



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO DE LA TORSION EN EDIFICIOS SUJETOS A
SISMOS**

TESIS

Como requisito para obtener el título de
Ingeniero Civil

Presenta

ROBERTO JARDON RODRIGUEZ

DIRECTOR DE TESIS

DRA. MARTHA M. SUAREZ LOPEZ

MÉXICO, DF

MAYO 2005



DEDICATORIAS

Este trabajo no es exclusivamente un logro mío sino también el de muchas personas que de alguna manera colaboraron en la culminación de este gran proyecto. Con gran dicha les dedico el presente trabajo:

A mis padres ARNULFO y GUADALUPE

Por todo el apoyo que siempre me han brindado, por todos sus sacrificios para que yo lograra terminar una carrera, por ser mis guías y ejemplos a seguir, por su paciencia, y por enseñarme a luchar para alcanzar mis ideales. Muchas gracias mi educación es la mejor herencia que me dejan.

Gracias por forjar en mí un hombre de bien

A mis hermanos ISRAEL, KARINA, VICTOR HUGO Y RAMON

Por su compañía, apoyo y *regaños* que siempre me han dado.

A toda mi familia primos(as), tios(as), abuelitos(as), sobrinos(as), cuñados(as), por ser parte de mi vida.

A mi novia KENIA ALI

Por estar conmigo en la parte más importante de mi vida, por todo el amor, cariño, apoyo y comprensión que siempre me has brindado y que me impulsan a seguir adelante y a luchar por ser mejor cada día.

Gracias mi amor por aparecer en mi vida. Te amo!

A la familia HERNANDEZ CASTILLO

Por todas sus finas atenciones y por ser tan lindos conmigo.

A la Dra. MARTHA M. SUAREZ

Por su apoyo, dirección por todo el tiempo que le dedicó para la realización de este trabajo pero sobre todo por su paciencia que tuvo conmigo.

A todos MIS AMIGOS por brindarme su amistad y compañía

A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Por permitirme formar parte de ella y unirme a sus egresados para mantener su nombre en alto.

Orgullosamente universitario por siempre

A la FACULTAD DE INGENIERIA

Por todo lo que me dio y por formar en mi un buen ingeniero.

A todos MIS MAESTROS

por compartir sus conocimientos, trasmitirme sus experiencias y enseñanzas.

INDICE

	Página
INTRODUCCION	2
CAPITULO I ANTECEDENTES	4
CAPITULO II METODOLOGIA	
II.1 Modelo	10
II.2 Hipótesis	11
II.3 Movimientos de Campo Libre	14
II.4 Funciones de Impedancia	16
II.5 Movimientos de Entrada	19
II.6 Ecuaciones Dinámicas	24
CAPITULO III ESTUDIO PARAMETRICO Y ANALISIS	
III.1 Osciladores con 1 grado de libertad sobre base rígida	29
III.2 Osciladores con 2 grados de libertad sobre base rígida	31
III.3 Osciladores con 1 grado de libertad sobre base flexible	38
III.4 Osciladores con 2 grados de libertad sobre base flexible	43
CAPITULO IV COMENTARIOS SOBRE LAS NTCDS DEL RCDF	52
CONCLUSIONES	55
REFERENCIAS	58

INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de edificios asimétricos es práctica común considerar los efectos de torsión multiplicando el cortante basal desacoplado, suponiendo a la estructura desplantada sobre base rígida, por una excentricidad de diseño que toma en cuenta a la excentricidad estática y a la accidental. Esta excentricidad se determina en función de la distancia entre los centros de masa y rigidez y de la dimensión en planta normal a la excitación, afectadas por valores previstos en los reglamentos de construcción. Con esto se pretende reducir la complejidad de los cálculos y se trata de llevar a las estructuras a tener un comportamiento adecuado durante su vida útil. Sin embargo, no siempre el cortante basal acoplado tiene valores parecidos al desacoplado, ni el momento torsionante obtenido al analizar dinámicamente la estructura se parece al especificado por las normas, dando lugar a que algunas estructuras no tengan el comportamiento esperado.

En esta tesis se estudia el comportamiento en torsión de estructuras asimétricas apoyadas en suelos rígidos y flexibles. Se considera a la estructura sometida a la acción de ondas SH con diferentes ángulos de incidencia, utilizando el registro de El Centro como movimiento sísmico (Fig. 1). A la estructura se le representa como un oscilador simple con dos grados de libertad. Al tomar en cuenta los efectos de la interacción del suelo con la estructura, se consideran tres grados de libertad adicionales para la cimentación. Como resultados, se presentan las torsiones obtenidas de manera rigurosa para base rígida y flexible, las cuales se comparan con las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Con base en estas comparaciones, se identifican los parámetros del sistema para los cuales una estructura no se comporta adecuadamente cuando es diseñada siguiendo las normas reglamentarias. También se identifican las diferencias al utilizar el cortante desacoplado obtenido sobre base rígida con el obtenido sobre base flexible al calcular la torsión como lo indica el Reglamento.

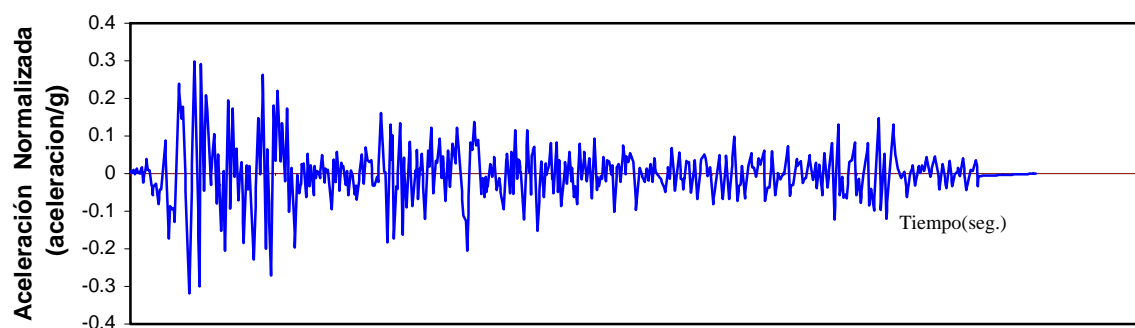


Fig. 1 Acelerograma de “El Centro”, California 1940, Componente N-S.

CAPITULO I
ANTECEDENTES

Después de los sismos que se produjeron en septiembre de 1985 creció el interés por comprender el comportamiento de las estructuras ante excitación dinámica. Entonces se realizaron estudios para entender los mecanismos de generación de los sismos, la forma en que se transmiten las ondas hacia el Valle de México y sus efectos, con el propósito de definir el riesgo sísmico de la ciudad. Al respecto varias instituciones entre ellas los Institutos de Ingeniería y Geofísica de la UNAM han realizado numerosas investigaciones, teniendo como objetivo final el de construir estructuras sismo-resistentes.

Se han hecho investigaciones sobre los efectos de los sismos y derivado leyes de atenuación que describen la manera en que la intensidad sísmica tiende a reducirse al alejarse de la zona donde se generó el evento.

Se han construido modelos analíticos de distintas características y con diferentes grados de refinamiento, para explicar la forma en que se propagan las ondas sísmicas en el Valle de México y las amplificaciones que se presentan en distintos sitios. Algunos modelos incluyen en su estudio efectos bi y tridimensionales de ondas superficiales y de comportamiento no lineal.

Se han realizado estudios analíticos para aclarar dudas sobre la influencia de irregularidades en la estructura, como asimetría y cambios bruscos de rigidez y resistencia, y también sobre los efectos de segundo orden, los de interacción suelo-estructura y los de comportamiento no lineal.

En relación con el tema de torsión estudiado en esta tesis Avilés y Olmos (2000) analizaron recomendaciones de diseño en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, estudiando las torsiones generadas debido al paso de las ondas sísmicas en edificios simétricos. Para ello utilizaron un modelo que permite analizar la influencia del ángulo de incidencia de la excitación, considerando la interacción tanto cinemática como inercial, y concluyeron que para algunas estructuras son insuficientes las recomendaciones de diseño por torsión accidental.

Las NTCDS del RCDF y la mayoría de los reglamentos del mundo especifican que la torsión que se debe utilizar cuando se trata del diseño de los elementos estructurales será la que se obtenga al aplicar fórmulas sencillas que involucran a las torsiones natural y accidental, ambas multiplicadas por el cortante desacoplado obtenido a partir de considerar a la estructura simétrica, esto es, sin excentricidad estática. Con esto se pretende que su uso en la práctica sea de fácil aplicación y que el diseño de las edificaciones se lleve a cabo dentro de un marco de seguridad adecuado.

A pesar de los numerosos estudios que se han realizado y al notable avance del conocimiento, aún existe controversia en relación con los criterios de diseño por torsión propuestos en los reglamentos. Esto se debe en parte a que en los estudios realizados a la fecha no hay un modelo matemático que contemple todos los factores que afectan significativamente la respuesta dinámica de la estructura, tampoco hay bastantes edificios instrumentados para medir sus movimientos y la interpretación de la información registrada es todavía insuficiente.

Algunos autores han señalado que diversos reglamentos, entre ellos el de la Ciudad de México, no consideran adecuadamente las amplificaciones que se pueden presentar en estructuras asimétricas cuando son sometidas a excitación dinámica. Hay evidencias que muestran que la fuente principal de torsión accidental puede ser la rotación de la base inducida por interacción. Este problema resulta ser particularmente importante para cimentaciones de grandes dimensiones en suelos muy deformables. Siendo el principal efecto de la interacción el alargar el período de vibrar de la estructura, este fenómeno puede ser determinante en el acoplamiento de frecuencias de traslación-torsión y, por tanto, disminuir el margen de seguridad estructural impuesto por las recomendaciones de diseño sísmico apoyadas en estudios de estructuras con base rígida.

Entre las investigaciones realizadas con el propósito de sustentar las disposiciones de los reglamentos, se encuentran las que únicamente consideran la excentricidad accidental causada principalmente por la rotación de la cimentación debida al paso de las ondas. Newmark (1969) fue uno de los primeros en estudiar la torsión inducida por la interacción cinemática, sin embargo, su análisis es muy aproximado porque no considera los efectos de la interacción inercial. Luco (1976), Apsel y Luco (1976) y Novak y Sachs (1973) proponen modelos útiles para estudiar los efectos que tiene la torsión en cimentaciones y estructuras a partir de someterlas a excitaciones armónicas estacionarias y en sus conclusiones describen la viabilidad de los modelos propuestos para analizar, por ejemplo, los efectos de la profundidad de desplante del cimiento y el ángulo de incidencia, pero no discuten los lineamientos de los reglamentos.

