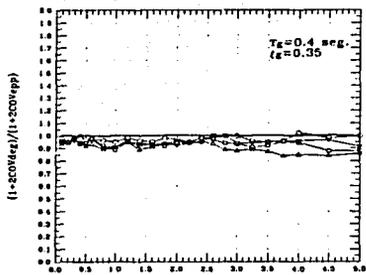


e)

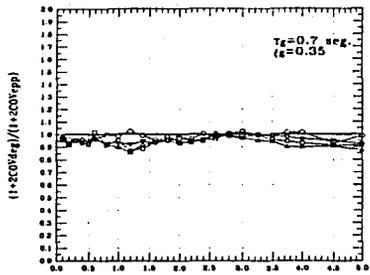


f)

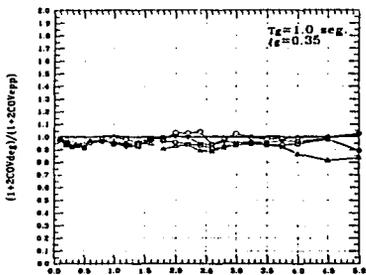
Figura 4.10.2.- COV de  $C_y$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_0 = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.05$  y  $\xi = 0.20$ .



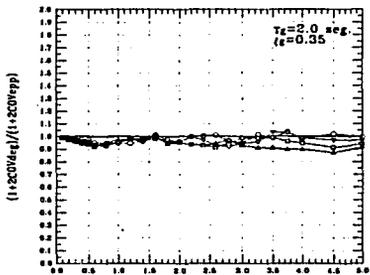
a)



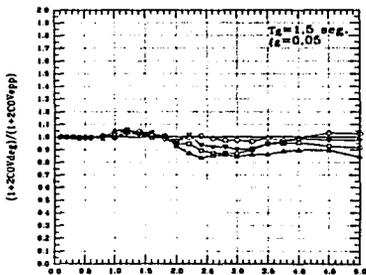
b)



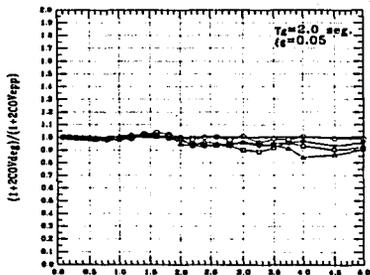
c)



d)

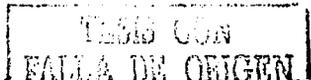


e)



f)

Figura 4.11.1.- Función de COV de  $C_y$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_0 = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.05$ .



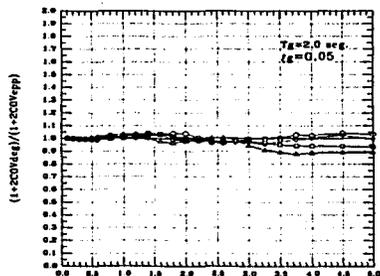
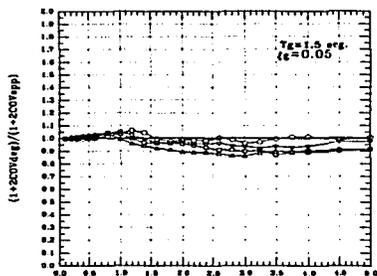
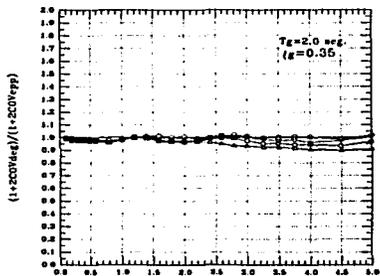
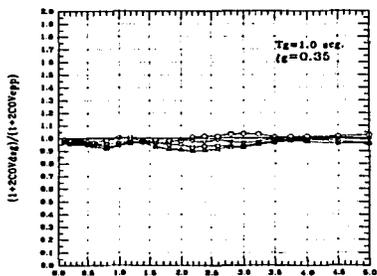
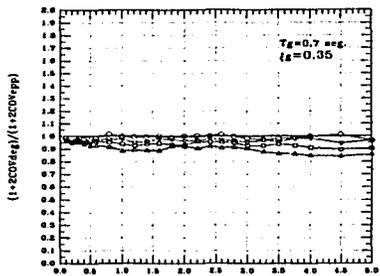
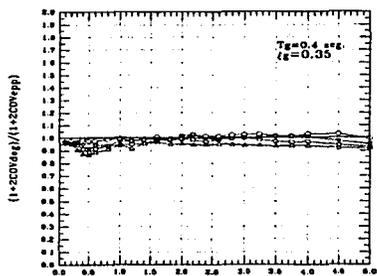
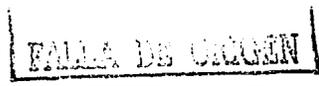
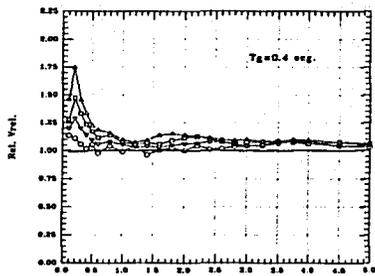
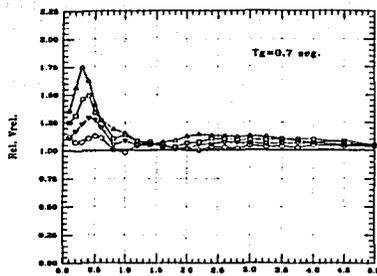


Figura 4.11.2.- Función de COV de  $C_y$  para  $\mu_0 = Cte$ . con  $t_d = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.20$ .

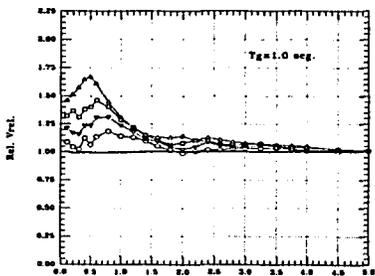




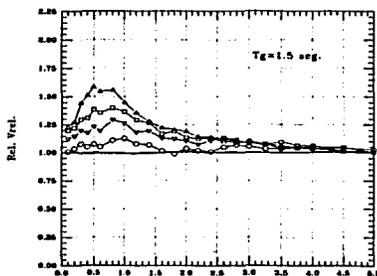
a)



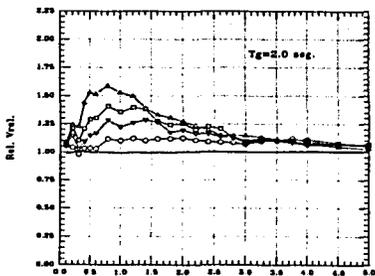
b)



c)



d)



e)

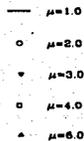


Figura 4.12.-  $Rel \bar{V}_{rel}$  para  $\mu_s=Cte.$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\zeta_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

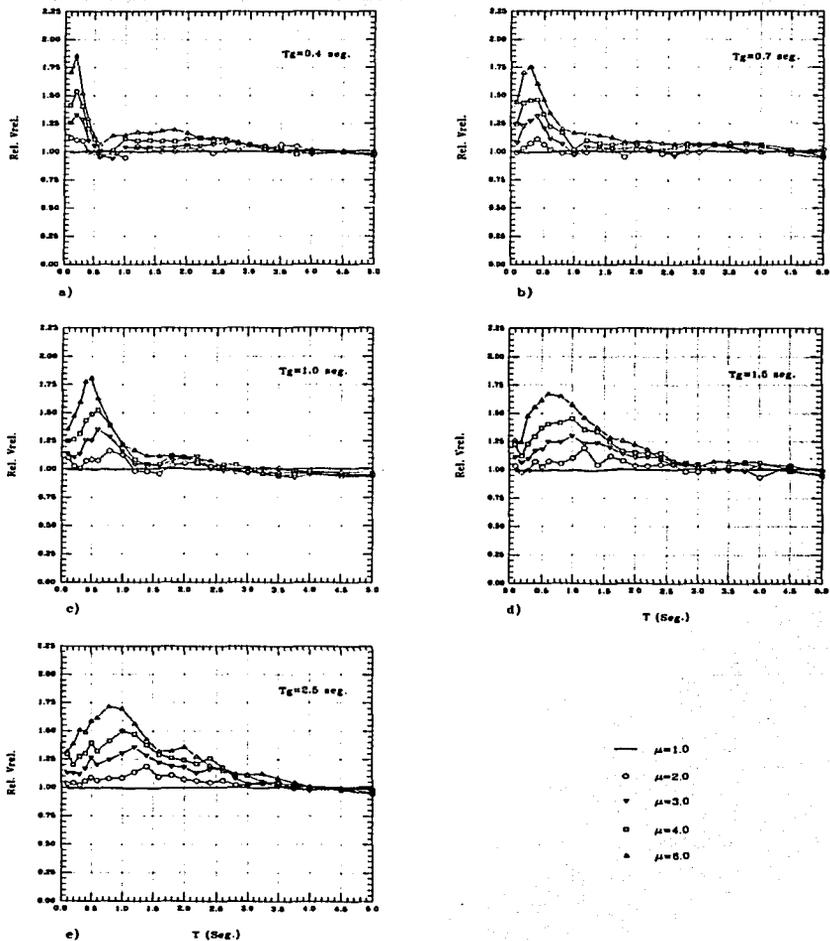


Figura 4.13.-  $Rel \bar{V}_{rel}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $E_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

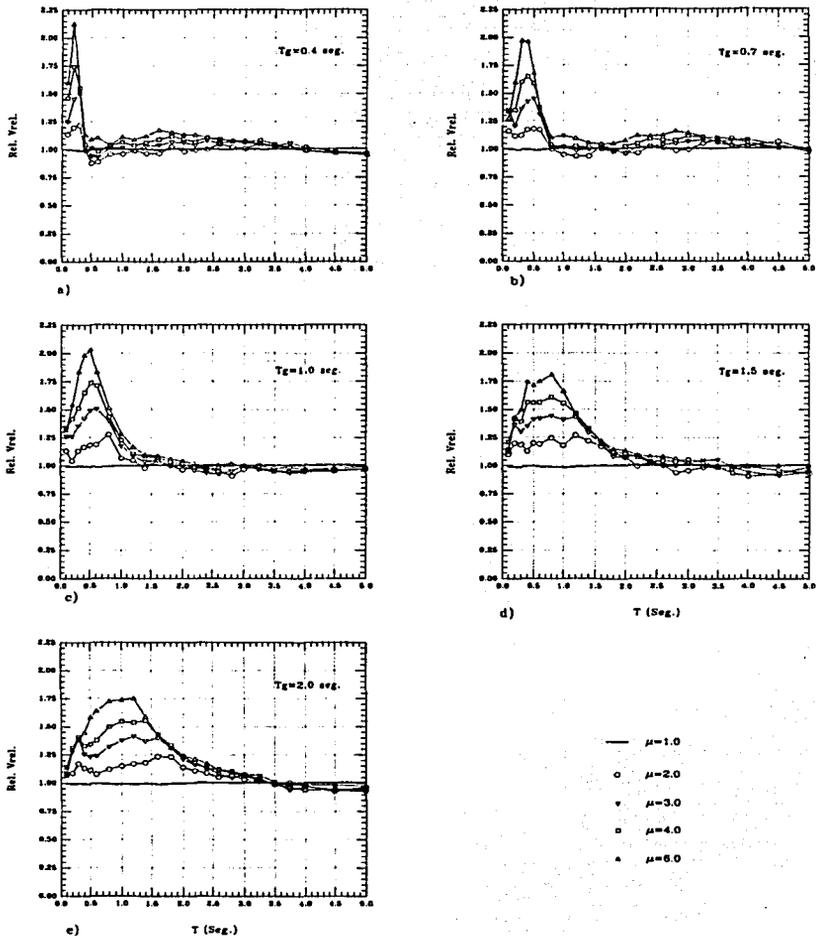


Figura 4.14.- Rel  $\bar{V}_{rel}$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.20$  y  $\xi = 0.05$ .

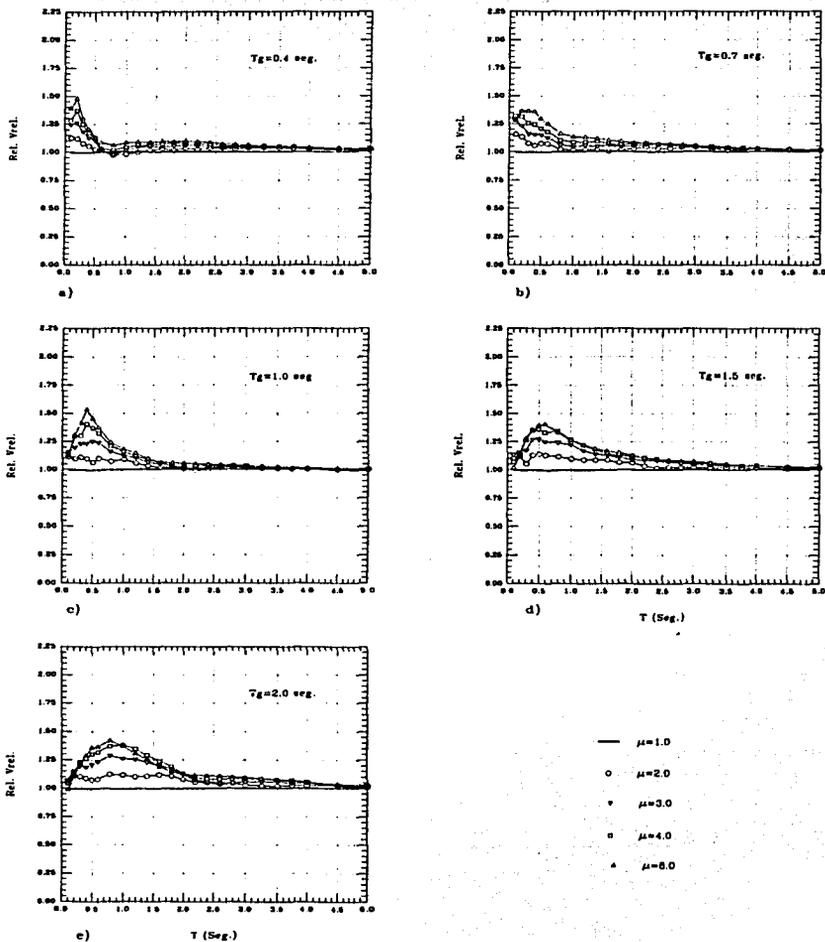
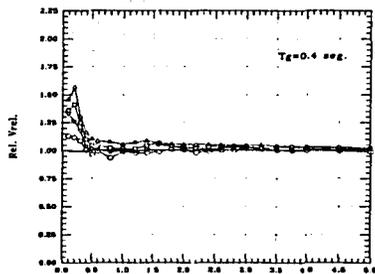
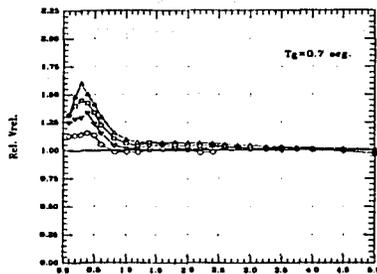


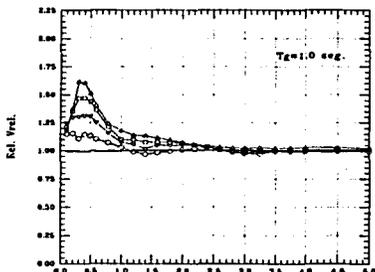
Figura 4.15.- Rel  $\bar{V}_{rel}$  para  $\mu_0 = Cte$ . con  $t_0 = 10.22$  seg.  $\xi_g = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .



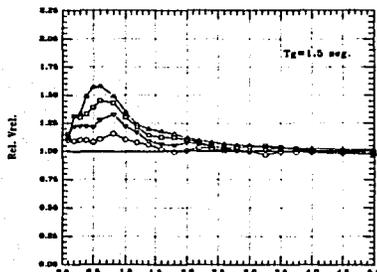
a)



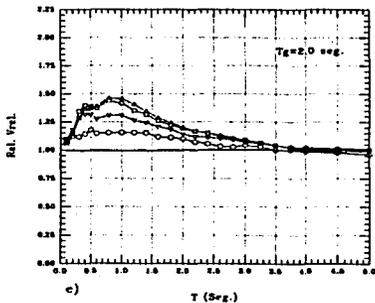
b)



c)

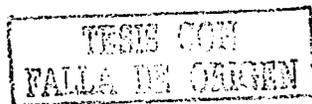


d)



e)

Figura 4.16.- Rel  $\bar{V}_{rel}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



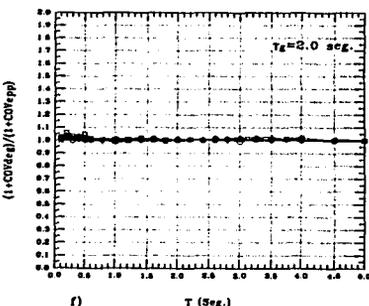
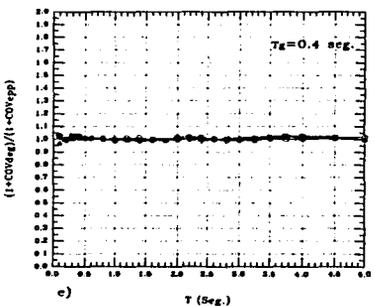
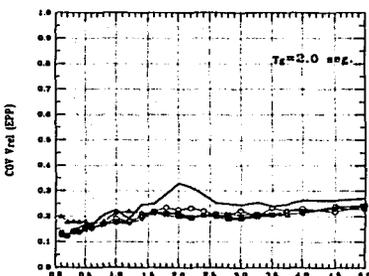
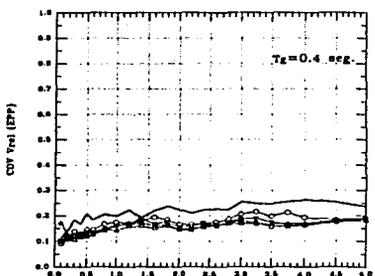
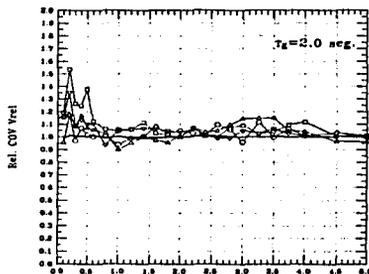
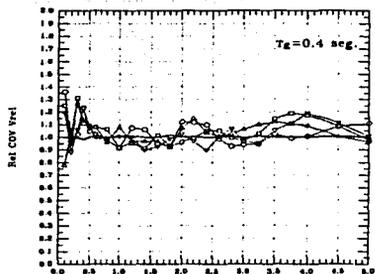


Figura 4.17.1.- COV de  $V_{rel}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_s=0.35$  y  $\xi=0.05.$

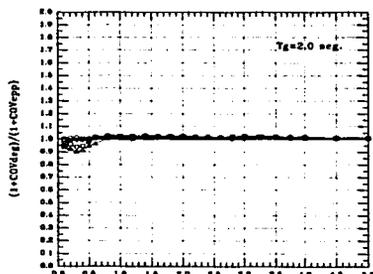
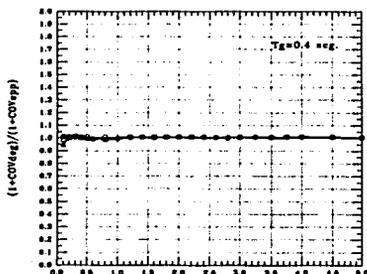
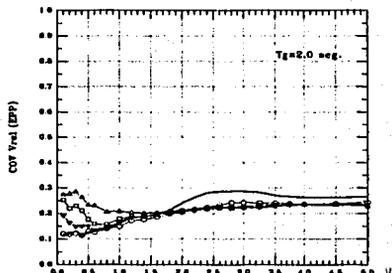
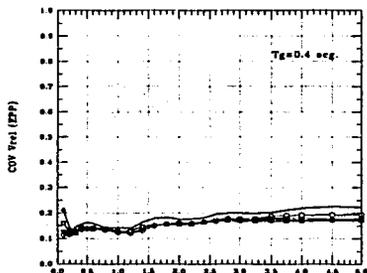
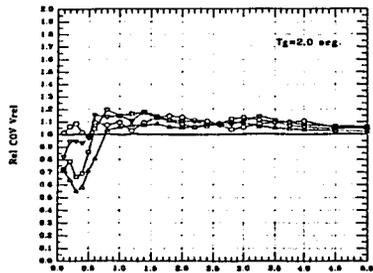
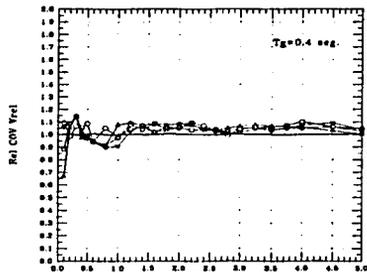
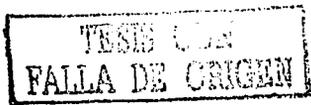
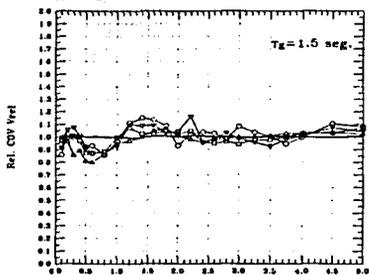
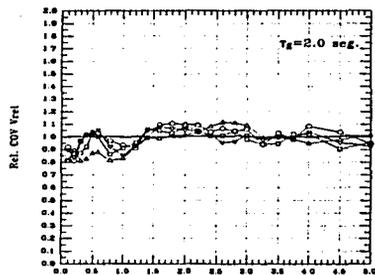


Figura 4.17.2.- COV de  $V_{rel}$  para  $\mu_b=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

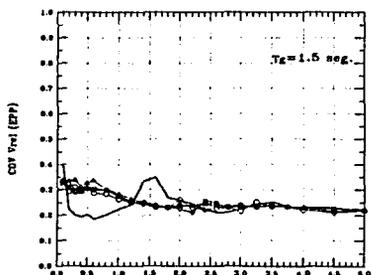




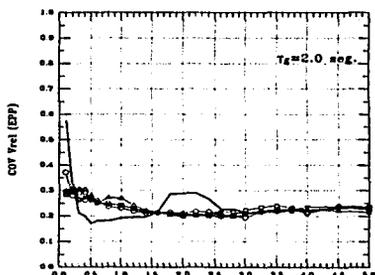
a)



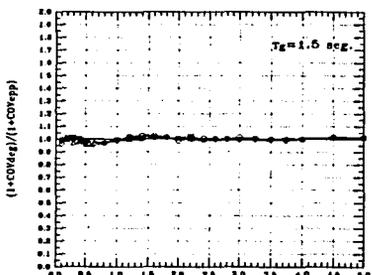
b)



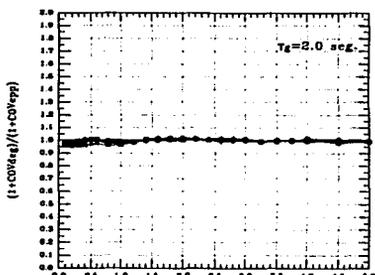
c)



d)



e)



f)

Figura 4.18.1.- COV de  $V_{rel}$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.05$  y  $\xi = 0.05$ .

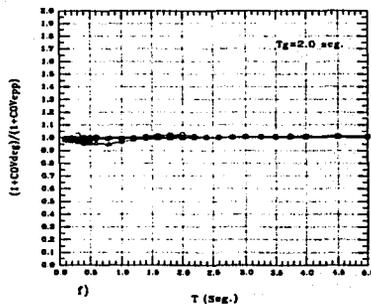
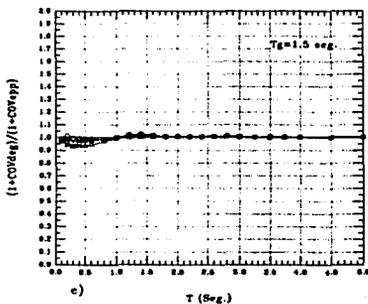
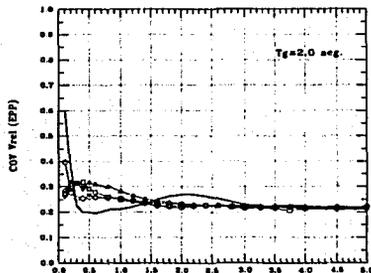
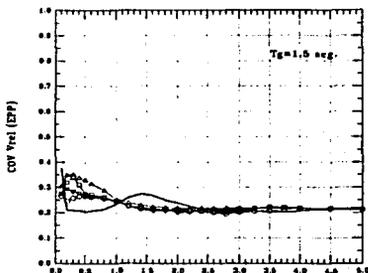
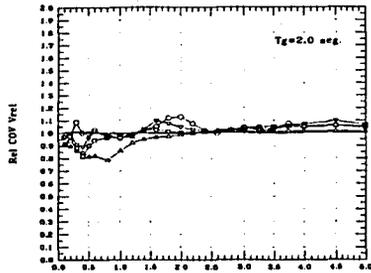
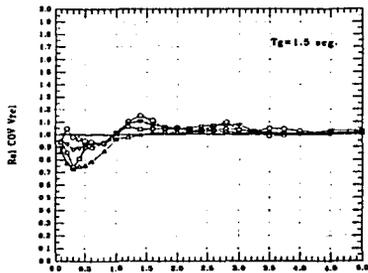
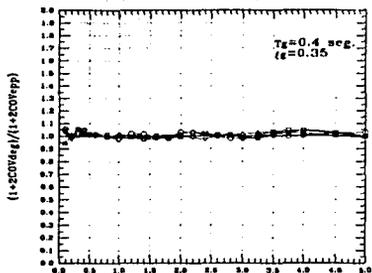
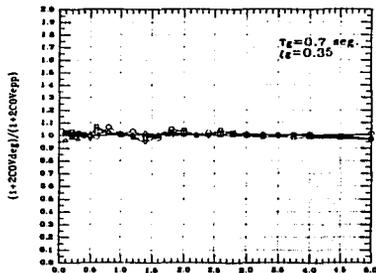


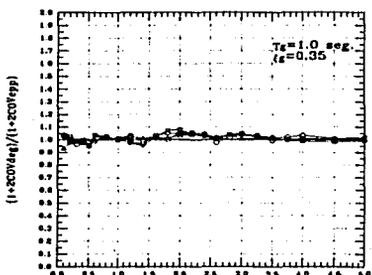
Figura 4.18.2.- COV de  $V_{rel}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.05$  y  $\xi_s=0.20.$



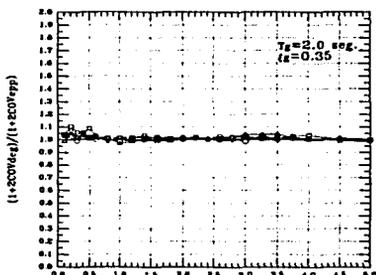
a)



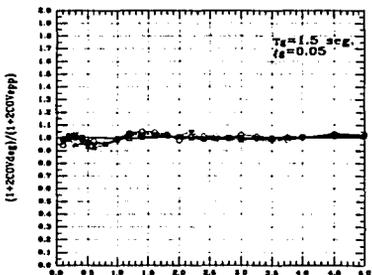
b)



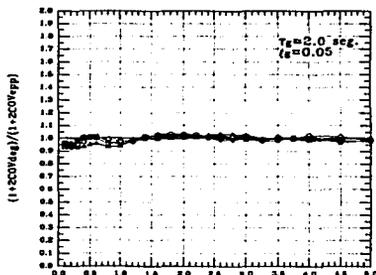
c)



d)

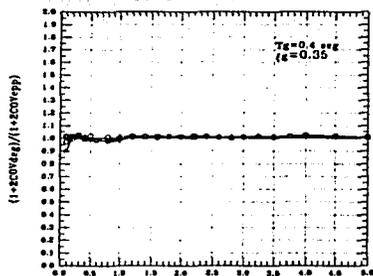


e)

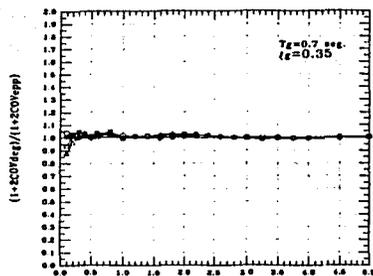


f)

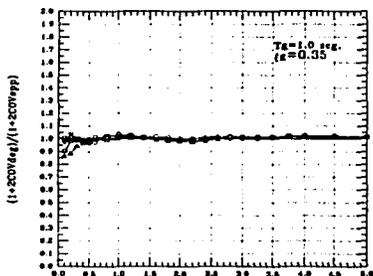
Figura 4.19.1.- Función de COV de  $V_{rel}$  para  $\mu_0 = \text{Cte}$ . con  $t_d = 30.70 \text{ seg}$ . y  $\xi = 0.05$ .



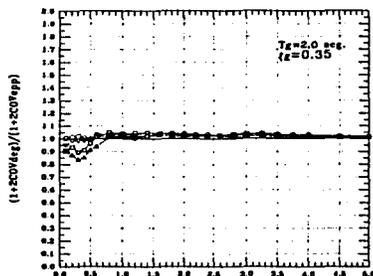
a)



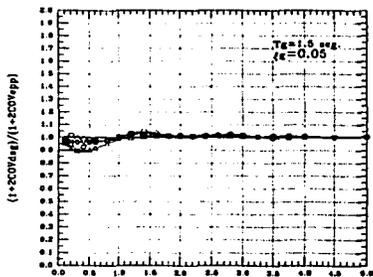
b)



c)

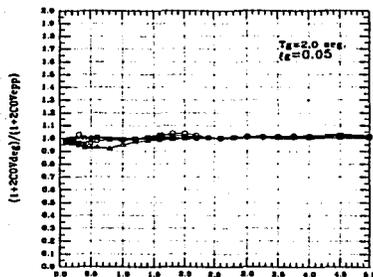


d)



e)

$T$  (Seg.)



f)

$T$  (Seg.)

Figura 4.19.2.- Función de COV de  $V_{rel}$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_0 = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.20$ .

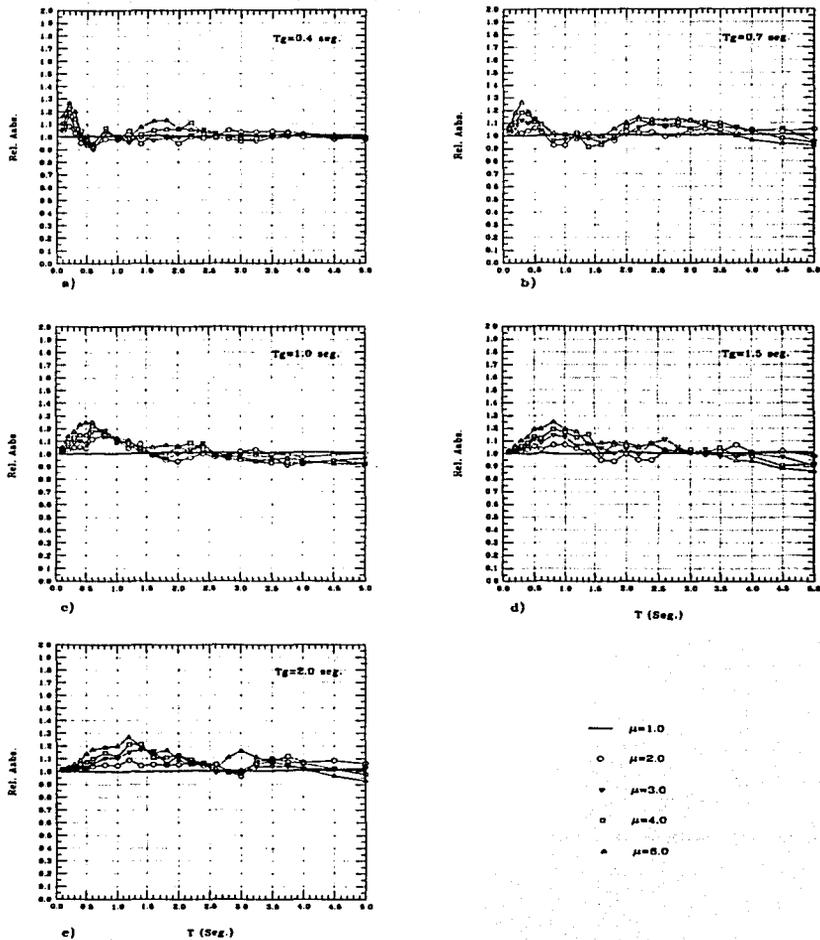
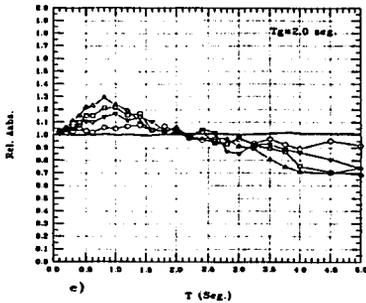
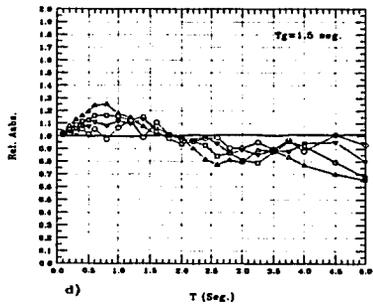
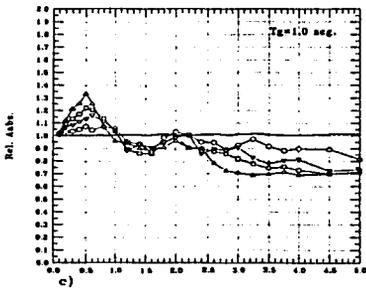
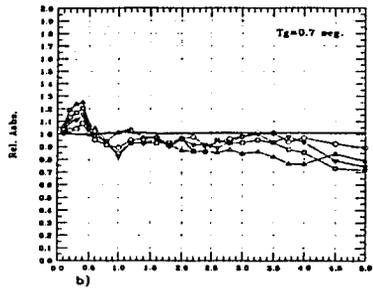
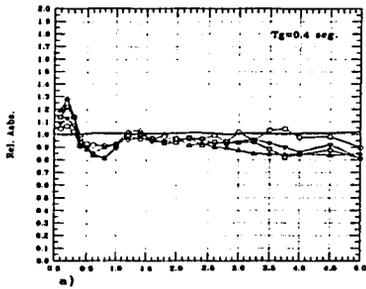
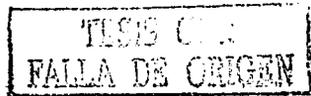


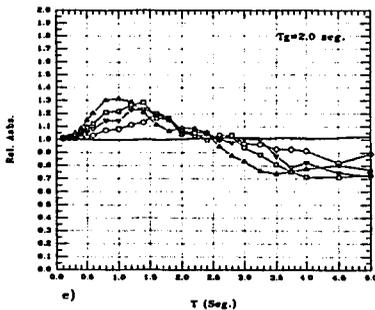
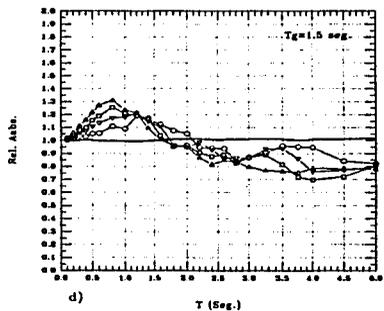
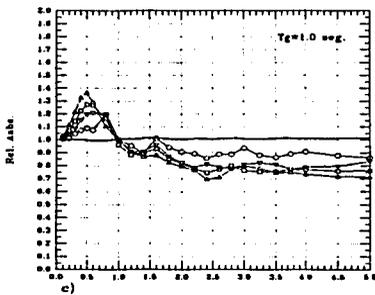
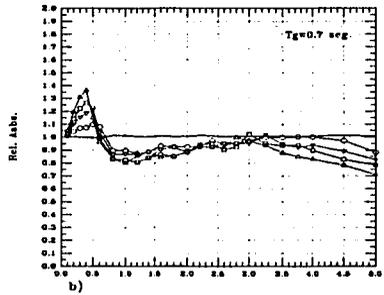
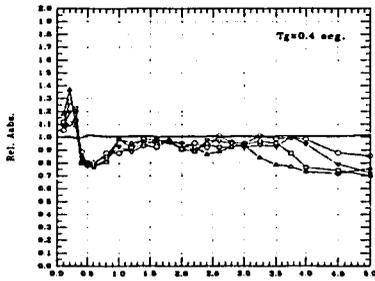
Figura 4.20.-  $Rel \bar{A}_{abs}$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_d = 10.22$  seg.  $\xi_s = 0.35$  y  $\xi = 0.05$ .



- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- ◇  $\mu=4.0$
- $\mu=5.0$

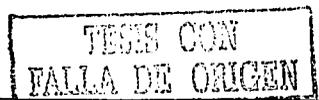
Figura 4.21.-  $\text{Rel } \bar{A}_{\text{abs}}$  para  $\mu_0=\text{Cte.}$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $E_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .





- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- ▲  $\mu=5.0$

Figura 4.22.-  $Rel \bar{A}_{abs}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.20$  y  $\xi=0.05.$



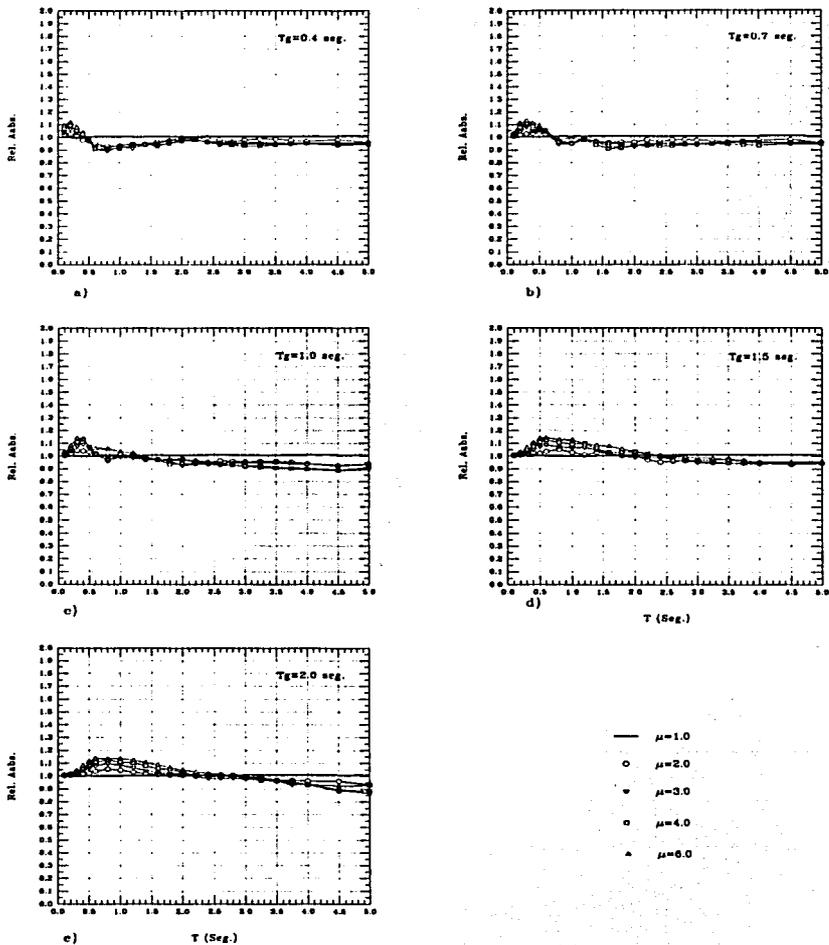
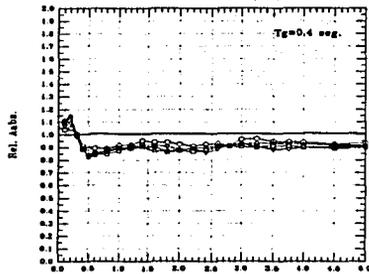
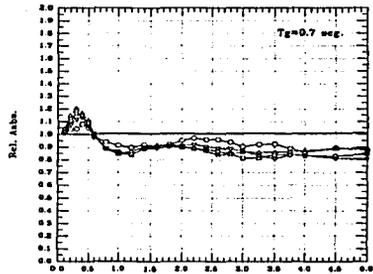


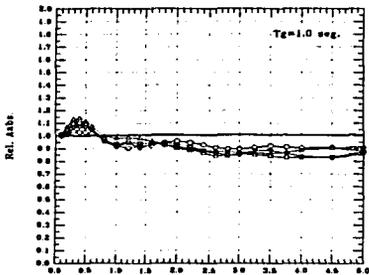
Figura 4.23.-  $Rel \bar{A}_{abs}$  para  $\mu_0 = Cte$ . con  $t_d = 10.22$  seg.  $\xi_B = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .



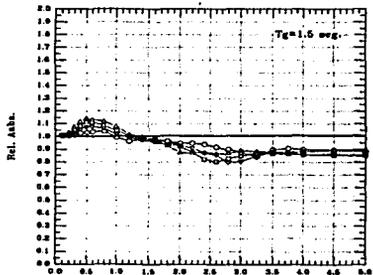
a)



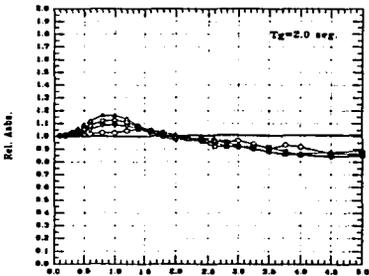
b)



c)



d)



e)

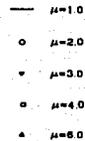
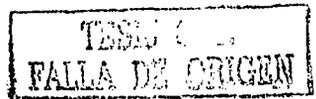


Figura 4.24.-  $Rel \bar{A}_{abs}$  para  $\mu_b=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_b=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



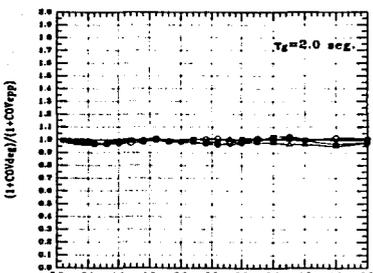
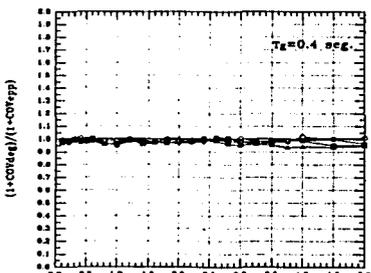
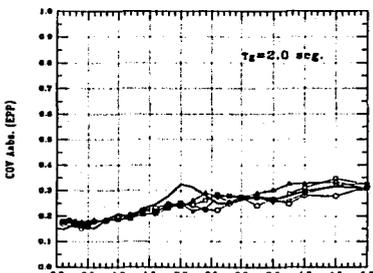
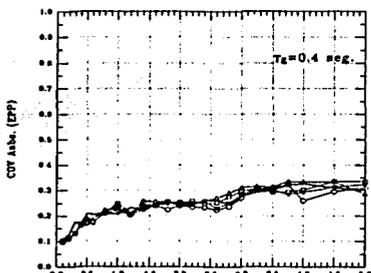
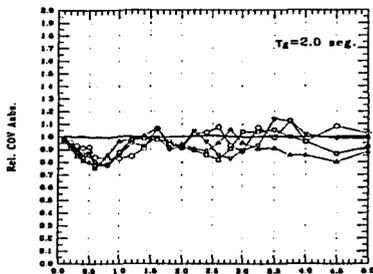
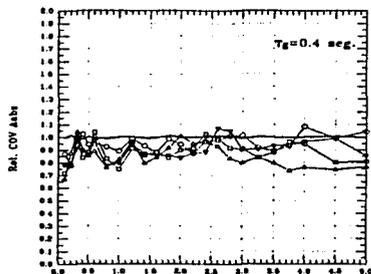
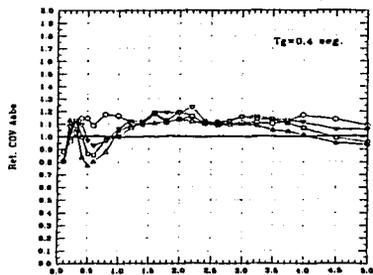
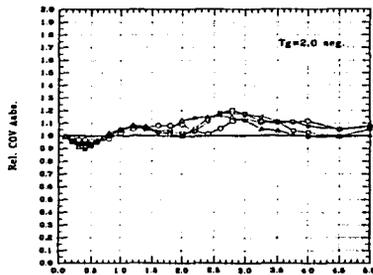


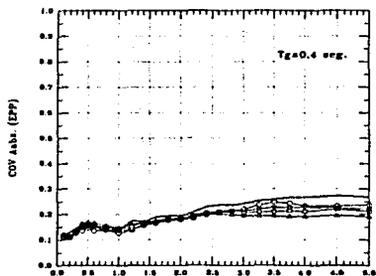
Figura 4.25.1.- COV de  $A_{abs}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



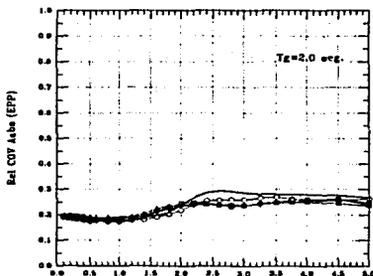
a)



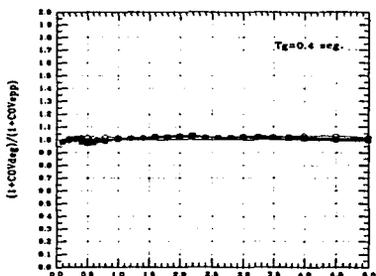
b)



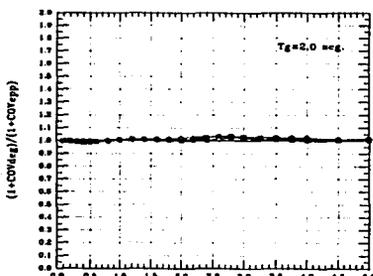
c)



d)



e)



f)

Figura 4.25.2.- COV de  $A_{abs}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_B=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

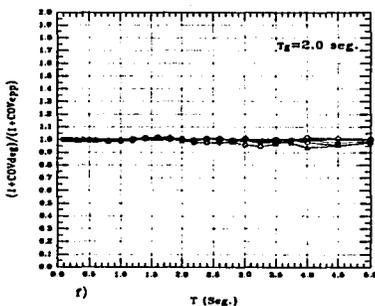
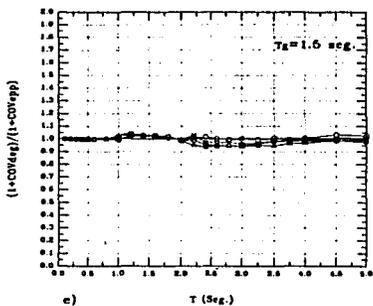
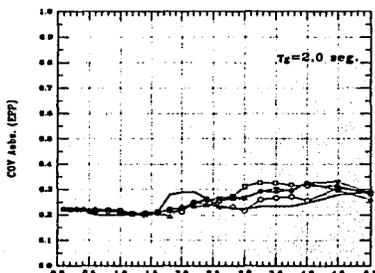
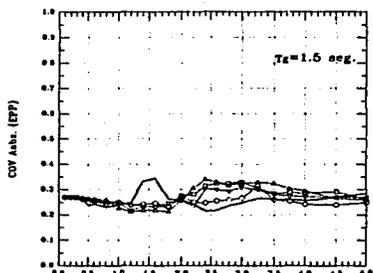
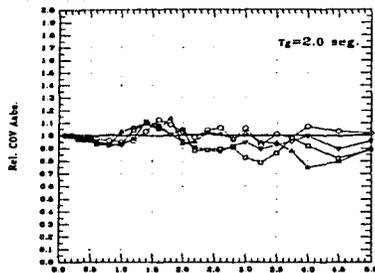
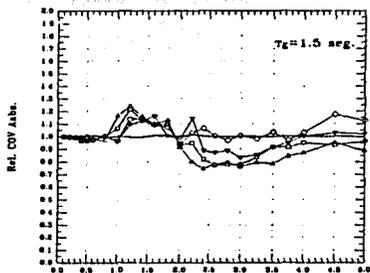


Figura 4.26.1.- COV de  $A_{abs}$  para  $\mu_0=Cte$ . con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.05$ .

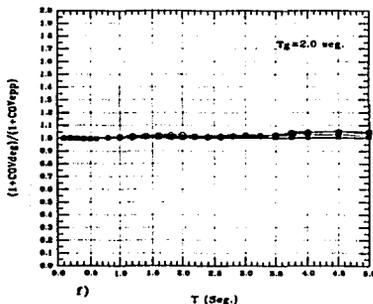
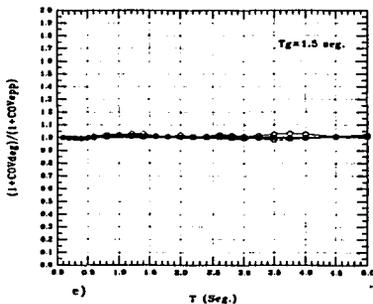
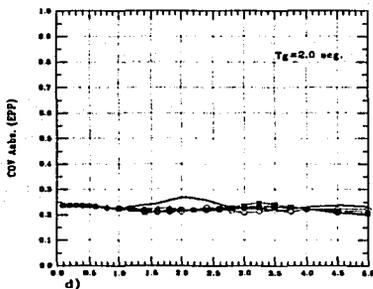
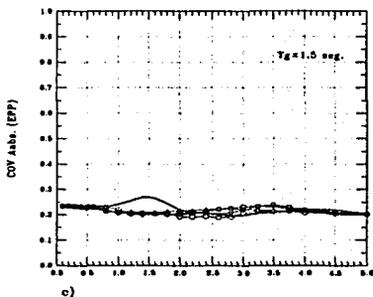
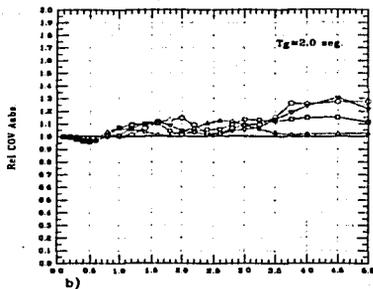
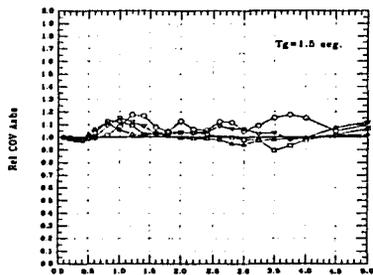
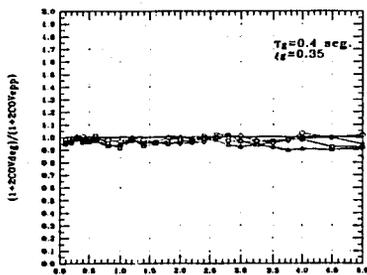
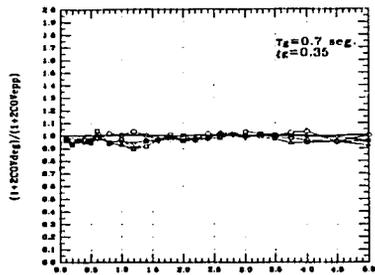


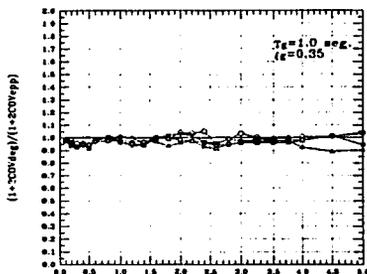
Figura 4.26.2.- COV de  $A_{sbs}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi_s=0.20$ .



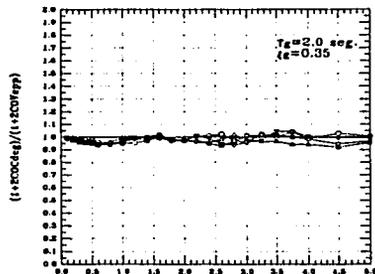
a)



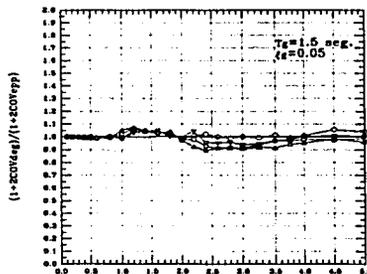
b)



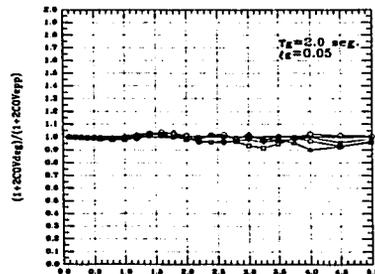
c)



d)

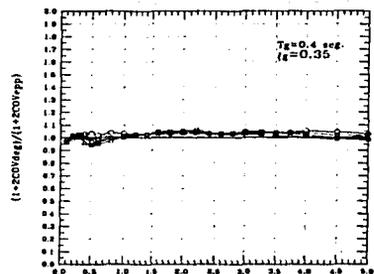


e)

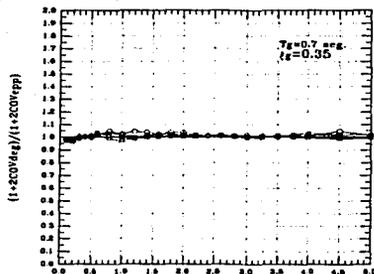


f)

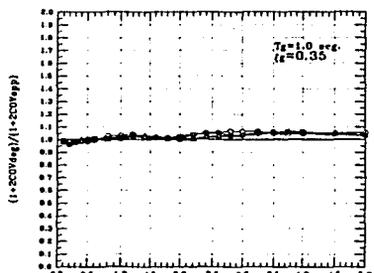
Figura 4.27.1.- Función de COV de  $A_{abs}$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_d = 30.70 \text{ seg.}$  y  $\xi = 0.05$ .



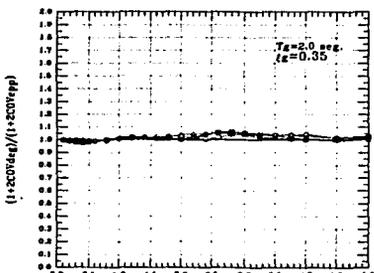
a)



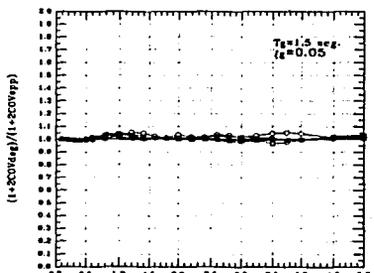
b)



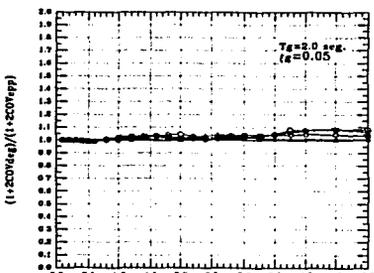
c)



d)

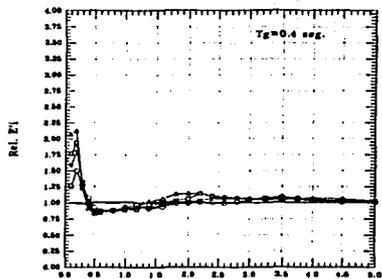


e)

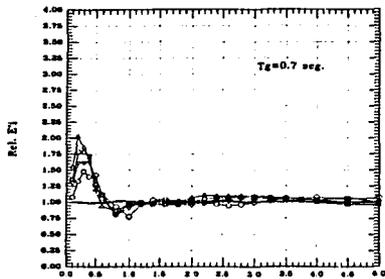


f)

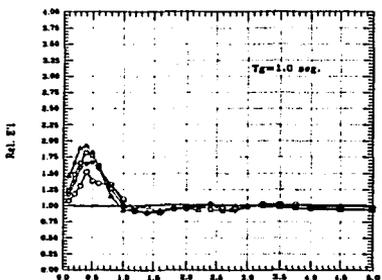
Figura 4.27.2.- Función de COV de  $A_{ab}$  para  $\mu_b=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.20$ .



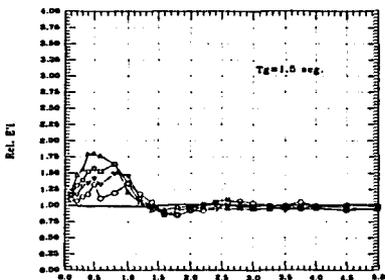
a)



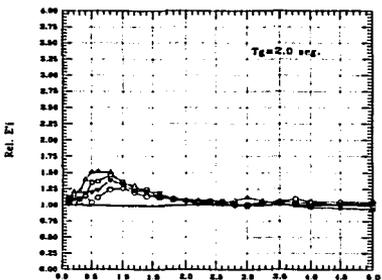
b)



c)



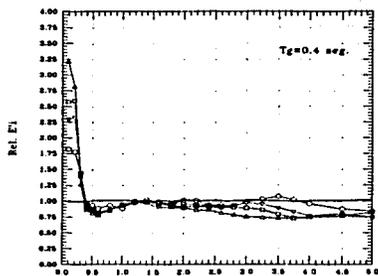
d)



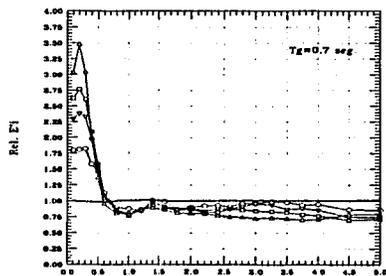
e)

- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- △  $\mu=5.0$

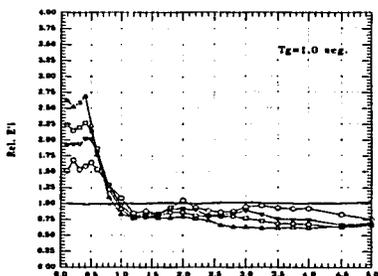
Figura 4.28.- Rel  $\bar{E}_1$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_s=0.05$ .



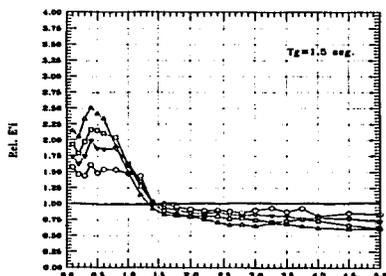
a)



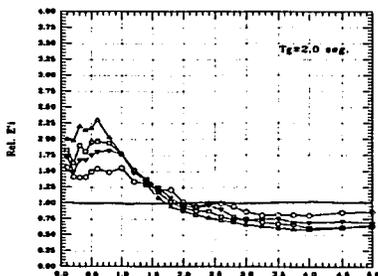
b)



c)



d)

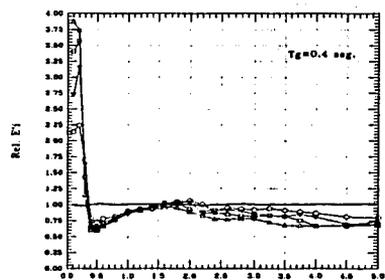


e)

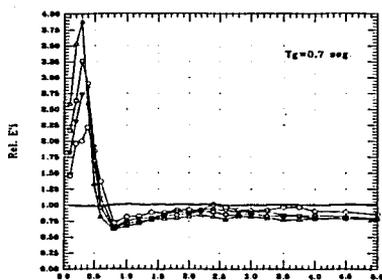
- $\mu = 1.0$
- $\mu = 2.0$
- ▽  $\mu = 3.0$
- $\mu = 4.0$
- △  $\mu = 5.0$

Figura 4.29.- Rel  $\bar{E}_1'$  para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_0 = 30.70$  seg.  $\xi_3 = 0.35$  y  $\xi_1 = 0.05$ .

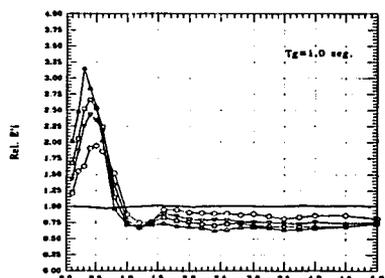
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



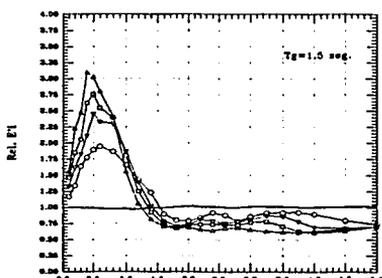
a)



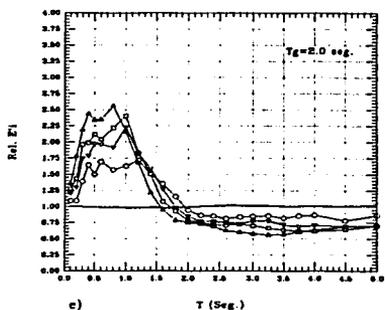
b)



c)



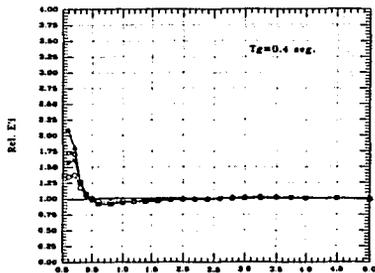
d)



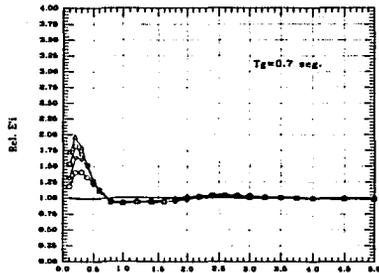
e)

- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- $\mu=3.0$
- ◻  $\mu=4.0$
- ▲  $\mu=5.0$

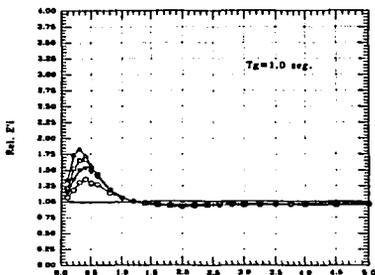
Figura 4.30.- Rel  $\bar{E}_1$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=30.70$  seg.  $\xi_g=0.20$  y  $\xi=0.05$ .



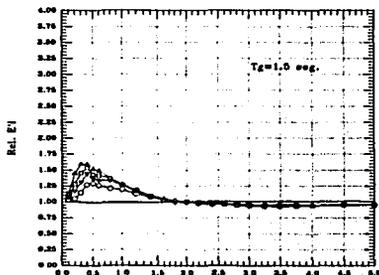
a)



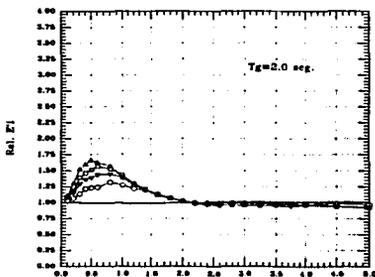
b)



c)



d)

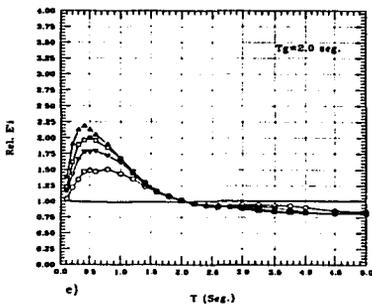
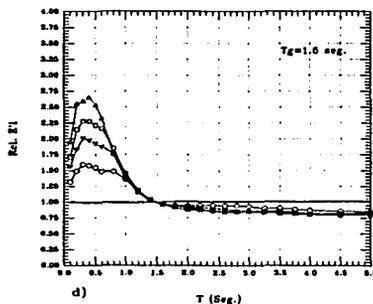
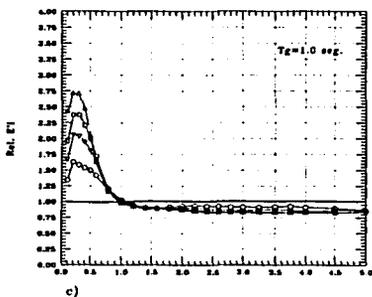
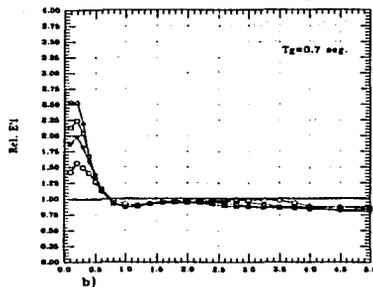
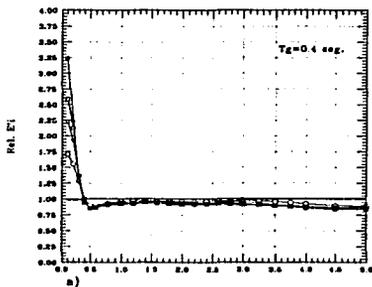


e)

T (Seg.)

- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- △  $\mu=5.0$

Figura 4.31.- Rel  $\bar{E}_i'$  para  $\mu_s=Cte.$  con  $t_0=10.22$  seg.  $E_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



- $\mu = 1.0$
- $\mu = 2.0$
- ▼  $\mu = 3.0$
- $\mu = 4.0$
- ▲  $\mu = 6.0$

Figura 4.32.- Rel  $\bar{E}_i$  para  $\mu_b = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70 \text{ seg.}$   $\xi_b = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .

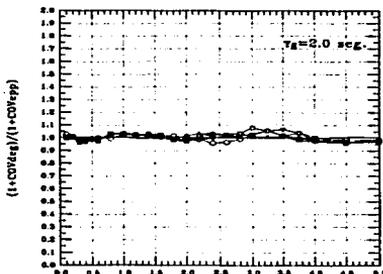
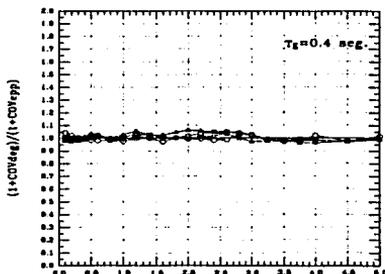
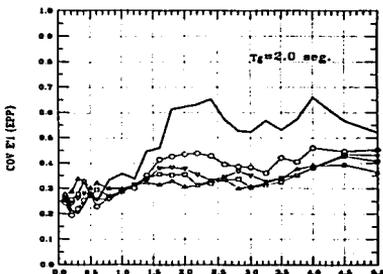
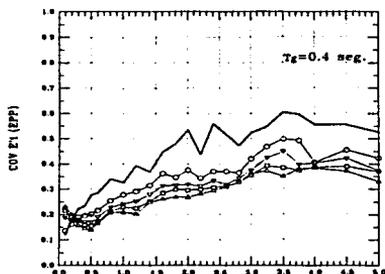
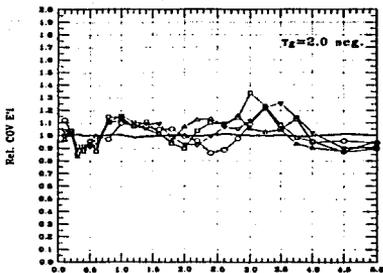
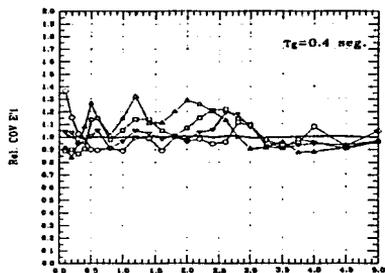
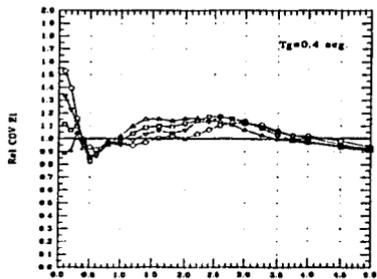
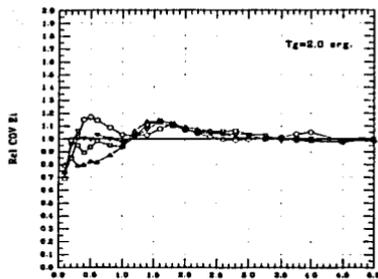


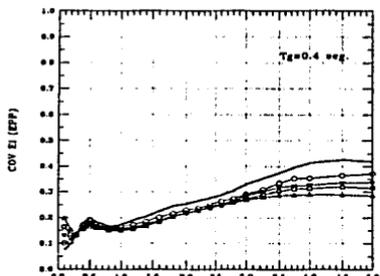
Figura 4.33.1.- COV de  $E_1$  para  $\mu_b = Cte.$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.35$  y  $\xi = 0.05$ .



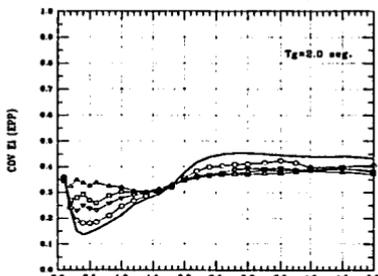
a)



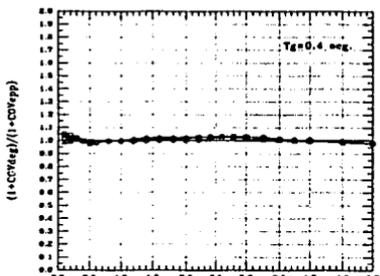
b)



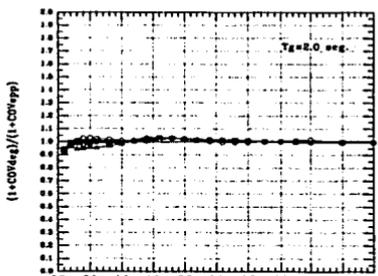
c)



d)

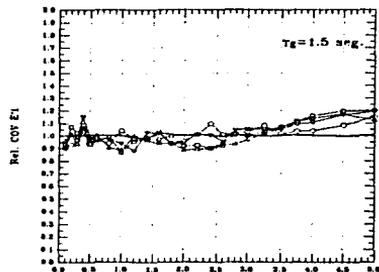


e)

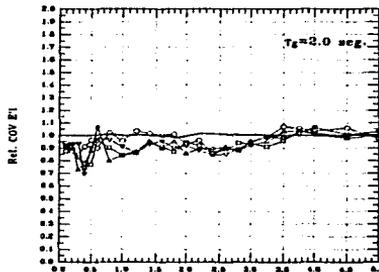


f)

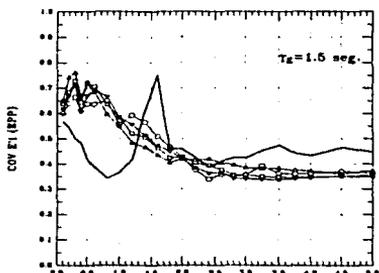
Figura 4.33.2.- COV de  $E_1'$ , para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .



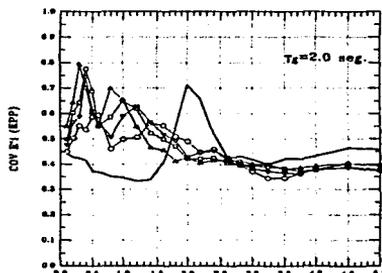
a)



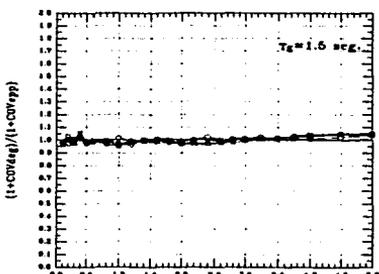
b)



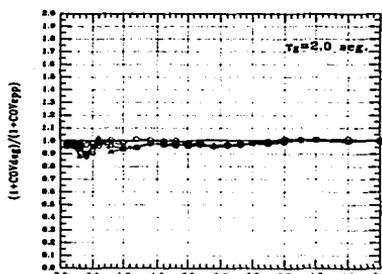
c)



d)



e)



f)

Figura 4.34.1.- COV de  $E'$ , para  $\mu_\delta = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.05$  y  $\xi = 0.05$ .

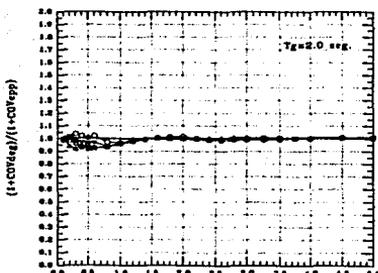
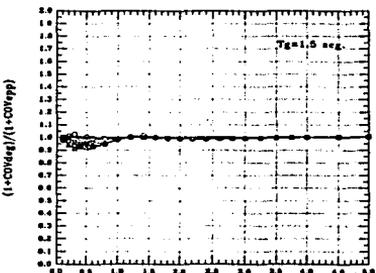
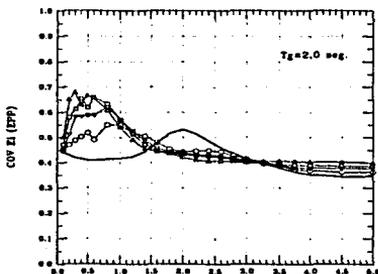
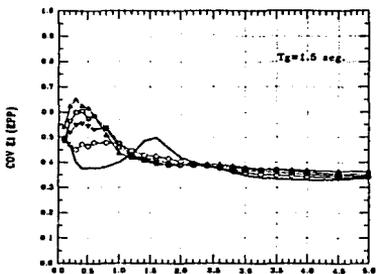
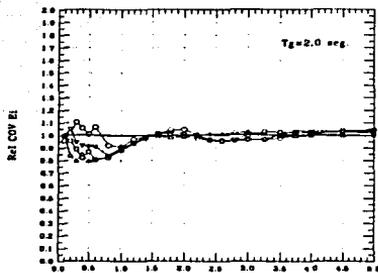
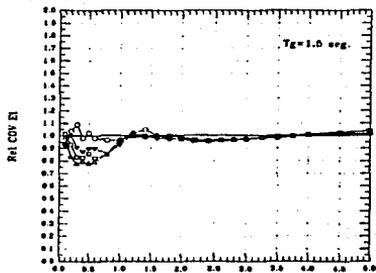
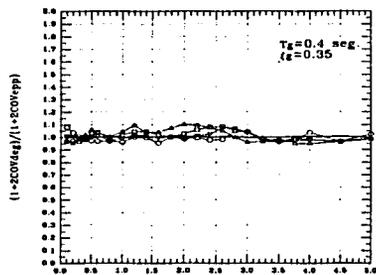
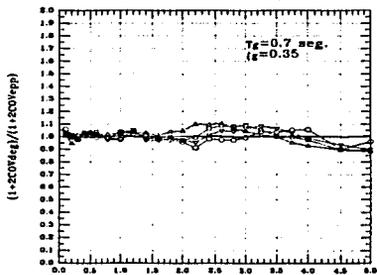


Figura 4.34.2.- COV de  $E'$ , para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_0 = 30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g = 0.05$  y  $\xi = 0.20$ .

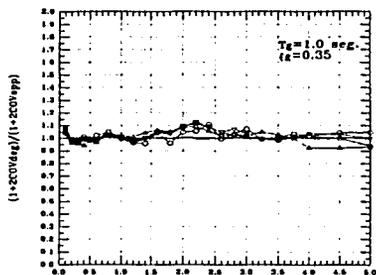
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



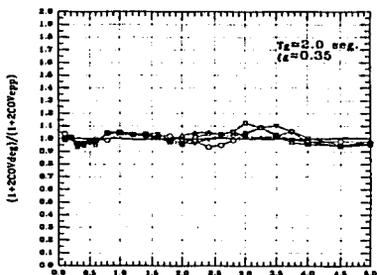
a)



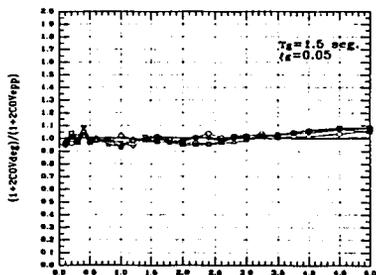
b)



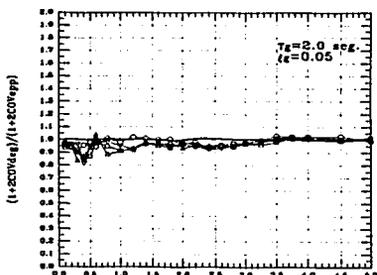
c)



d)



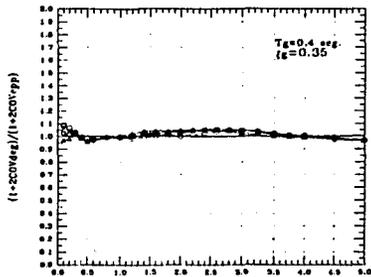
e)



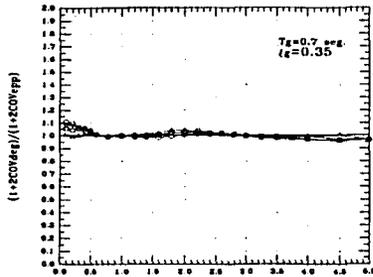
f)

Figura 4.35.1.- Función de COV de  $E_1$  para  $\mu_b = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.05$

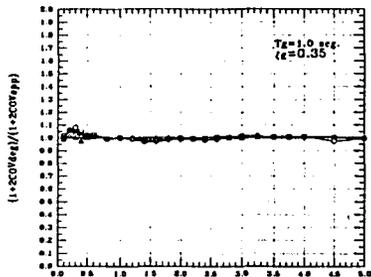
LESE CON  
FALLA DE ORIGEN



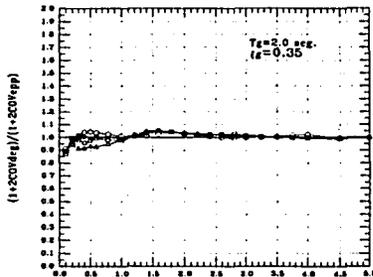
a)



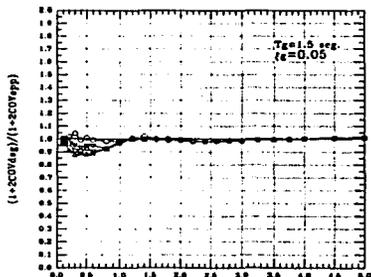
b)



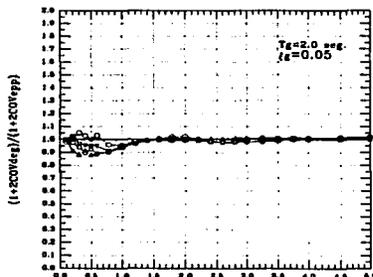
c)



d)

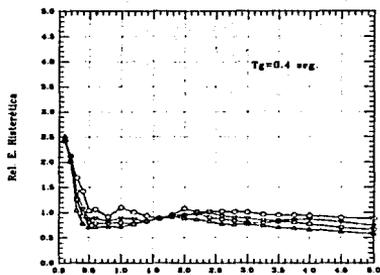


e)

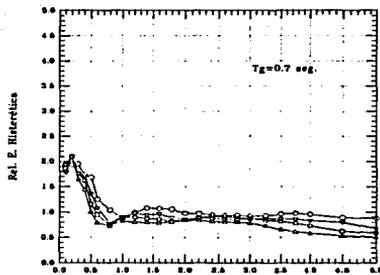


f)

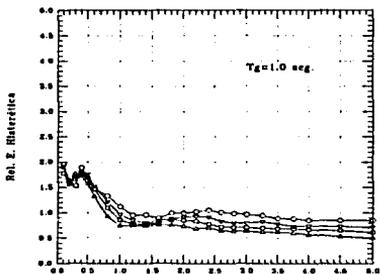
Figura 4.35.2.- Función de COV de  $E'_i$  para  $\mu_g=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.20$ .



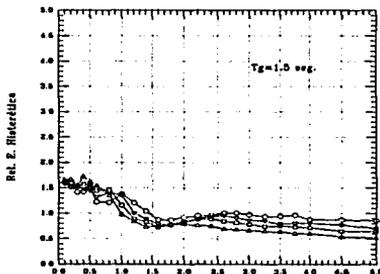
a)



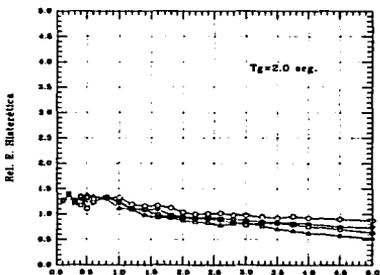
b)



c)



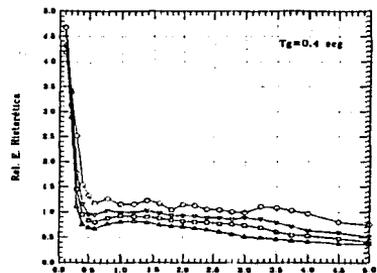
d)



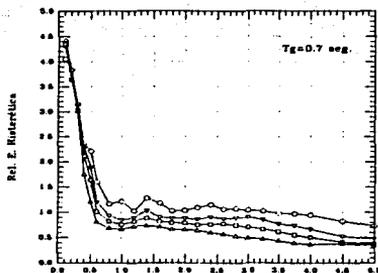
e)

- $\mu=2.0$
- ▼  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- ▲  $\mu=5.0$

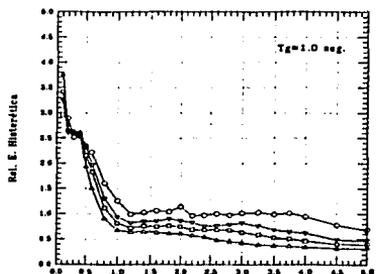
Figura 4.36.- Rel  $\bar{E}_{H\mu}$  para  $\mu_\delta=Cte$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



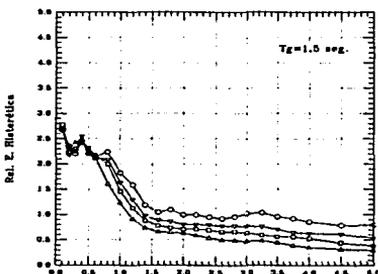
a)



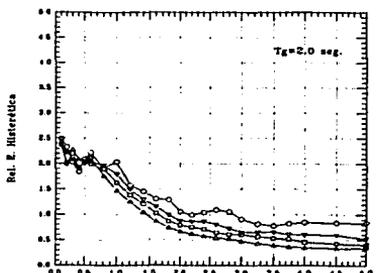
b)



c)



d)



e)

- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- ◐  $\mu=4.0$
- △  $\mu=5.0$

Figura 4.37.- Rel  $\bar{E}_{IH}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_s=0.05$ .