Rutenberg y Heiderbrecht (1985) estudian la posibilidad de separar en dos partes a la torsión accidental propuesta en los reglamentos, una de ellas que comprenda los efectos del paso de las ondas y la otra los demás factores asociados a situaciones donde se tiene un menor control, por ejemplo, la distribución de la carga viva durante la vida útil del edificio, la pérdida de resistencia de algunos de sus miembros estructurales, la no homogeneidad del suelo donde se apoya, etc. Esta propuesta parece interesante y podría explorarse para modelos que tomen en cuenta la flexibilidad del suelo de soporte.

Chandler Y Hutchinson (1987) analizaron las torsiones natural y accidental pero en estructuras sometidas a la acción de distintos registros sísmicos, comparando sus resultados con los que se predicen al aplicar las fórmulas semiempíricas establecidas en varios reglamentos, entre ellos el del Distrito Federal. Observan que en algunas estructuras, cuando la relación de sus periodos naturales de traslación y torsión se acercan a la unidad, los diseños que se obtienen pueden ser no conservadores. Concluyen que en este tipo de edificaciones el diseño por torsión será inadecuado si se aplican las expresiones que suministran los reglamentos.

Otras investigaciones han tratado sobre la respuesta de estructuras asimétricas. Hanh y Liu (1994) estudiaron el acoplamiento entre traslación y la torsión de estructuras supuestas con base rígida excitadas armónicamente. Analizaron los efectos de torsión inducidos tanto por la excentricidad estática como por el paso de las ondas. Propusieron expresiones simples para el cálculo de lo que ellos llaman la excentricidad modificada de diseño, la que se compara con la excentricidad de diseño especificada en los códigos del UBC(1982) y ATC(1978). Concluyeron que existen diferencias y plantean la necesidad de reevaluarlas.

Otras evaluaciones de los criterios reglamentarios para torsión en estructuras con base rígida incluyen los efectos del comportamiento no lineal en las demandas de ductilidad (Bozorgnia y Tso, 1986; Chopra y Goel, 1991; Tso y Zhu, 1992; Zhu y Tso; Chandler y Duan, 1997; Duan y Chandler, 1997; Escobar y Ayala, 1998) El considerar estos efectos implica una menor respuesta a la torsión y, por consiguiente, los requerimientos de diseño son menores que cuando la estructura se diseña para resistir las sollicitaciones sin daño estructural. Aunque son muy pocos los trabajos al respecto, algunos investigadores han analizado la respuesta sísmica inelástica de estructuras instrumentadas, y han interpretado los resultados con base en modelos que intentan explicar el acoplamiento lateral-torsional inherente en edificios asimétricos. El éxito de la interpretación de los resultados va a depender en gran medida de qué tan bien estén representadas la excitación efectiva de la cimentación y las características del sistema suelo-estructura.

Algunos autores han estudiado la respuesta de estructuras considerando su interacción con el suelo, pero generalmente han omitido el efecto de la interacción cinemática al considerar sólo la flexibilidad del suelo, ignorando la diferencia entre el movimiento de campo libre y el movimiento efectivo de la cimentación. Chandler y Hutchinson (1987) y Sikaroudi y Chandler (1992) analizan la respuesta de modelos con cinco grados de libertad, dos para la estructura y tres para la cimentación, sometidos a las aceleraciones registradas en varios sismos y comparan los resultados con los que se obtienen al diseñar con lo establecido en varios reglamentos. Ellos concluyen que, para edificios con periodos de traslación y torsión parecidos, es necesario revisar los criterios estipulados en distintos reglamentos.

Los modelos que utilizan para su análisis, si bien dan una idea del comportamiento de las estructuras, mantienen ciertas restricciones que, de tomarse en cuenta, podrían alejar o acercar los resultados a los que se predicen al aplicar los reglamentos.

En estos trabajos no se consideran los efectos de la profundidad de desplante de la cimentación, ni su geometría, ni el efecto del paso de las ondas, y tampoco se contemplan estructuras desplantadas sobre suelos estratificados. Bielak *et al* (1986) presentan un modelo en el que toman en cuenta el ángulo con el que inciden las ondas sísmicas, esto es, consideran la interacción cinemática pero en cimientos superficiales.

Los efectos de la interacción dependen de la difracción de las ondas incidentes y de la radiación de ondas por la cimentación, debido principalmente por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo de soporte. Estos efectos son notorios en estructuras rígidas sobre suelos blandos y en cimentaciones de grandes dimensiones comparables con la longitud de onda incidente. Parte de la energía de vibración es disipada por radiación, efecto que se refleja en la modificación del amortiguamiento estructural y la flexibilidad del suelo se traduce en una reducción de la frecuencia resonante de la estructura. El resultado neto de estos cambios puede verse en una reducción o incremento del cortante basal y la deformación lateral. El desprestigiar los efectos de la interacción no siempre es un criterio conservador, de ahí que en las NTCDS del RCDF se presenta un apartado para tomarse en cuenta.

Una forma práctica de calcular la respuesta sísmica de estructuras considerando su interacción con el suelo, es efectuar el análisis como si el apoyo fuera indeformable, pero incrementando el periodo fundamental y modificando el amortiguamiento asociado de tal manera que la estructura equivalente con base rígida represente el comportamiento que se tiene para base flexible. A estas nuevas características dinámicas que definen a la estructura modificada se les conoce como período y amortiguamiento efectivos, en las NTCDS del RCDF se establecen criterios simplificados para calcular estos valores.

La importancia de tomar en cuenta los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura en el diseño ha sido ampliamente reconocida por varios investigadores. Son numerosos los estudios que se han llevado a cabo y, aunque en años recientes ha disminuido el interés en este tópico, se reconoce que todavía es un área en la que se está lejos de agotar los temas a investigar (Trifunac *et al*, 2001.)

CAPITULO II

METODOLOGÍA

II.1.- Modelo

El modelo que se utiliza en esta tesis para simular el sistema suelo-estructura es el de un oscilador simple con dos grados de libertad, uno a la traslación y otro a la torsión, con periodos T_v y T_θ respectivamente, amortiguamiento viscoso ζ_b y masa m_b ubicada a una altura h_b del piso. El modelo es representado por un diafragma rígido de dimensión $2b$, soportado por elementos verticales axialmente indeformables y sin masa, apoyado en una cimentación cuadrada supuesta infinitamente rígida de masa m_0 , longitud $2b$ y profundidad de desplante D , embebida en un semiespacio homogéneo e isótropo caracterizado por su módulo de Poisson ν_g , amortiguamiento histerético ζ_g , densidad ρ_g y velocidad de propagación de ondas sísmicas de cortante β_g . (Fig. II.1)

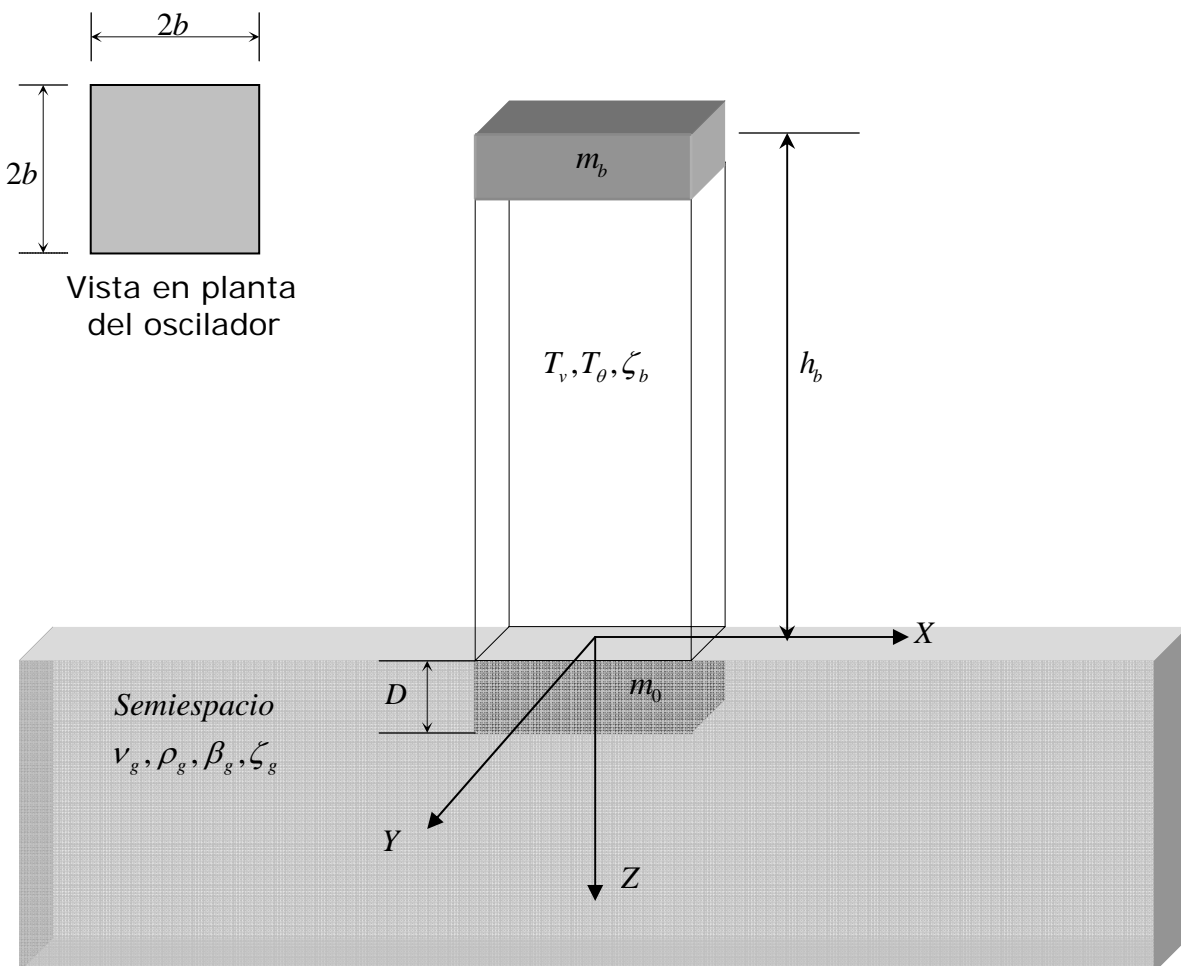


Fig.II.1 Modelo del oscilador utilizado para representar al sistema suelo – estructura.

II.2.- Hipótesis

El modelo no toma en cuenta la ductilidad estructural, por lo que sólo se podrá revisar el estado límite de servicio de las estructuras y no el de falla, es decir, únicamente se analizará el comportamiento de la estructura dentro del rango elástico.

El cimiento se supone infinitamente rígido y en contacto continuo con el medio que le rodea omitiendo con ello la aparición de no-linealidades que dificulten el análisis de la respuesta de la cimentación ante excitación dinámica.

El amortiguamiento viscoso ζ_b es una de las características estructurales que influyen de manera importante en la respuesta sísmica. Esta se expresa normalmente como una fracción del amortiguamiento crítico. Se conoce como amortiguamiento crítico el que tiene una estructura cuando al separarla de su posición y soltarla, no oscila sino que regresa a la posición de equilibrio; las estructuras suelen tener amortiguamiento del orden del 3 al 10% del crítico, siendo menor el de las estructuras metálicas, soldadas y sin recubrir, y mayor el de las estructuras de mampostería, con gran número de juntas. El amortiguamiento viscoso toma en cuenta fuentes de disipación de energía tales como fricciones internas, fricciones en los apoyos y en elementos no estructurales, etc. La magnitud de estos efectos depende del nivel de daños y es difícil de cuantificar con precisión. Los espectros estipulados en el Reglamento corresponden aproximadamente a amortiguamientos del 5 % del crítico y es el que se considera para efectos de análisis en este trabajo.

Una hipótesis adicional que se hace es considerar planas a las ondas que se propagan dentro de medios homogéneos e isotrópicos. Esta hipótesis implica que el lugar geométrico de los puntos que se encuentran en fase forman un frente de onda plano (Fig. II.2), es decir, se conocen como ondas planas a aquellas cuyo frente forma un ángulo de 90° con un vector que define la dirección de propagación.

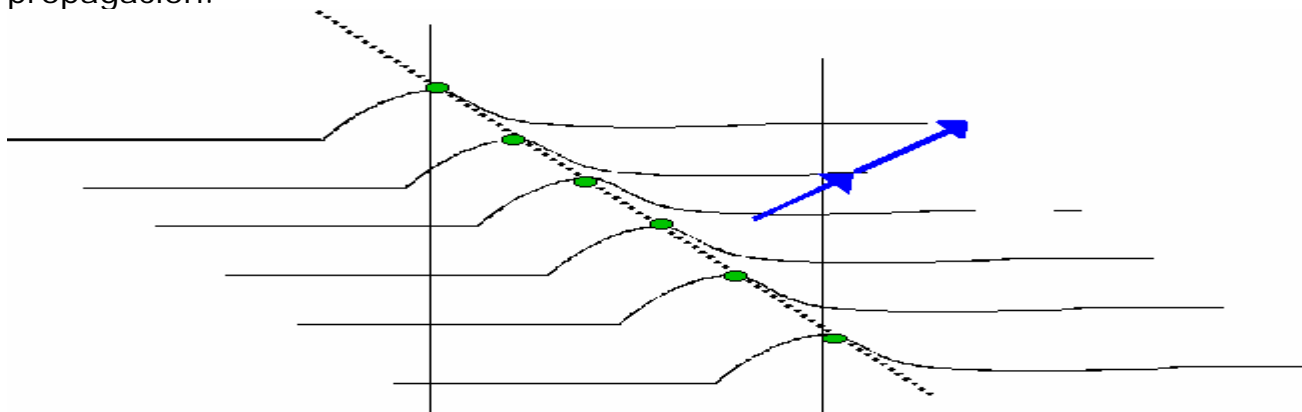


Fig. II.2 Frente de onda (línea a trazos) que pasa por los puntos indicados por los círculos. Las flechas azules indican la dirección de la propagación.

En general las ondas se pueden clasificar en dos tipos: superficiales y de cuerpo. Dentro de las superficiales se encuentran las ondas de Rayleigh y de Love y dentro de las de cuerpo se encuentran las ondas primarias (P) y secundarias (S).

Las ondas P son conocidas también como ondas de compresión, porque consisten en la transmisión de compresiones. Considerando el sistema coordenado de la figura II.3, las ondas P provocarán desplazamientos en dirección de los ejes X y Z además de giros alrededor del eje Y en la cimentación en la que inciden, siendo este último un eje perpendicular a los ejes X y Z. (Fig. II.3).

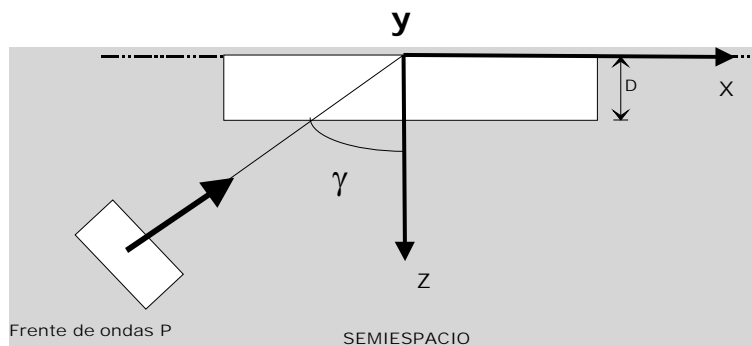


Fig. II.3 Incidencia de ondas P con un ángulo γ sobre una cimentación.

Las ondas S son conocidas como ondas transversales o de corte. Las partículas se mueven en dirección perpendicular a la dirección de propagación de la onda. Al rumbo que tienen las ondas de corte en el plano que representa el frente de onda se le denomina polarización. Para el estudio de las ondas S el movimiento puede descomponerse en una componente horizontal (ondas polarizadas horizontalmente o SH) y en una vertical (ondas polarizadas verticalmente o SV).

Para el caso de la incidencia de ondas de corte polarizadas verticalmente, SV, estas producirán sobre la cimentación desplazamientos lineales en dirección de los ejes X y Z, así como giros alrededor del eje Y. (Fig. II.4).

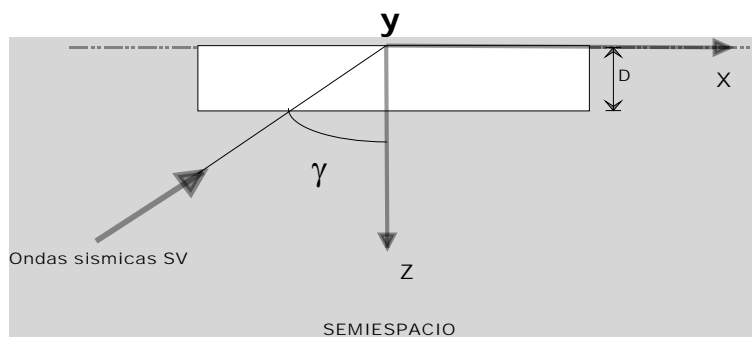


Fig. II.4 Incidencia de las ondas de corte SV con un ángulo γ en una cimentación.

En este trabajo como excitación dinámica se consideran trenes de ondas planas de corte "S" polarizadas horizontalmente SH, porque son las que producen los efectos de torsión en la estructura cuando inciden con un cierto ángulo respecto a la vertical. Debido a las características de esta excitación, el cimiento presentará desplazamientos lineales en la dirección del eje Y, y giros alrededor de los ejes X y Z, respectivamente. (Fig. II.5).

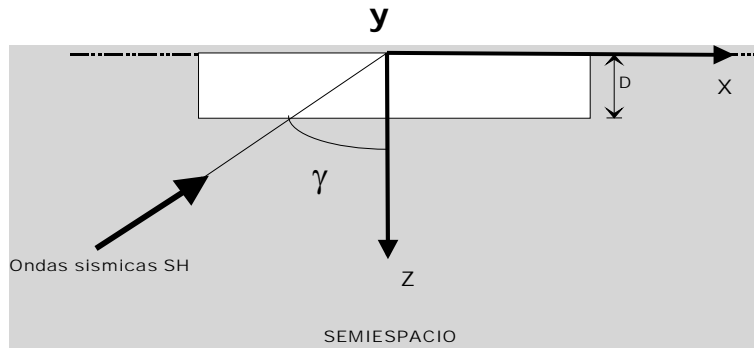


Fig. II.5 Incidencia de las ondas de corte SH con un ángulo γ en una cimentación.

II.3.- Movimientos de campo libre

En el diseño sísmico de estructuras desplantadas sobre suelos blandos, la interacción dinámica entre el suelo y la estructura adquiere una relevancia significativa. El fenómeno que se presenta consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente las propiedades dinámicas de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

Cuando se produce un sismo la energía liberada viaja en forma de ondas. En el momento en el que se encuentran con un obstáculo en su camino las ondas experimentan el fenómeno conocido como difracción que básicamente es la desviación en la dirección de sus trayectos, que harán que estas tiendan a bordear los obstáculos que impiden a una parte del frente de onda a continuar propagándose.

Cuando una onda pasa a través de una rendija se difracta, y produce un cambio en la forma de la onda. Cuando pasa a través de dos rendijas, las ondas procedentes de una rendija interfieren con las ondas que vienen de la otra. La interferencia constructiva tiene lugar cuando las ondas llegan en fase, es decir, cuando las crestas (o los valles) de una onda coinciden con las crestas (o los valles) de la otra onda, formando una onda con una amplitud mayor.

La interferencia destructiva se produce cuando las ondas llegan en oposición de fase, es decir, cuando la cresta de una onda coincide con el valle de la otra, cancelándose mutuamente para producir una onda más pequeña o no producir onda alguna. Los efectos que un sismo tenga sobre una estructura dependerán del tipo de interferencia que se produzca debido a que la amplitud del sismo es modificada de manera importante por la difracción.