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

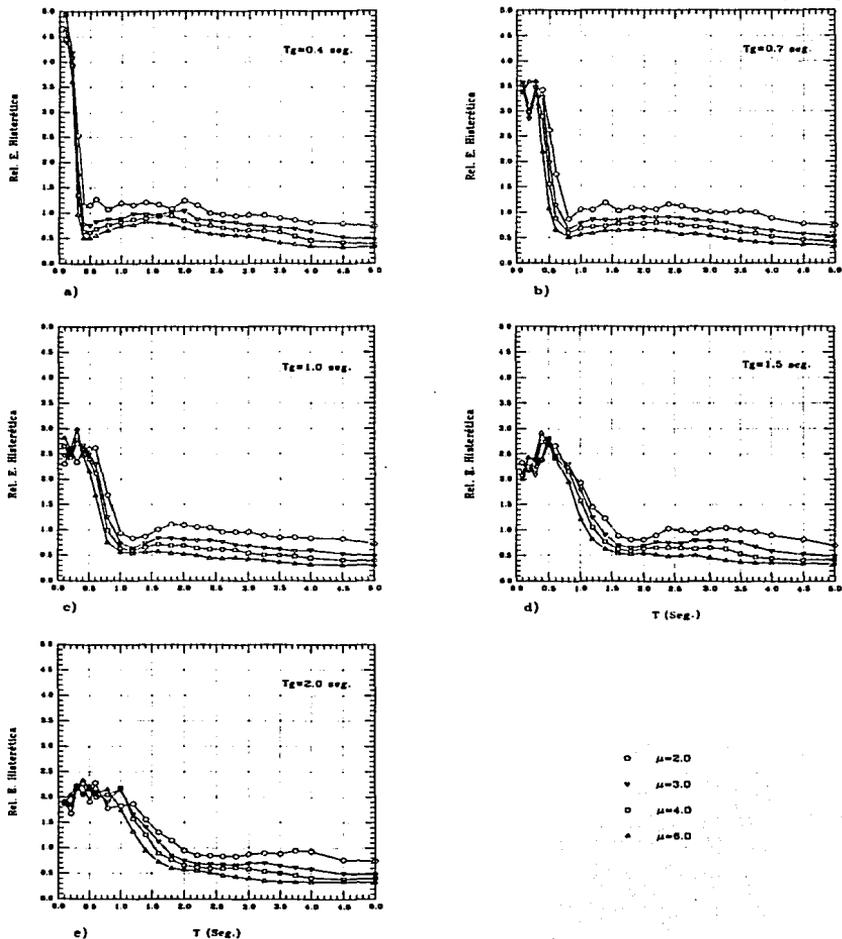
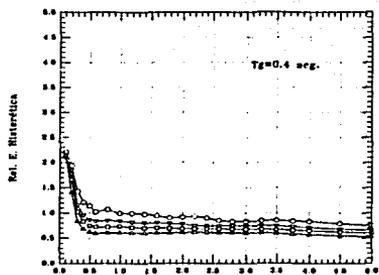
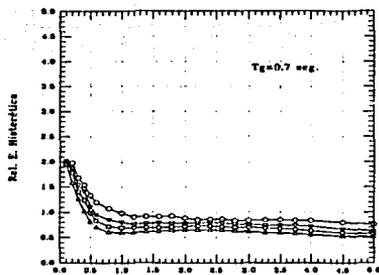


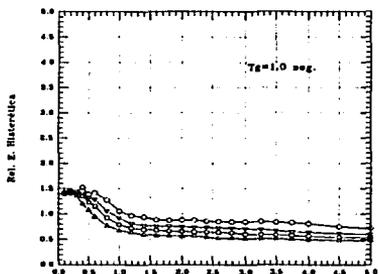
Figura 4.38.- Rel  $\bar{E}_{\mu}$  para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.20$  y  $\xi = 0.05$ .



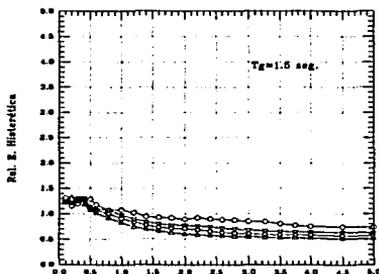
a)



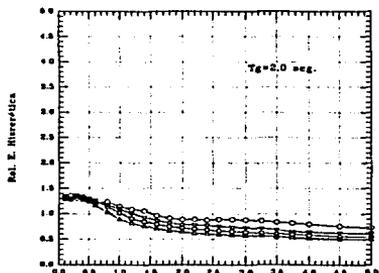
b)



c)



d)

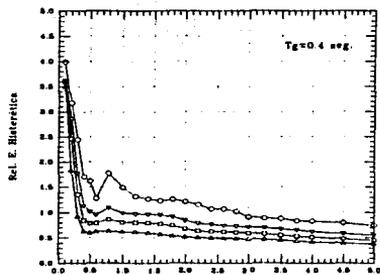


e)

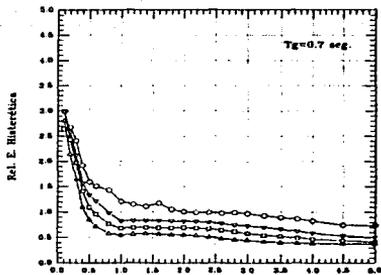
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- △  $\mu=6.0$

Figura 4.39.- Rel  $\bar{E}_{H\mu}$  para  $\mu_0=Cte$ . con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

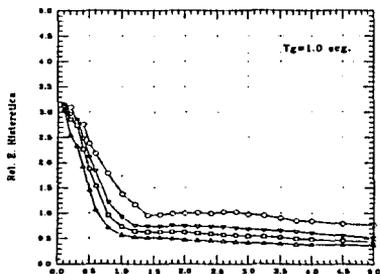
TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



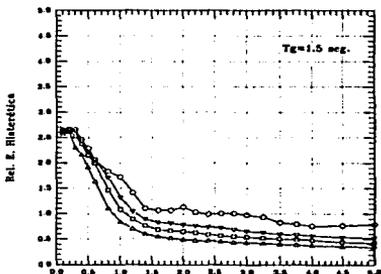
a)



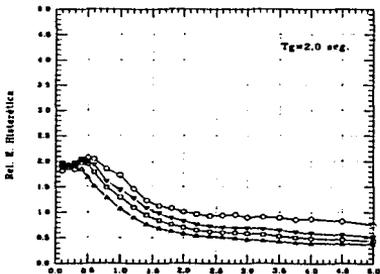
b)



c)



d)

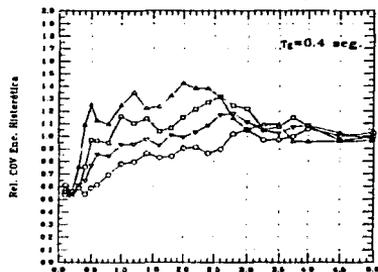


e)

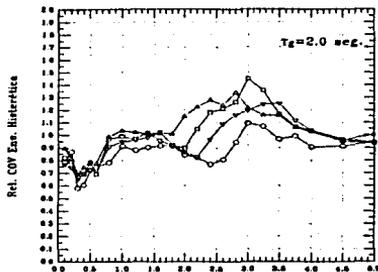
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- $\mu=5.0$

Figura 4.40.- Rel  $\bar{E}_{H\mu}$  para  $\mu_g=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_l=0.20$ .

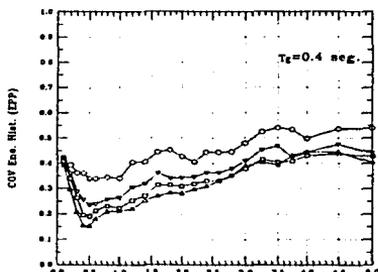




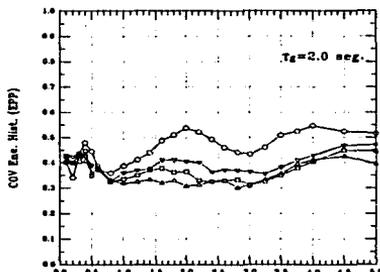
a)



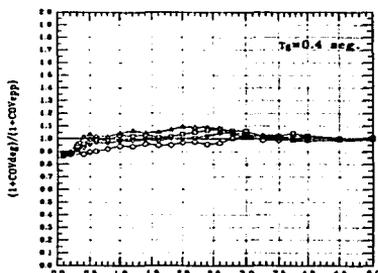
b)



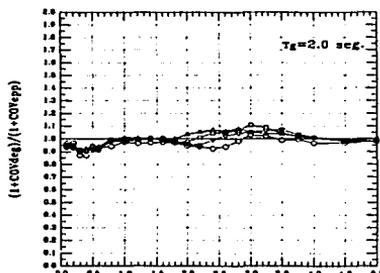
c)



d)



e)



f)

Figura 4.41.1.- COV de  $E_{1H}$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

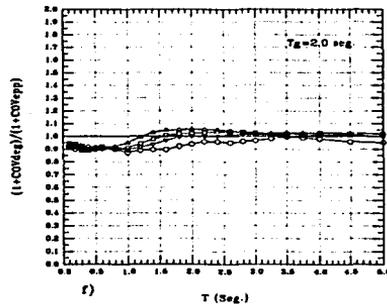
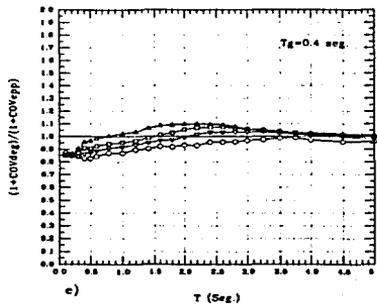
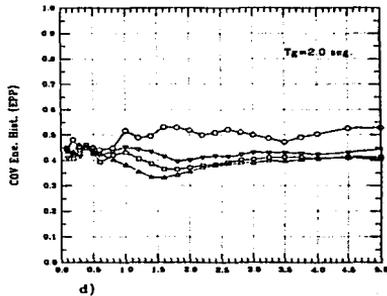
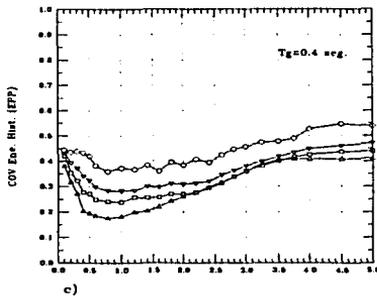
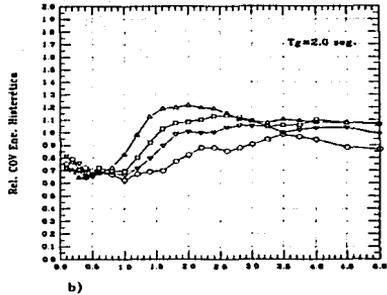
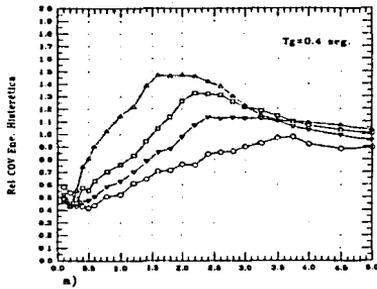
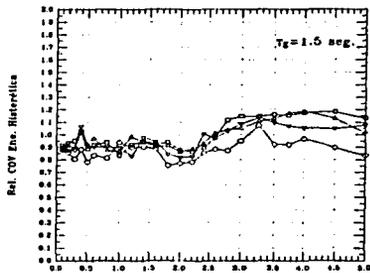
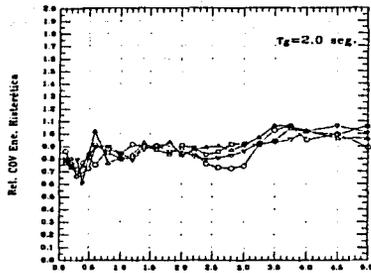


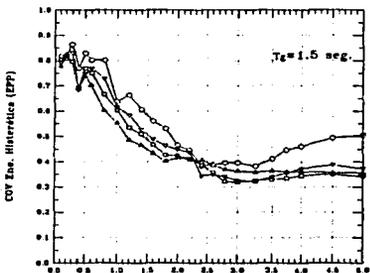
Figura 4.41.2.- COV de  $E_{H\mu}$  para  $\mu_\delta=Cte.$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_s=0.20$ .



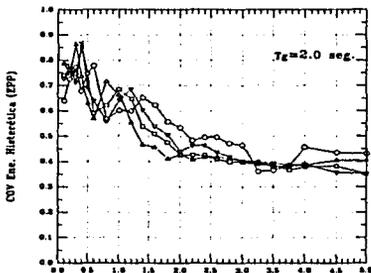
a)



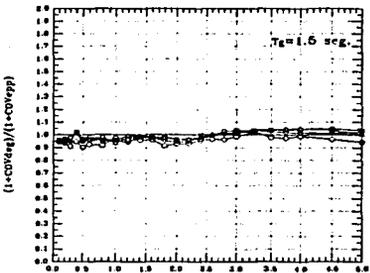
b)



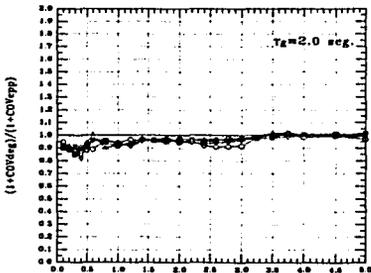
c)



d)



e)



f)

Figura 4.42.1.- COV de  $E_{H\mu}$  para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.05$  y  $\xi_s = 0.05$ .



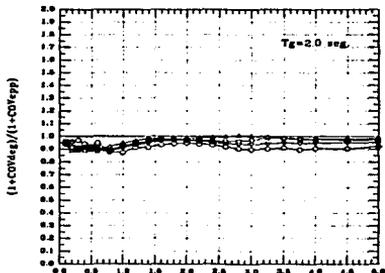
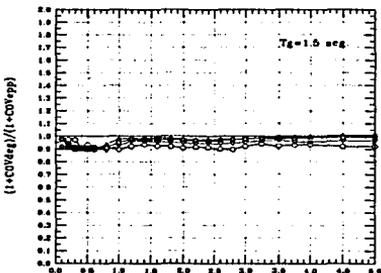
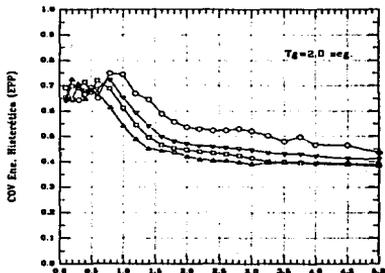
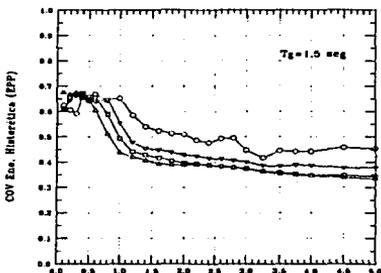
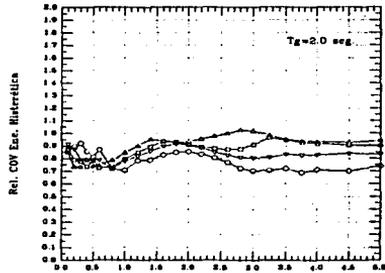
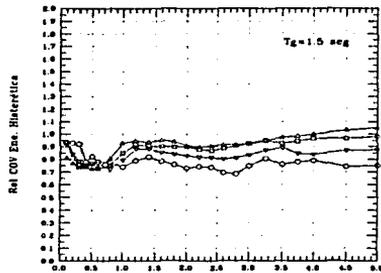


Figura 4.42.2.- COV de  $E_{II}$ , para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $E_g = 0.05$  y  $E_s = 0.20$ .

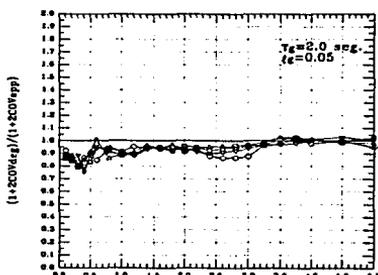
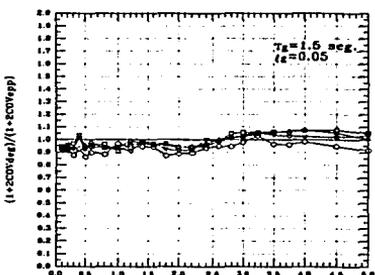
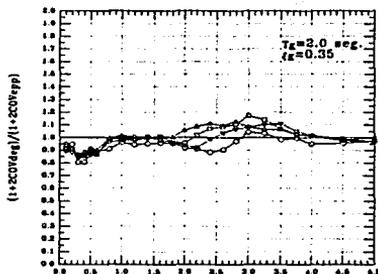
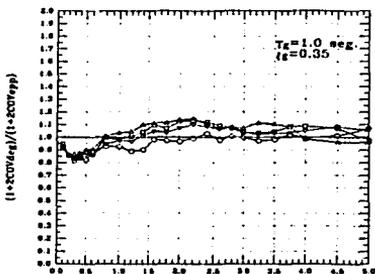
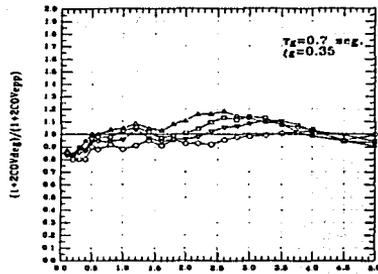
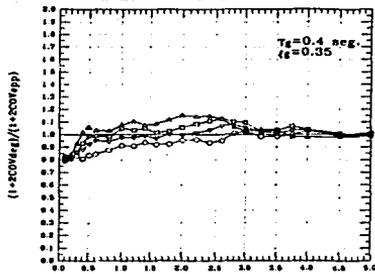
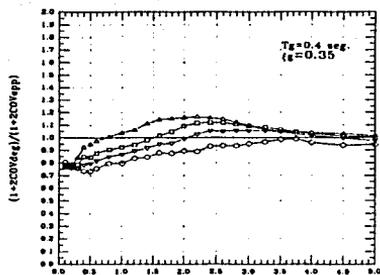
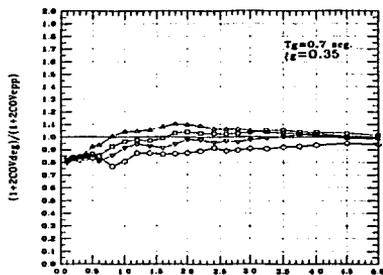


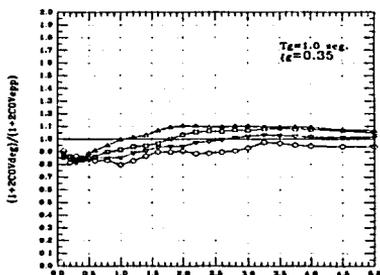
Figura 4.43.1.- Función de COV de  $E_{I_{10}}$  para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.05$ .



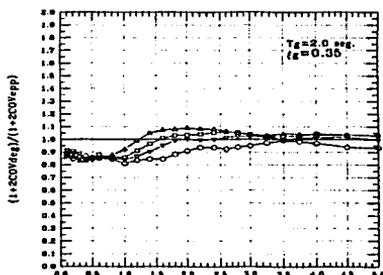
a)



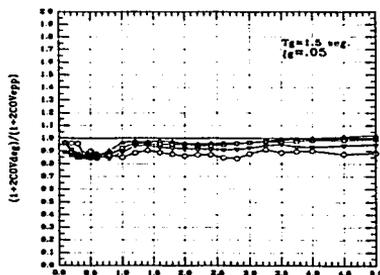
b)



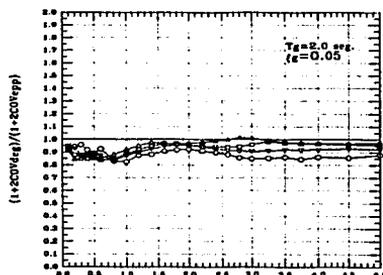
c)



d)

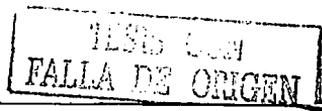


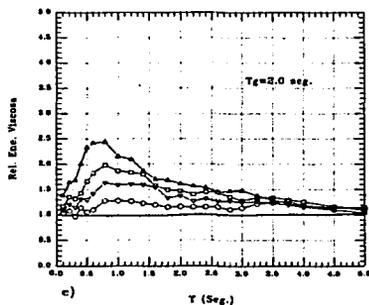
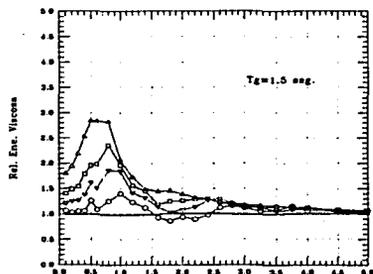
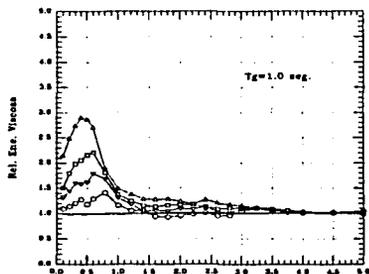
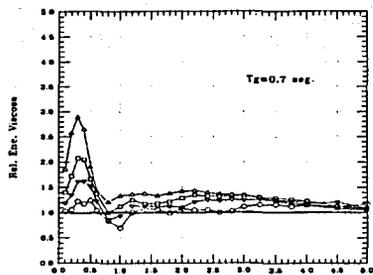
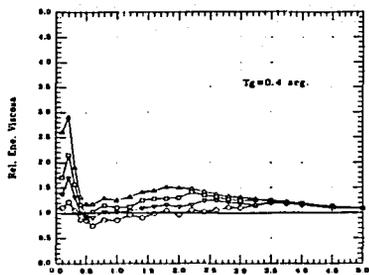
e)



f)

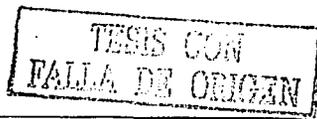
Figura 4.43.2.- Función de COV de  $E_{Hp}$  para  $\mu_\delta = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.20$ .

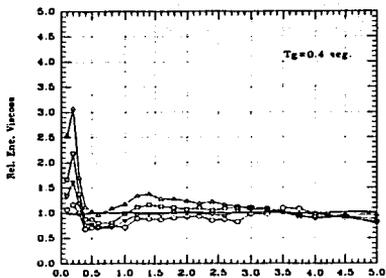




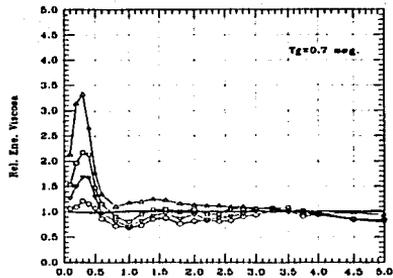
- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- △  $\mu=6.0$

Figura 4.44.-  $Rel \bar{E}_\xi$  para  $\mu_s=Cte.$  con  $t_d=10.22 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05.$

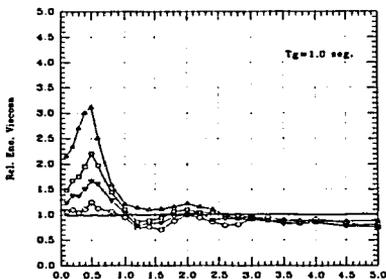




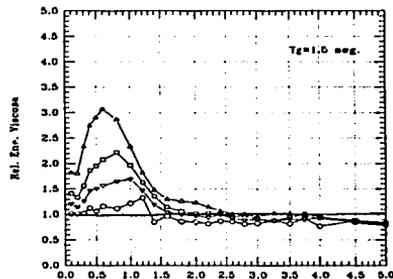
a)



b)

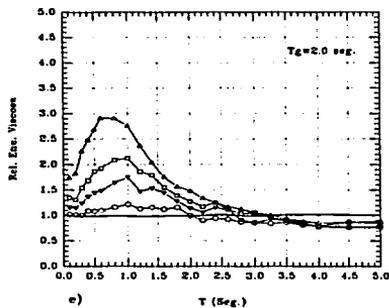


c)



d)

T (Seg.)

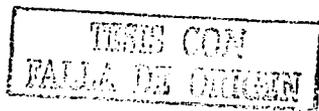


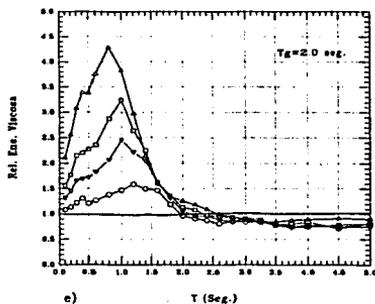
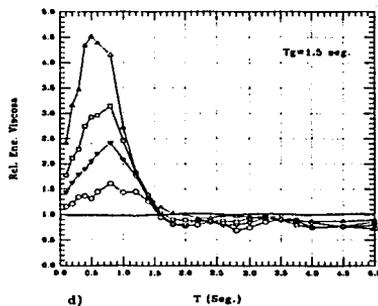
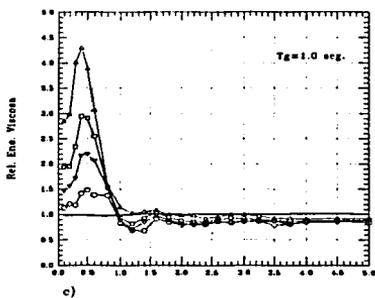
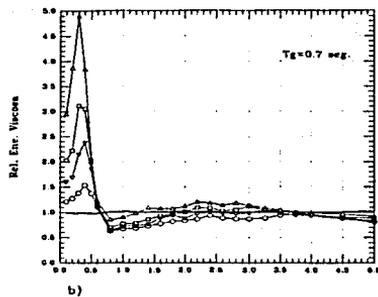
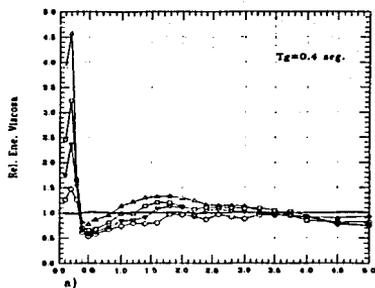
e)

T (Seg.)

- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▽  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- △  $\mu=5.0$

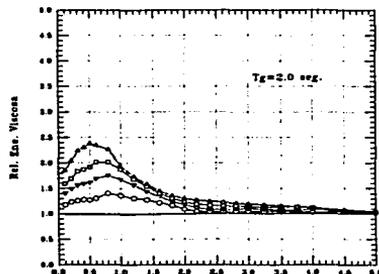
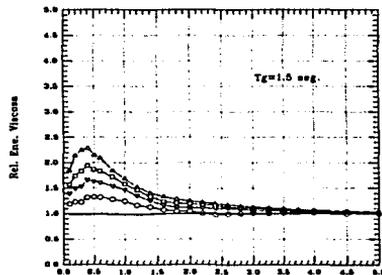
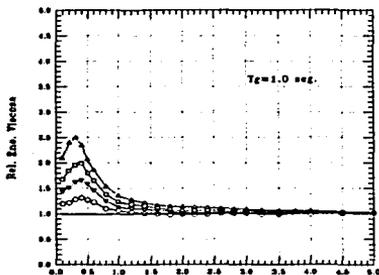
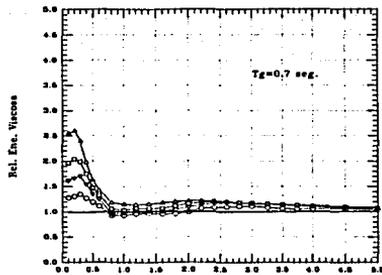
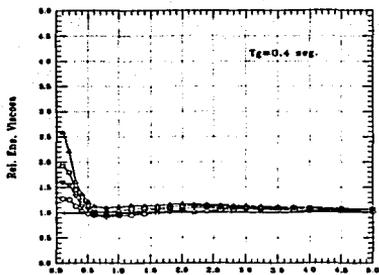
Figura 4.45.- Rel  $\bar{E}_\xi$  para  $\mu_b = \text{Cte.}$  con  $t_b = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.35$  y  $\xi_s = 0.05$ .





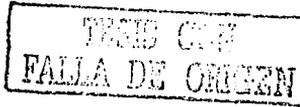
- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ×  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- △  $\mu=6.0$

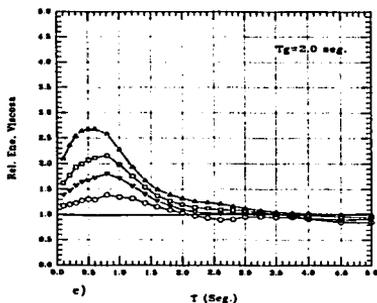
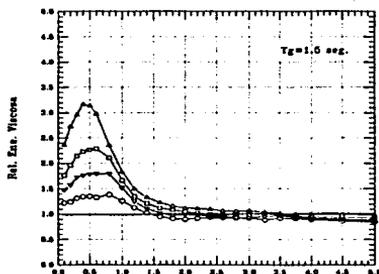
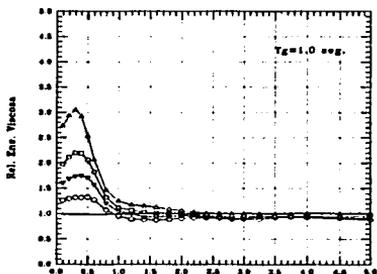
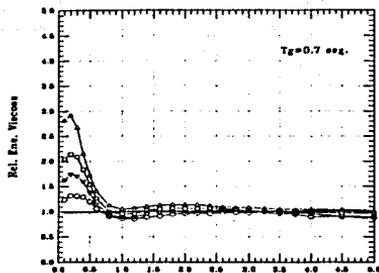
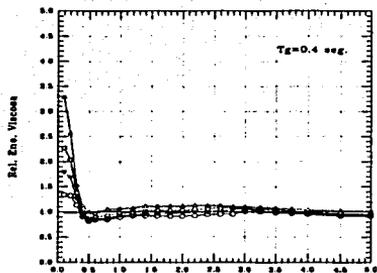
Figura 4.46.- Rel  $\bar{E}_z$  para  $\mu_b=Cte$ . con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_b=0.20$  y  $\xi=0.05$ .



- $\mu=1.0$
- $\mu=2.0$
- ▼  $\mu=3.0$
- $\mu=4.0$
- ▲  $\mu=6.0$

Figura 4.47.- Rel  $\bar{E}_\zeta$  para  $\mu_\delta=Cte.$  con  $t_d=10.22 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi_\delta=0.20$ .





- $\mu = 1.0$
- $\mu = 2.0$
- ▽  $\mu = 3.0$
- ◊  $\mu = 4.0$
- ▲  $\mu = 6.0$

Figura 4.48.- Rel  $\bar{E}_\xi$  para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .

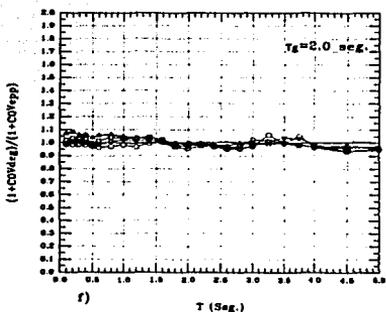
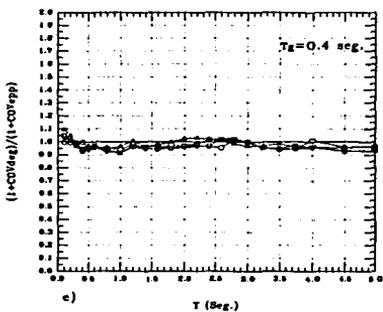
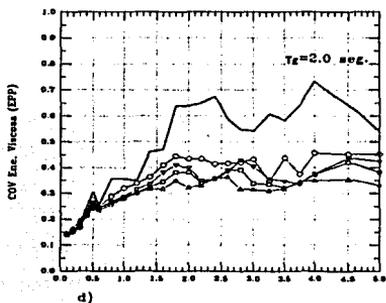
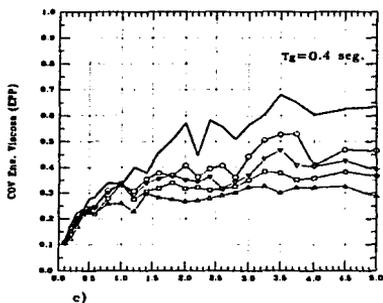
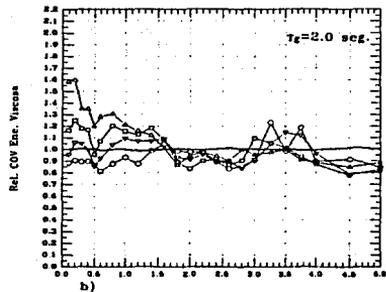
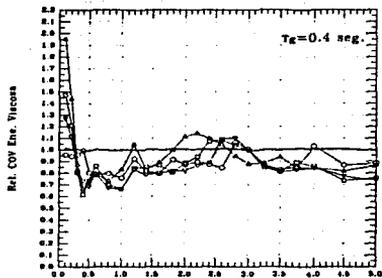
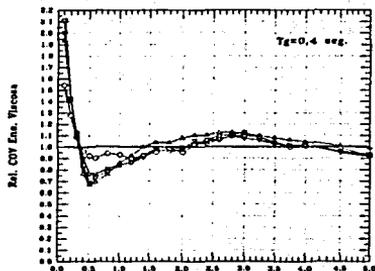
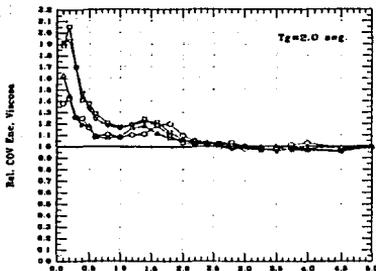


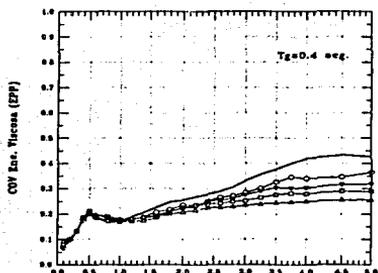
Figura 4.49.1.- COV de  $E_c$  para  $\mu_0 = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70 \text{ seg.}$   $E_g = 0.35$  y  $\xi = 0.05$ .



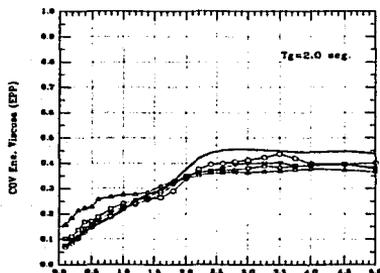
a)



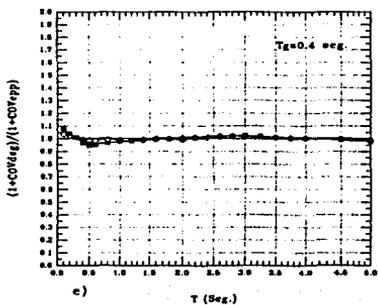
b)



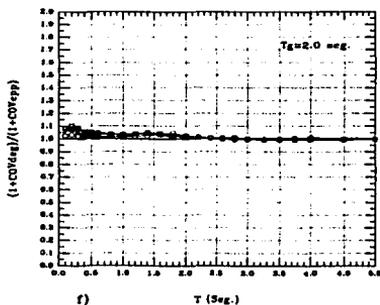
c)



d)

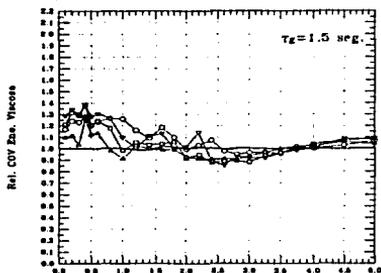


e)

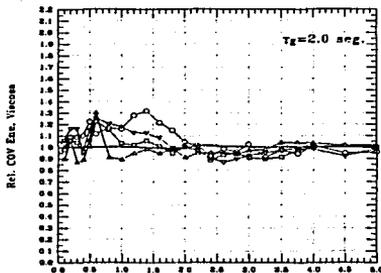


f)

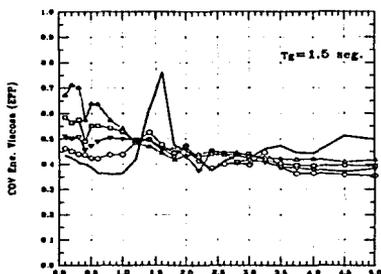
Figura 4.49.2.- COV de  $E_c$  para  $\mu_0 = Cte.$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_0 = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .



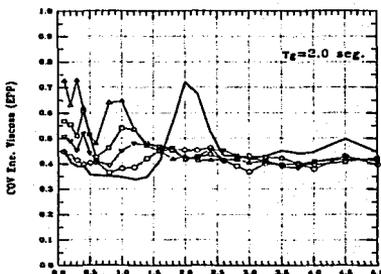
a)



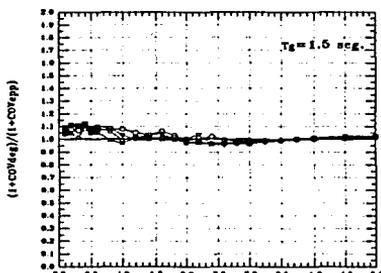
b)



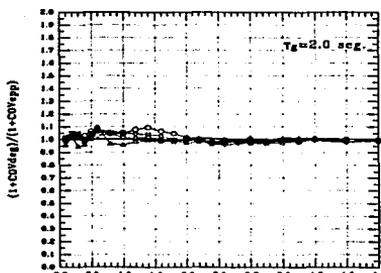
c)



d)



e)



f)

Figura 4.50.1.- COV de  $E_c$  para  $\mu_\delta = \text{Cte.}$  con  $t_d = 30.70 \text{ seg.}$   $\xi_p = 0.05$  y  $\xi = 0.05$ .

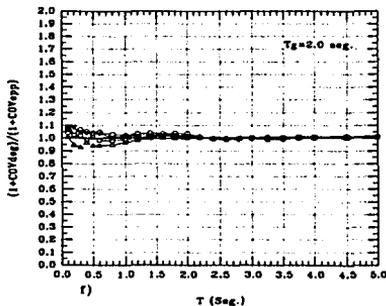
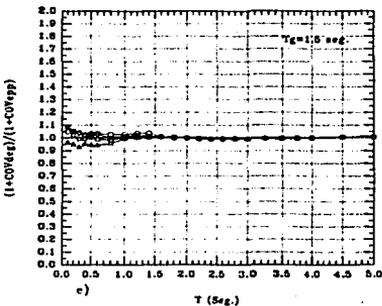
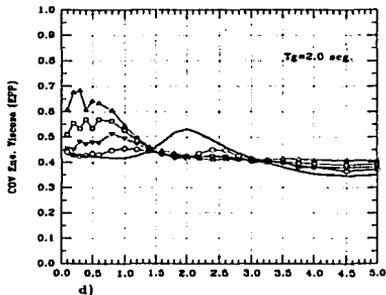
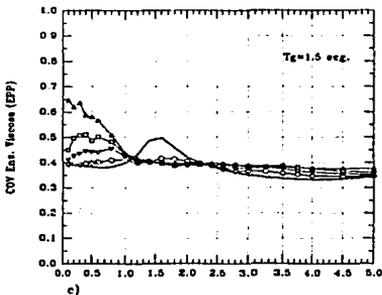
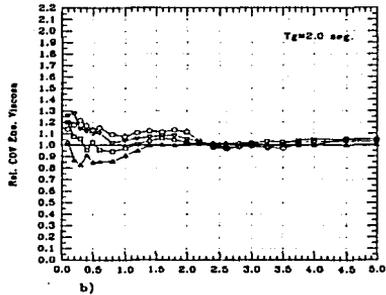
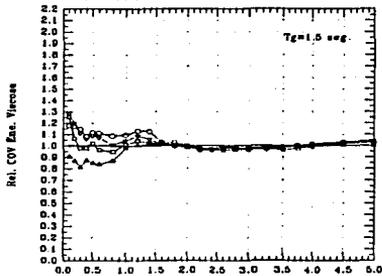
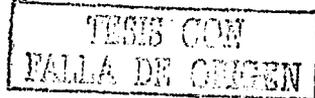


Figura 4.50.2.- COV de  $E_t$  para  $\mu_0=Cte.$  con  $t_0=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_0=0.05$  y  $\xi=0.20.$



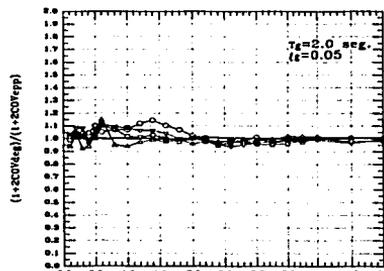
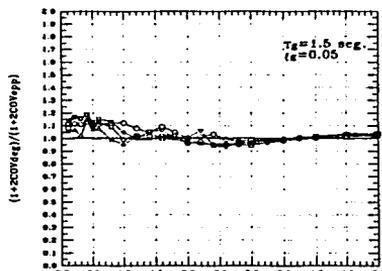
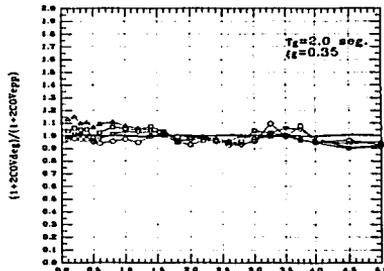
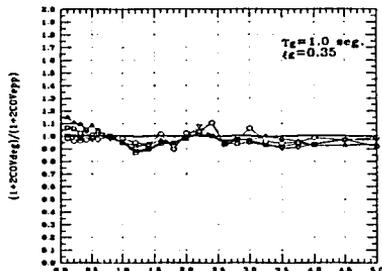
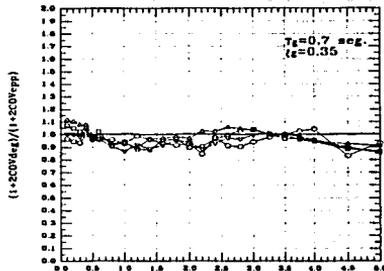
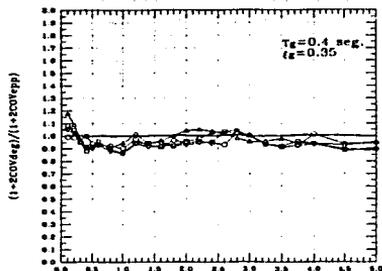
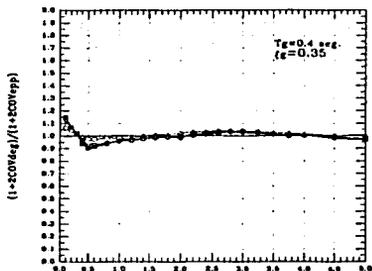
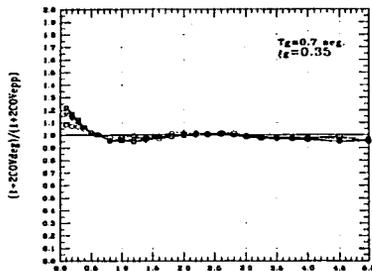


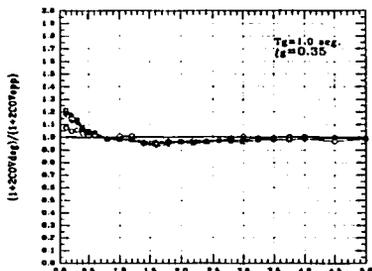
Figura 4.51.1.- Función de COV de  $E_c$  para  $\mu_d = Cte$ , con  $t_d = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.05$ .



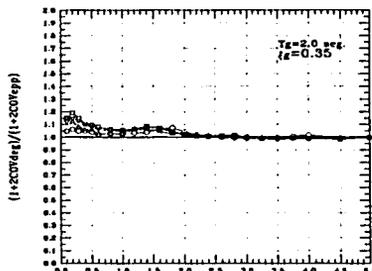
a)



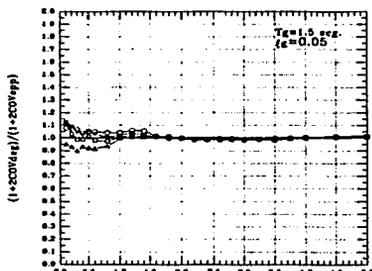
b)



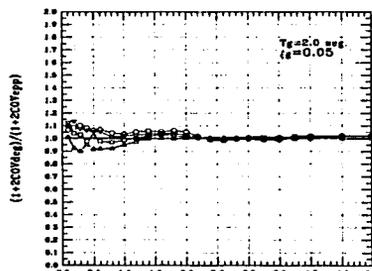
c)



d)

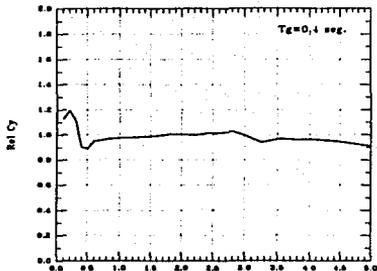


e)

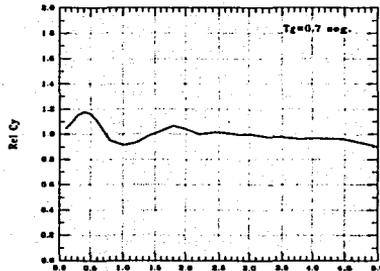


f)

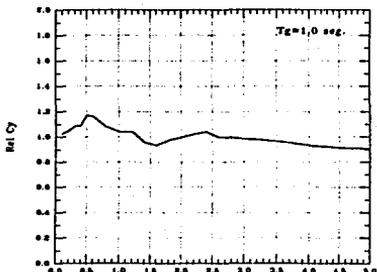
Figura 4.51.2.- Función de COV de  $E_c$  para  $\mu_c = \text{Cte.}$  con  $t_g = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.20$ .



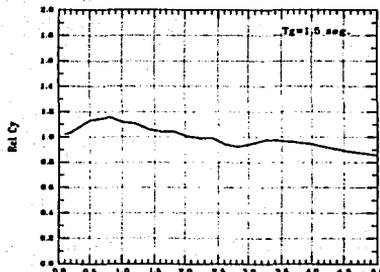
a)



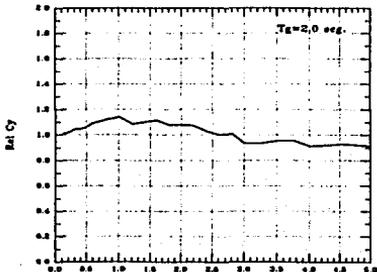
b)



c)



d)



e)

Figura 4.52.- Rel  $\bar{C}_y$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

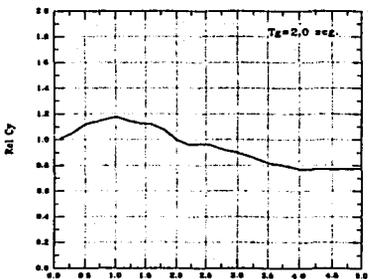
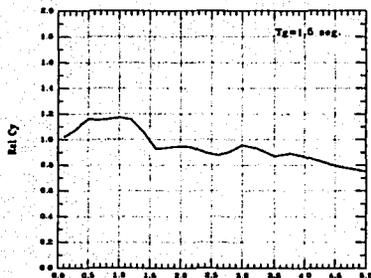
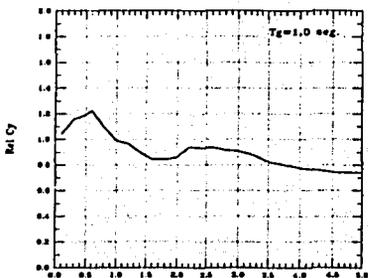
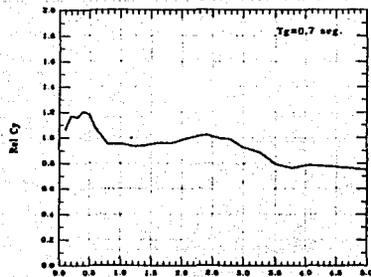
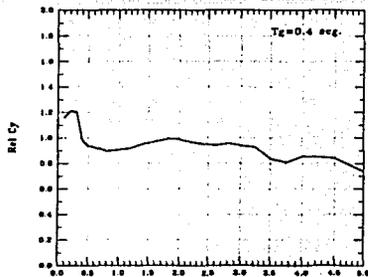
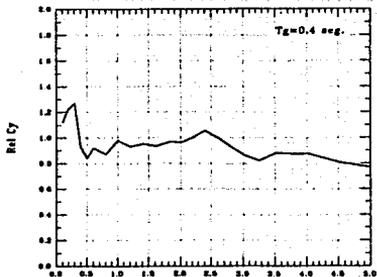
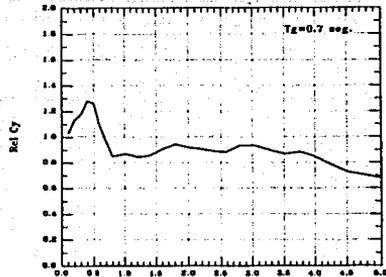


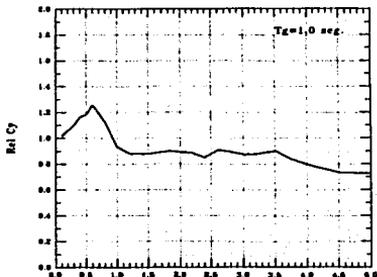
Figura 4.53.-  $\text{Rel } \bar{C}_y$  para  $\text{DMI}_{pA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



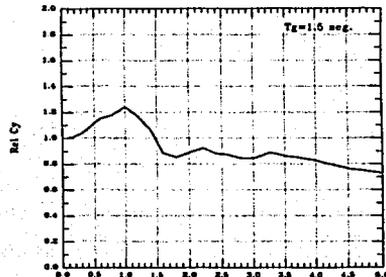
a)



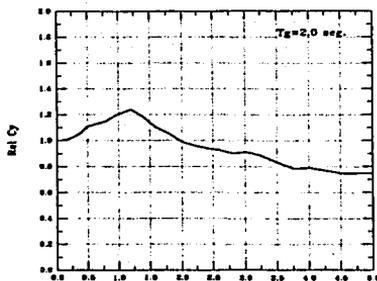
b)



c)



d)



e)

Figura 4.54.-  $Rel \bar{C}_y$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_b=0.20$  y  $\xi=0.05$ .

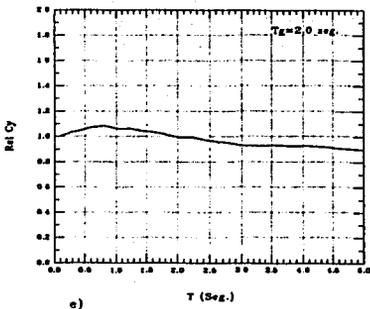
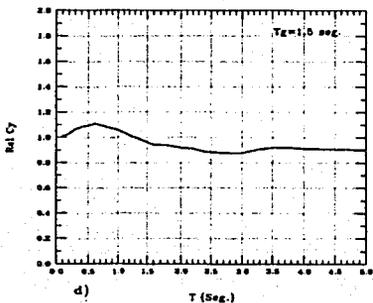
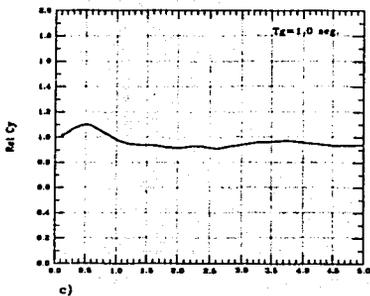
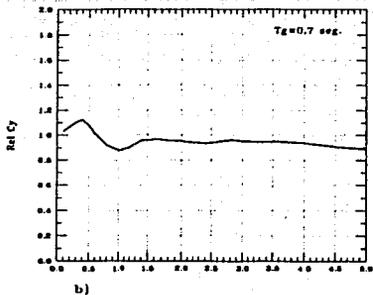
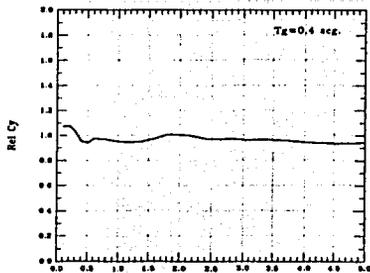
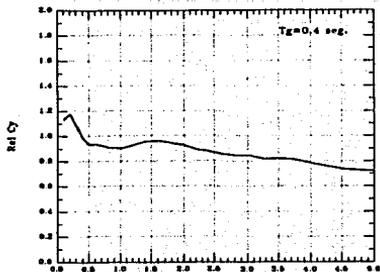
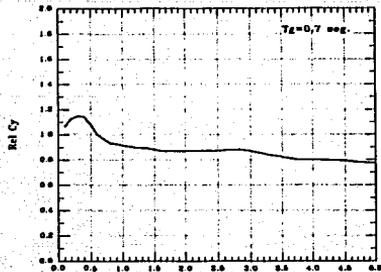


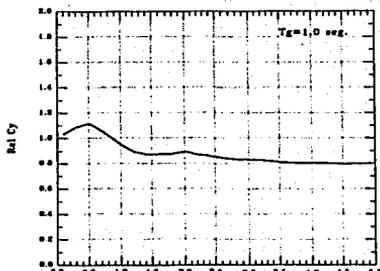
Figura 4.55.-  $\text{Rel } \bar{C}_y$  para  $\text{DMI}_{PA}=1$  con  $t_d=10.22 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



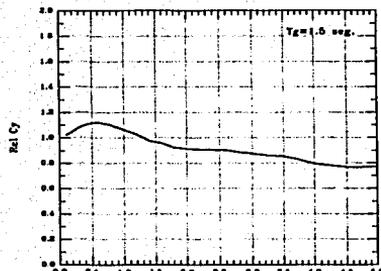
a)



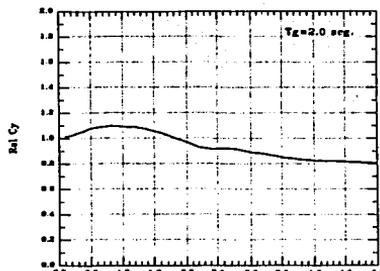
b)



c)



d)



e)

Figura 4.56.-  $Rel \bar{C}_y$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_b=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

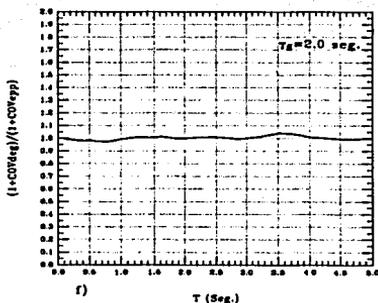
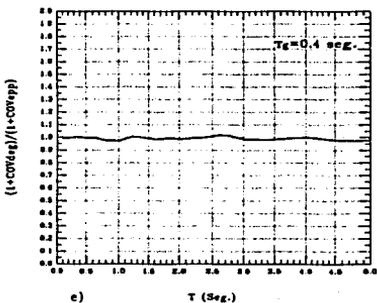
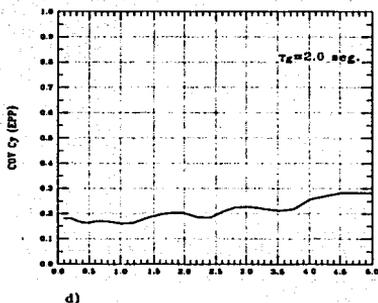
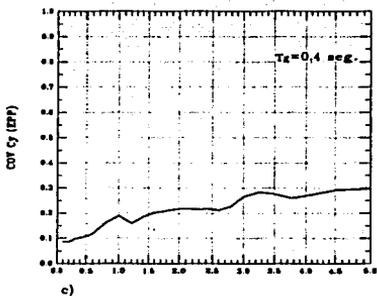
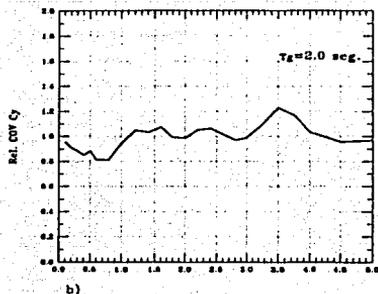
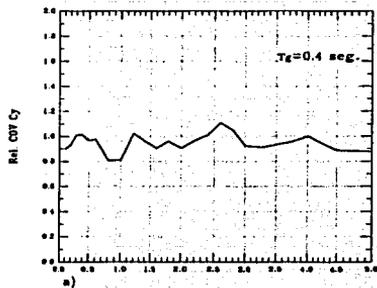
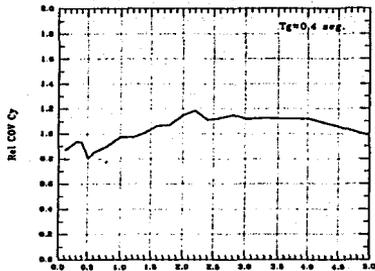
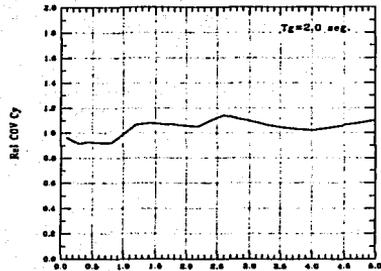


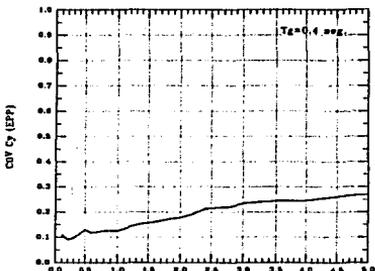
Figura 4.57.1.- COV de  $C_y$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_x=0.35$  y  $\xi_z=0.05$ .



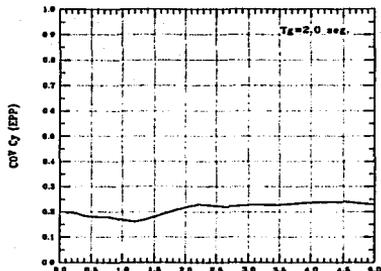
a)



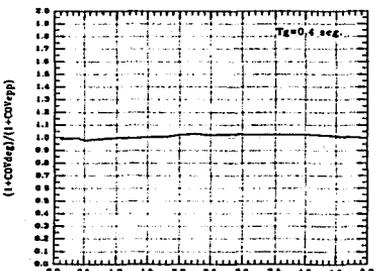
b)



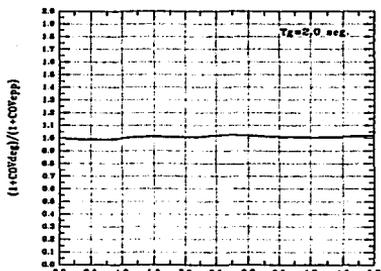
c)



d)



e)



f)

Figura 4.57.2.- COV de  $C_y$  para  $DM_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

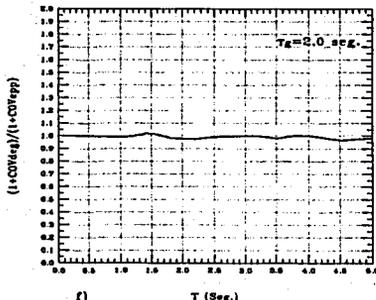
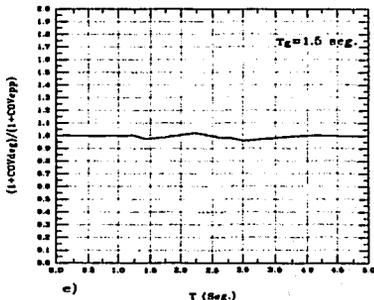
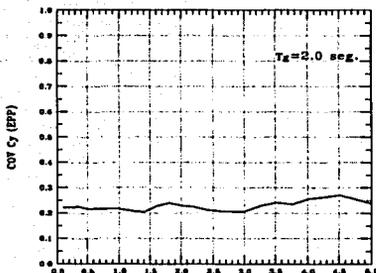
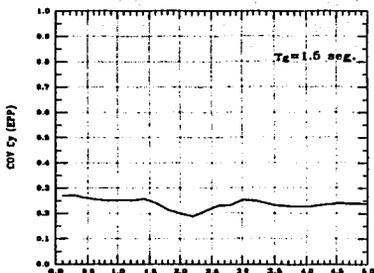
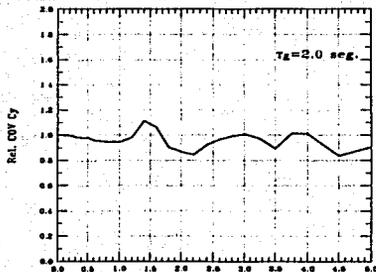
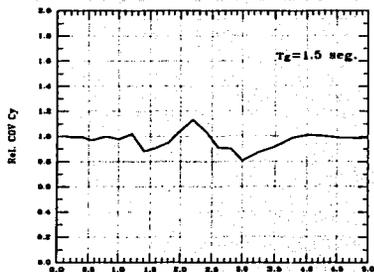


Figura 4.58.1.- COV de  $C_y$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_x=0.05$  y  $\xi_y=0.05$ .

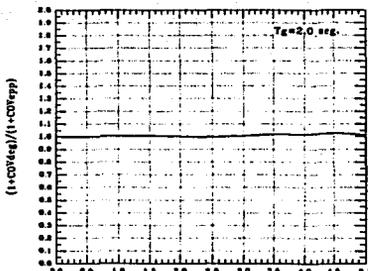
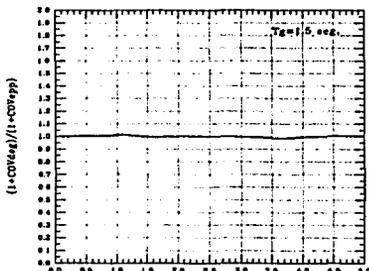
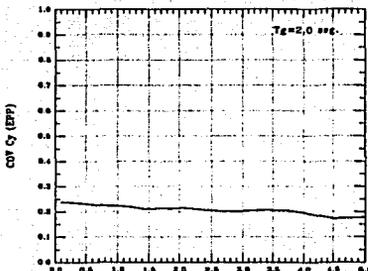
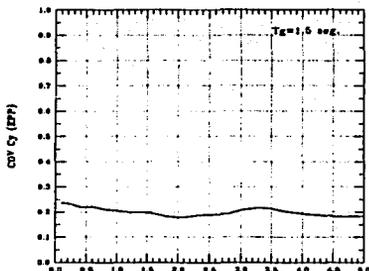
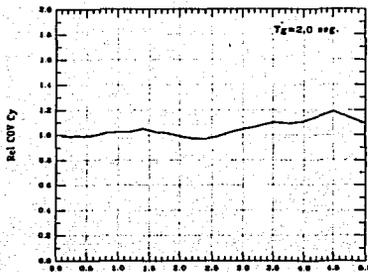
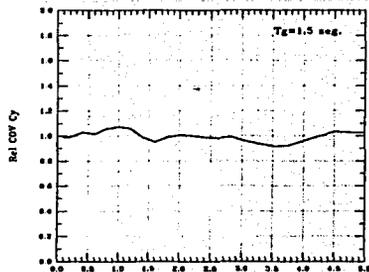
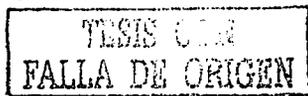


Figura 4.58.2.- COV de  $C_y$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.20$ .



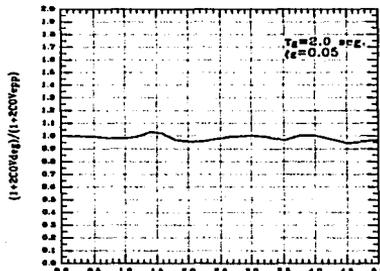
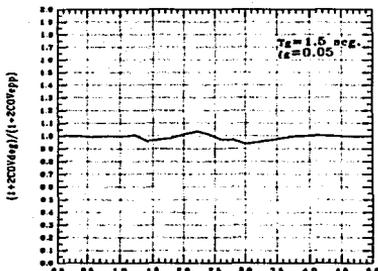
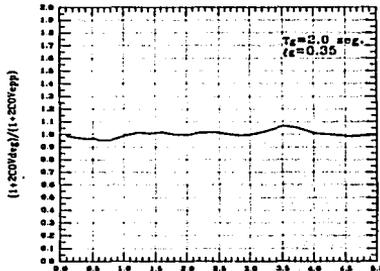
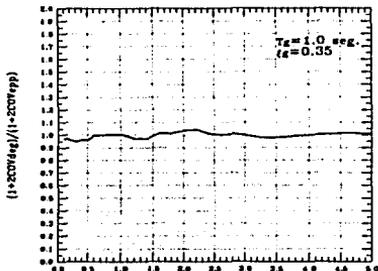
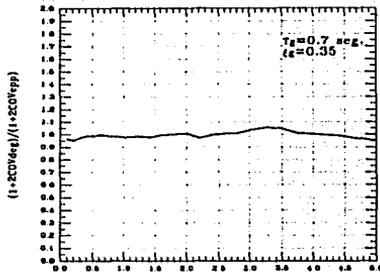
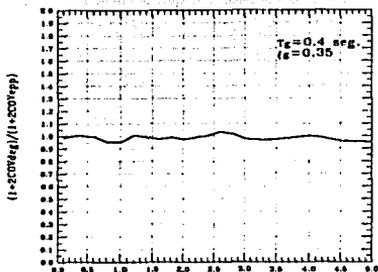
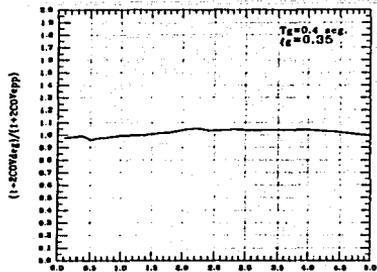
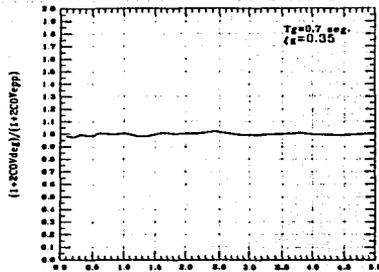


Figura 4.59.1.- Función de COV de  $C_y$  para  $DMF_{PA}=1$  con  $t_g=30.70$  seg. y  $\xi=0.05$ .

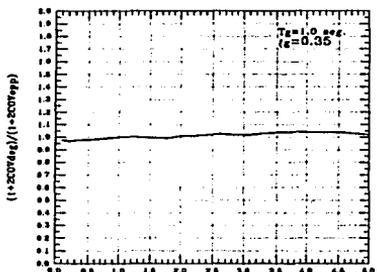
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



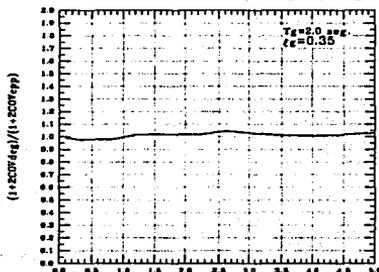
a)



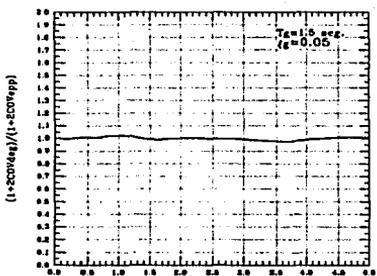
b)



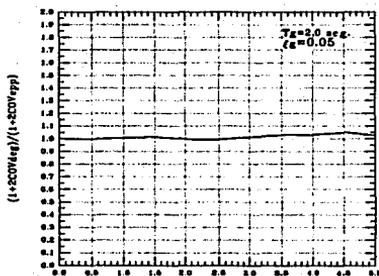
c)



d)



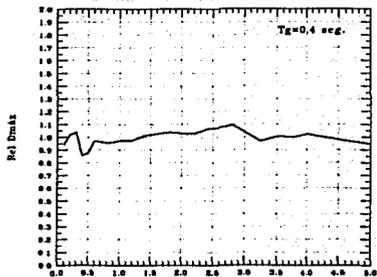
e)



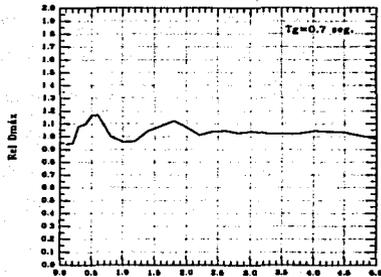
f)

Figura 4.59.2.- Función de COV de  $C_y$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.20$ .

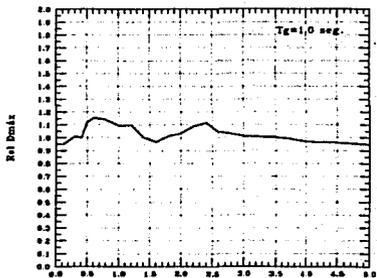
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



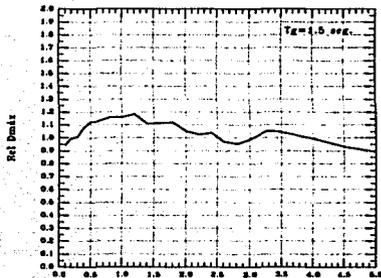
a)



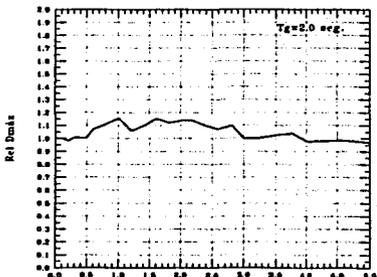
b)



c)



d)



e)

Figura 4.60.-  $Rel \bar{D}_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_R=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

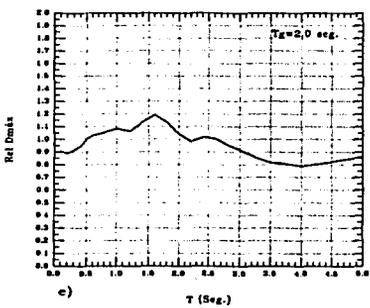
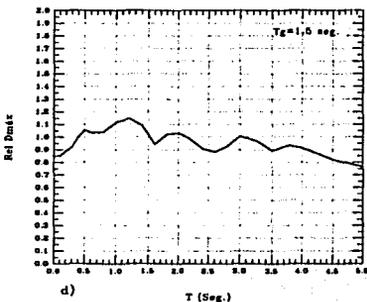
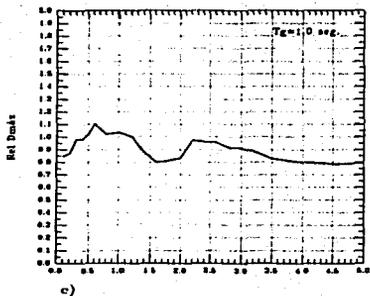
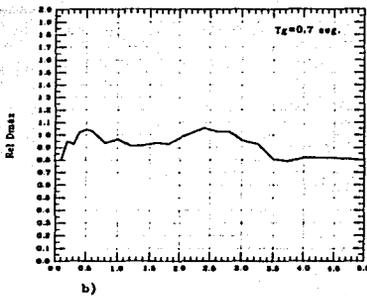
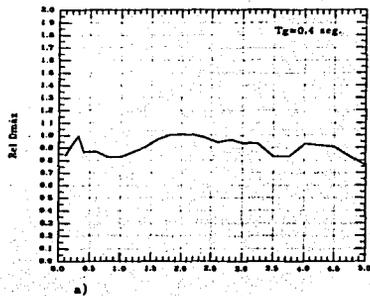


Figura 4.61.-  $Rel \bar{D}_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

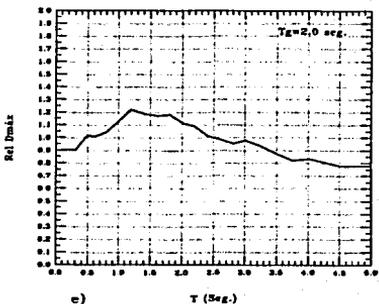
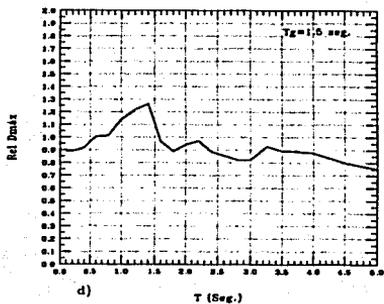
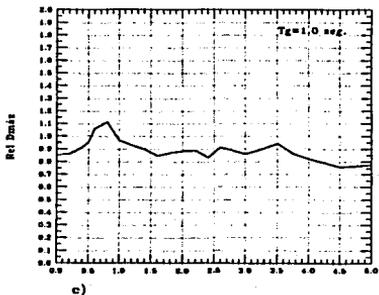
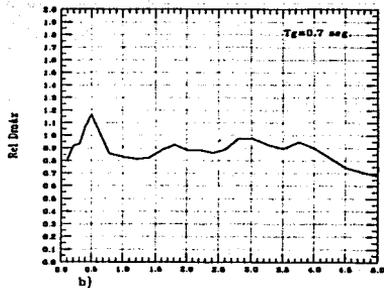
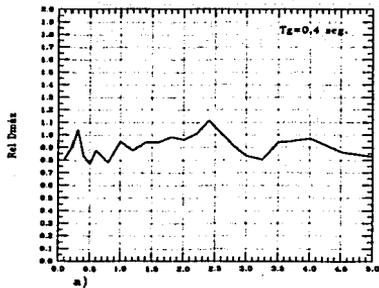


Figura 4.62.- Rel  $\bar{D}_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.20$  y  $\xi=0.05$ .

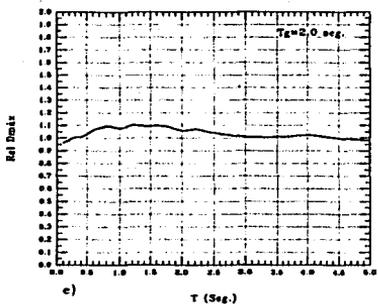
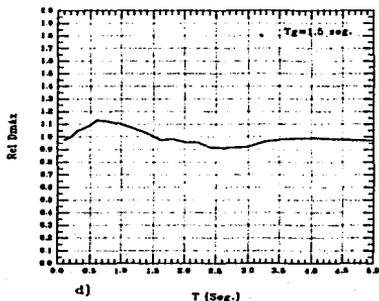
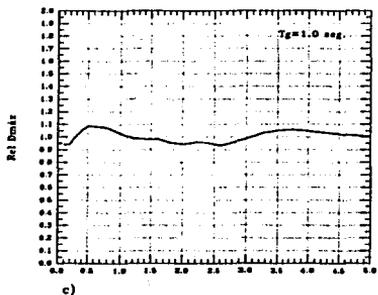
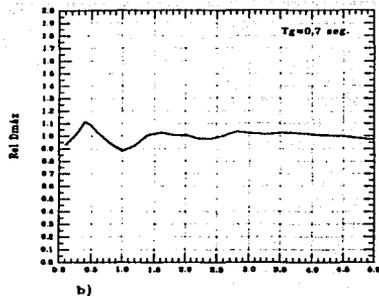
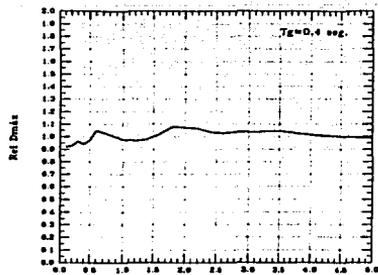


Figura 4.63.-  $Rel \bar{D}_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

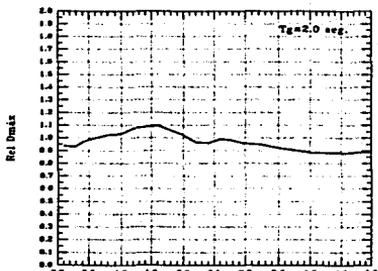
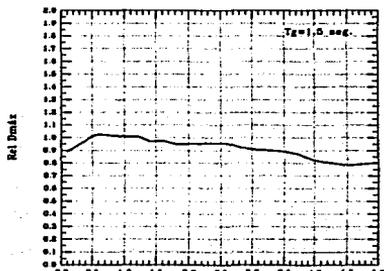
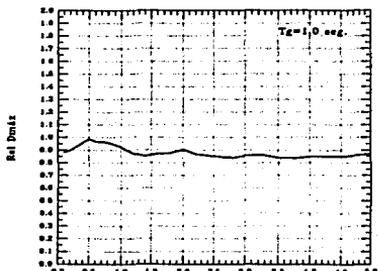
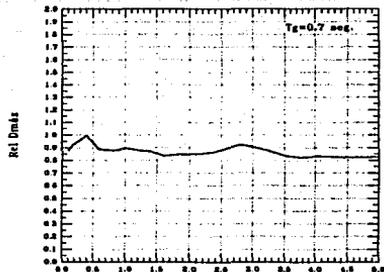
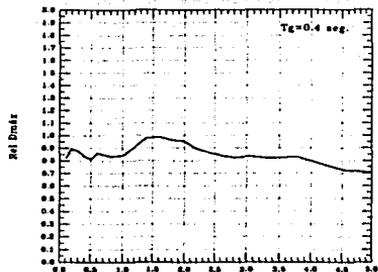


Figura 4.64.-  $Rel \bar{D}_{max}$  para  $DMI_{FA}=1$  con  $t_c=30.70$  seg.  $\xi_p=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

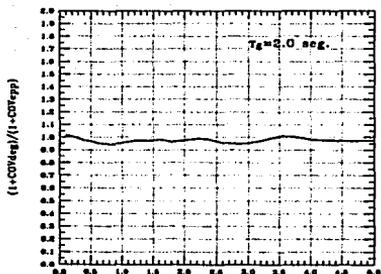
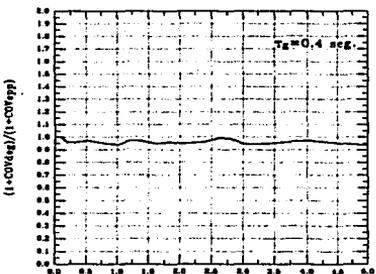
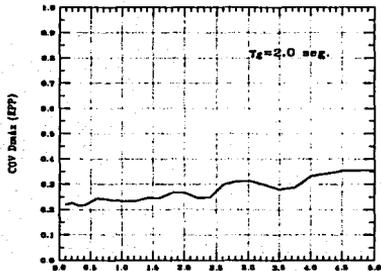
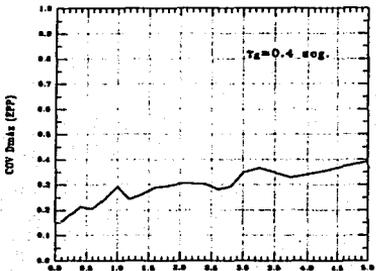
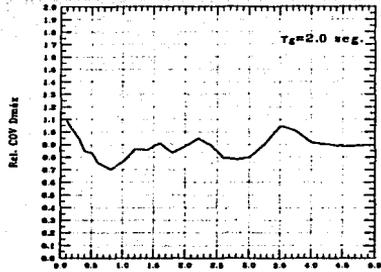
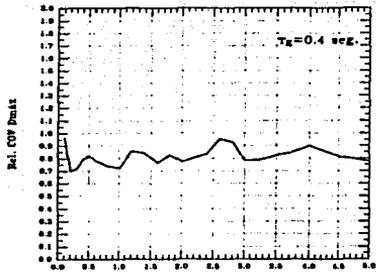
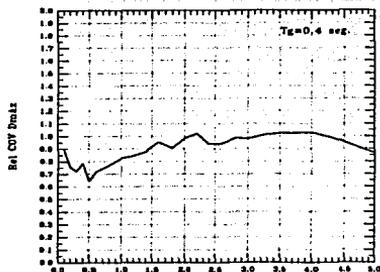
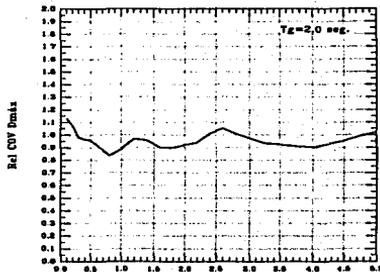


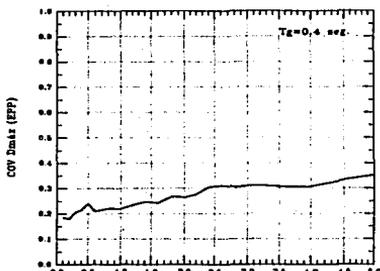
Figura 4.65.1.- COV de  $D_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_e=0.05$ .



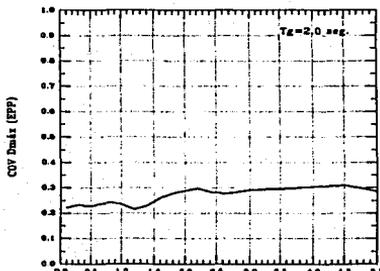
a)



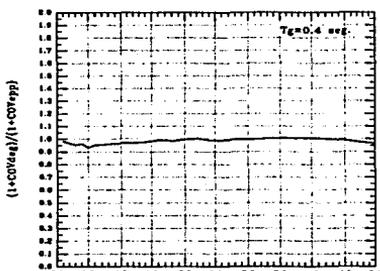
b)



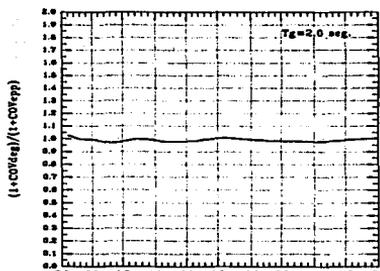
c)



d)

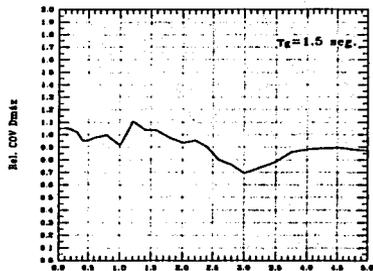


e)

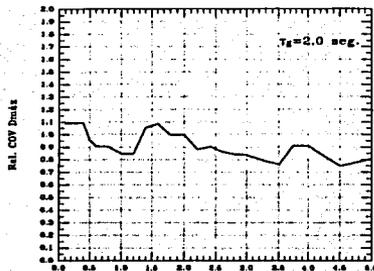


f)

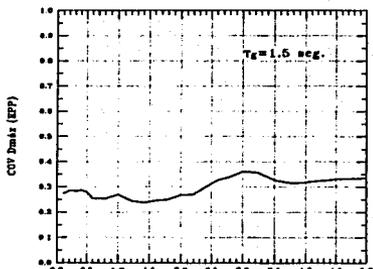
Figura 4.65.2.- COV de  $D_{max}$  para  $DMI_{FA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



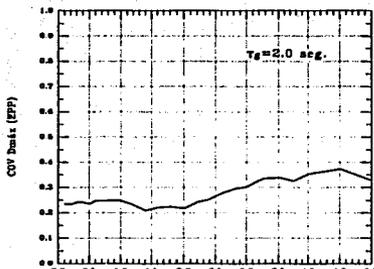
a)



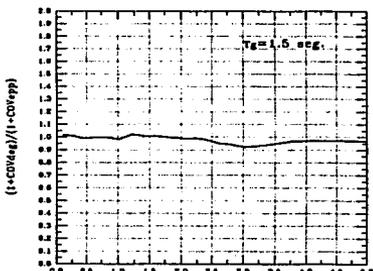
b)



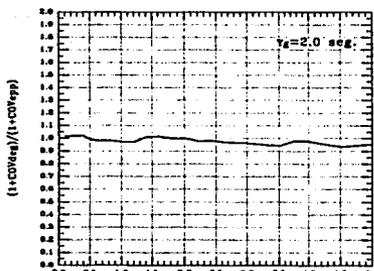
c)



d)



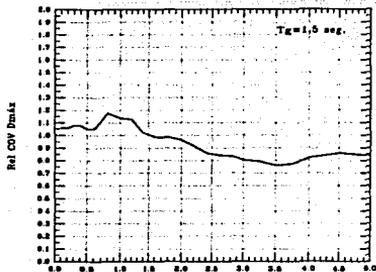
e)



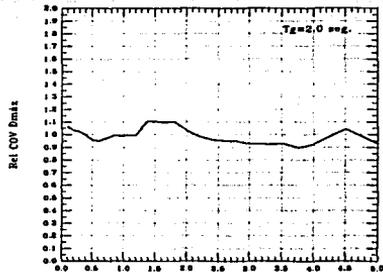
f)

Figura 4.66.1.- COV de  $D_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.05$ .

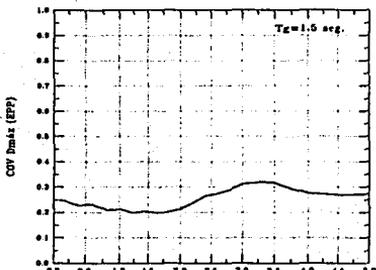
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



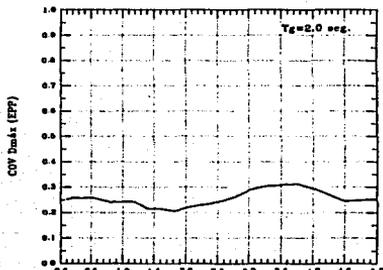
a)



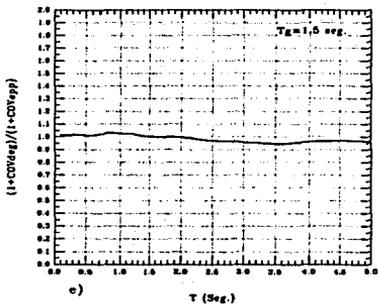
b)



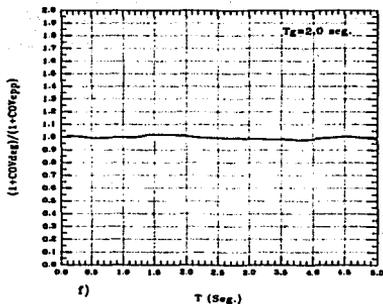
c)



d)



e)



f)

Figura 4.66.2.- COV de  $D_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.20$ .