Considerando a un sismo que actúa sobre una estructura los desplazamientos y deformaciones del suelo impondrán un movimiento a la estructura y a su vez la estructura generará fuerzas y momentos que impondrán una carga adicional al suelo. Debido a esto y al fenómeno de difracción, el movimiento de un punto A ubicado sobre el terreno, lejos de cualquier construcción (campo libre), comparado con el de un punto B ubicado en la vecindad de una estructura, será diferente(Fig. II.6).

Los movimientos de campo libre como su nombre lo indica, son los movimientos que presenta el suelo debido a la excitación sísmica sin que intervengan obstáculos como lo podría ser una cimentación.

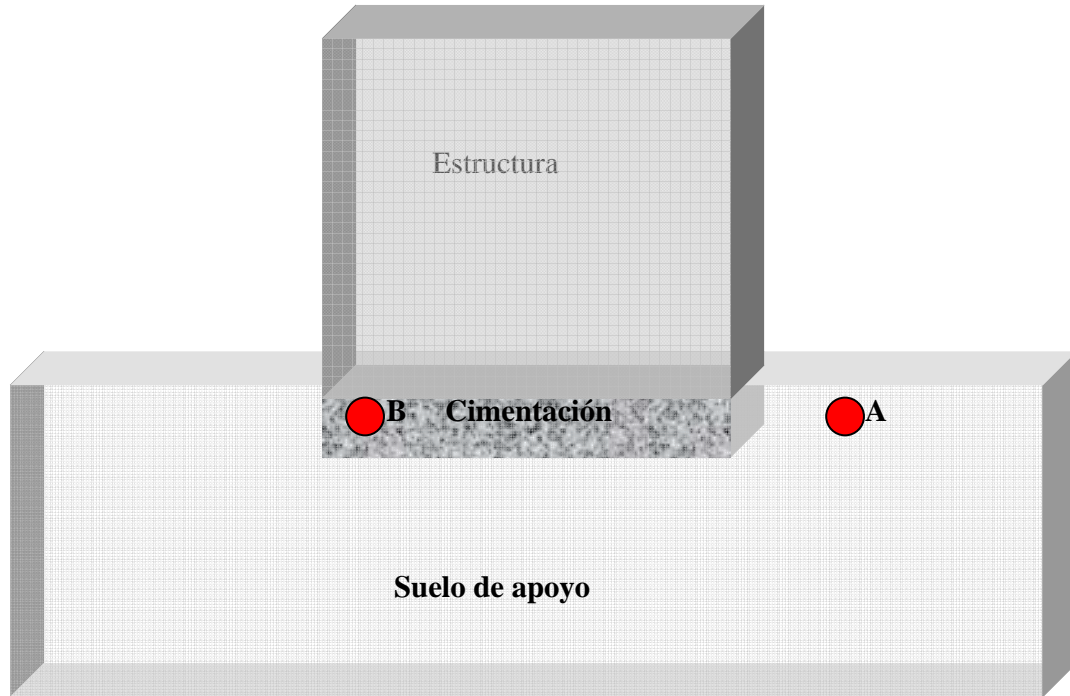


Fig. II.6 Los desplazamientos obtenidos debidos a excitación dinámica serán diferentes si se miden en el punto B a los que existen en el punto A

II.4.- Funciones de Impedancia

Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas son funciones que dependen de la frecuencia de excitación, de la geometría y profundidad de desplante de la cimentación y de la estratigrafía y características elásticas del subsuelo. Se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente.

La función de impedancia suele expresarse en términos de la rigidez estática K_n^b y los coeficientes de rigidez k_n^d y amortiguamiento c_n^d , de la forma:

$$K^d = K_n^b (k_n^d + i\eta c_n^d)$$

donde $\eta = \frac{\omega_g b}{\pi \beta_g}$; el subíndice $n = h, m, y t$ indica el modo de vibración de la cimentación, que puede ser de traslación (h), cabeceo (m), y torsión (t), ω_g = frecuencia circular de la excitación. Estas funciones son del tipo complejo. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo, la dependencia de la frecuencia se debe a su influencia en la inercia debido a que las propiedades del suelo se consideran esencialmente independientes de la frecuencia, y la parte imaginaria representa un amortiguador viscoso que incluye tanto al amortiguamiento material como al geométrico del suelo; el primero es prácticamente independiente de la frecuencia y se debe al comportamiento histerético, mientras que el segundo depende de la frecuencia y se debe a la radiación de ondas. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

Las rigideces dinámicas que se utilizaron en este trabajo son las obtenidas por Mita y Luco (1989) para cimentaciones cuadradas. En la figura II.7 se presentan los valores de los coeficientes de la rigidez dinámica parte real k^d y parte imaginaria c^d graficados con respecto a la frecuencia adimensional η para una cimentación cuadrada con profundidades de desplante $D/b = 0, 0.5, 1$ y 1.5 .

Como se observa en la figura II.7 en los coeficientes que representan a los resortes del suelo en el caso de la traslación horizontal hay una variación pequeña con respecto a la rigidez estática cuando no existe enterramiento, no obstante, conforme la profundidad de desplante se hace mayor los coeficientes de rigidez dinámica son menores a la rigidez estática cuando la frecuencia de vibración se incrementa.

Los modos de vibrar torsional y vertical son independientes, modos desacoplados y pueden ser estudiados de manera separada. Los modos de desplazamientos horizontales y de cabeceo son, sin embargo, acoplados: debido principalmente a la inercia del cimiento, y por ello deben ser estudiados conjuntamente.

En general se tiene que los coeficientes de rigidez disminuyen su valor conforme la frecuencia de vibración aumenta, sucediendo lo contrario para los coeficientes de amortiguamiento.

La normalización de las funciones de impedancia con respecto a la rigidez estática se hace con el objeto de encontrar valores que sean válidos para una amplia gama de estructuras.

En las gráficas de la figura II.7 se aprecia que la profundidad de desplante modifica los coeficientes de rigidez dinámica de manera importante y por lo tanto, el comportamiento que se considere para la cimentación del sistema suelo-estructura ante una excitación dinámica, deberá estar en función de su profundidad de desplante si se quiere obtener resultados más cercanos a la realidad.

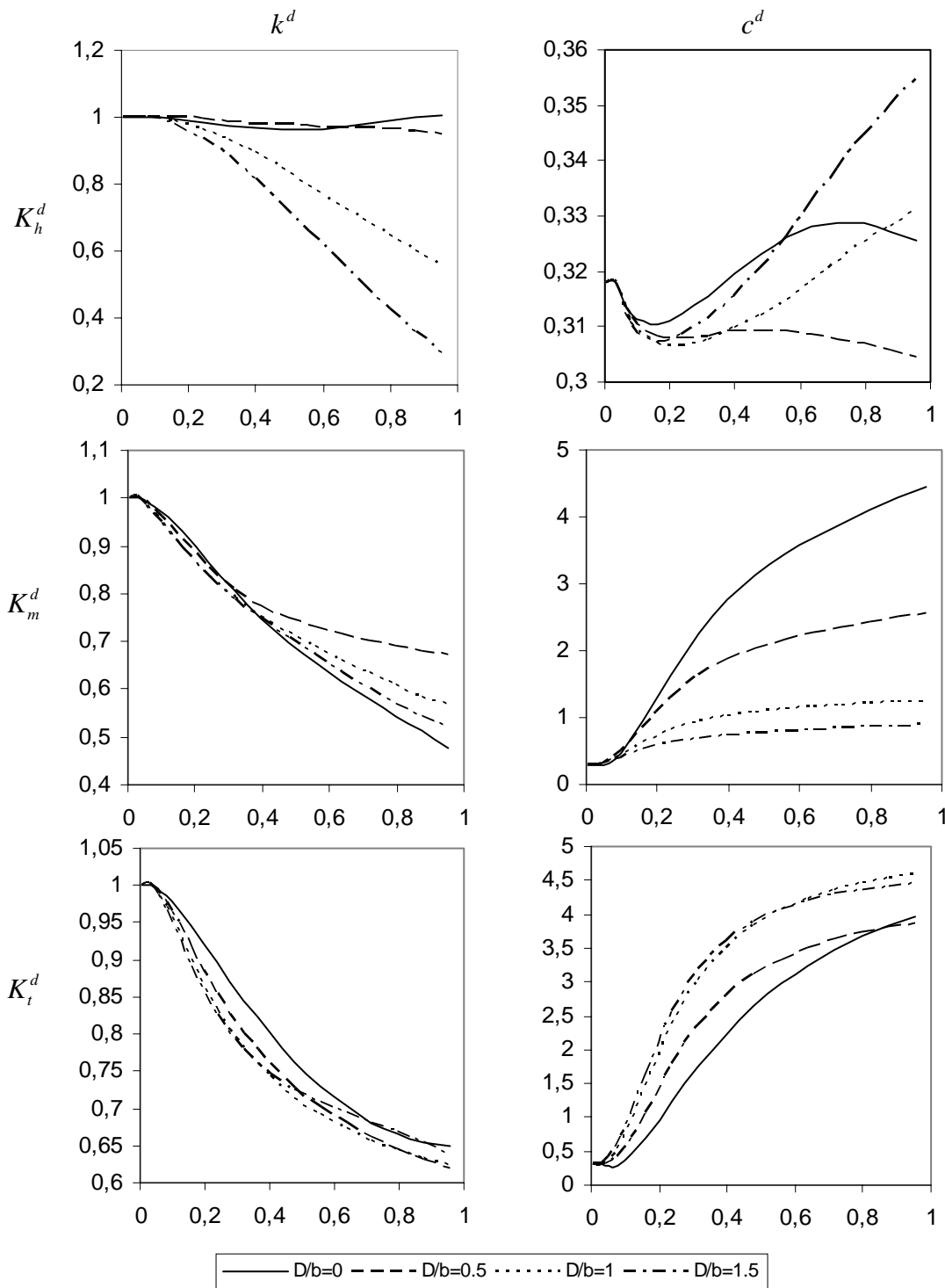


Fig. II.7. Coeficientes real k^d e imaginario c^d de las funciones de impedancia para una cimentación cuadrada con profundidades de desplante $D/b = 0, 0.5, 1$ y 1.5 en un semiespacio con modulo de Poisson $\nu = 0.4$. Se presentan los coeficientes para cada modo de vibración de la cimentación, traslación K_h^d , cabeceo K_m^d y torsión K_t^d .