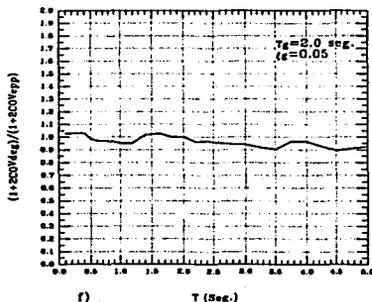
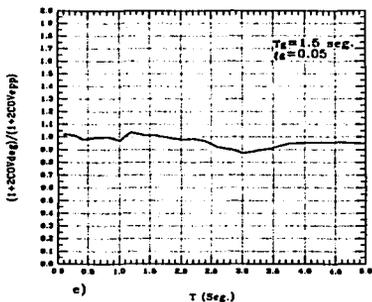
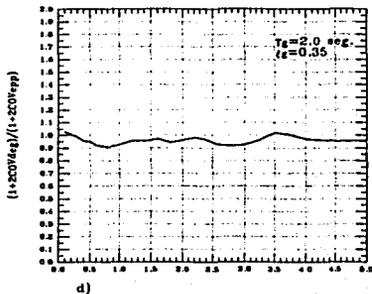
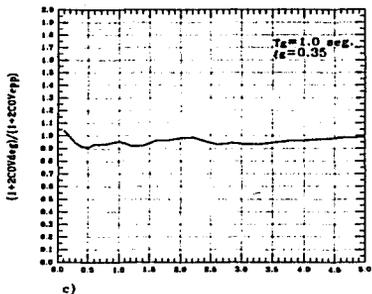
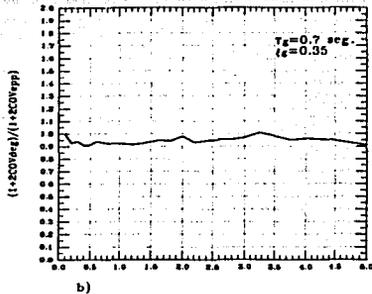
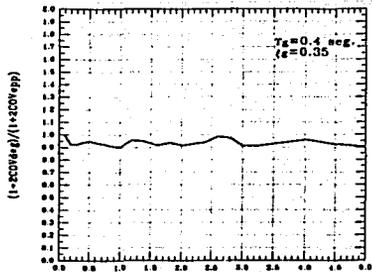


Figura 4.67.1.- Función de COV de  $D_{\max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.05$ .

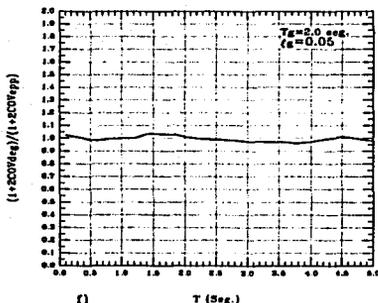
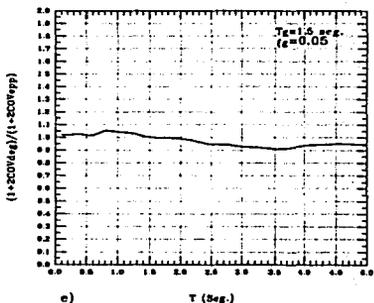
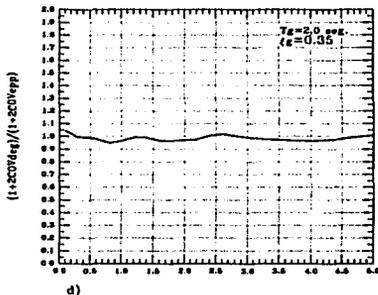
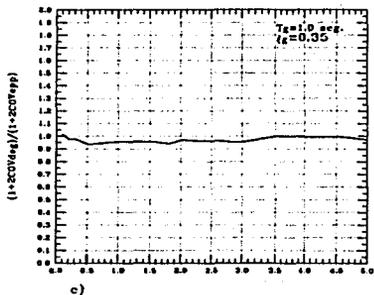
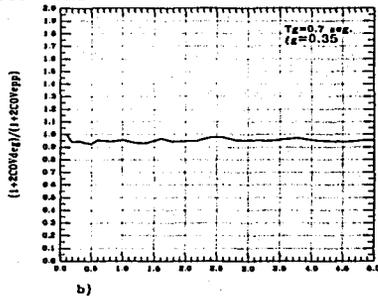
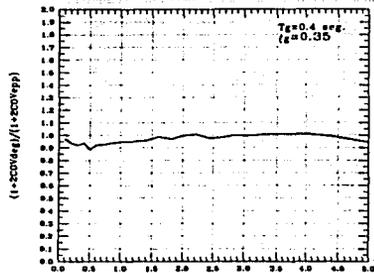


Figura 4.67.2.- Función de COV de  $D_{max}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_g=30.70$  seg. y  $\xi=0.20$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

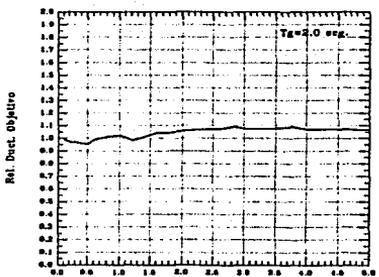
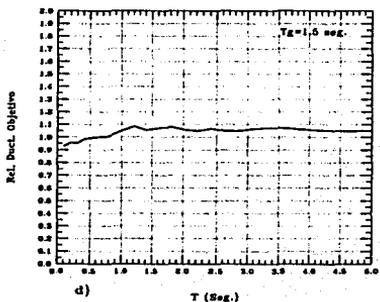
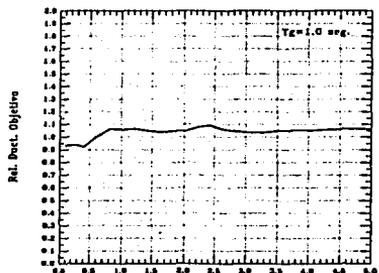
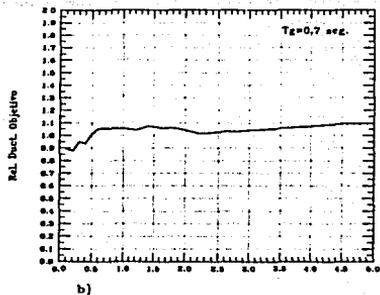
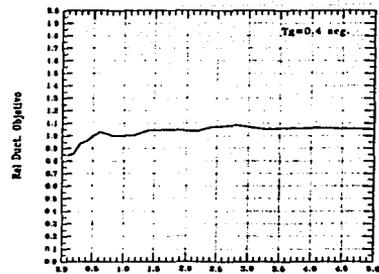


Figura 4.68.-  $\text{Rel } \bar{\mu}_{\text{STAR}}$  para  $\text{DMI}_{\text{PA}}=1$  con  $t_d=10.22 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

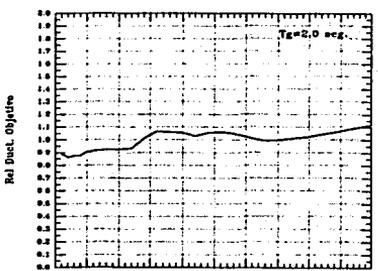
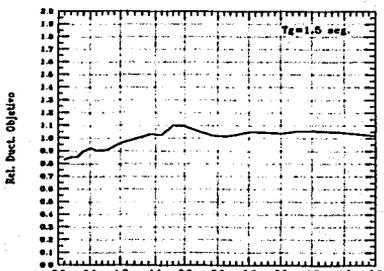
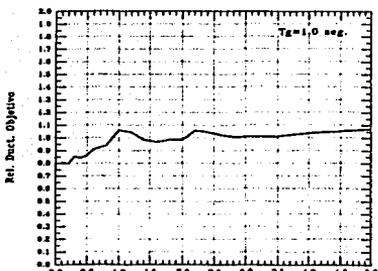
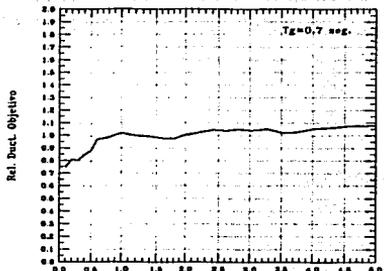
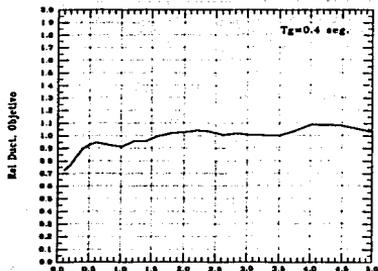
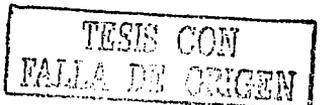
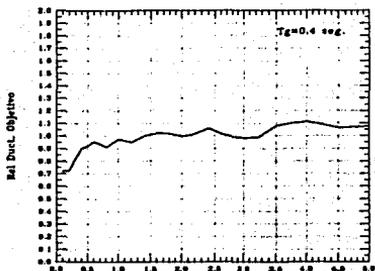
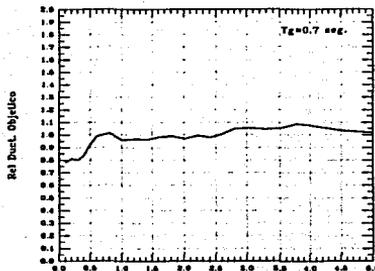


Figura 4.69.-  $Rel \bar{\mu}_{STAR}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

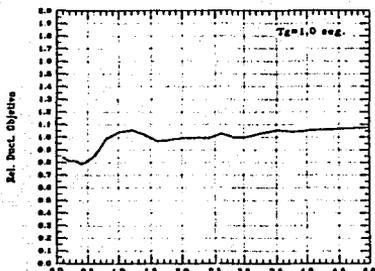




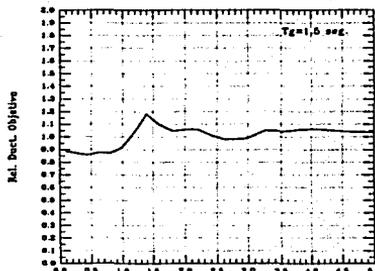
a)



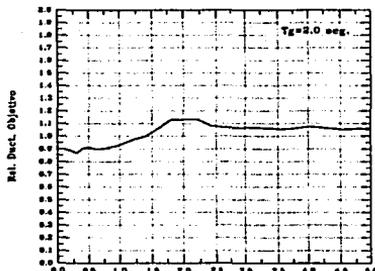
b)



c)



d)



e)

Figura 4.70.- Rel  $\bar{\mu}_{STAR}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_x=0.20$  y  $\xi_z=0.05$ .

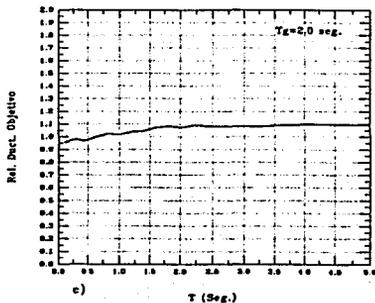
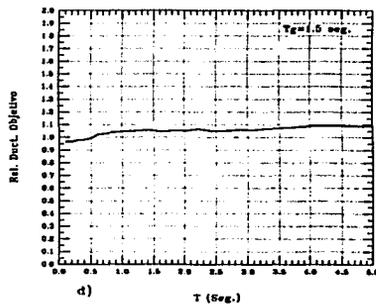
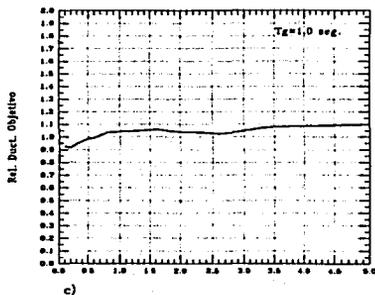
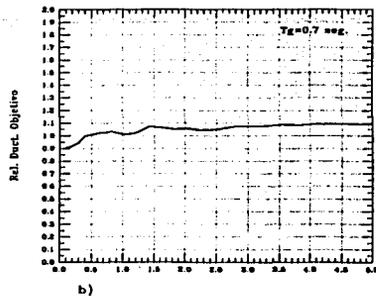
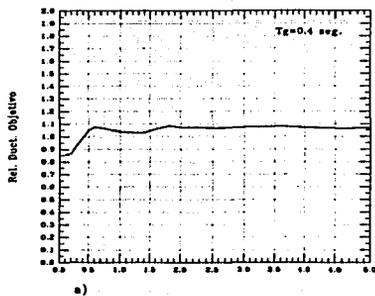


Figura 4.71.-  $\text{Rel } \bar{\mu}_{\delta\text{TAR}}$  para  $\text{DMI}_{\text{PA}}=1$  con  $t_d=10.22 \text{ seg.}$   $\xi_s=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

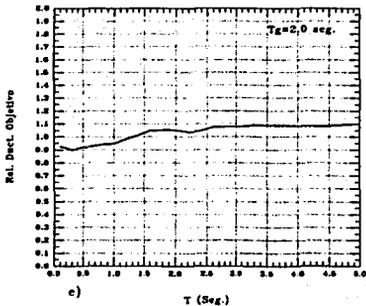
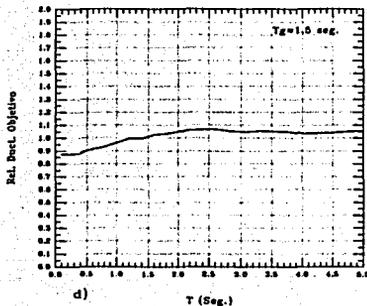
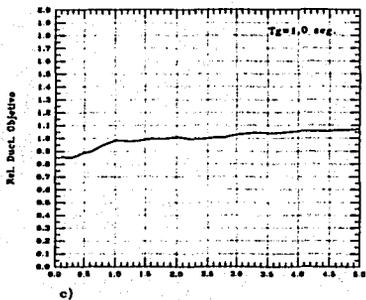
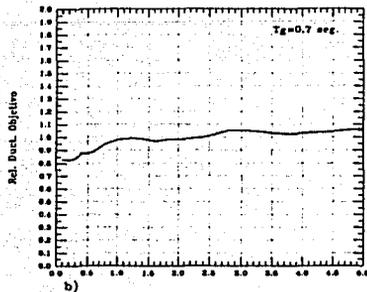
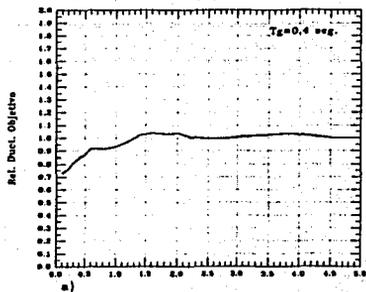
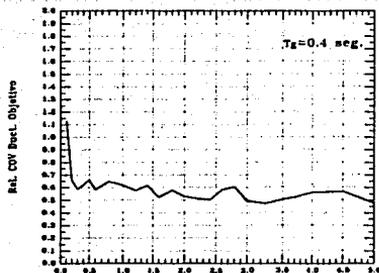
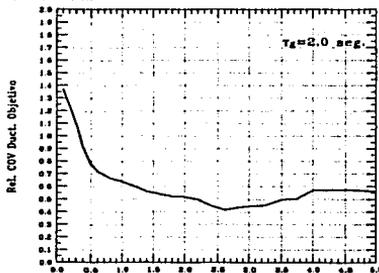


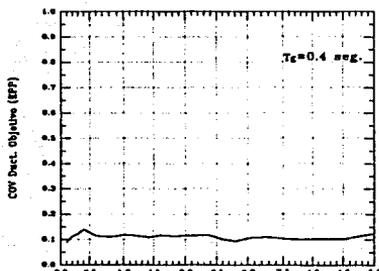
Figura 4.72.-  $Rel \bar{\mu}_{STAR}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_3=30.70$  seg.  $\xi_s=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



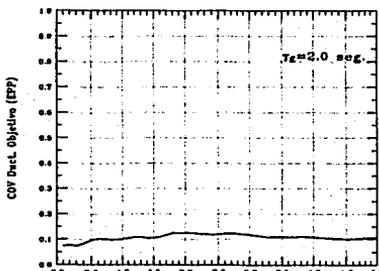
a)



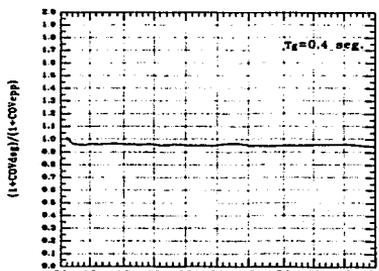
b)



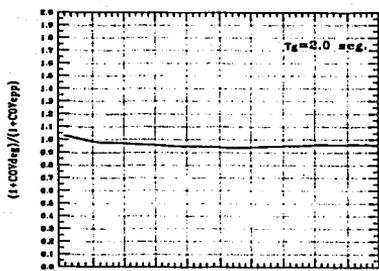
c)



d)



e)



f)

Figura 4.73.1.- COV de  $\mu_{0TAR}$  para  $DMF_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg}$ ,  $\xi=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

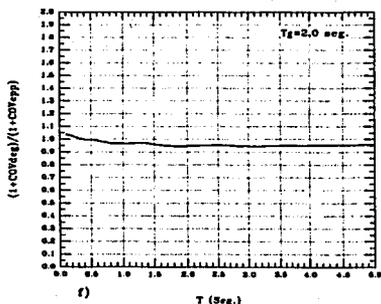
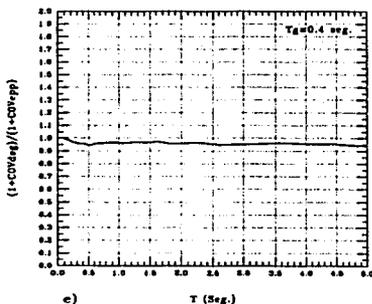
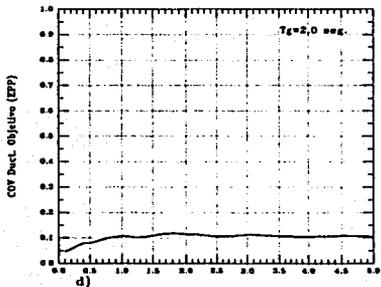
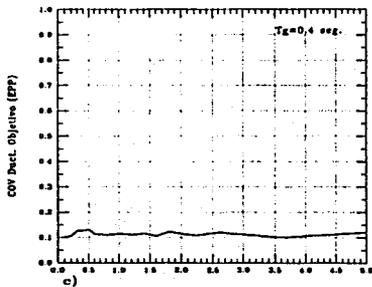
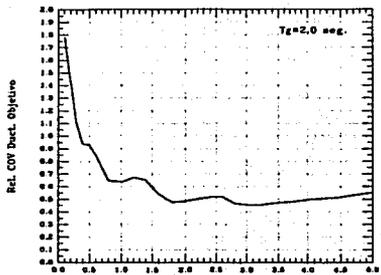
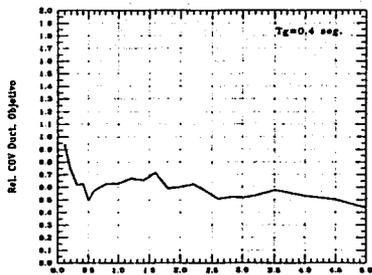
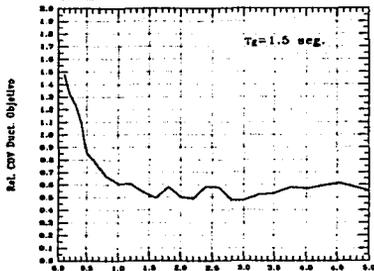
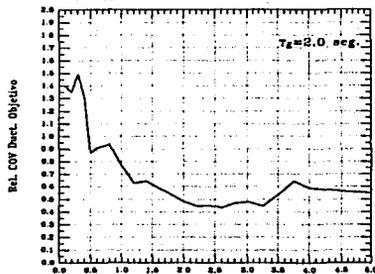


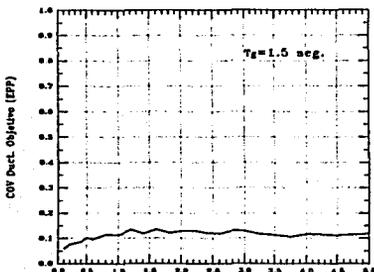
Figura 4.73.2.- COV de  $\mu_{0TAR}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_s=0.20$ .



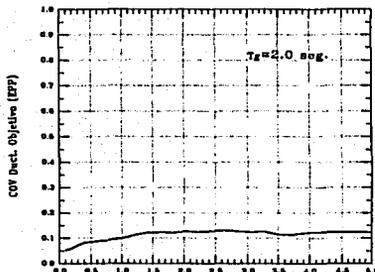
a)



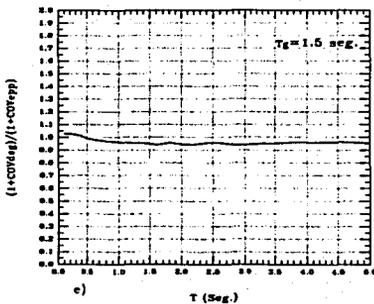
b)



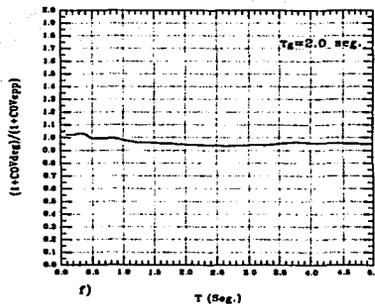
c)



d)

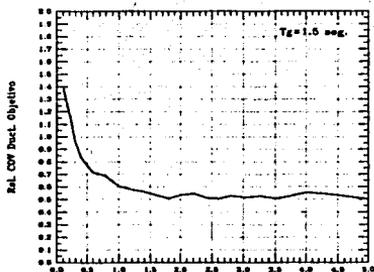


e)

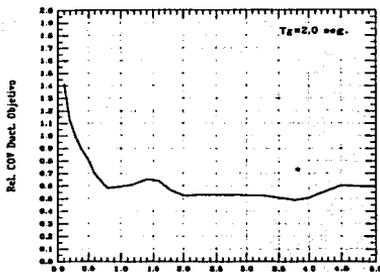


f)

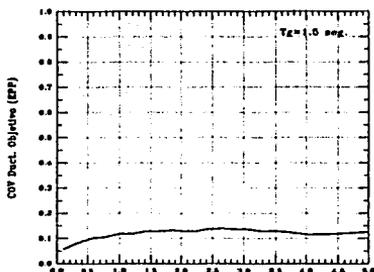
Figura 4.74.1.- COV de  $\mu_{\delta TAR}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.05$ .



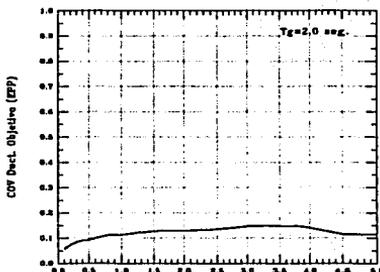
a)



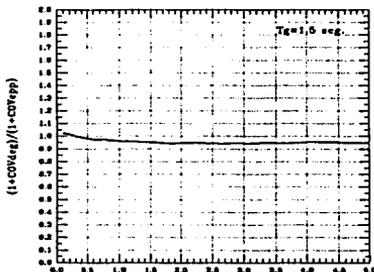
b)



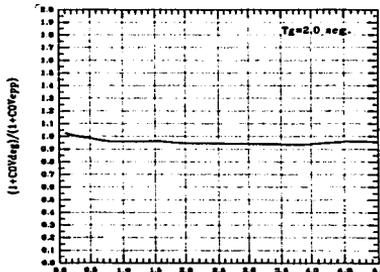
c)



d)



e)



f)

Figura 4.74.2.- COV de  $\mu_{\delta TAR}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.20$ .

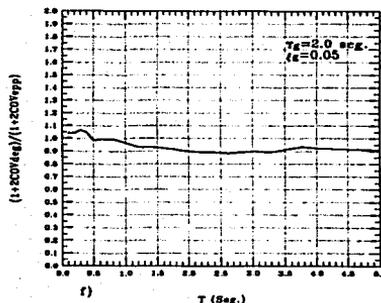
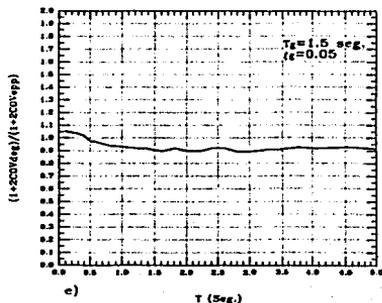
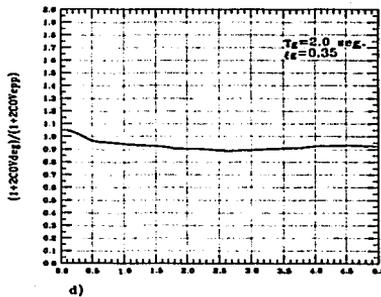
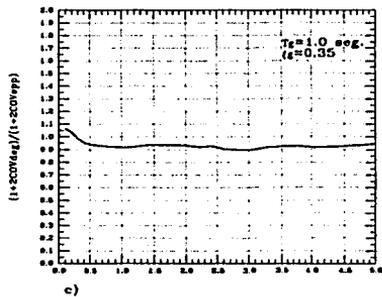
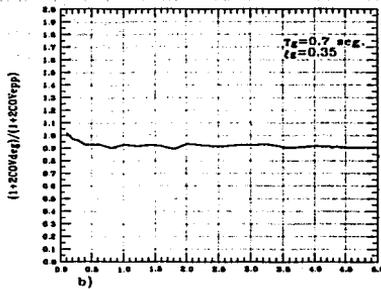
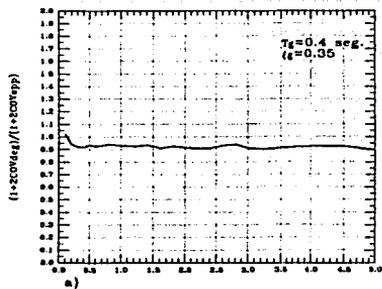
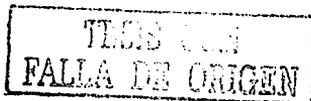
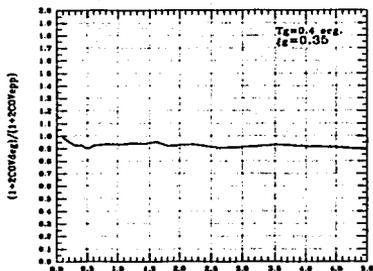
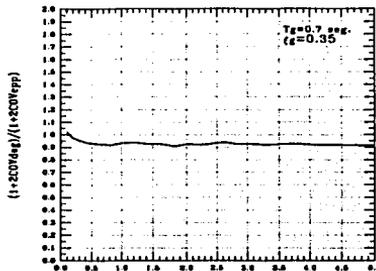


Figura 4.75.1.- Función de COV de  $\mu_{\delta TAR}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $\tau_g=30.70$  seg. y  $\xi=0.05$ .

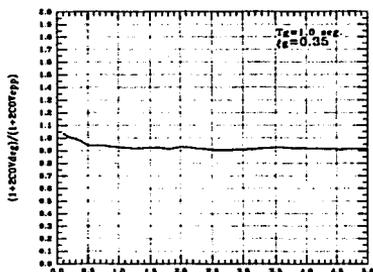




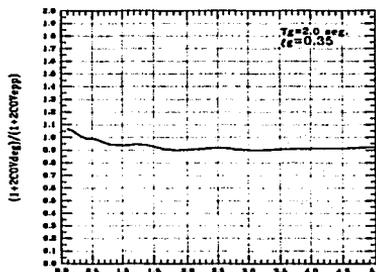
a)



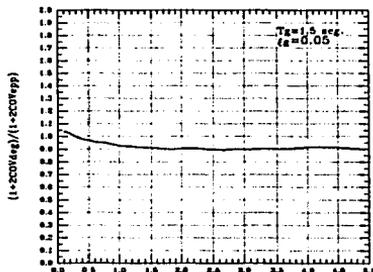
b)



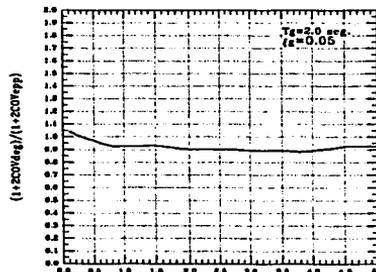
c)



d)

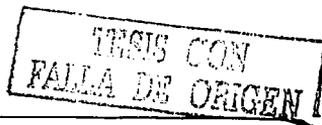


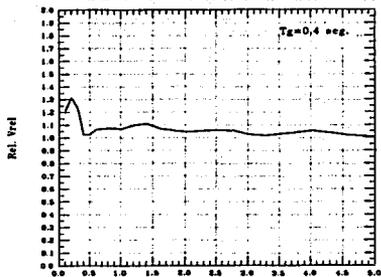
e)



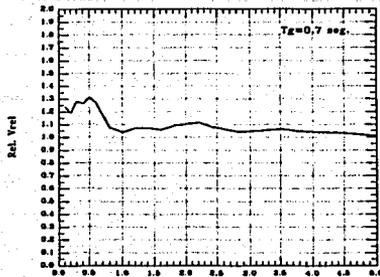
f)

Figura 4.75.2.- Función de COV de  $\mu_{STAR}$  para  $DMI_{PA} = 1$  con  $t_g = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.20$ .

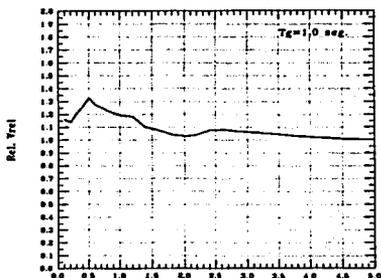




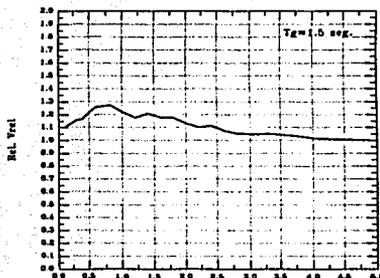
a)



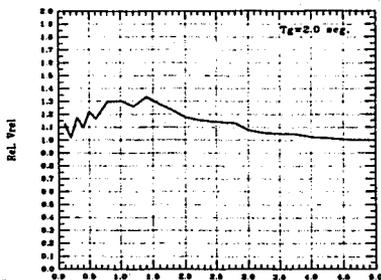
b)



c)

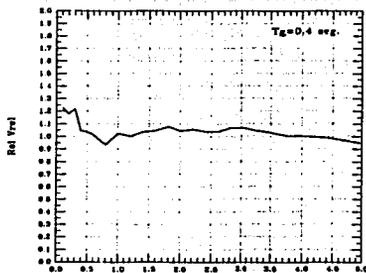


d)

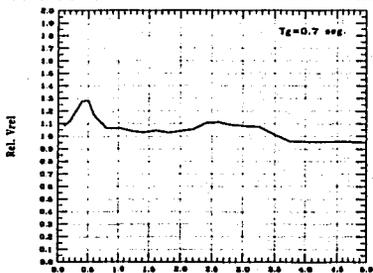


e)

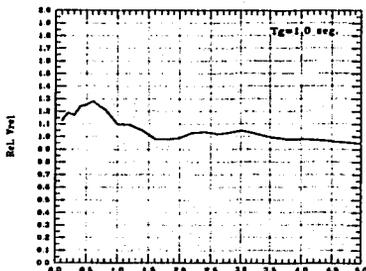
Figura 4.76.- Rel  $\bar{V}_{rel}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



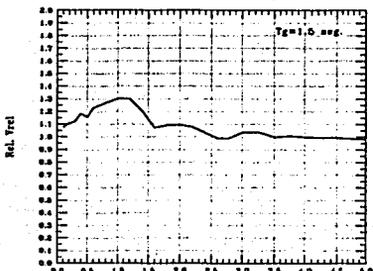
a)



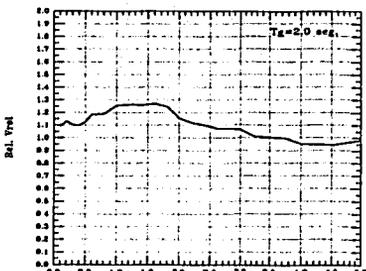
b)



c)



d)



e)

Figura 4.77.-  $\text{Rel } \bar{V}_{\text{rel}}$  para  $\text{DMI}_{FA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_s=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

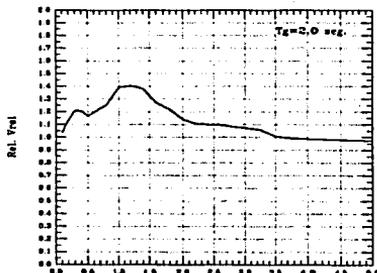
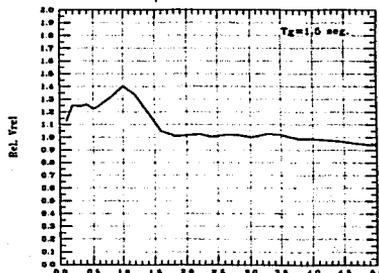
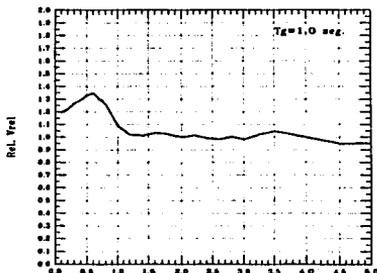
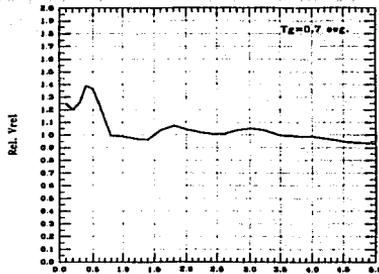
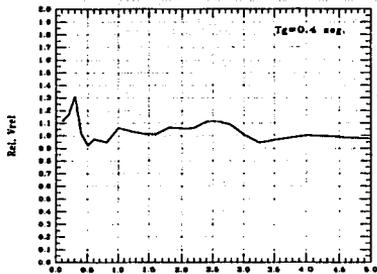


Figura 4.78.-  $\text{Rel } \bar{V}_{\text{rel}}$  para  $\text{DMI}_{\text{PA}}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_b=0.20$  y  $\xi=0.05$ .

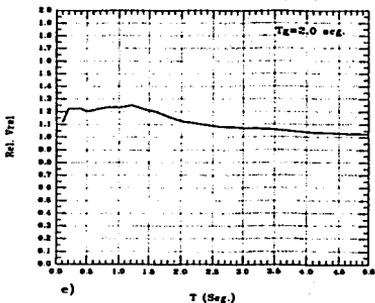
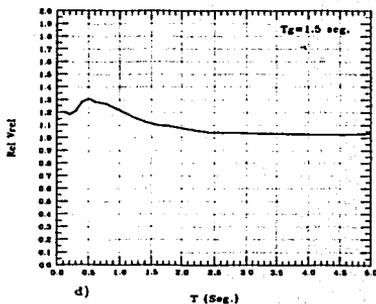
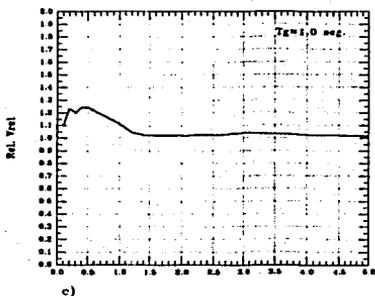
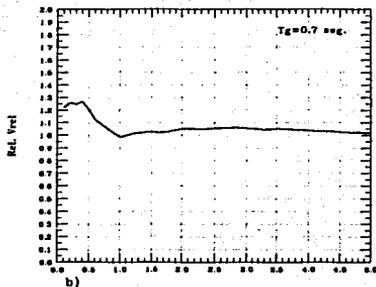
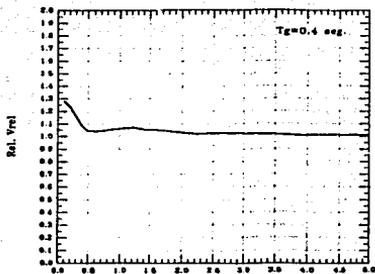


Figura 4.79.- Rel  $\bar{V}_{rel}$  para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

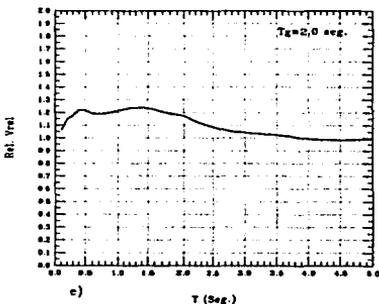
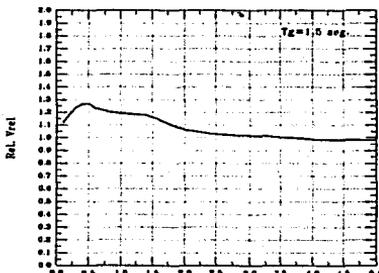
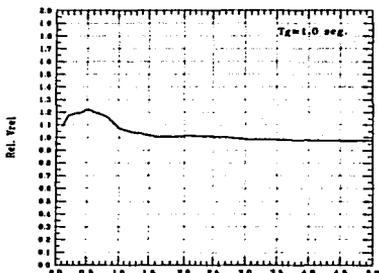
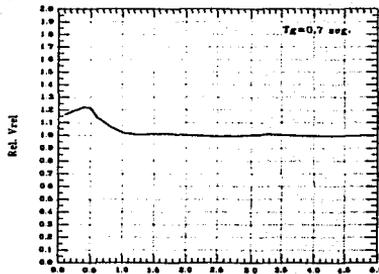
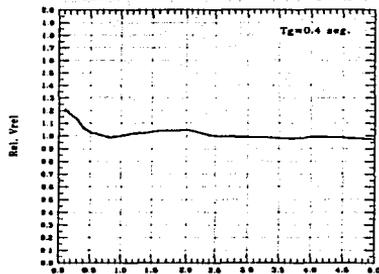
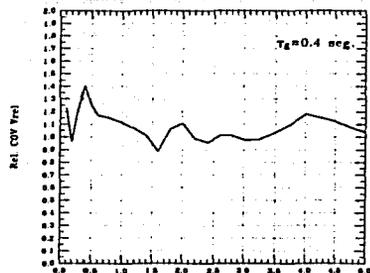
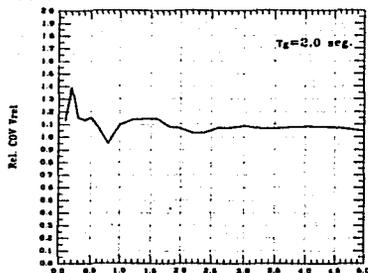


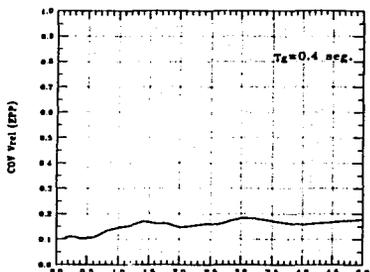
Figura 4.80.-  $Rel \bar{V}_{rel}$  para  $DMI_{PA} = 1$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_s = 0.35$  y  $\xi = 0.20$ .



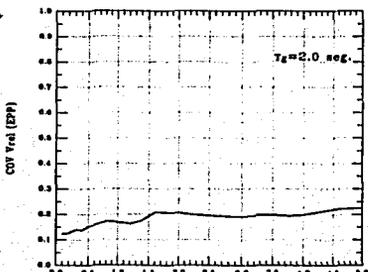
a)



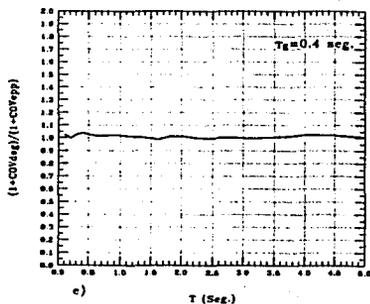
b)



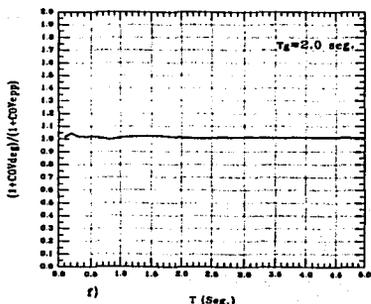
c)



d)



e)



f)

Figura 4.81.1.-COV de  $V_{rel}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

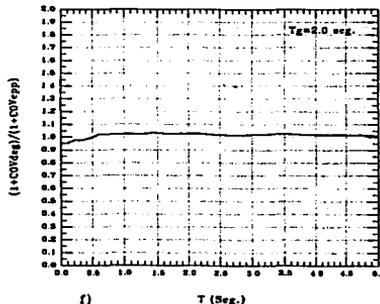
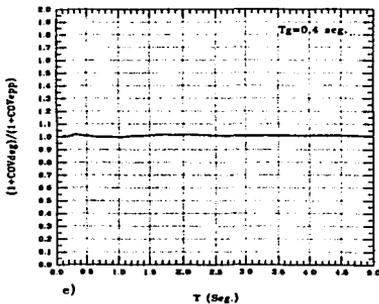
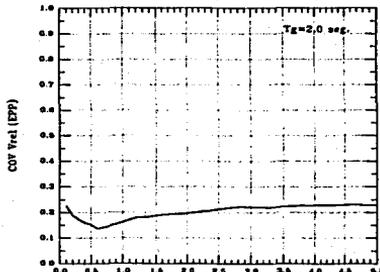
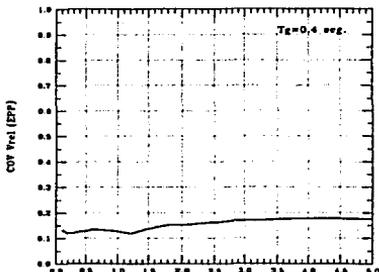
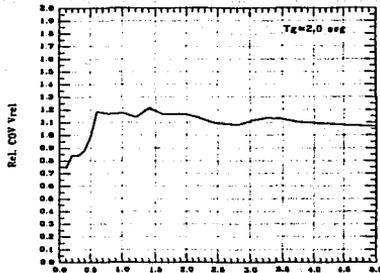
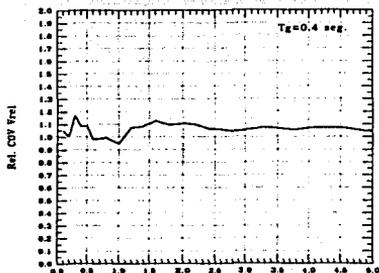
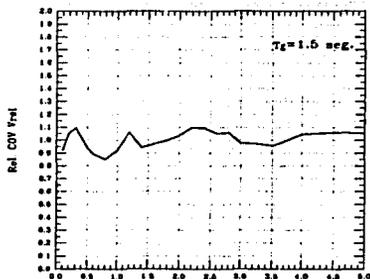
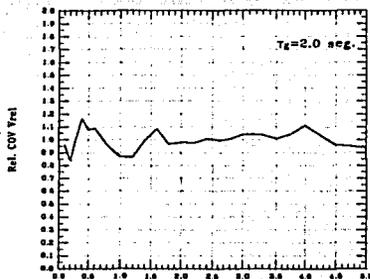


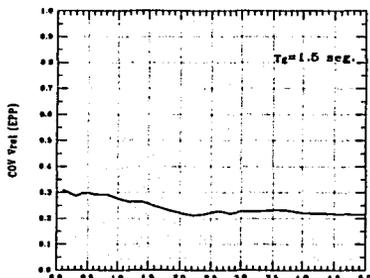
Figura 4.81.2.-COV de  $V_{rel}$  para  $DMF_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



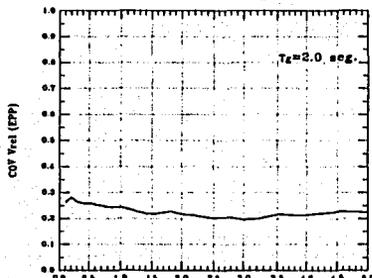
a)



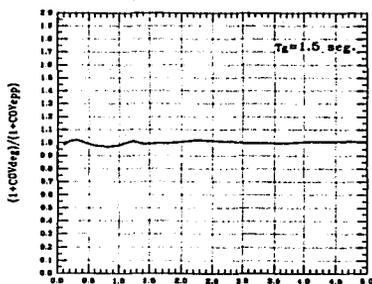
b)



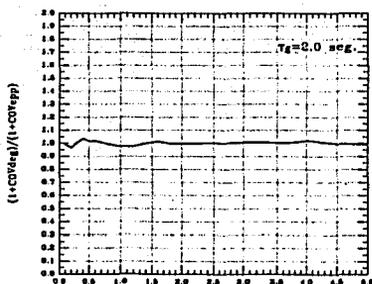
c)



d)



e)



f)

Figura 4.82.1.-COV de  $V_{rel}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi_s=0.05$ .

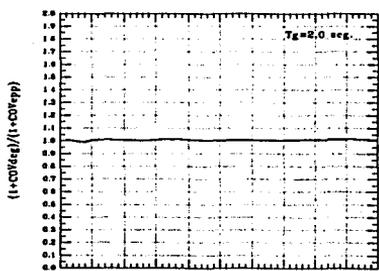
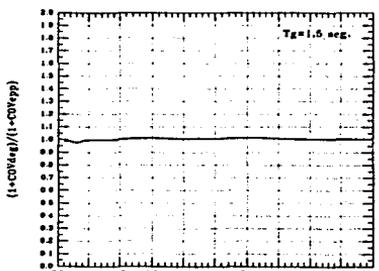
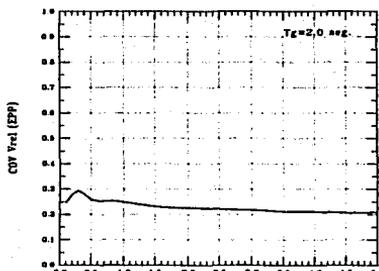
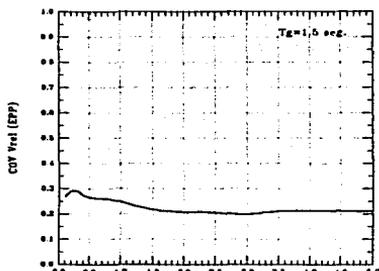
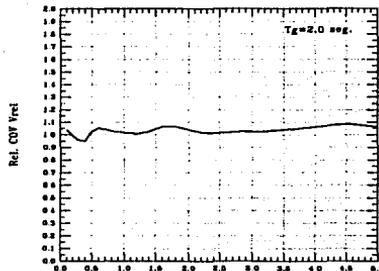
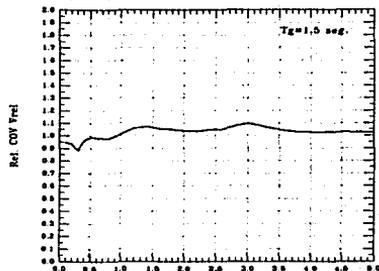
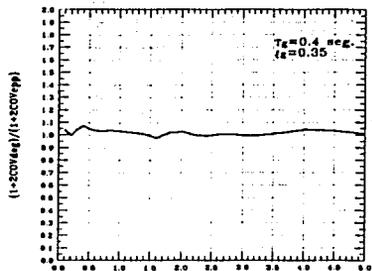
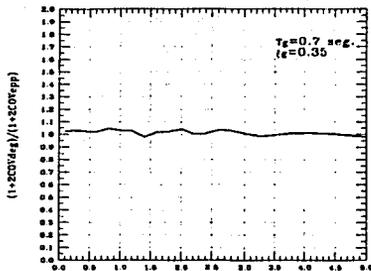


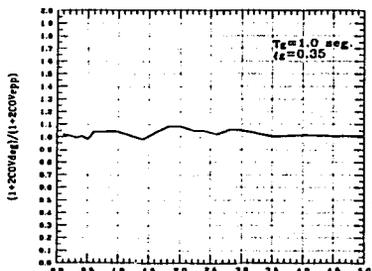
Figura 4.82.2.-COV de  $V_{rel}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi_s=0.20$ .



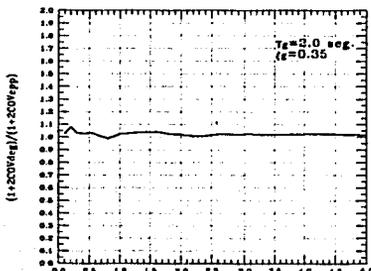
a)



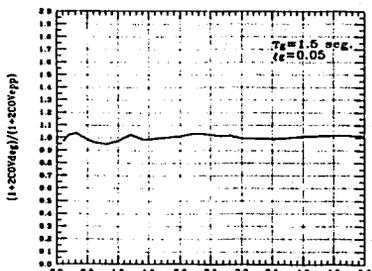
b)



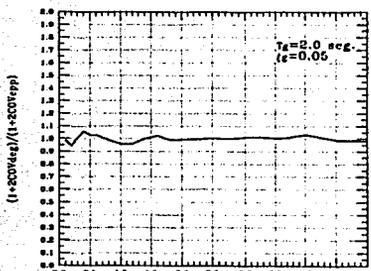
c)



d)



e)



f)

Figura 4.83.1.-Función de COV de  $V_{rel}$  para  $DMI_{PA} = 1$  con  $t_g = 30.70$  seg. y  $\xi = 0.05$ .

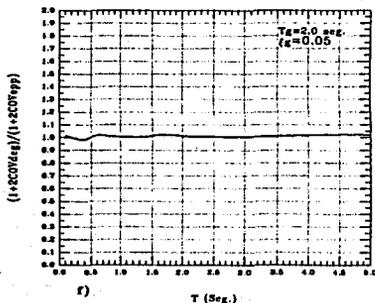
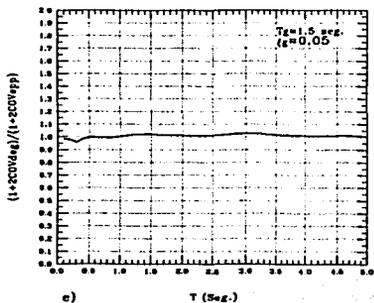
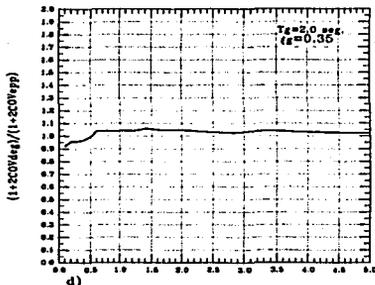
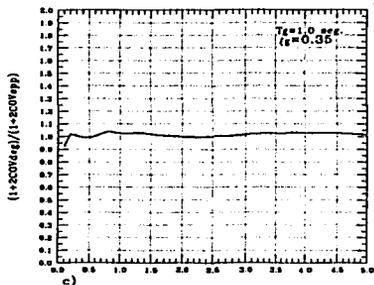
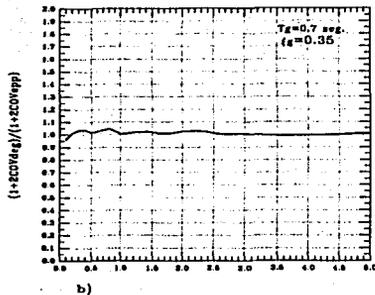
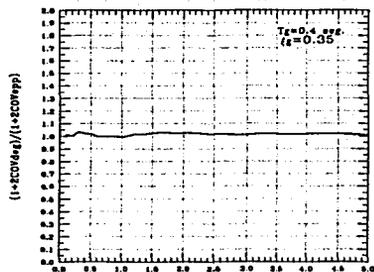


Figura 4.83.2.-Función de COV de  $V_{rel}$  para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.20$ .

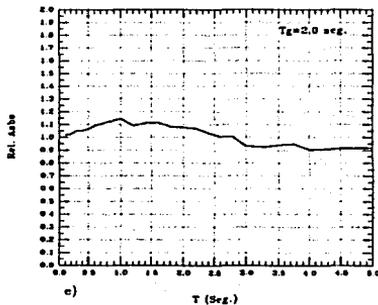
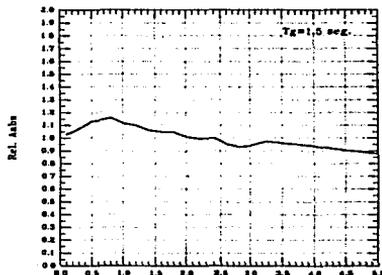
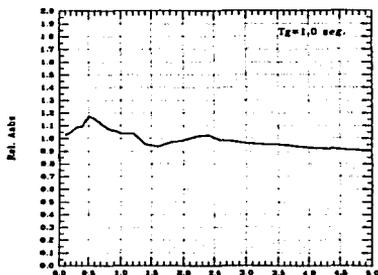
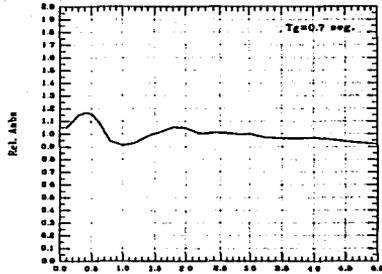
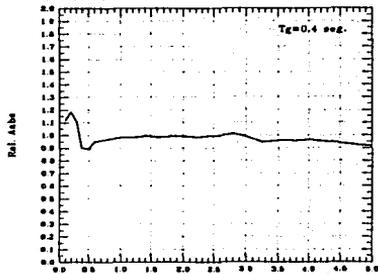


Figura 4.84.-  $\overline{Rel A}_{abs}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

TRIAS C.A.  
FALLA DE ORIGEN

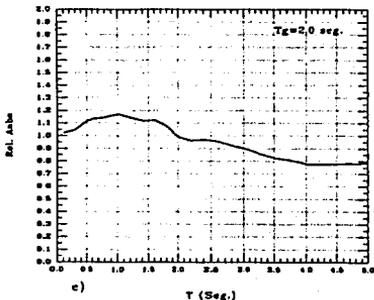
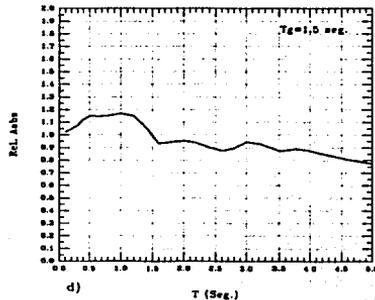
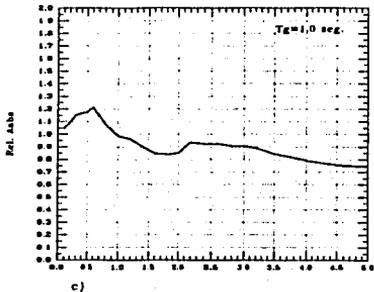
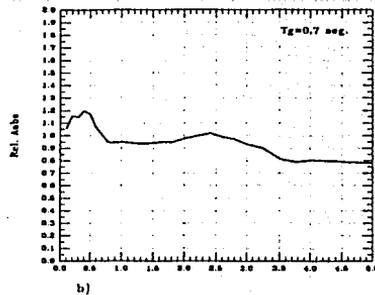
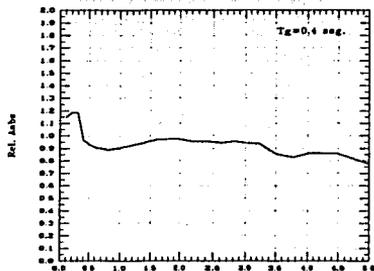


Figura 4.85.-  $\text{Rel } \bar{A}_{\text{abs}}$  para  $\text{DMI}_{\text{PA}}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

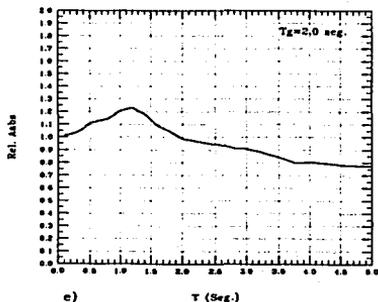
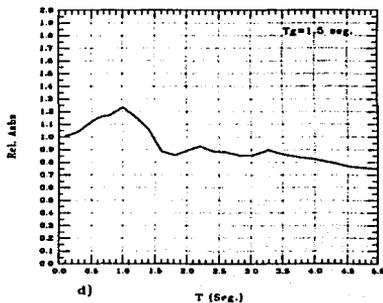
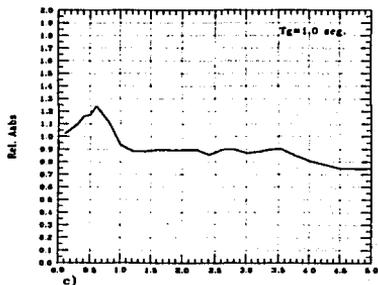
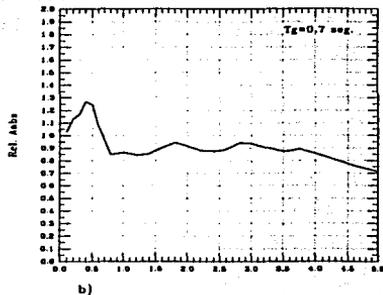
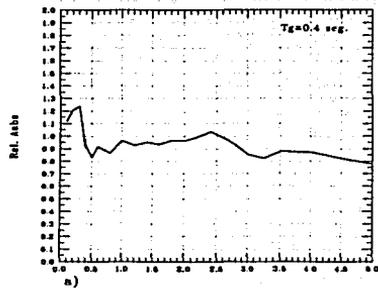
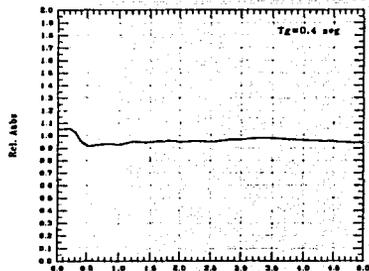
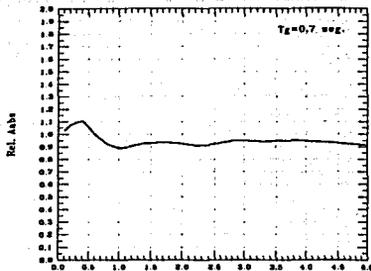


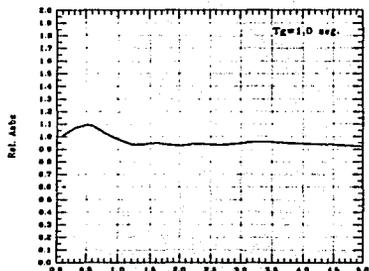
Figura 4.86.-  $\overline{Rel A}_{abs}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.20$  y  $\xi=0.05$ .



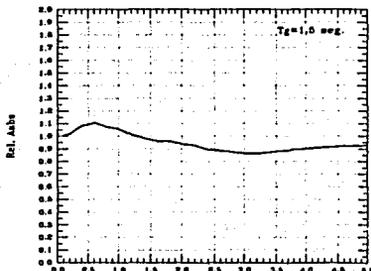
a)



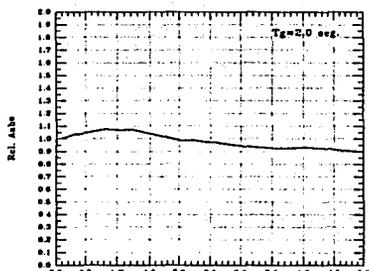
b)



c)

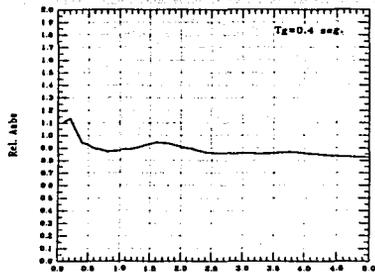


d)

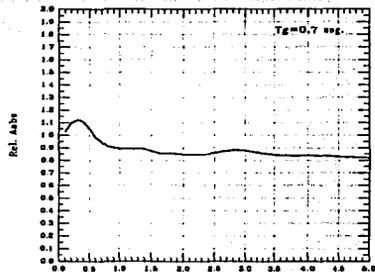


e)

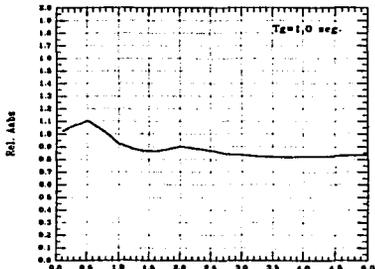
Figura 4.87.-  $\overline{\text{Rel. Abs}}$  para  $\text{DMI}_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi_l=0.20$ .



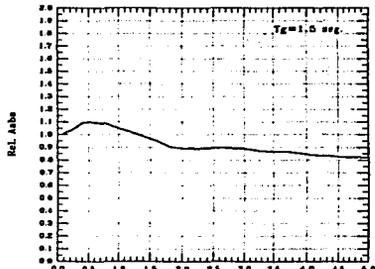
a)



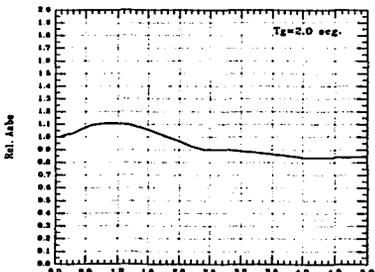
b)



c)

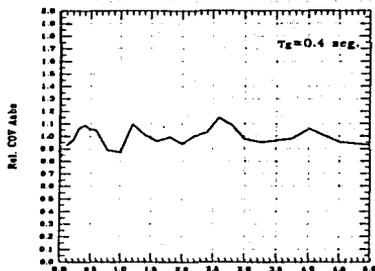


d)

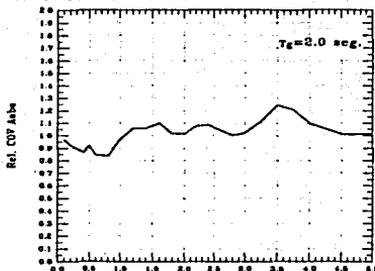


e)

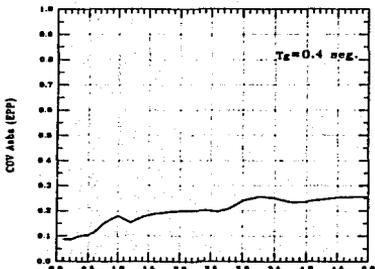
Figura 4.88.-  $\overline{\text{Rel. Absb}}$  para  $\text{DMI}_{pA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



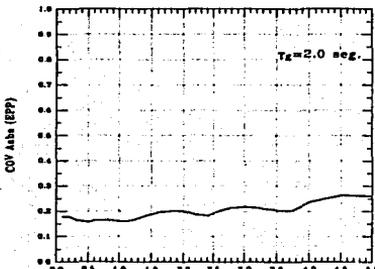
a)



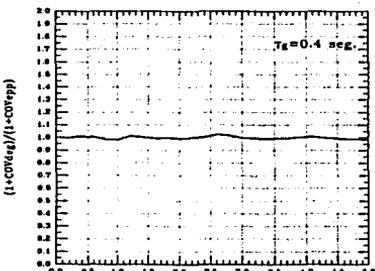
b)



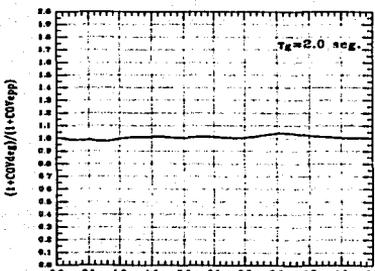
c)



d)



e)



f)

Figura 4.89.1.-COV de  $A_{abs}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

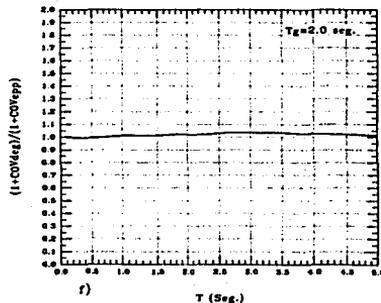
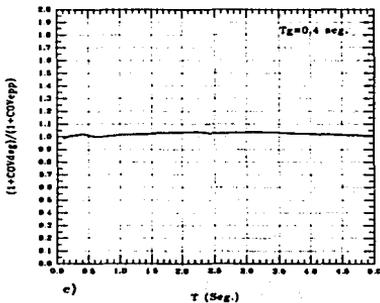
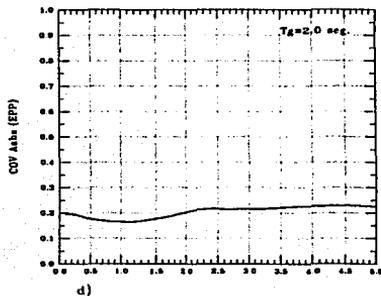
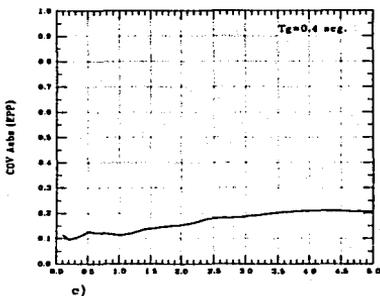
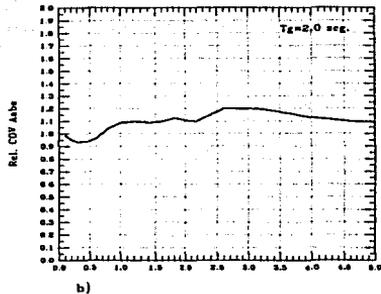
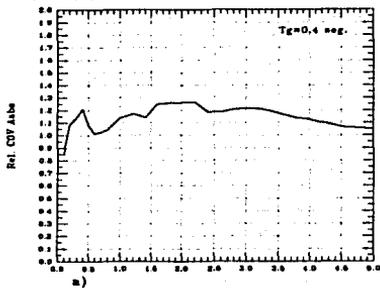


Figura 4.89.2.-COV de  $A_{abs}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.,  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

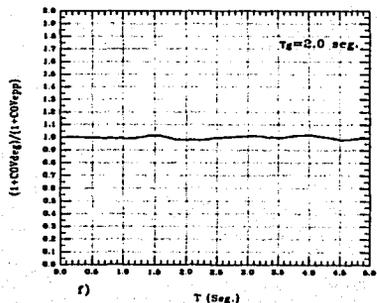
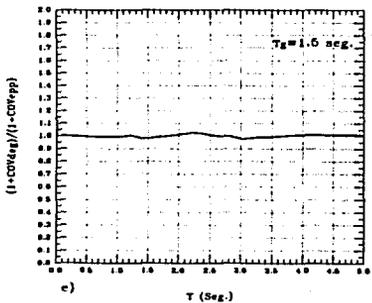
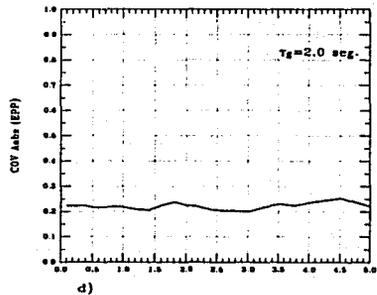
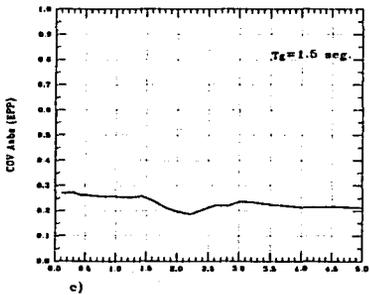
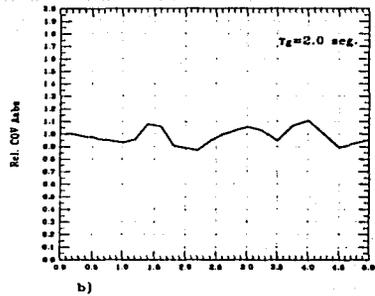
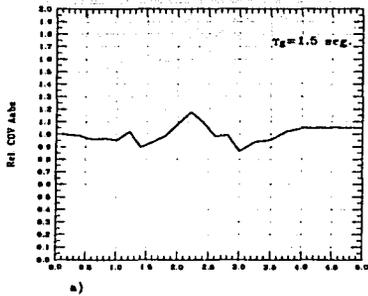


Figura 4.90.1.-COV de  $A_{abs}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $E_g=0.05$  y  $\xi=0.05$ .

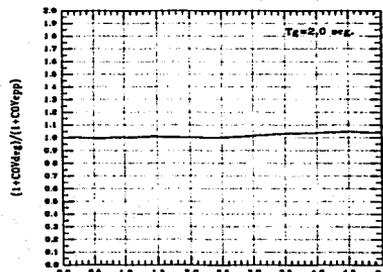
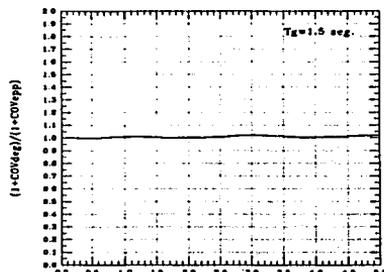
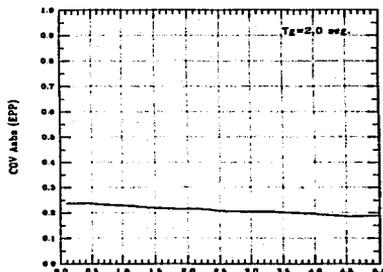
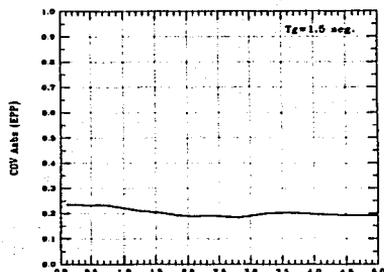
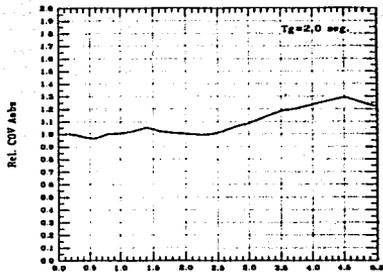
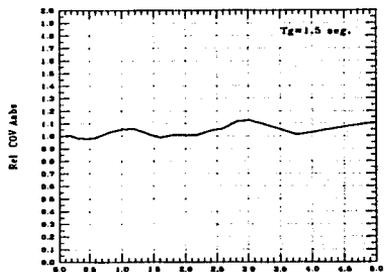
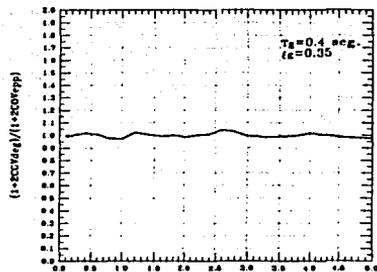
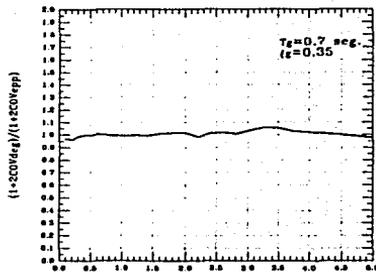


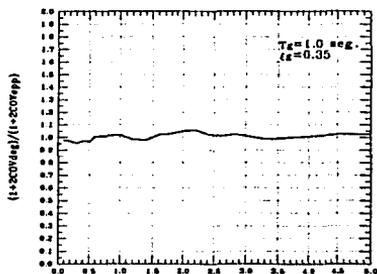
Figura 4.90.2.-COV de  $A_{bbs}$  para  $DMI_{pA} = 1$  con  $t_d = 30.70$  seg.  $\xi_g = 0.05$  y  $\xi_s = 0.20$ .



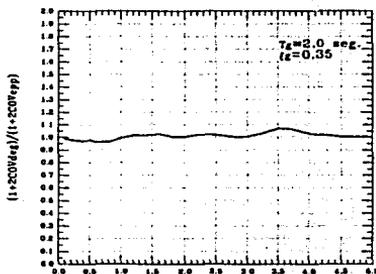
a)



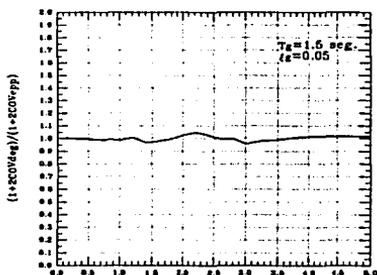
b)



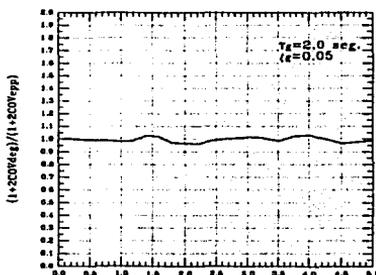
c)



d)

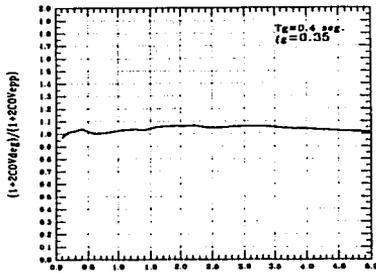


e)

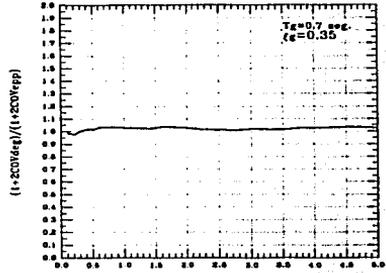


f)

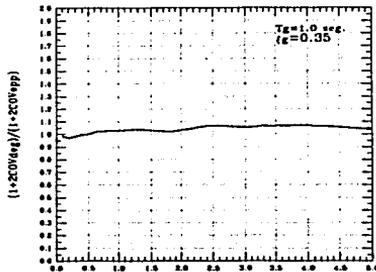
Figura 4.91.1.-Función de COV de  $A_{ab}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.05$ .



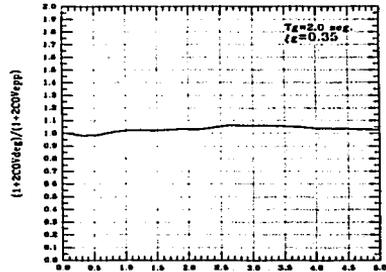
a)



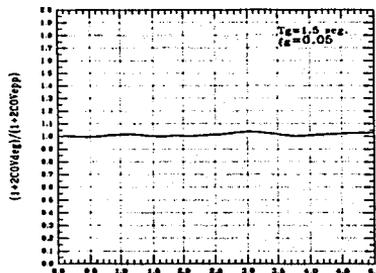
b)



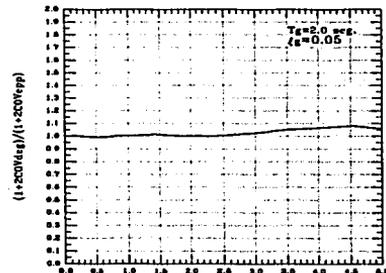
c)



d)



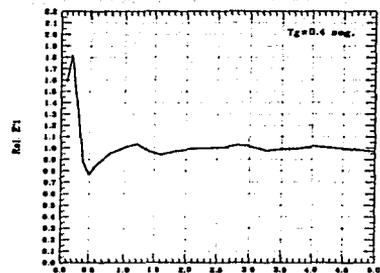
e)



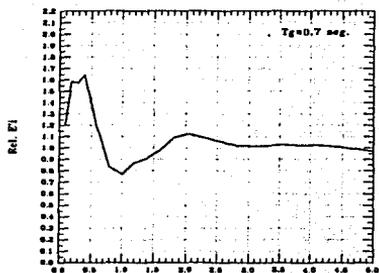
f)

Figura 4.91.2.-Función de COV de  $A_{bs}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.20$ .

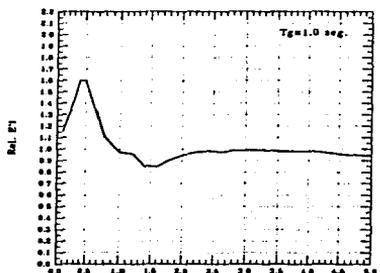
TERCERA  
FALLA DE ORIGEN



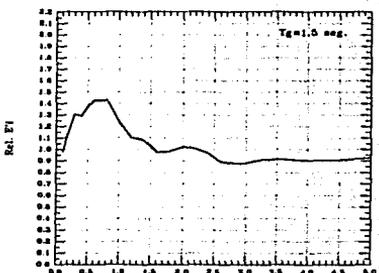
a)



b)

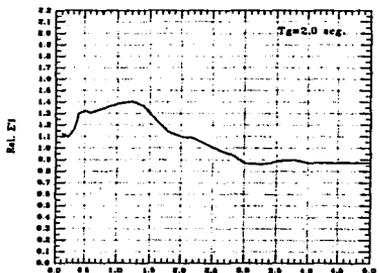


c)



d)

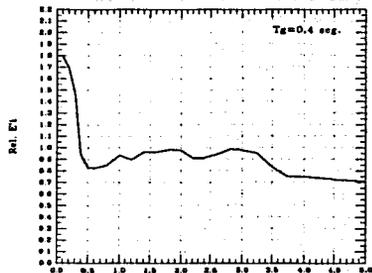
T (Seg.)



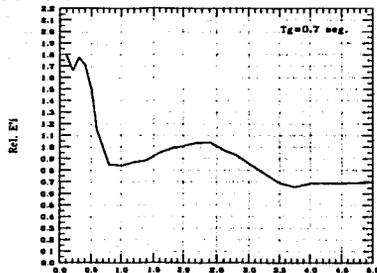
e)

T (Seg.)

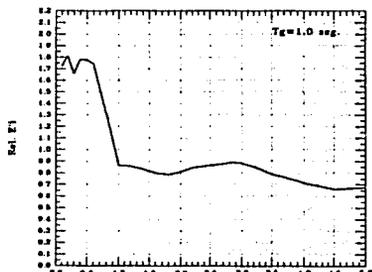
Figura 4.92.-  $Rel \bar{E}_i$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_s=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



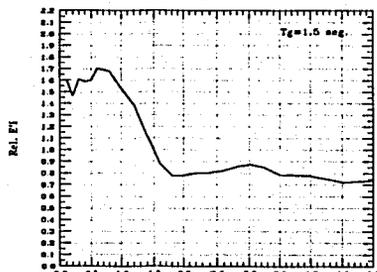
a)



b)

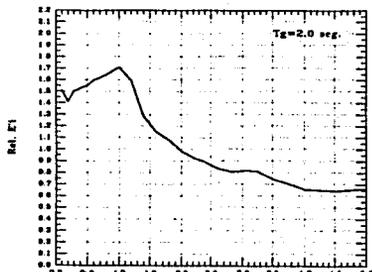


c)



d)

T (Seg.)



e)

T (Seg.)

Figura 4.93.- Rel  $\bar{E}_i$  para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

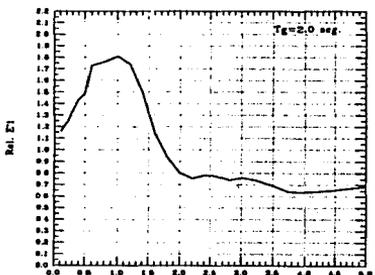
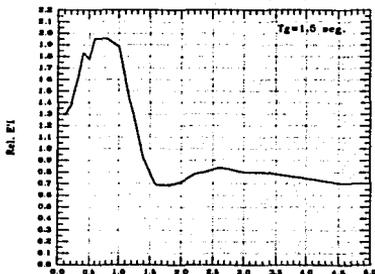
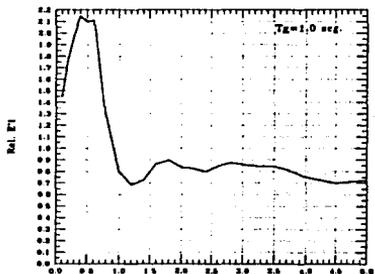
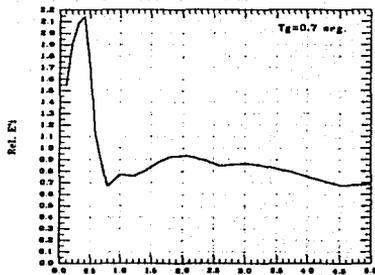
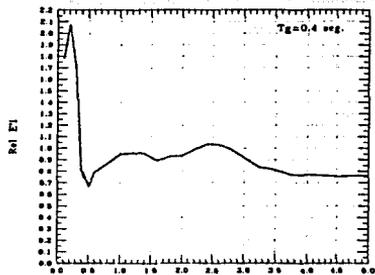
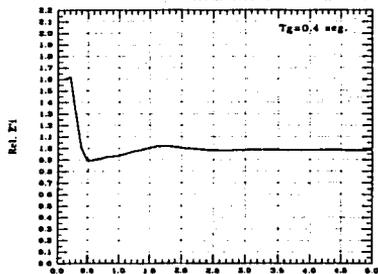
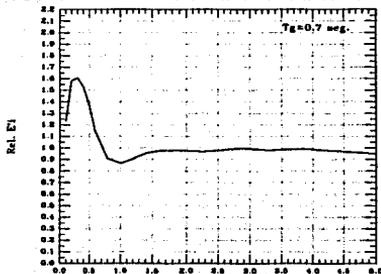


Figura 4.94.-  $Rel. \bar{E}_i$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_2=0.20$  y  $\xi=0.05$ .

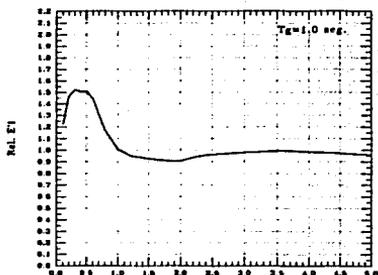
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



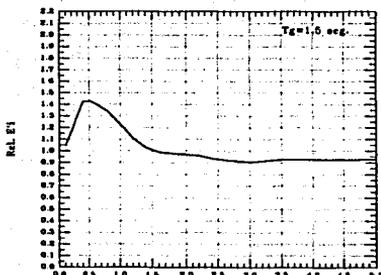
a)



b)

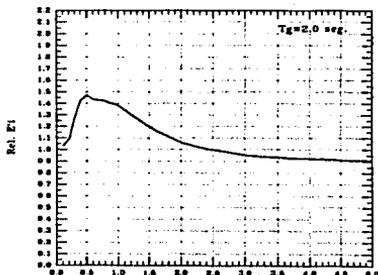


c)



d)

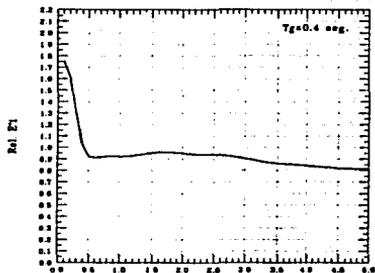
T (Seg.)



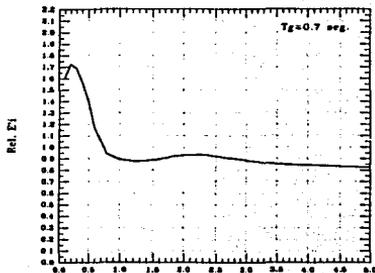
e)

T (Seg.)