II.5.-Movimientos de entrada

Existe un efecto producido por el paso de las ondas sísmicas muy importante en cimentaciones enterradas, originado porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, apareciendo un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la vecindad de la misma. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno, campo libre, con las ondas difractadas por el cimientto al ignorar la presencia de la estructura da como resultado el movimiento efectivo de la cimentación. Este efecto se conoce como interacción cinemática y depende fundamentalmente de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

De esta manera los movimientos de entrada representan los movimientos de la excitación sísmica alterados por la presencia de la cimentación que pueden traducirse en desplazamientos lineales (traslación) o rotacionales (torsión y cabeceo).

La interacción cinemática consiste esencialmente en determinar la excitación efectiva de la cimentación provocada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa el movimiento de entrada del cimientto. Es práctica común el utilizar como movimiento de entrada para la cimentación al movimiento de campo libre en términos de traslaciones únicamente. No obstante la excitación efectiva de la cimentación contiene rotaciones y traslaciones, por lo que los efectos de cabeceo y torsión no serán tomados en cuenta apropiadamente si se adopta esta condición conocida como la interacción inercial (Luco et al, 1975; Todorovska y Trifunac, 1991). Las rotaciones de la cimentación, cabeceo y torsión, aparecen cuando la incidencia de ondas no es vertical o cuando la cimentación está enterrada, dando lugar a la llamada interacción cinemática. Solamente para cimentaciones apoyadas sobre la superficie del terreno y sujetas a ondas planas que se propagan verticalmente no ocurre la difracción de ondas por la cimentación, por lo que la excitación efectiva se reduce al movimiento de campo libre.

Las respuestas máximas de traslación y torsión de las estructuras no ocurren para las respectivas frecuencias fundamentales consideradas sobre base rígida, sino a frecuencias que pueden ser considerablemente menores y que están asociadas a las condiciones resonantes del sistema acoplado suelo-estructura, (Dorby y Gazetas, 1983; Luco, 1976). Las diferencias de fase existentes en el movimiento de campo libre en diferentes puntos darán por resultado efectos de torsión y cabeceo en la cimentación independientemente de la configuración de la estructura. La magnitud de estos efectos dependerá de las características de la cimentación y, particularmente de la relación entre sus dimensiones y la longitud de onda de la excitación. Por lo tanto, la geometría de la cimentación y las características del campo de ondas incidentes son elementos importantes en la definición del movimiento de entrada.

Si se toma como excitación sísmica en la base de la estructura al movimiento de campo libre, el efecto de interacción suelo-estructura presentado será el de la interacción inercial, que se debe a la elasticidad y la inercia del sistema, el cual depende básicamente de las propiedades dinámicas del mismo. Pero para realizar de forma completa el estudio de interacción suelo-estructura es necesario considerar el efecto del paso de las ondas sísmicas, que es más importante cuando se tienen cimentaciones enterradas.

Iguchi (1982) desarrolló un procedimiento que destaca por ser extraordinariamente sencillo y a la vez muy preciso. Según este método, la excitación efectiva del cimiento se obtiene simplemente mediante un promedio pesado de los desplazamientos y esfuerzos de campo libre en la interfaz entre la cimentación y el suelo. Para el cálculo de la excitación efectiva del cimiento es suficiente conocer la geometría de la cimentación, las funciones de impedancia del suelo y los movimientos y desplazamientos de campo libre. Este método es el que se utiliza en esta tesis para obtener los movimientos de entrada de la cimentación necesarios para el cálculo de la respuesta del oscilador considerando su interacción con el suelo.

En la figura II.8 se muestran los movimientos efectivos de traslación, cabeceo y torsión para ondas SH incidiendo con $\gamma = 0,60$ y 90° en una cimentación cuadrada enterrada a profundidades $\frac{D}{b} = 0$ y 1 . Los movimientos efectivos son graficados con respecto a la frecuencia adimensional η .

En la figura II.8 para el caso de traslación horizontal se aprecia que para cimentaciones con enterramiento nulo, únicamente para el caso de incidencia vertical puede considerarse que no existe interacción cinemática. Para los demás casos, el asumir esto, conduciría a resultados erróneos.

Para incidencia de ondas diferente a la vertical o cuando la cimentación esta enterrada se presenta la interacción cinemática. Esto se refleja cuando las componentes de traslaciones horizontales disminuyen sus valores y aparecen valores no nulos para el cabeceo y la torsión. Se observa también que los movimientos efectivos para la torsión son mayores conforme el ángulo incidente se incrementa. Sin embargo para el cabeceo los movimientos efectivos son más importantes cuando la incidencia es vertical y el enterramiento distinto de cero.

Por lo tanto si se tiene un enterramiento de la cimentación, se presentarán movimientos efectivos en traslación horizontal, torsión y cabeceo, y su valor en cada uno de los modos de vibrar está en función del ángulo de incidencia de las ondas SH.

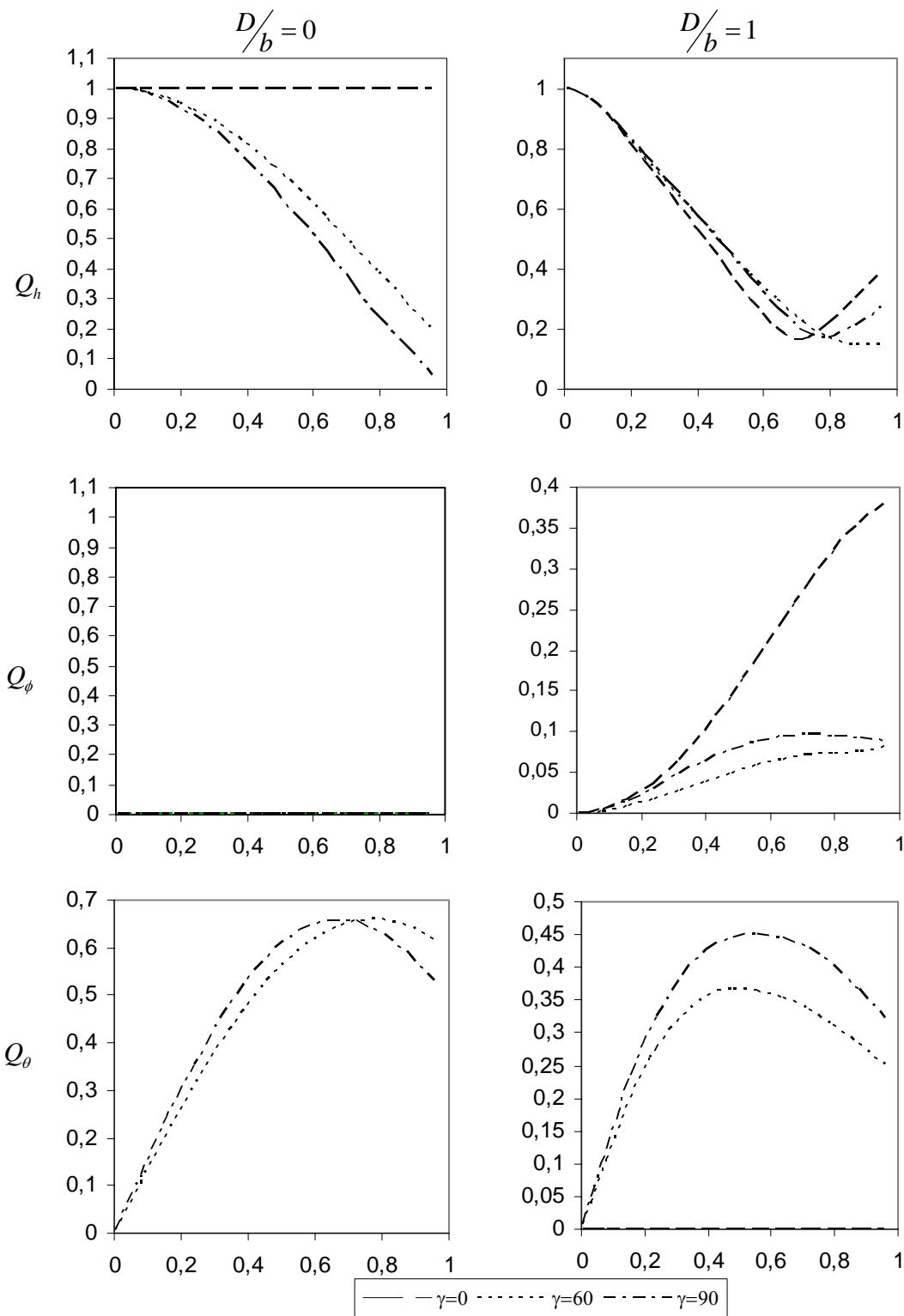


Fig. II.8 Movimientos efectivos para la traslación Q_h , cabeceo Q_ϕ y torsión Q_θ calculados para cimentaciones cuadradas con enterramientos $\frac{D}{b} = 0$ y 1 en un semiespacio elástico con $\nu = 0.4$. Se consideraron ángulos de incidencia de ondas SH de $\gamma = 0, 60$ y 90° .

La interacción inercial es resultado de cargar a la estructura con fuerzas de inercia originadas por su masa y por la aceleración causada por la interacción cinemática. La interacción cinemática es producto de la excitación sísmica del sistema en su conjunto pero considerando que la estructura carece de masa. Se supone que la cimentación es rígida por lo que al moverse, dependiendo del ritmo que la excitación le propicie, no transmite deformaciones a la estructura.

La solución del problema completo considerando que la cimentación es rígida se puede descomponer en tres pasos: (Fig. II.9)

a) Determinación del movimiento de la cimentación rígida sin masa generado por la excitación sísmica. En general este movimiento efectivo consta tanto de traslaciones como de rotaciones, aún si la cimentación no se encuentra enterrada. Sólo para el caso de cimentaciones superficiales sujetas a ondas planas con incidencia vertical, el movimiento de la cimentación es idéntico al de campo libre.

b) Obtención de las rigideces dinámicas de la cimentación rígida sin masa, las cuales se definen mediante las fuerzas y los momentos necesarios para producir desplazamientos y rotaciones armónicos unitarios en la cimentación, respectivamente. Las funciones de impedancia son dependientes de la frecuencia de la excitación y representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

c) Cálculo de la respuesta de la estructura real apoyada sobre los resortes y amortiguadores que sustituyen al suelo calculados en el paso anterior y sometida en su base al movimiento efectivo calculado en el primer paso.

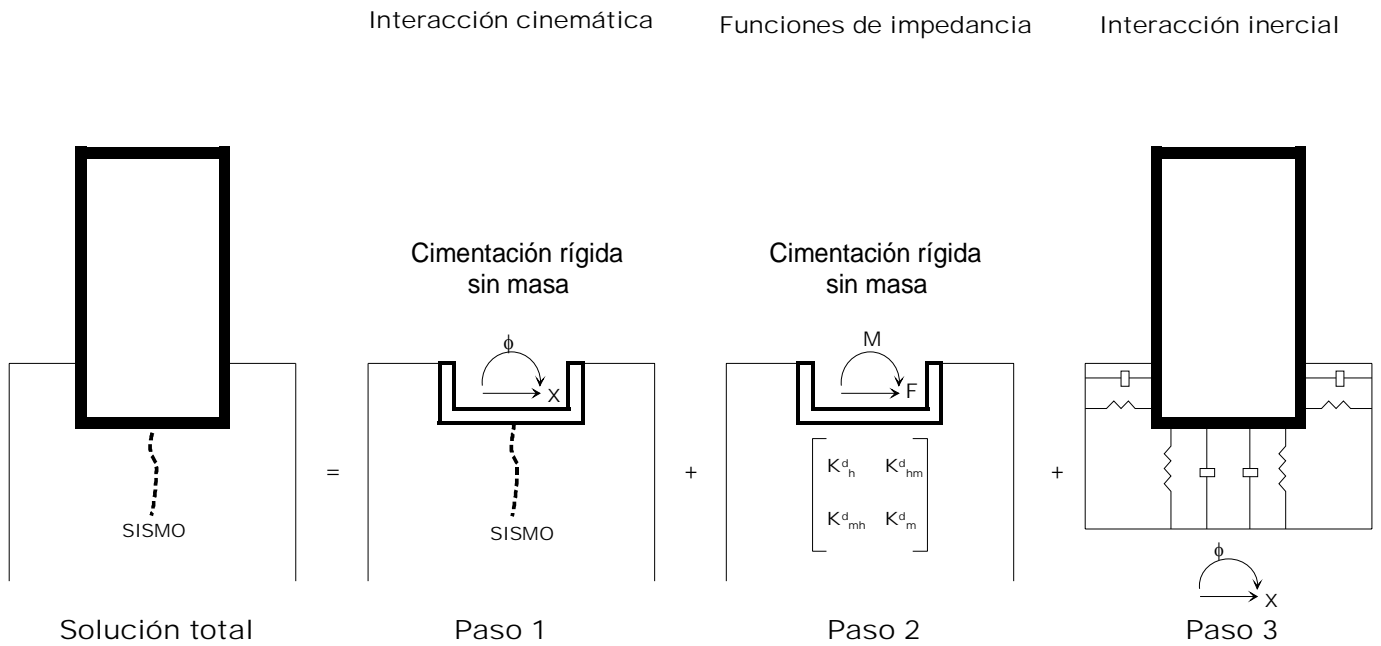


Fig. II.9 Pasos a seguir para resolver el problema de interacción suelo-estructura.

Los efectos que se presentan en el sistema suelo-estructura son el alargamiento del período fundamental, el incremento o reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura que se deben a la interacción inercial, en comparación con los valores que tendría en su condición de base rígida, y la reducción de la componente de traslación de la cimentación, el surgimiento del cabeceo y torsión incitados por el efecto promediador de la cimentación y el filtrado de las componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica debidos a la interacción cinemática.

II.6.-Ecuaciones Dinámicas

Al modelo presentado en la figura II.1 se le sometió a una excitación dinámica dada por ondas de corte con movimientos en la dirección Y, propagándose en el plano X-Z y con ángulo de incidencia γ con respecto a la vertical (Fig. II.5).

Cuando se considera la interacción del suelo con la estructura en el modelo se tienen cinco grados de libertad, 2 para la estructura que se traducen en desplazamientos lineales (traslación Δ_b) y angulares (torsión θ_b) y 3 para la cimentación (traslación Δ_0 , torsión θ_0 y cabeceo ϕ_0).

Las ecuaciones que definen el movimiento del modelo están dadas por:

$$m_b \left[\left(\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + (h_b + D) \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) \right] + C_{hh} \dot{\Delta}_b + C_{h\theta} e \dot{\theta}_b + K_{hh} \Delta_b + K_{h\theta} e \theta_b = 0 \quad (II.1)$$

$$m_b e \left[\left(\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + (h_b + D) \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) + C_{h\theta} e \dot{\Delta}_b + C_{\theta\theta} \dot{\theta}_b + K_{h\theta} e \Delta_b + K_{\theta\theta} \theta_b = 0 \quad (II.2)$$

$$m_b \left[\left(\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + (h_b + D) \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) \right] + m_0 \left[\left(\ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + E \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) \right] + F_\Delta = 0 \quad (II.3)$$

$$m_b e \left[\left(\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + (h_b + D) \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) + m_0 e \left[\left(\ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + (E) \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) \right] + J_\theta \left(\ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) + F_\theta = 0 \quad (II.4)$$

$$\begin{aligned}
& m_b (h_b + D) \left[\left(\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + (h_b + D) \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) \right] + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) \\
& + J_\phi \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) + m_0 E \left[\left(\ddot{\Delta}_0 + \ddot{\Delta}_g \right) + (E) \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_0 + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + J_\phi \left(\ddot{\phi}_0 + \ddot{\phi}_g \right) + F_\phi = 0
\end{aligned} \tag{11.5}$$

donde los subíndices b , 0 y g se refieren a la estructura, la cimentación y los movimientos de entrada, respectivamente. Δ, ϕ y θ denotan traslaciones sobre el eje Y y giros alrededor de los ejes X y Z, respectivamente. Los puntos arriba de estas variables indican derivación con respecto al tiempo. K y C son las rigideces y amortiguamientos estructurales, respectivamente, para la torsión, traslación y acoplamiento (denotados por los subíndices $\theta\theta$, hh y θh , respectivamente). J_θ y J_ϕ son los momentos de inercia a la torsión y al cabeceo, respectivamente, $E = D/2$, $\Delta_{\theta_0} = h_b \theta_0$ y $\Delta_{\phi_0} = (h_b + D) \phi_0$.

Además, F_Δ , F_θ y F_ϕ están definidos por:

$$\begin{pmatrix} F_\Delta \\ F_\phi \\ F_\theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_h^d & K_{mh}^d & 0 \\ K_{mh}^d & K_m^d & 0 \\ 0 & 0 & K_t^d \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta_0 \\ \phi_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix} \tag{11.6}$$

$$F_\Delta = K_h^d \Delta_0 + \frac{K_{hm}^d}{h_b + D} \Delta_{\phi_0} \tag{11.7}$$

$$F_\theta = \frac{K_t^d}{r} \Delta_{\theta_0} \tag{11.8}$$

$$F_\phi = K_{hm}^d \Delta_0 + \frac{K_m^d}{h_b + D} \Delta_{\phi_0} \tag{11.9}$$

Donde K^d son las rigideces dinámicas del suelo para la traslación, cabeceo, torsión y acoplamiento (subíndices h , m , t y hm , respectivamente).

Considerando las normalizaciones siguientes:

$$e_r = \frac{e}{b}, \Delta_\theta = b\theta, \Delta_\phi = h_b\phi, \Delta_\theta = h_b\theta, \frac{C_\Delta}{m_b} = 2\zeta_\Delta\omega_b, \frac{C_\theta}{J_\theta} = 2\zeta_\theta\omega_\theta$$

$$\frac{C_\phi}{J_\phi} = 2\zeta_\phi\omega_\phi, \omega_v^2 = \frac{K_{hh}}{m_b}, \omega_\theta^2 = \frac{K_{\theta\theta}}{J_\theta}, \omega_\phi^2 = \frac{K_{\phi\phi}}{J_\phi}, \zeta_\Delta = \zeta_\theta = \zeta_\phi = \zeta \text{ donde } \omega_\theta \text{ y } \omega_v \text{ son las}$$

frecuencias naturales desacopladas a la torsión y a la traslación respectivamente,

$$\frac{E}{b} = \frac{D}{2b} = \frac{\delta_d}{2}, \delta_m = \frac{m_0}{m_b}, \delta_d = \frac{D}{b}, \delta_h = \frac{h_b}{b}, b \text{ es el semiancho de la cimentación; } \delta_p = \frac{\rho_b}{\rho_0},$$

en donde, ρ_b y ρ_0 son las densidades relativas de la estructura y la del suelo,

respectivamente; $\alpha = \frac{bT_v}{\beta_g\delta_b}$ representa la rigidez relativa de la estructura con

respecto a la del suelo, donde T_v es el periodo natural fundamental de la

estructura a la traslación desacoplada sobre base rígida; $\Delta_{\theta_g} = b\theta_g$ y $\Delta_{\phi_g} = (h_b + D)\phi_g$.