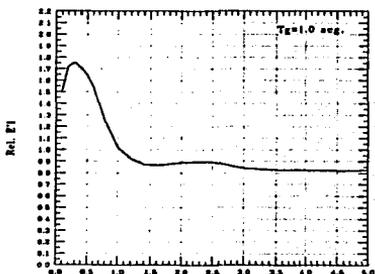
Figura 4.95.-  $Rel. \bar{E}_1$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



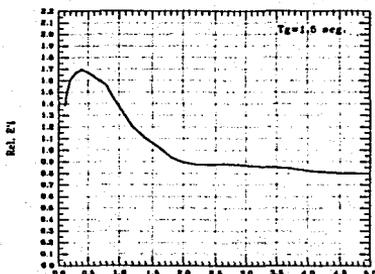
a)



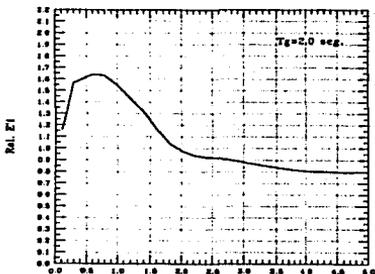
b)



c)

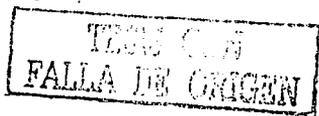


d)



e)

Figura 4.96.- Rel  $\bar{E}_i$  para  $DMi_{pA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



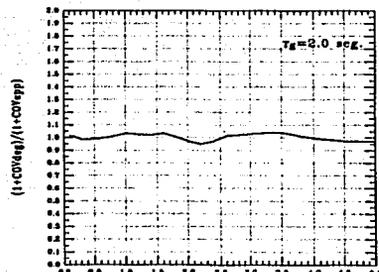
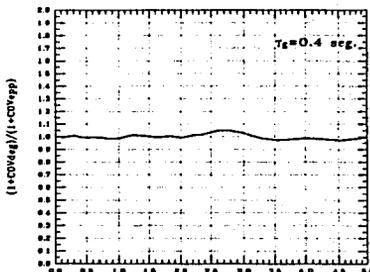
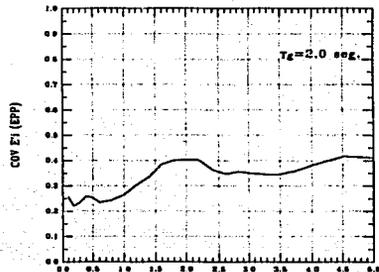
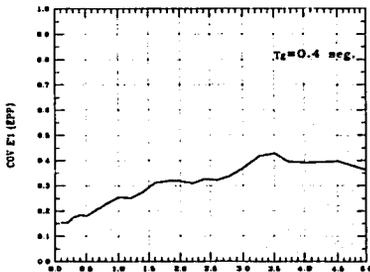
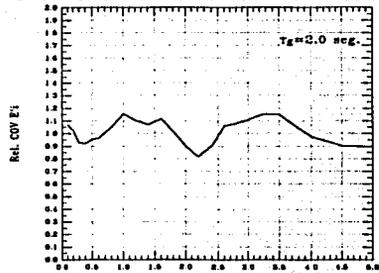
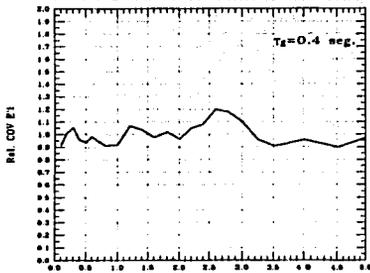


Figura 4.97.1.- COV de  $E'$ , para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_p=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

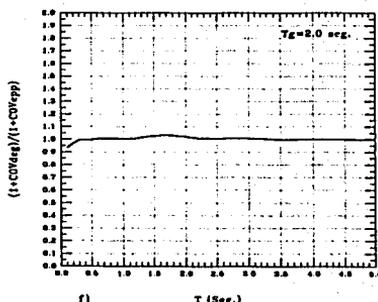
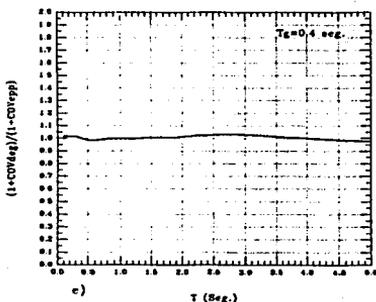
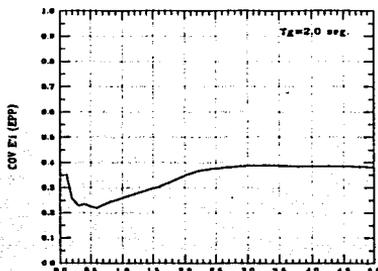
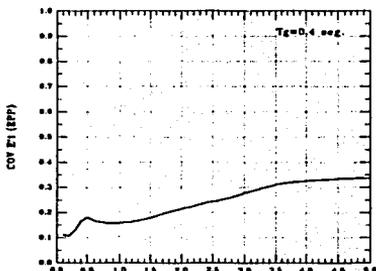
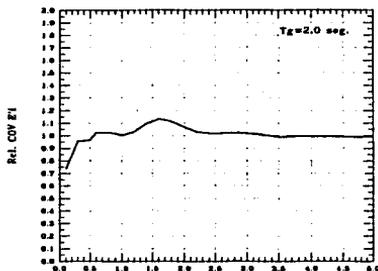
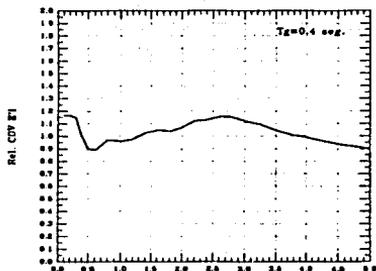


Figura 4.97.2.- COV de  $E_1$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_g=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

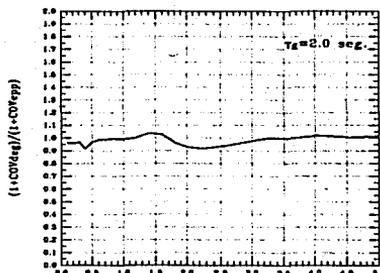
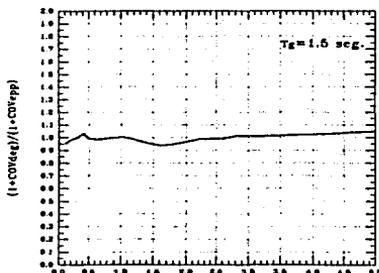
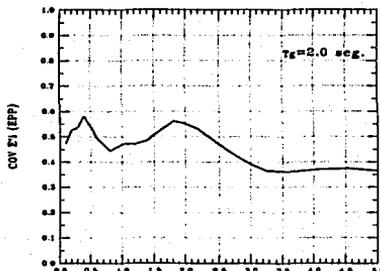
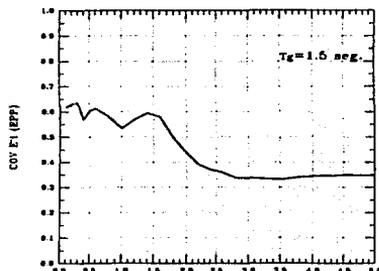
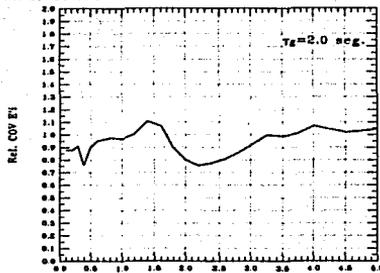
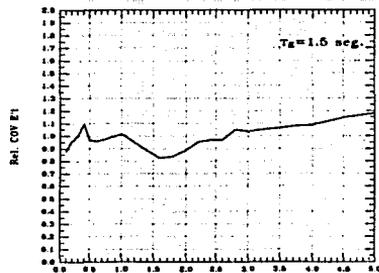
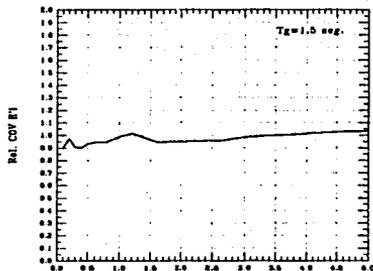
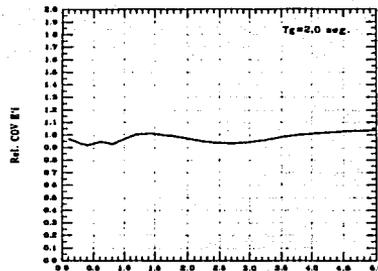


Figura 4.98.1.- COV de  $E'_1$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_s=0.05$  y  $\xi=0.05$ .

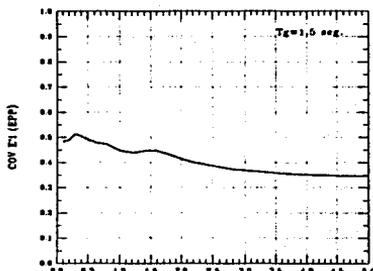
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



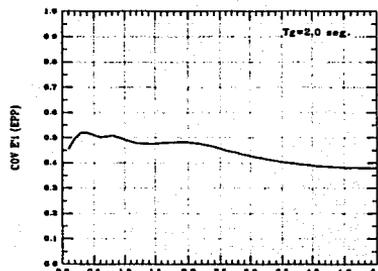
a)



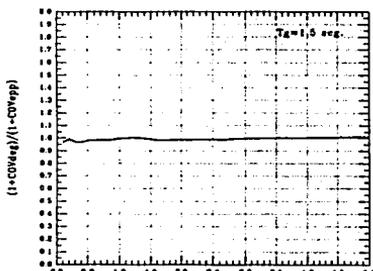
b)



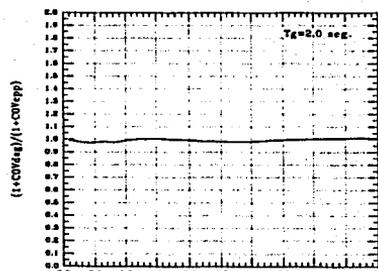
c)



d)

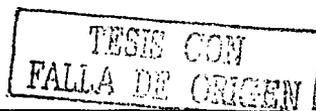


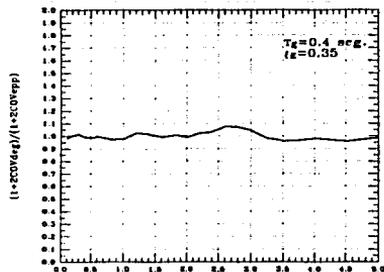
e)



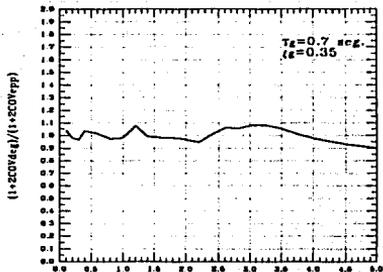
f)

Figura 4.98.2.- COV de  $E'_1$  para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.20$ .

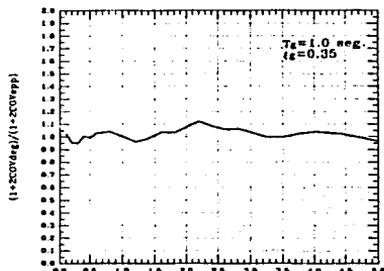




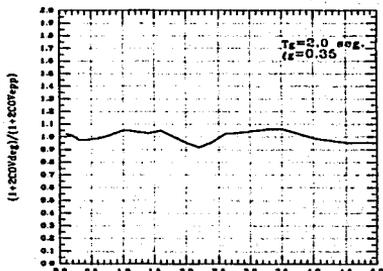
a)



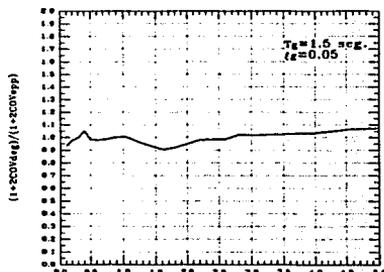
b)



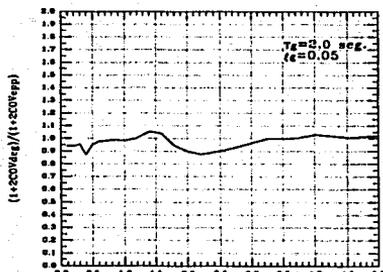
c)



d)

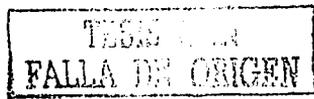


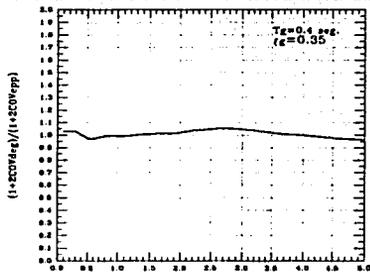
e)



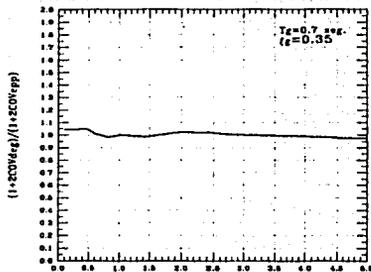
f)

Figura 4.99.1.- Función de COV de  $E'$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_i=30.70$  seg. y  $\xi=0.05$ .

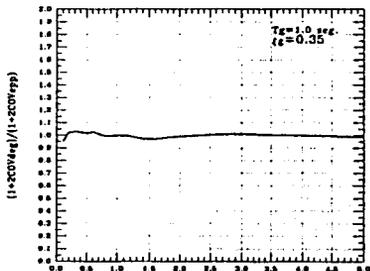




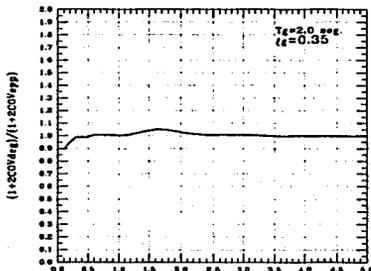
a)



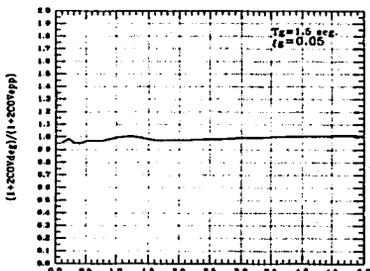
b)



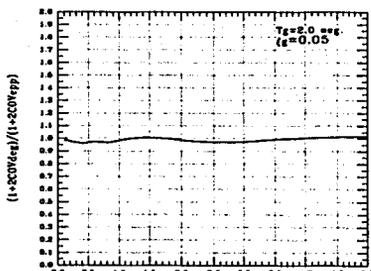
c)



d)



e)



f)

Figura 4.99.2.- Función de COV de  $E'$ , para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg. y  $\xi=0.20$ .

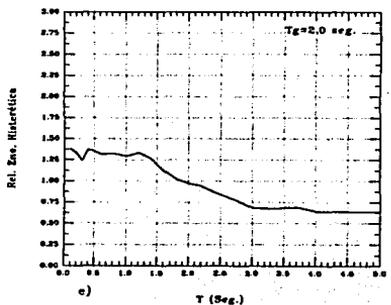
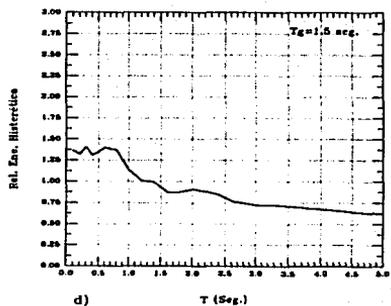
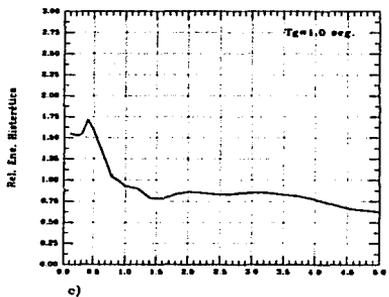
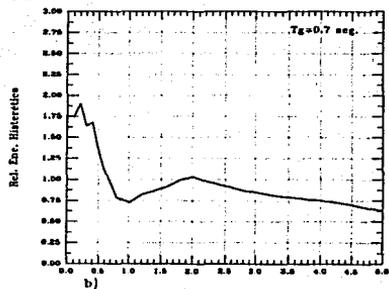
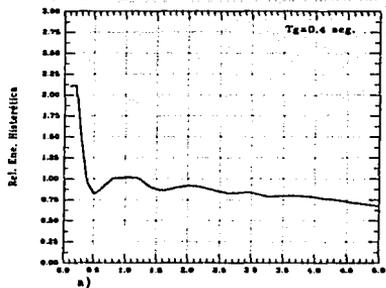
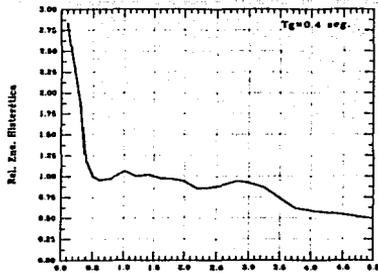
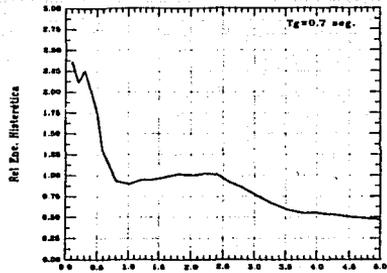


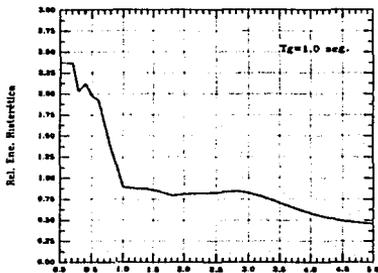
Figura 4.100.- Rel  $\bar{E}_{H\mu}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



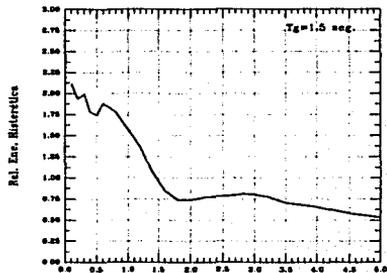
a)



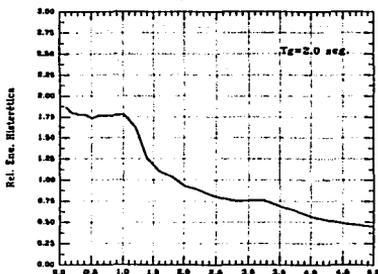
b)



c)



d)



e)

Figura 4.101.- Rel  $\bar{E}_{Hij}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

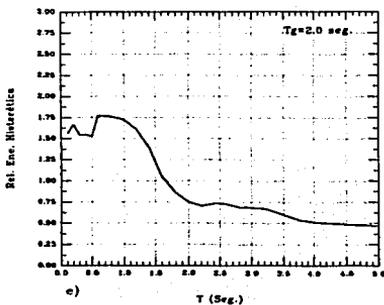
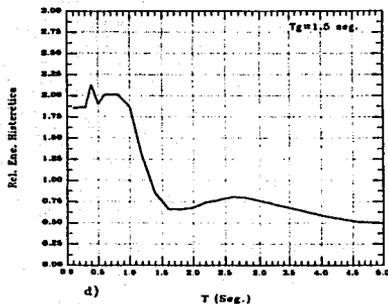
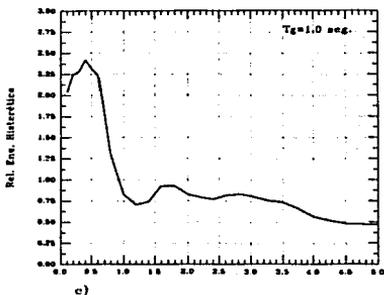
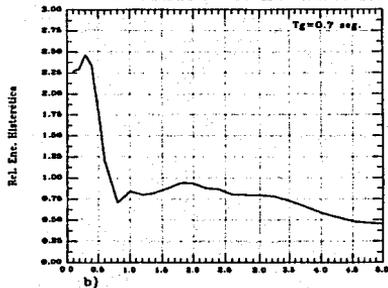
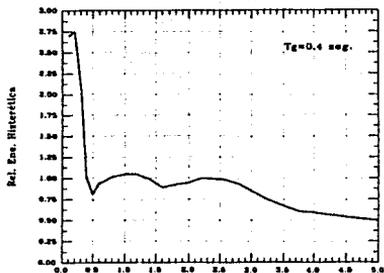


Figura 4.102.- Rel  $\bar{E}_{H\mu}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.20$  y  $\xi=0.05$ .

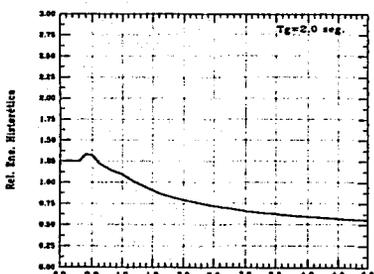
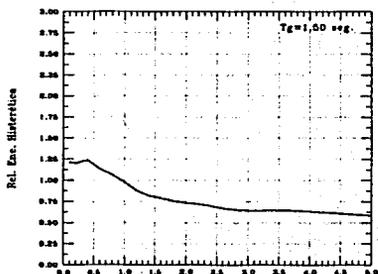
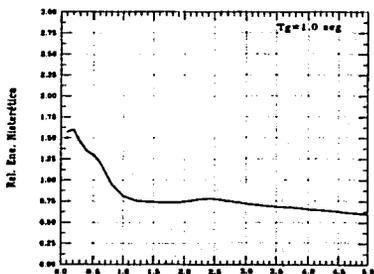
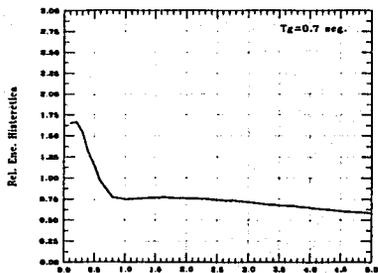
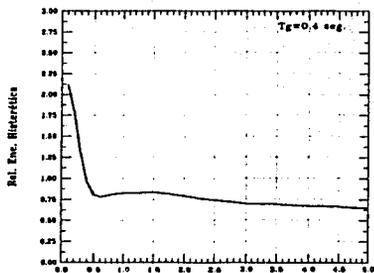
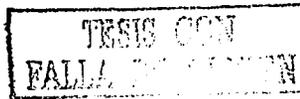


Figura 4.103.-  $\text{Rel } \bar{E}_{IH\mu}$  para  $\text{DMI}_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .



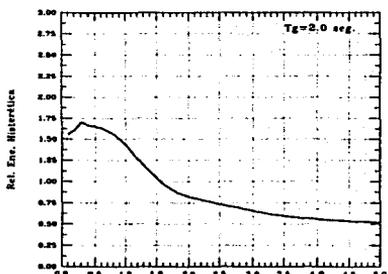
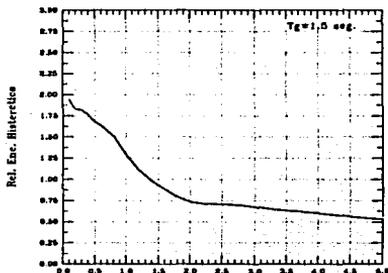
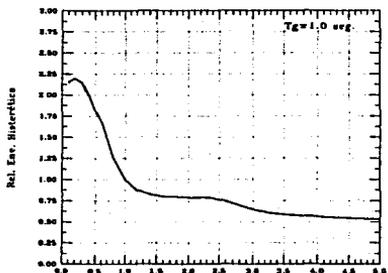
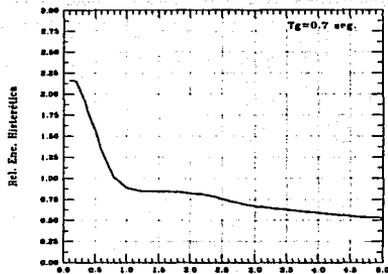
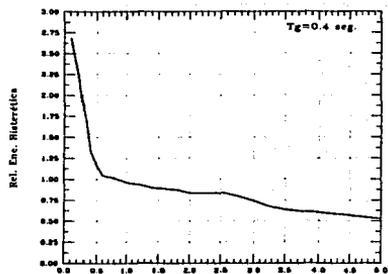
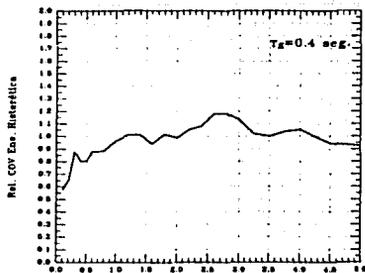
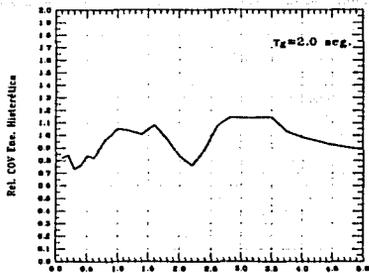


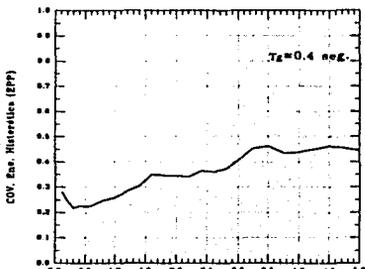
Figura 4.104.- Rel  $\bar{E}_{Hu}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_s=0.35$  y  $\xi_e=0.20$ .



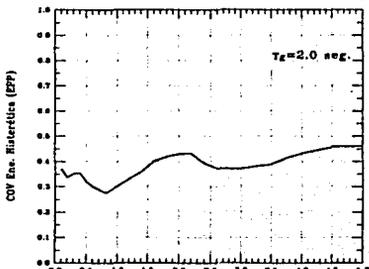
a)



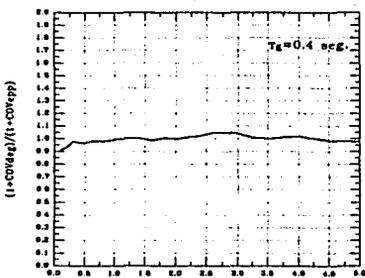
b)



c)

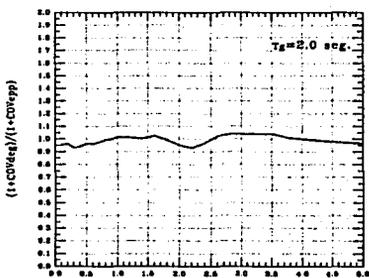


d)



e)

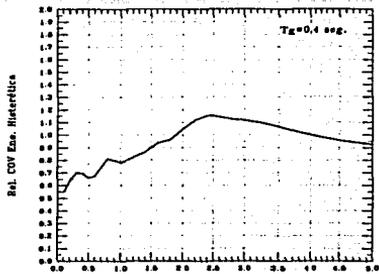
T (Seg.)



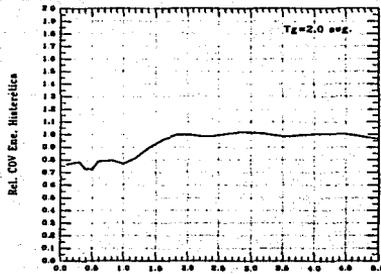
f)

T (Seg.)

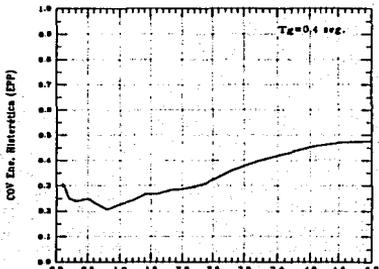
Figura 4.105.1.- COV de  $E_{I_{lp}}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



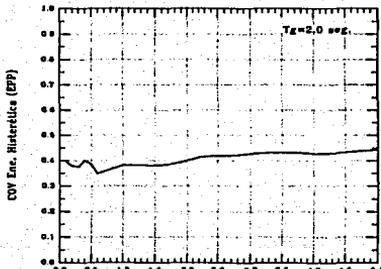
a)



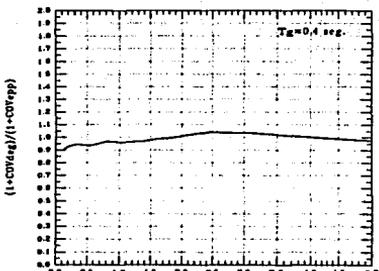
b)



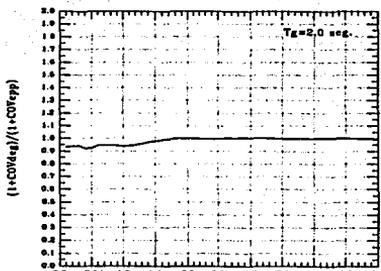
c)



d)



e)



f)

Figura 4.105.2.- COV de  $E_{Hn}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

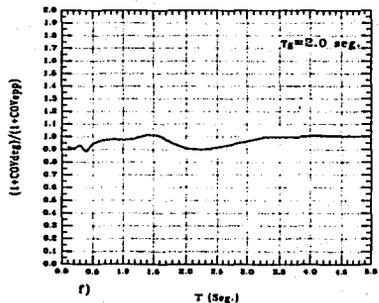
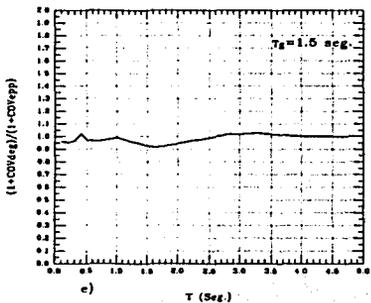
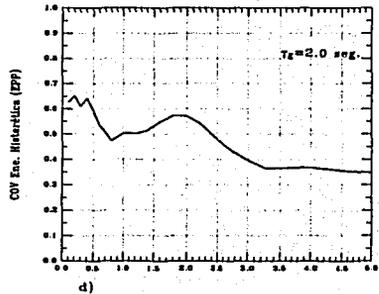
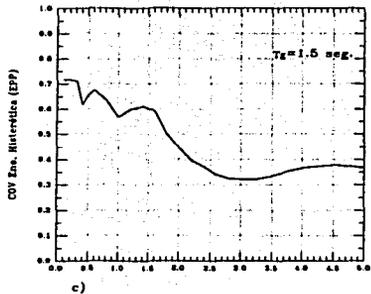
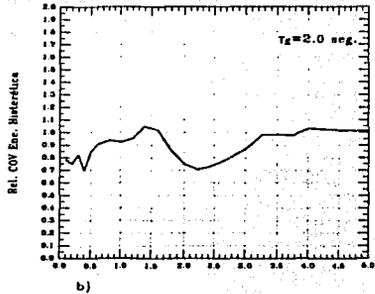
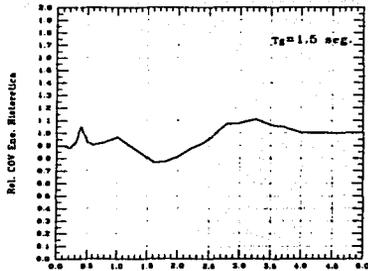
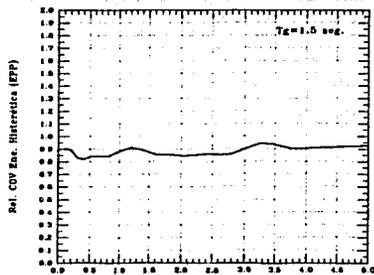
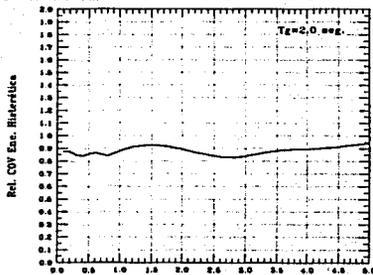


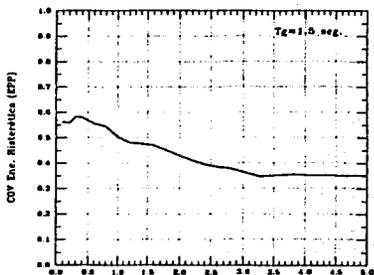
Figura 4.106.1.- COV de  $E_{IIP}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $E_g=0.05$  y  $\xi=0.05$ .



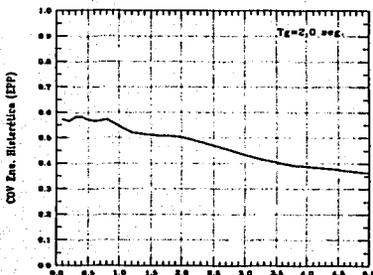
a)



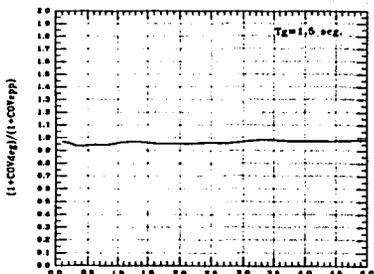
b)



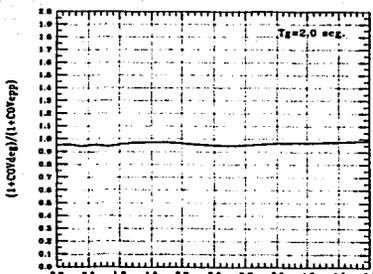
c)



d)



e)



f)

Figura 4.106.2.- COV de  $E_{Hh}$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_B=0.05$  y  $\xi=0.20$ .

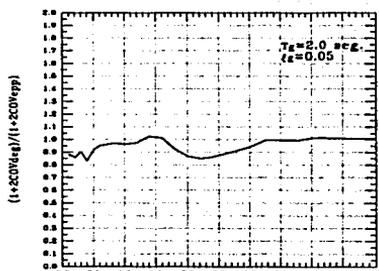
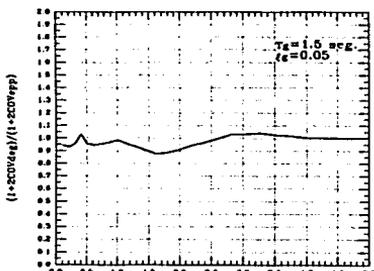
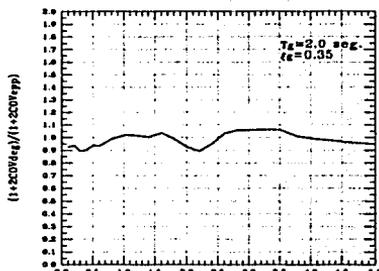
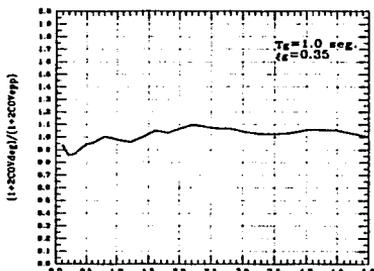
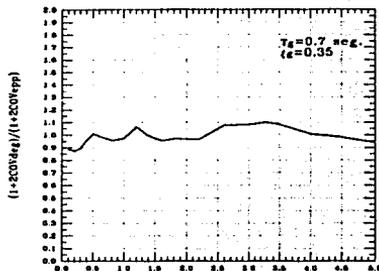
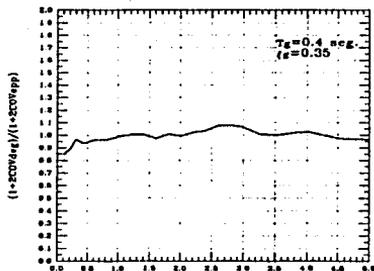


Figura 4.107.1.- Función de COV de  $E_{Tlip}$  para  $DMF_{PA} = 1$  con  $t_g = 30.70$  seg.  $\xi = 0.05$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

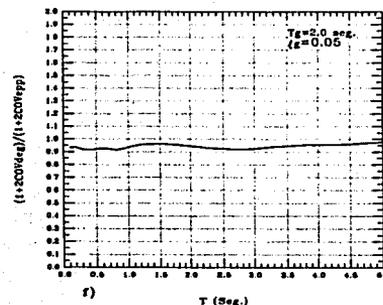
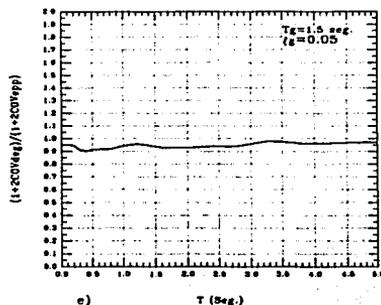
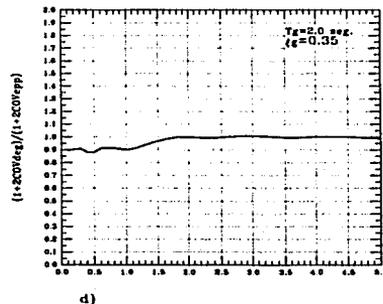
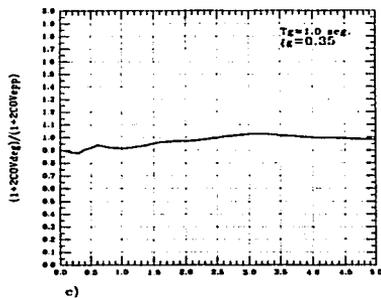
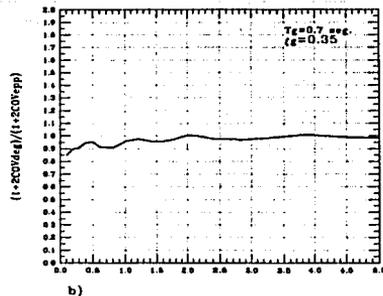
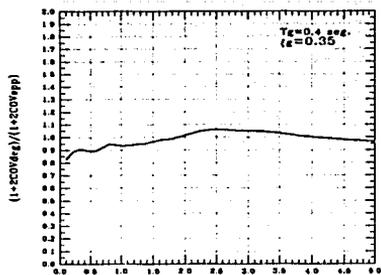


Figura 4.107.2.- Función de COV de  $E_{II}$ , para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi=0.20$ .

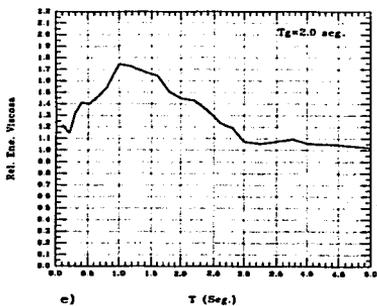
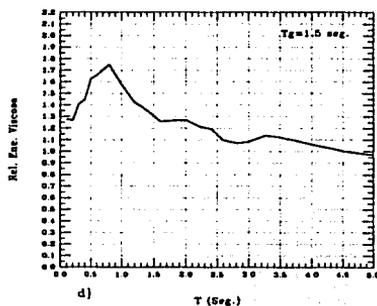
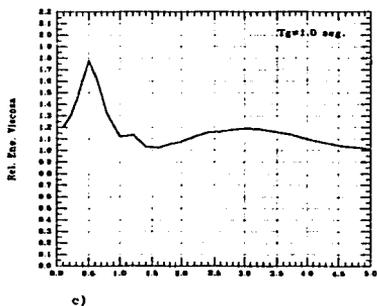
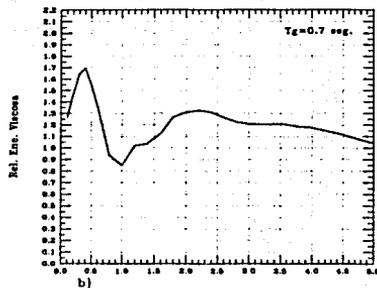
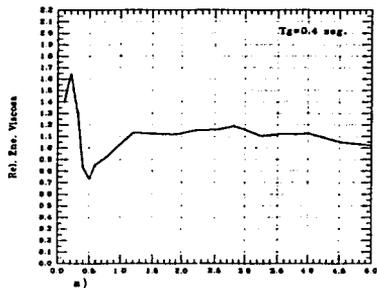


Figura 4.108.- Rel  $\bar{E}_\xi$  para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

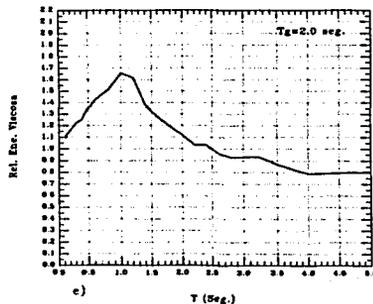
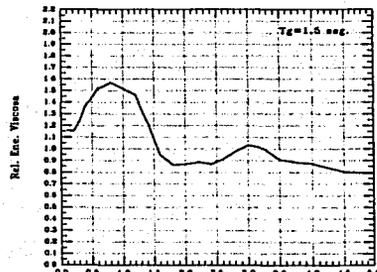
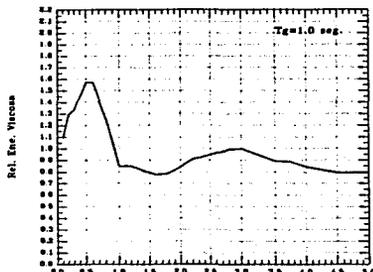
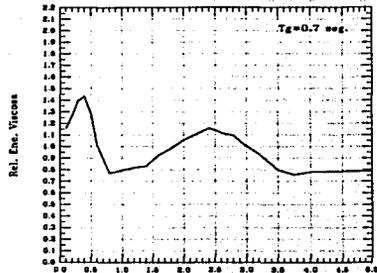
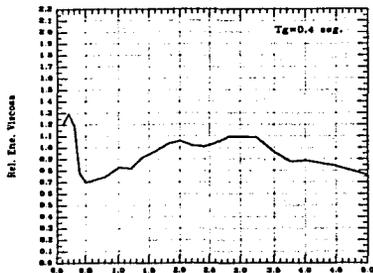
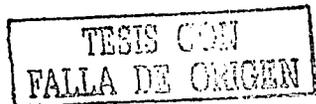


Figura 4.109.- Rel  $\bar{E}_\zeta$  para  $DMi_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_p=0.35$  y  $\xi=0.05$ .



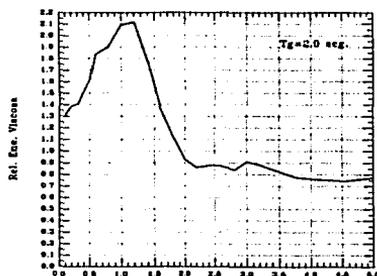
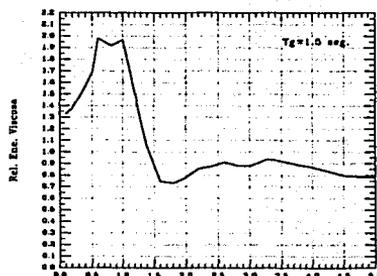
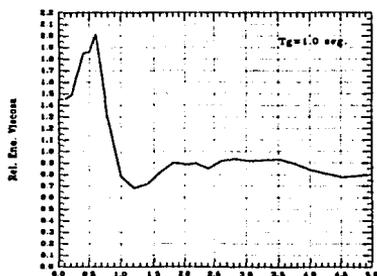
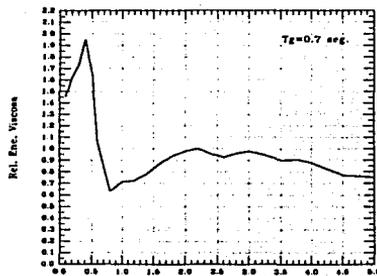
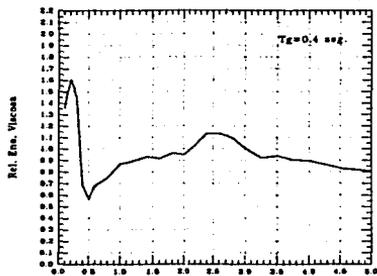


Figura 4.110.- Rel  $\bar{E}_c$  para  $DMI_{FA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.20$  y  $\xi=0.05$ .