Al normalizar y desarrollar las ecuaciones de movimiento II.1 a II.5 se obtiene:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_v^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_v}{\omega} - 1 \right] - \Delta_0 - \Delta_{\phi_0} + e_r \Delta_{\theta_0} \left[\frac{K_{h\theta}}{m_b\omega^2} + \frac{C_{h\theta}}{m_b\omega} i - 1 \right] - e_r \Delta_{\theta_0} = \quad (II.10)$$

$$\Delta_{0_g} [Q_b + Q_\phi + e_r Q_\theta]$$

$$e_r \Delta_b \left[\frac{K_{h\theta}}{m_b\omega^2} + i \frac{C_{h\theta}}{m_b\omega} - 1 \right] - e_r \Delta_0 - e_r \Delta_{\phi_0} + \Delta_{\theta_0} \frac{J_\theta}{m_b r^2} \left[\frac{\omega_\theta^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_\theta}{\omega} - 1 \right] \quad (II.11)$$

$$- \frac{J_\theta}{m_b r^2} \Delta_{\theta_0} = \Delta_{0_g} \left[e_r Q_h + e_r Q_\phi + \frac{J_\theta}{m_b r^2} Q_\theta \right]$$

$$-\Delta_b - \Delta_0 \left[\frac{K_h^d}{m_b\omega^2} - \delta_m - 1 \right] + \Delta_{\phi_0} \left[\frac{K_{hm}^d}{m_b b (\delta_h + \delta_d)\omega^2} - \frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m - 1 \right] - e_r \Delta_{\theta_b} \quad (II.12)$$

$$- e_r \Delta_{\theta_0} (1 + \delta_m) = \Delta_{0_g} \left[Q_h (1 + \delta_m) + Q_\phi \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] + e_r Q_\theta (1 + \delta_m) \right]$$

$$\begin{aligned}
& -e_r \Delta_b - e_r \Delta_0 (1 + \delta_m) - e_r \Delta_{\phi_0} \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] \\
& - \frac{J_\theta}{m_b r^2} \Delta_{\theta_b} + \Delta_{\theta_0} \left[\frac{K_t^s}{m_b b^2 \omega^2} - \frac{J_\theta}{m_b b^2} (1 + \delta_m) \right] = \tag{II.13}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \Delta_{0_g} \left[e_r Q_h (1 + \delta_m) + e_r Q_\phi \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] + \frac{J_\theta}{m_b b^2} Q_\theta (1 + \delta_m) \right] \\
& - \Delta_b - \Delta_0 \left[\frac{K_{hm}^d}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d) \omega^2} - \frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m - 1 \right] \\
& + \Delta_{\phi_0} \left[\frac{K_m^d}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d)^2 \omega^2} - \frac{J_\phi}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d)^2} (1 + \delta_m) - \frac{\delta_d^2}{4(\delta_h + \delta_d)^2} \delta_m (1 + \delta_m) - 1 \right] \\
& - e_r \Delta_{\theta_b} - e_r \Delta_{\theta_0} \left(\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right) \tag{II.14}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& = \Delta_{0_g} \left\{ Q_h \left(\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right) + Q_\phi \left(\frac{J_\theta}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d)^2} ([1 + \delta_m]) + \frac{\delta_d^2}{4(\delta_h + \delta_d)^2} \delta_m + 1 \right) \right. \\
& \left. + e_r Q_\theta \left(\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right) \right\}
\end{aligned}$$

Donde $Q_h = \frac{\Delta_g}{\Delta_{0_g}}$, $Q_\phi = \frac{(h_b + D)\phi_g}{\Delta_{0_g}}$ y $Q_\theta = \frac{b\theta_g}{\Delta_{0_g}}$ son las relaciones de los movimientos de

entrada de la cimentación con respecto a la amplitud Δ_{0_g} del movimiento horizontal de campo libre.

En esta tesis se analizan osciladores supuestos sobre base rígida y sobre base flexible con 1 y 2 grados de libertad a traslación y torsión para diferentes características dinámicas del sistema, el propósito es identificar el valor de los parámetros del sistema suelo-estructura para los cuales el reglamento no protege adecuadamente a las estructuras, en los cálculos se utilizan el cortante desacoplado sobre base rígida y sobre base flexible con el objeto de encontrar las diferencias al utilizar uno u otro enfoque. En el capítulo siguiente se presentan los resultados obtenidos y las observaciones hechas en el análisis mencionado.

CAPITULO III
ESTUDIO PARAMÉTRICO Y ANÁLISIS

III.1.- Osciladores con 1 grado de libertad sobre base rígida.

El sistema dinámico más simple es el sistema de un grado de libertad (g.l.) que consiste en una masa unida a un resorte y un amortiguador que permanecen en el intervalo elástico lineal cuando se encuentra sujeto a vibraciones.

Las características dinámicas del sistema están descritas simplemente por su período natural de vibración T_v y su amortiguamiento ζ .

La ecuación que describe la respuesta del oscilador cuando se le somete a una excitación dinámica en su base, es:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_v^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_v}{\omega} - 1 \right] = \Delta_g \quad (III.1)$$

El RCDF en sus NTCDS especifica que se tome en cuenta una torsión accidental que se presenta debido a las variaciones impredecibles y, por lo tanto, aleatorias que hay en las rigideces estructurales reales comparadas con las que resultan del cálculo, por la variabilidad en la calidad de los materiales empleados en la construcción, por la variación en la distribución de las cargas reales con respecto a las de diseño, etc. Por consiguiente, aunque las estructuras sean diseñadas, para ser simétricas, deberá considerarse en el diseño un efecto de torsión.

La torsión accidental, según el reglamento se obtiene al multiplicar la excentricidad accidental por el cortante desacoplado.

$$T_{acc} = e_{acc} V^{des} = (0.1B)V^{des} \quad (III.2)$$

En donde:

T_{acc} torsión accidental.

e_{acc} excentricidad accidental según el reglamento.

B dimensión en planta perpendicular a la dirección de la propagación de la excitación. Considerando el modelo de estudio, $B=2b$.

V^{des} fuerza cortante obtenida para un oscilador sin excentricidad.

$$V^{des} = K_{hh} \Delta_b = m_b \omega_v^2 \Delta_b$$

Por lo tanto

$$T_{acc} = (0.2)bm_b\omega_v^2\Delta_b \quad (III.3)$$

$$\frac{T_{acc}^{rig}}{bm_b} = (0.2)\omega_v^2\Delta_b \quad (III.4)$$

T_{acc}^{rig} torsión para un oscilador sin excentricidad sobre base rígida.

Considerando osciladores sin excentricidad sometidos al sismo de El Centro, con $\zeta = 0,5,10$ y 20% y desplantados sobre base rígida se obtuvieron los valores de $\frac{T_{acc}^{rig}}{bm_b}$ para distintos T_v . Los resultados se muestran en la figura III.1 .

Para el sismo analizado se observa que las estructuras rígidas (periodos cortos) presentan mayores valores de $\frac{T_{acc}^{rig}}{bm_b}$ que las estructuras flexibles (periodos largos).

El valor máximo aparece para periodos cercanos o iguales a 0.5 seg. y su valor va disminuyendo a partir de períodos mayores a 1 seg. Figura III.1

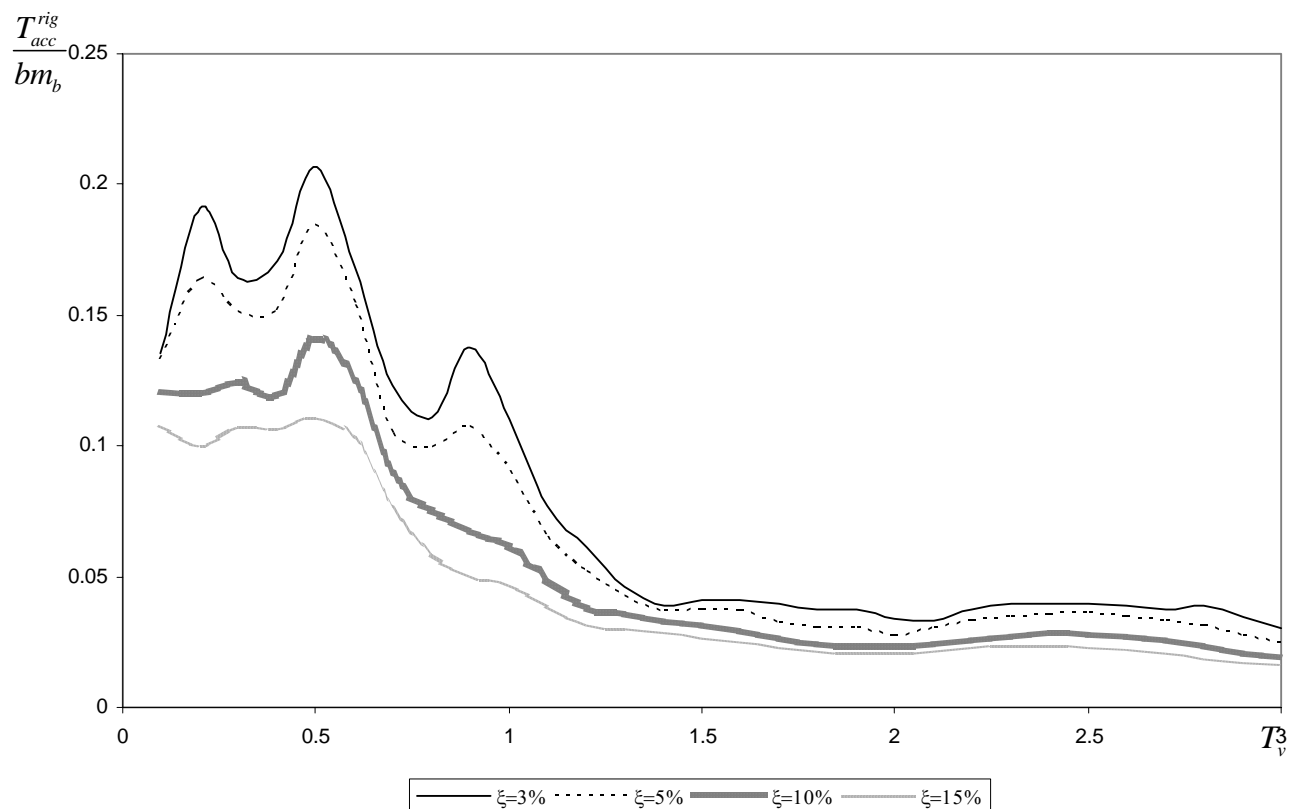


Fig. III.1 Valores de $\frac{T_{acc}^{rig}}{bm_b}$ utilizando el cortante desacoplado sobre base rígida para osciladores con $\zeta = 3,5,10$ y 15% y periodos T_v desde 0 hasta 3 seg.

III.2.- Osciladores con 2 grados de libertad sobre base rígida

En este caso se supone una distribución simétrica de la rigidez lateral del oscilador, y por esta razón el centro de rigidez CR coincide con el centro geométrico CG del modelo. El centro de masa CM se encuentra separado una distancia e del CR. La presencia de una excentricidad entre los centros de masa y de rigidez en un oscilador cuando se encuentra sujeto en su base a una excitación dinámica unidireccional perpendicular a dicha excentricidad producirá respuestas acopladas de traslación y torsión.