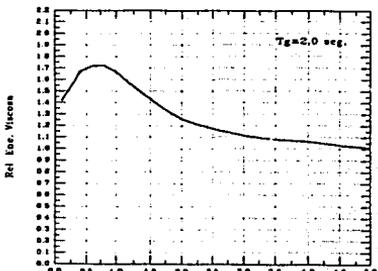
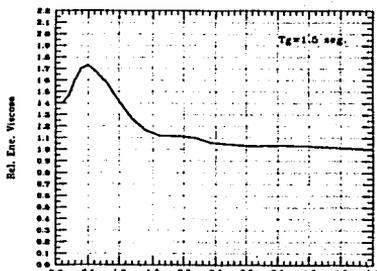
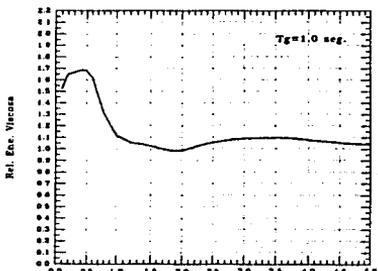
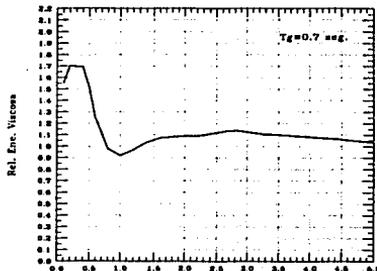
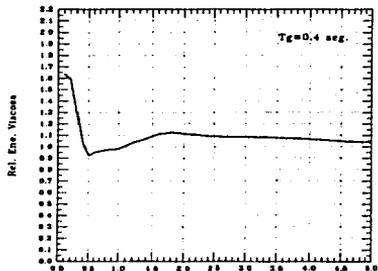
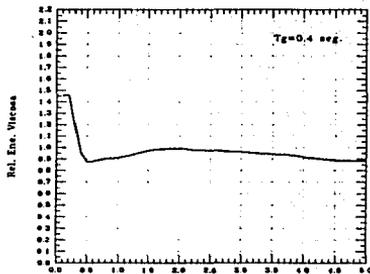
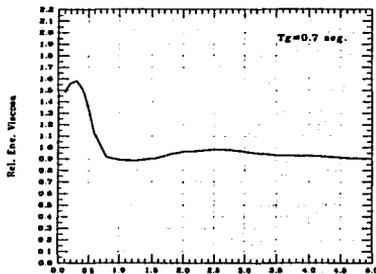


Figura 4.111.- Rel  $\bar{E}_\zeta$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=10.22$  seg.  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

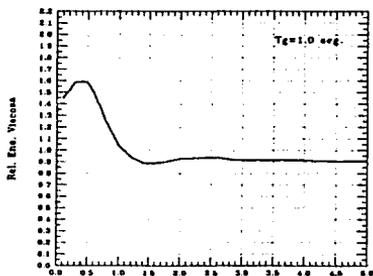
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



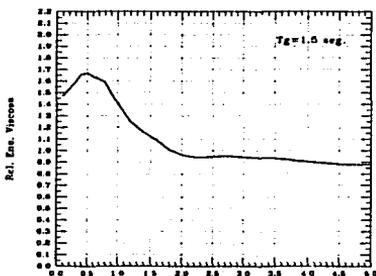
a)



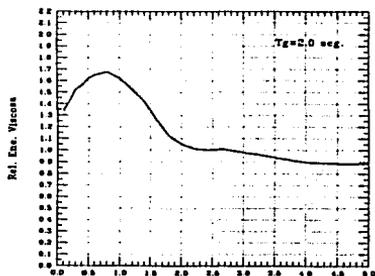
b)



c)



d)



e)

Figura 4.112.- Rel  $\bar{E}_\xi$  para  $DMI_{p,\lambda}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.,  $\xi_g=0.35$  y  $\xi=0.20$ .

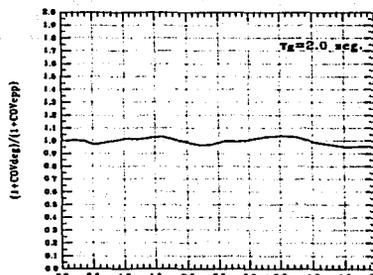
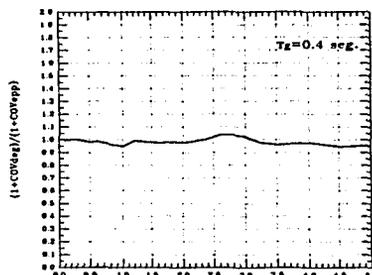
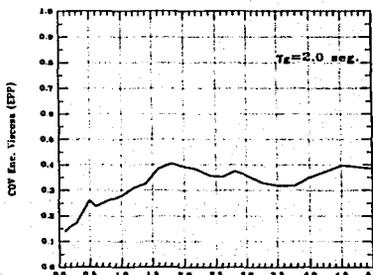
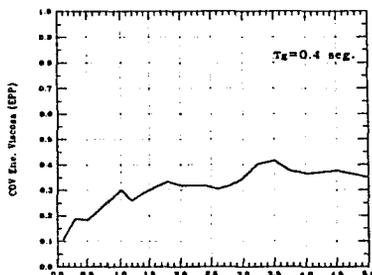
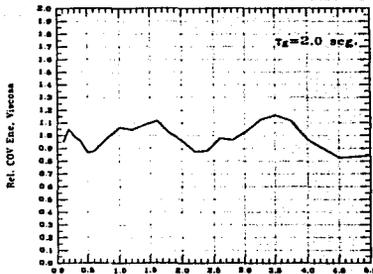
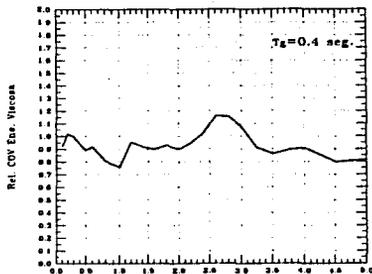


Figura 4.113.1.- COV de  $E_\zeta$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $F=0.35$  y  $\xi=0.05$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

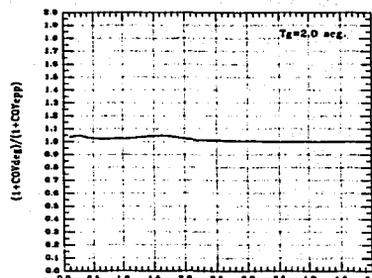
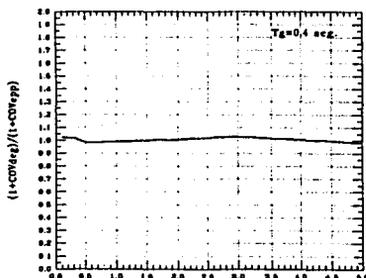
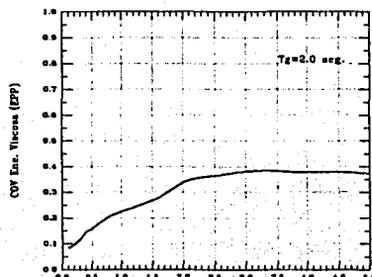
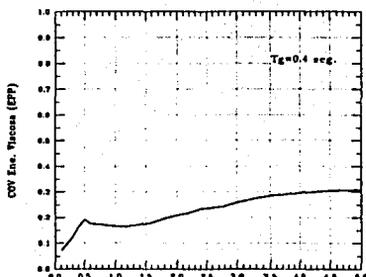
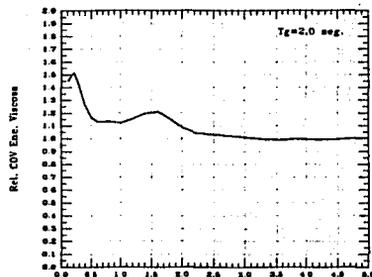
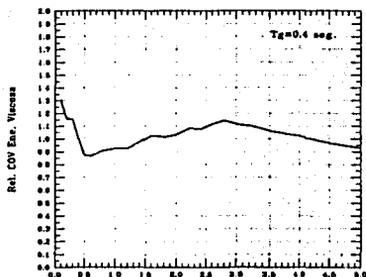


Figura 4.113.2.- COV de  $E_t$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70 \text{ seg.}$   $\xi_g=0.35$  y  $\xi_s=0.20$ .



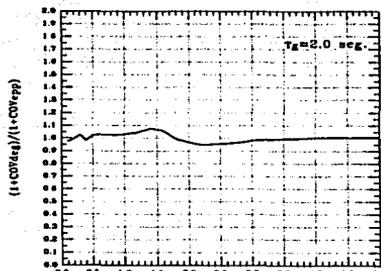
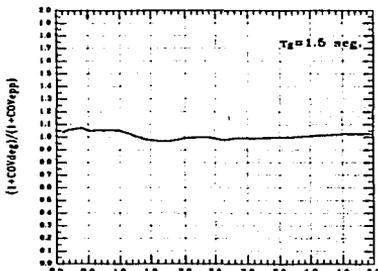
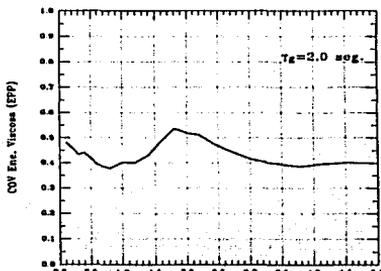
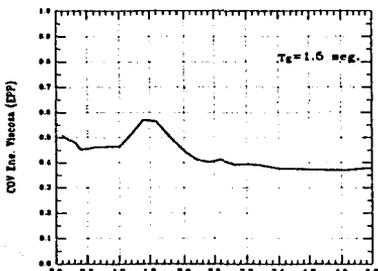
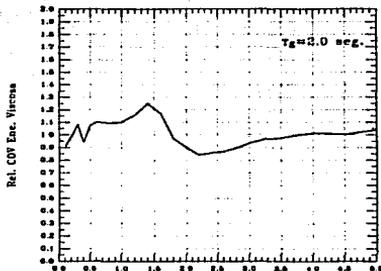
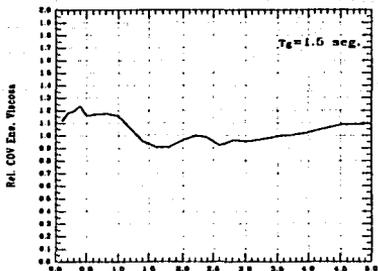
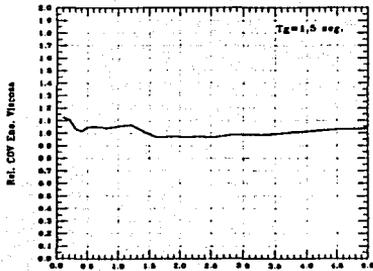
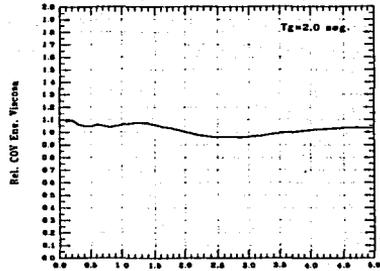


Figura 4.114.1.- COV de  $E_2$  para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.05$ .

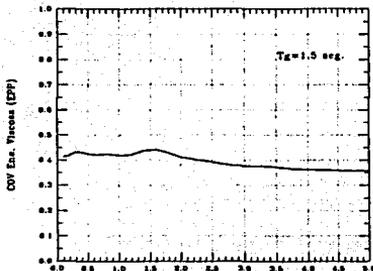
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



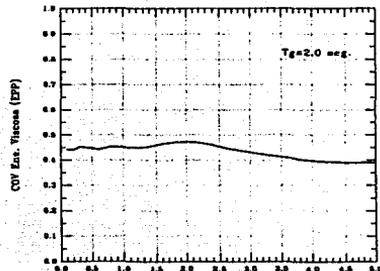
a)



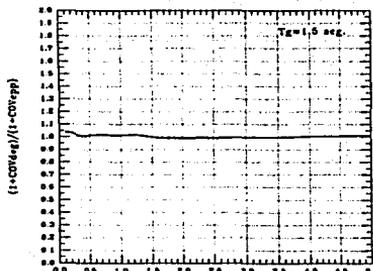
b)



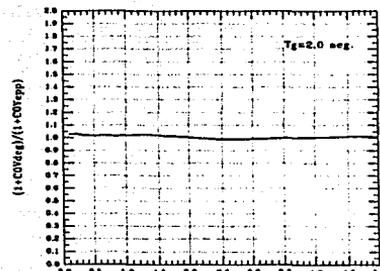
c)



d)

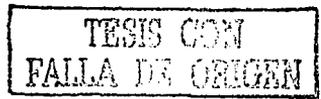


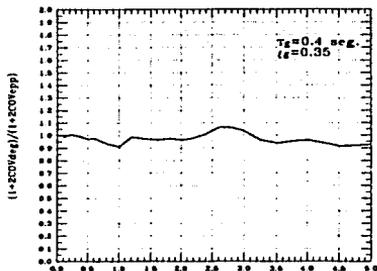
e)



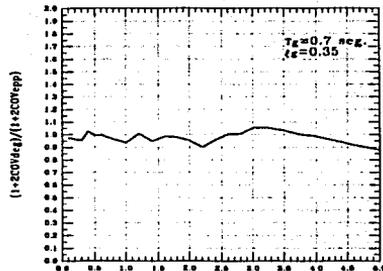
f)

Figura 4.114.2.- COV de  $E_g$  para  $DMI_{pA}=1$  con  $t_0=30.70$  seg.  $\xi_g=0.05$  y  $\xi=0.20$ .

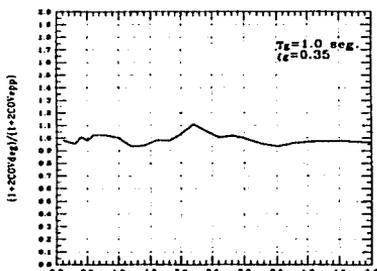




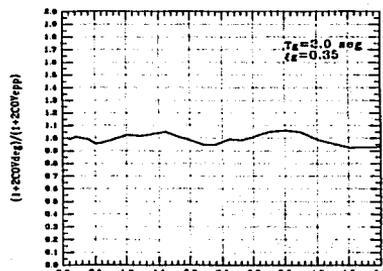
a)



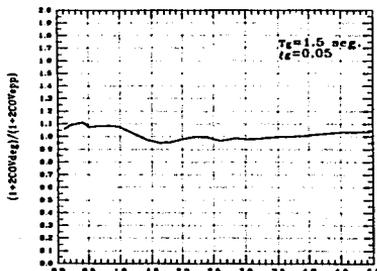
b)



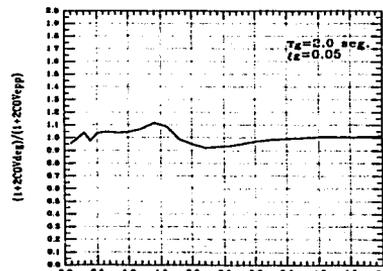
c)



d)



e)



f)

Figura 4.115.1.- función de COV de  $E_c$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_d=30.70$  seg.  $\xi=0.05$ .

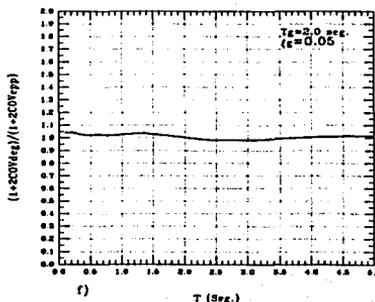
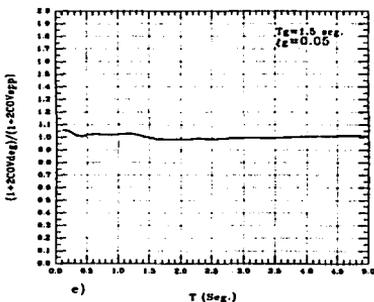
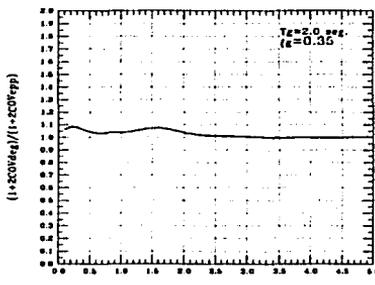
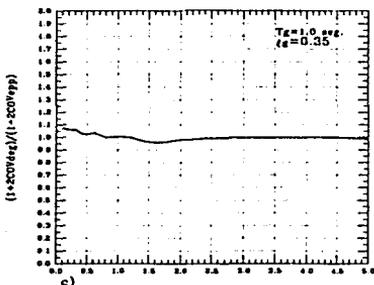
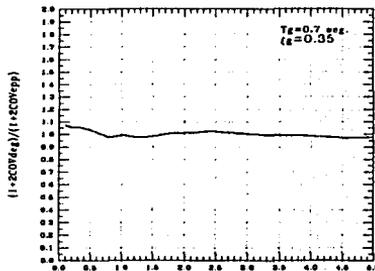
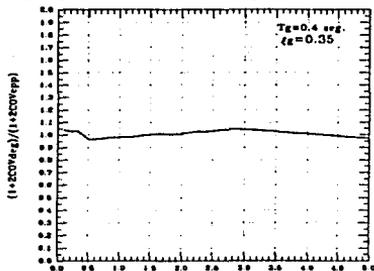


Figura 4.115.2.- función de COV de  $E_\xi$  para  $DMI_{PA}=1$  con  $t_0=30.70$  seg.  $\xi=0.20$ .

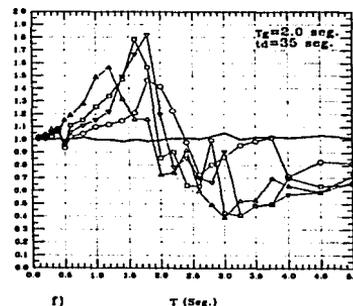
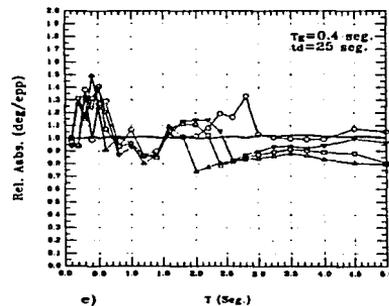
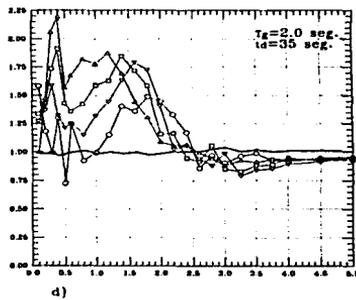
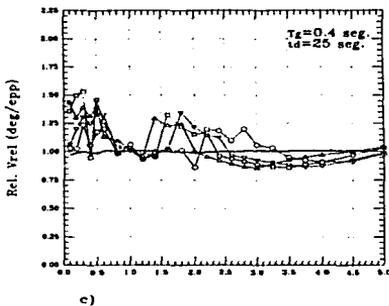
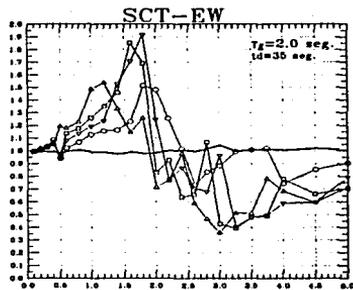
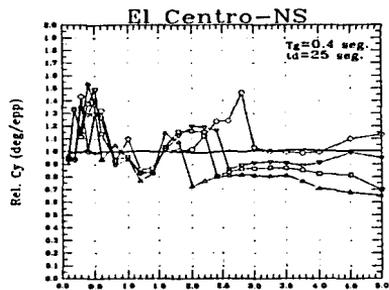
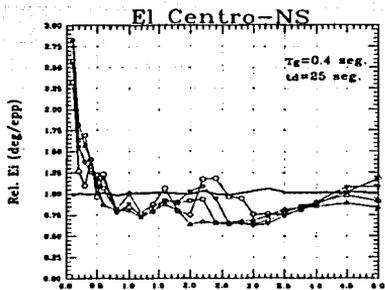
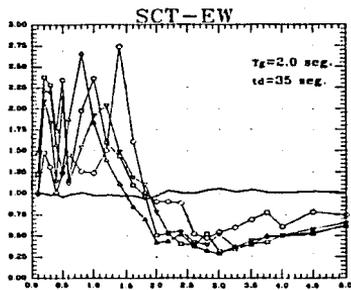


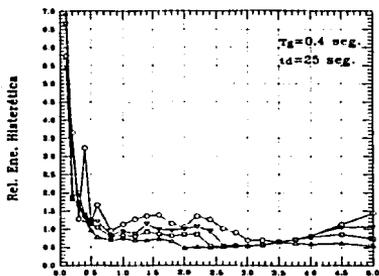
Figura 4.116.- Relación de espectros para ductilidad constante de sismos reales, con  $\xi=0.05$ .



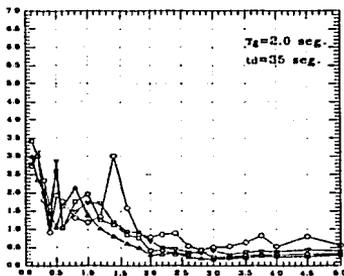
a)



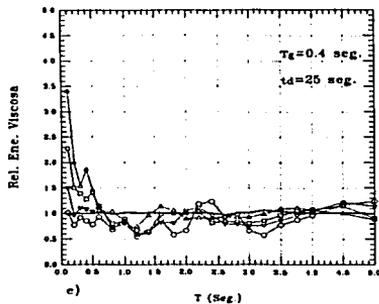
b)



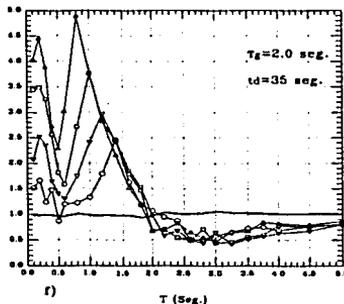
c)



d)



e)



f)

Figura 4.117.- Relación de espectros para ductilidad constante de sismos reales, con  $\xi=0.05$ .

**5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

### **5.1 OBSERVACIONES GENERALES.**

En años recientes se han hecho varios estudios de la influencia del comportamiento histerético en la respuesta sísmica de las estructuras. Aunque la mayoría de estos estudios se han enfocado a la respuesta de estructuras ubicadas en suelos firmes, algunos investigadores han observado que existen ciertas particularidades en la respuesta de sistemas degradantes ubicados en suelo blando. A partir de las diferencias observadas, se ha hecho un tratamiento diferenciado y prácticamente independiente, del efecto de la degradación de rigidez en diferentes tipos de suelo. Esto es, el efecto del comportamiento histerético se ha planteado de manera independiente en suelo firme y suelo blando, y se han llegado a plantear enfoques particulares de diseño para cada tipo de suelo.

En México se han registrado movimientos del terreno con características muy peculiares (por ejemplo, movimientos registrados en suelo blando con banda angosta de frecuencias). Con base en este tipo de peculiaridades, y el hecho de que una serie de recomendaciones de diseño debe ser lo más simple posible, puede decirse que la clasificación rígida de los movimientos sísmicos de acuerdo al tipo de terreno donde se generan, resulta una limitante al desarrollo de requerimientos razonables para el diseño de estructuras degradantes.

En esta tesis se planteó el estudio general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas sísmicas de sistemas estructurales simples, con el fin de establecer un entendimiento general que a su vez permita el planteamiento de un enfoque integrado de diseño para estructuras degradantes. De acuerdo a lo analizado en los cuatro capítulos previos, se concluye que es posible plantear un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas sísmicas de las estructuras sismorresistentes. Puede decirse que es posible elaborar recomendaciones de diseño relativamente sencillas, que sean capaces de contemplar las particularidades del tipo de suelo donde se desplante la estructura sismorresistente.

### **5.2 EFECTO DE LA DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ.**

La degradación de rigidez no siempre resulta en mayores demandas sísmicas, por lo que en algunos casos puede resultar conservador o no conservador tomarla en cuenta durante el diseño sísmico. En particular, se observó que, dependiendo de la interacción que se da entre las características dinámicas de la estructura y la excitación sísmica, las demandas sísmicas en estructuras que exhiben degradación de rigidez pueden ser mayores o menores que aquellas que sufriría si tuviera un comportamiento elasto-plástico perfecto. En particular, para un periodo de vibración,  $T$ , menor que el periodo dominante de la excitación,  $T_g$ , las demandas sísmicas en sistemas con degradación de rigidez suelen ser mayores que aquellas estimadas en sistemas elasto-plástico perfectos. Cuando el periodo,  $T$ , de la estructura excede el periodo dominante de la excitación sísmica, las demandas sísmicas en sistemas degradantes suelen ser similares y aún menores que las observadas en sistemas elasto-plástico perfectos.

El incremento en la respuesta dinámica para  $T$  menor que  $T_g$  varía en función de la demanda sísmica que se considere. Este incremento es mucho más importante para las demandas de disipación de energía plástica que para las de velocidad relativa, cuyo incremento es a su vez más importante que el observado para las demandas de resistencia y aceleración absoluta. En caso de que  $T$  sea mayor que  $T_g$ , las demandas de velocidad relativa y energía viscosa son similares en sistemas degradantes y elasto-plástico perfectos, mientras que las demandas de resistencia, aceleración absoluta y energía plástica pueden llegar a ser significativamente menores en sistemas degradantes.

El estudio de la variabilidad de la respuesta dinámica de sistemas elasto-plástico perfectos y con degradación de rigidez, sugiere que la relación de sus respuestas medias puede por lo general utilizarse para relacionar otros niveles de respuesta que impliquen mayores niveles de confiabilidad. Esto es muy importante, porque permitiría el planteamiento de una serie única de requerimientos de diseño que podrían aplicarse de manera razonable al diseño de estructuras con distintos sistemas estructurales y diferentes condiciones de operación.

### 5.3 APLICACIÓN PRÁCTICA

La posible aplicación práctica de los resultados obtenidos en esta tesis debe plantearse en dos etapas: actualizar la normatividad actual para que contemple el efecto de la degradación de rigidez; plantear las consideraciones que deben hacerse dentro de un formato de diseño por desempeño para tomar en cuenta este efecto.

En cuanto a la normatividad actual, puede decirse que la naturaleza de los requerimientos de análisis y diseño sísmico contemplados en el cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, hacen imposible incorporar de una manera razonable el efecto de la degradación de rigidez. Dentro del ámbito del Apéndice A de la versión más reciente de estas normas, sí sería posible incorporar dicho efecto. En particular, la transparencia de los requerimientos incluidos en este apéndice para la determinación de espectros de resistencia para ductilidad constante, hacen posible la aplicación directa de los resultados obtenidos en el Capítulo 4 de esta tesis. Sería necesario ajustar, conforme a lo observado en ese capítulo para las demandas de resistencia, las fuerzas laterales obtenidas a partir de los espectros de diseño especificados en el Apéndice A. Un planteamiento similar podría hacerse para el caso de las distorsiones laterales de entrepiso.

En la segunda etapa, es necesario considerar el efecto del comportamiento histerético dentro del contexto más amplio del diseño por desempeño. Una de las particularidades de la aplicación de esta filosofía al caso de la Ciudad de México es la necesidad de considerar las demandas de energía en el desempeño estructural de las estructuras sismorresistentes. Para ejemplificar algunas de las implicaciones de esta segunda etapa, se supondrá que el índice de daño de Park y Ang,  $DMI_{PA}$ , constituye una base razonable para estimar el nivel de daño estructural conforme a lo siguiente:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{Ipl}}{\mu_u}$$

donde  $\mu_{max}$  es la ductilidad máxima permitida en la estructura durante la excitación sísmica de diseño;  $\mu_u$  la ductilidad última de la estructura (esto es, una medida de la deformación última que soporta la estructura antes de fallar);  $NE_{Ipl}$ , la energía plástica normalizada (una medida del número de ciclos de comportamiento plástico en la estructura); y  $\beta$  un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histérico de la estructura. Considere la condición de colapso incipiente, que implica  $DMI_{PA}=1$ . Bajo estas condiciones, la ductilidad máxima que puede alcanzar la estructura para no sufrir una falla por fatiga de bajo número de ciclos (ductilidad objetivo) es:

$$\mu_{max} = \mu_u - \beta NE_{Ipl}$$

La ductilidad última en la estructura así como  $\beta$ , son función de su detallado (no dúctil o dúctil). Una vez que se decide el detallado que se le proporcionará a la estructura, decisión que se toma durante las etapas iniciales del diseño sísmico, tanto  $\mu_u$  como  $\beta$  son conocidas.

En esta tesis se observó que a pesar de que la degradación de rigidez tiene un efecto importante en las demandas de energía, resistencia y desplazamiento, curiosamente presenta una influencia muy pequeña en el valor de  $NE_{Ipl}$ . Como consecuencia de esto, se observó en el Capítulo 4 que la ductilidad objetivo estimada en sistemas elasto-plástico perfectos y con degradación de rigidez es prácticamente la misma. Puede decirse que la ductilidad en sistemas degradantes puede obtenerse de manera razonable a partir de espectros derivados de comportamiento elasto-plástico perfecto. En este sentido, una serie de requerimientos de diseño sísmico que contemplan explícitamente las demandas de energía para establecer el valor de la ductilidad objetivo no tendría que considerar explícitamente la degradación de la rigidez. Una vez obtenido el valor de  $\mu_{max}$ , se acudiría a un espectro de resistencia, y la resistencia de diseño así obtenida se ajustaría conforme a lo discutido en el párrafo anterior para un sistema degradante.

Puede concluirse que los requerimientos de diseño para estructuras degradantes serían prácticamente iguales para formatos basados en ductilidad constante que para formatos basados en daño constante, y se centrarían en el ajuste de la resistencia y desplazamiento de diseño estimados a partir de espectros derivados de comportamiento elasto-plástico perfecto.

Es importante recalcar que en esta tesis sólo se ha considerado la respuesta de sistemas con degradación de rigidez. Aunque los resultados obtenidos aquí confirman y contemplan los resultados obtenidos por otros investigadores que han estudiado comportamientos histéricos similares, varios estudios sugieren que la respuesta de sistemas que exhiben degradación de resistencia, particularmente estrechamiento de sus lazos histéricos, es muy sensible a pequeñas variaciones en las características histéricas de la estructura. Bajo esas circunstancias, la respuesta sísmica de estos sistemas es difícil de predecir, y los resultados obtenidos aquí no pueden aplicarse directamente a su diseño sísmico. A falta de mayor información, el diseño de estructuras que exhiban degradación

excesiva de su ciclo histerético debe contemplar una aplicación muy conservadora de los resultados que aquí se presentan.

#### 5.4 NECESIDADES DE INVESTIGACIÓN

La naturaleza del estudio planteado aquí permite obtener conclusiones de carácter general. Sin embargo, es necesario profundizar estos estudios con el fin de establecer recomendaciones cuantitativas de diseño. Entre los aspectos a considerarse, se identifican los siguientes.

- Excitaciones sísmicas reales. Aunque las excitaciones sísmicas utilizadas en este trabajo exhiben contenidos de frecuencia y duración razonables, es importante utilizar acelerogramas reales con fines cuantitativos.
- Esta tesis consideró un comportamiento histerético con degradación de rigidez. Este tipo de comportamiento es típico de las estructuras dúctiles de concreto reforzado, cuyo detallado contempla la posibilidad de que ingresen de manera estable y controlada a su intervalo plástico de comportamiento. Sin embargo, muchas de las estructuras que se diseñan actualmente no contemplan un detallado dúctil, por lo que es importante plantear estudios para caracterizar cuantitativamente su respuesta sísmica con fines de diseño.
- Las conclusiones obtenidas en esta tesis se derivan del estudio de sistemas de un grado de libertad. En general, este tipo de sistemas aporta una base sólida para interpretar la respuesta sísmica de estructuras regulares que exhiben una respuesta estable y controlada durante la excitación sísmica. Es necesario plantear el estudio de la respuesta de sistemas estructurales con diferente configuración estructural y grados de irregularidad estructural, de tal manera que pueda desarrollarse una serie de recomendaciones cuantitativas que permitan aplicar de una manera razonable los resultados obtenidos en sistemas de un grado de libertad al diseño de estructuras complejas.

Para finalizar, vale la pena contextualizar el alcance de la investigación que debe hacerse en este campo. Una primera etapa debe centrarse alrededor del planteamiento de bases para el diseño de estructuras dúctiles y regulares. El objetivo de esta primera etapa sería obtener expresiones sencillas de diseño, que se basarán en el entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en las demandas sísmicas de las estructuras sismorresistentes. Aspectos a considerarse durante esta etapa son: evitar plantear distintas series de ecuaciones según el tipo de suelo en que se desplanta la estructura; la inclusión de los efectos de la degradación de rigidez implica planteamientos similares en códigos de diseño que consideren espectros de ductilidad constante y en metodologías de diseño que consideren criterios de daño constante.

En una segunda etapa, podrían considerarse sistemas con irregularidades estructurales y comportamientos histeréticos poco estables. Dada la alta sensibilidad de las demandas sísmicas en este tipo de estructuras a las particularidades de su respuesta histerética a nivel local y global, es

importante hacer notar el alto grado de incertidumbre asociado a la predicción de la respuesta sísmica de estas estructuras. Dentro de este contexto, sería necesario desarrollar, con base en los resultados numéricos obtenidos, requerimientos de diseño empíricos y de carácter prescriptivo, que complementarán el uso de las expresiones obtenidas en la primera etapa.

## **6.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.**

## 6.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aoyama, H. (1971), "Analysis on a School Building Damage During the Tockachi-OkI Earthquake", Proc. of Kanto District Symposium of AIJ, Tokyo, Japan.

Alonso, J. *et al.* (1996), "Inelastic Displacement Demands for Structures Built on Soft Soils", *Proc. Eleventh World Conf. Earthquake Engrg.*, Acapulco, México

Arroyo, D. (2001), "Factores de Reducción de Resistencia para Sistemas Pasivos de Disipación de Energía", Tesis de maestría, UNAM, México.

Arroyo Espinoza, D. y Terán Gilmore, A. (2002), "Use of Strength Reduction Factors to Account for Low Cycle Fatigue", Memorias, Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, U.S.A.

Atalay, M. B. y Penzien, J. (1975), "The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components Influence by Moment, Shear and Axial Force". Reporte UCB/EERC 75-19, University of California, Berkeley.

Bertero, V.V. *et al.* (1991); "Design guidelines for ductility and drift limits: Review of state-of-the-practice and state-of-the-art in ductility and drift-based earthquake-resistant design of buildings"; Reporte No. UCB/EERC-91/15; University of California; Berkeley, California.

Bertero, R.D. y Bertero V.V. (1992). "Tall Reinforced Concrete Buildings: Conceptual Earthquake Resistant Design Methodology", *Reporte No. UCB/EERC-92/16*, University of California.

Bertero R. D. y Bertero V. V. (2000), "Application of a comprehensive approach for the performance-based earthquake-resistant design of buildings", Memorias 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, CDROM

Clough, R. W. (1966), "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirement", Reporte No. 6614, Structural and Material Research, University of California, Berkeley.

Chopra, A.K. (1995); "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering"; Prentice Hall; Englewood Cliffs, N.J.

Fajfar, P., Vidic, T. y Fischinger, M. (1991). "On the energy input into structures", Memorias Pacific Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Vol.1, pp.81-92.

Fajfar, P. (1992). "Equivalent Ductility Factors Taking into Account Low-Cycle Fatigue", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp.837-848

Fajfar, P., Vidic, T. y Fischinger, M. (1992a). "On energy demand and supply in SDOF systems", Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, P. Fajfar and H. Krawinkler (eds.), Elsevier, pp.41-62.

Fajfar, P. y Vidic, T. (1994). "Consistent Inelastic Design Spectra: Hysteretic and Input Energy", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* ", Vol. 23, pp. 523-537.

Fukada, Y. (1969), "A Study on the Restoring Force Characteristics of Reinforced Concrete Buildings", Memorias Kanto District Symposium of AIJ, Tokyo, Japan.

García Álvarez, F. y Miranda M., E. (1998), "Cocientes para Estimar Deformaciones Inelásticas a Partir de Deformaciones Elásticas en Diseño Sismorresistente", Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey N. L. México.

Guerrero del Ángel, R., Reinoso Angulo, E. y Ordaz Schroeder, M. (1998). "Duración del Movimiento y Número de Ciclos Inelásticos en Sistemas de Un Grado de Libertad", Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey N.L. México.

Gupta, B. y Kunnath, S.K., (1998). "Effect of Hysteretic Model Parameters on Inelastic Seismic Demands", Memorias 6th. U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle Washington.

Hodder, S.B. (1983); "Computer processing of New Zealand strong-motion accelerograms"; Memorias Third South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, Vol.1; New Zealand.

Huerta Garnica, B. y Reinoso Angulo, E. (2000), "Espectros de Energía de Movimientos Fuertes Registrados en México", Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León Gto. México.

Iwan, W. D. (1973), "A Model for the Dynamic Analysis of Deteriorating Structures", Memorias 5th WCEE, Rome.

Juárez García, H. y Terán Gilmore, A. (1998); "Relationships between the displacement and other seismic demands"; Memorias VI U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Seattle, Washington.

Krawinkler, H. y Nassar A. A. (1992), "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities"; Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, pp. 95-104; Elsevier Applied Science.

Kunnath, S. K., et al. (1990); "Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures"; *Journal of Structural Engineering*, ASCE Vol. 116, No. 4, pp. 996-1017.

Kustu, O. y Bouwkamp, J. G. (1975), "Behavior of Reinforced Concrete Deep Beam-Columns Subassemblages Under Cyclic Loads", Reporte UCB/EERC 73-8, University of California, Berkeley.

Lai, S.P. (1982); "Statistical characterization of strong ground motions using power spectral density function"; *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, No. 1 pp. 259-274.

Mahin, S. A. y Bertero, V. V., (1981); "An evaluation of inelastic seismic design spectra"; *Journal of Structural Engineering*, ASCE Vol. 107, pp. 1777-1795.

Miranda, E. y Bertero, V. V., (1994); "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No.2, pp. 357-379.

Miranda, E. y Bázquez García, J. I. (1998); "Factores de Reducción de Resistencia para Estructuras en Sitios Firmes", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, 18 al 21 de Noviembre. Monterrey, Nuevo León, México.

Miranda, E. y Ruiz García, G. (1998); "Influencia de la degradación de rigidez en las demandas de resistencia lateral de estructuras en suelo blando", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, 18 al 21 de Noviembre. Monterrey Nuevo León, México.

Miranda, E. y Ruiz García, G. (1999); "Influencia de la degradación de rigidez en las demandas de desplazamiento lateral de estructuras cimentadas en suelo blando", *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia Michoacán, México.

Moehle, J.P. (1992); "Displacement-based design of reinforced concrete structures subjected to earthquake"; *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No.3, pp.403-428; California.

Muto, K., Hisada, T., Tsugawa, T. y Bessho, S. (1973), "Earthquake Resistant Design of a 20-Story Reinforced Concrete Building", *Memorias 5th WCEE*, Rome.

Nakata, S., Sproul, T. y Penzien, J. (1978), "Mathematical Modeling of Hysteresis Loops for Reinforced Concrete Columns", Reporte UCB/EERC 78-11, University of California, Berkeley.

Ordaz, M., Pérez Rocha, L. E. y Meli, R. (1993); "Respuesta de osciladores elastoplásticos sometidos a excitaciones sísmicas de banda angosta", *Memorias X congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jalisco, 8-11 de octubre.

Park, R., Kent, D. C. y Sampson, R. A. (1972), "Reinforced Concrete Members with Cyclic loading", *Journal of Structural Division*, ASCE, VOL. 98, No.ST7.

Park, Y. J., Ang, H-S. y Wen, Y. K. (1984), "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R/C Buildings", Civil Engineering Studies, Reporte SRS No. 516, University of Illinois, Urbana.

Park, Y.J. y Ang, A.H-S. (1985); "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete"; *Journal of Structural Engineering*, ASCE Vol. 111, No.ST4, pp. 740-757.

Park, Y. J., Reinhorn, A. M. y Kunnath, S. K. (1987), "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear-Wall Structures", *Reporte técnico NCEER-87-0008*, State Univ. of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.

Priestley M. J. N. (2000), "Performance based seismic design", *Memorias 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, CDROM

Rahnama, M. y Krawinkler, H. (1993), "Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands", Reporte No. 108, Department of Civil Engineering, Stanford University.

SEAOC's Vision 2000 Committee (1995); "Performance based seismic engineering of buildings".

Tajimi H. (1960), "A statistical method for determining the maximum response of a building structure during an earthquake", *Memorias, Second World Conference on Earthquake Engineering*, II, 781-797, Tokyo, Japón.

Takayanagi, T. y Schnobrich, W. C. (1977), "Computed Behavior of Coupled Shear Walls", *Memorias 6th WCEE*, Nueva Delhi.

Takeda, T., Sozen, M. A. y Nielsen, N. N. (1970), "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", *Journal of Structural Division*, Vol. 96, No. ST-12.

Tani, S. y Nomura, S. (1973), "Response of Reinforced Concrete Structures Characterized by Skeleton Curve and Normalized Characterized Loops to Ground Motion", *Memorias 5th WCEE*, Roma.

Terán Gilmore, A. (1996); "Performance based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts"; Ph. D. Dissertation of Civil Engineering; University of California at Berkeley.

Tung, A.T.Y., *et al.* (1992); "Statistical parameters of AM and PSD functions for the generation of site-specific strong ground motions"; *Memorias Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.2, pp. 867-872; España.

Uang, C. y Bertero, V.V. (1988). "Implications of recorded ground motions on seismic design of building structures"; Reporte No. UCB/EERC-88/13; University of California, Berkeley.

Uang, C. y Bertero, V.V. (1992). "Issues and Future Directions in the Use of an Energy Approach for Seismic-Resistant Design of Structures"; Nonlinear seismic analysis and design on reinforced concrete buildings, pp.3-21; Elsevier Applied Science.

Vidic, T., Fajfar, P. y Fischinger, M. (1991). "On the hysteretic to input energy ratio", *Memorias 6th. Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, University of Toronto Press, pp.69-76.

Vidic, T. y Fajfar, P. (1995). "Behaviour factors taking into account cumulative damage", *Memorias 10th. European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, 1994, Balkema, Vol.2, pp.959-964.

Williams, M.S. y Sexsmith, R.G. (1995); "Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review"; *Earthquake Spectra*, Vol.11, No.2, pp.319-349; California.