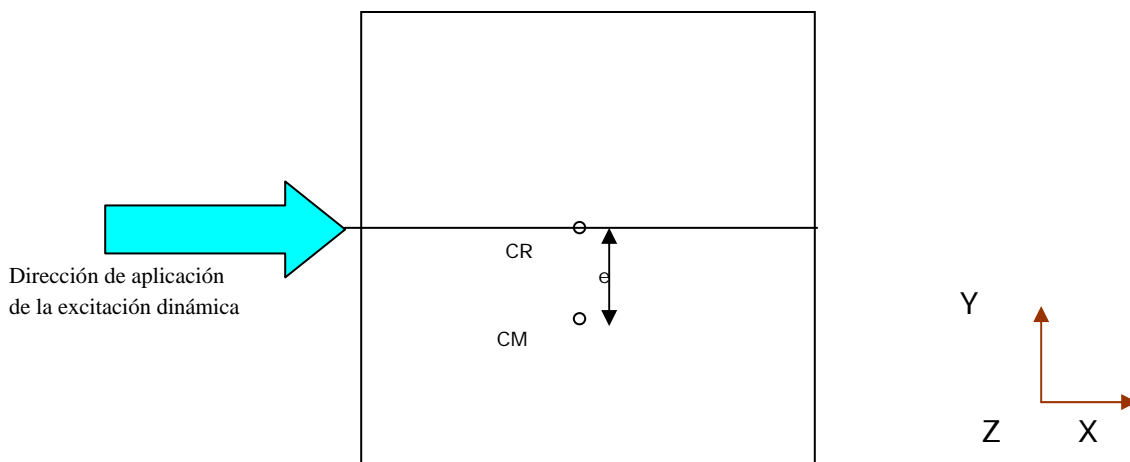


Fig. III.2 Vista en planta del oscilador simple

Partiendo de las ecuaciones II.10 y II.11 se obtiene el sistema de ecuaciones que describe la respuesta acoplada del sistema:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_v^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_v}{\omega} - 1 \right] + e_r \Delta_{\theta_b} \left[\frac{K_{h\theta}}{m_b \omega^2} + \frac{C_{h\theta}}{m_b \omega} i - 1 \right] = \Delta_{0_g} \quad (III.5)$$

$$e_r \Delta_b \left[\frac{K_{h\theta}}{m_b \omega^2} + i \frac{C_{h\theta}}{m_b \omega} - 1 \right] + \Delta_{\theta_b} \frac{J_\theta}{m_b r^2} \left[\frac{\omega_\theta^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_\theta}{\omega} - 1 \right] = e_r \Delta_{0_g} \quad (III.6)$$

Los parámetros e_r , $\lambda = \frac{\omega_\theta}{\omega}$ y ζ definen al sistema estructural y por consiguiente la respuesta del oscilador depende de los parámetros mencionados.

En la respuesta sísmica de estructuras asimétricas se presentan torsiones naturales y accidentales, generadas las primeras por la diferencia en la posición de los centros de masa y rigidez y las segundas por las discrepancias entre las distribuciones de masa, rigidez y resistencia, y por el efecto del paso de las ondas, entre otros factores (Rosenblueth, 1957).

Las recomendaciones por torsión de las NTCDS del RCDF estipulan que la excentricidad de diseño es la que resulte más desfavorable de las siguientes.

$$e^{dis} = \begin{cases} 1.5e + 0.1B \\ e - 0.1B \end{cases} \quad (III.7)$$

en donde e es la excentricidad estática y B la dimensión en planta del edificio perpendicular a la dirección de la excitación sísmica.

El cálculo de la torsión de acuerdo con el reglamento se obtiene de multiplicar la excentricidad de diseño por el cortante desacoplado.

$$T^{des} = e^{dis} V^{des} = b e_r^{dis} V^{des} = b e_r^{dis} m_b \omega_v^2 \Delta_b \quad (III.8)$$

$$e_r^{dis} = e^{dis} / b$$

En esta tesis la torsión para un oscilador con excentricidad se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$T^{ac} = K_{\theta\theta} \frac{\Delta_{\theta_b}}{b} \quad (III.9)$$

En donde:

T^{ac} torsión acoplada.

$K_{\theta\theta}$ rigidez a torsión.

$$K_{\theta\theta} = J_{\theta} \omega_{\theta}^2$$

$$\omega_{\theta}^2 = \lambda^2 \omega_v^2$$

$$J_{\theta} = \frac{2}{3} m_b b^2$$

Entonces

$$T^{ac} = \frac{2}{3} m_b b \lambda^2 \omega_v^2 \Delta_{\theta_b} \quad (III.10)$$

Con el objeto de determinar los valores para los cuales el reglamento no protege adecuadamente a las estructuras que se encuentran desplantadas sobre base rígida se plantea la relación entre la torsión obtenida para un oscilador con respuestas a torsión y traslación acopladas (numerador) y la torsión obtenida utilizando el cortante desacoplado calculado sobre base rígida (denominador).

$$\frac{T_{rig}^{ac}}{T_{rig}^{des}} = \frac{2\lambda^2}{3e_r^{dis}} \frac{\Delta_{\theta_b}^{rig}}{\Delta_b^{rig}} \quad (III.11)$$

donde

T_{rig}^{ac} torsión para un oscilador con excentricidad en base rígida y respuestas acopladas.

T_{rig}^{des} torsión obtenida para un oscilador sin excentricidad en base rígida.

$\Delta_{\theta_b}^{rig}$ respuesta acoplada a torsión sobre base rígida. (Ecs.III.5-6).

Δ_b^{rig} respuesta desacoplada a traslación sobre base rígida. (Ec.III.1)

De la ecuación III.11 se deduce que para valores inferiores a la unidad los efectos de torsión se encuentran sobrevaluados por el reglamento, lo contrario ocurre cuando la superan.

En las figuras III.3-5 se muestran graficados los valores obtenidos a partir de III.11 para osciladores sometidos a el sismo de El Centro como excitación dinámica con $T_v = 0.5, 1$ y 3 seg , $e_r = 0.1, 0.2$ y 0.3 , $\zeta = 5\%$ para valores de λ desde 0 hasta 3.

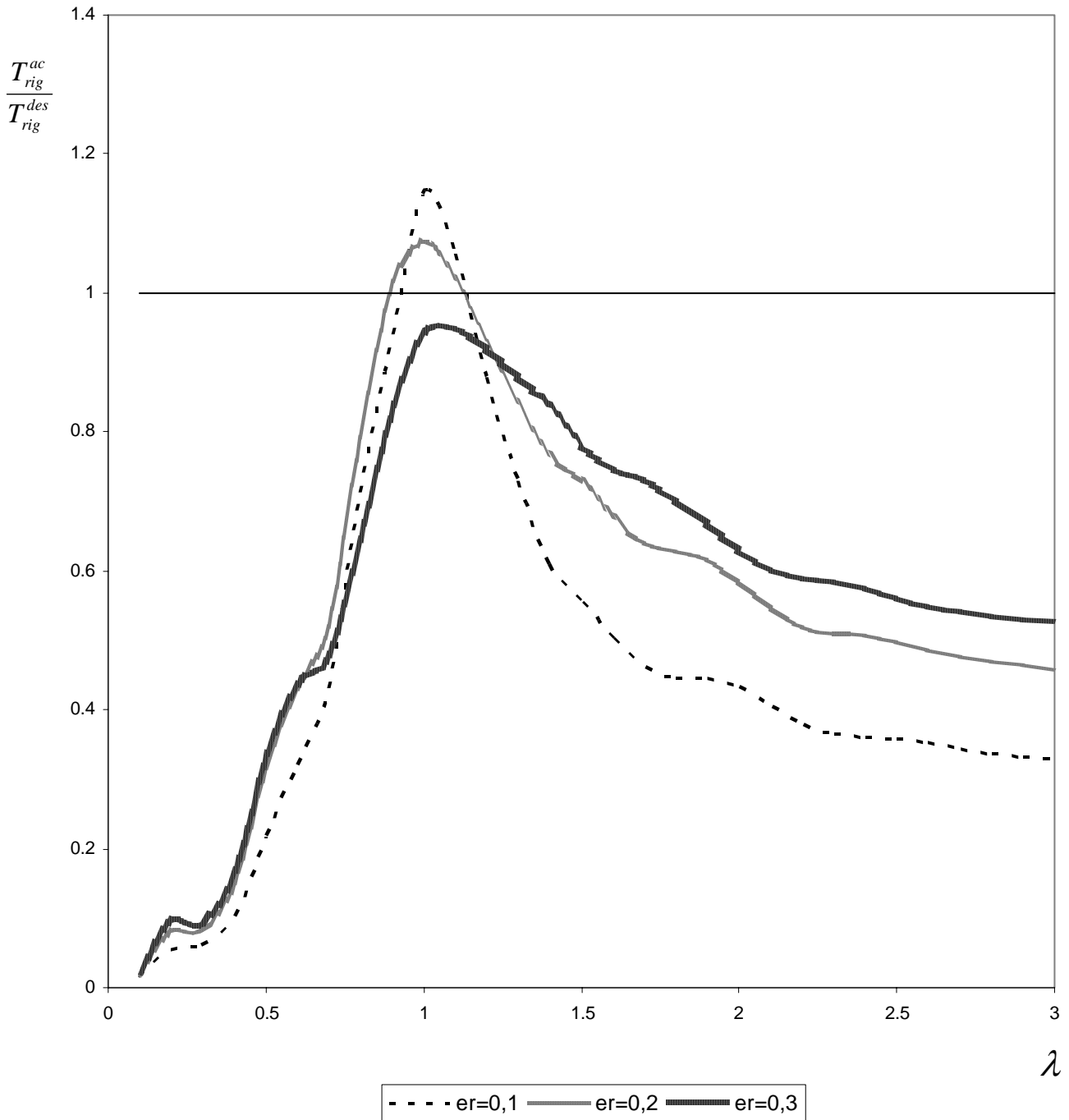


Fig.III.3 Relación entre la torsión de diseño obtenida en este estudio T_{rig}^{ac} y la torsión obtenida con el reglamento T_{rig}^{des} para osciladores con $T_v = 0.5seg.$, $\zeta = 5\%$, $e_r = 0.1, 0.2$ y 0.3 sometidos a el sismo de El Centro.

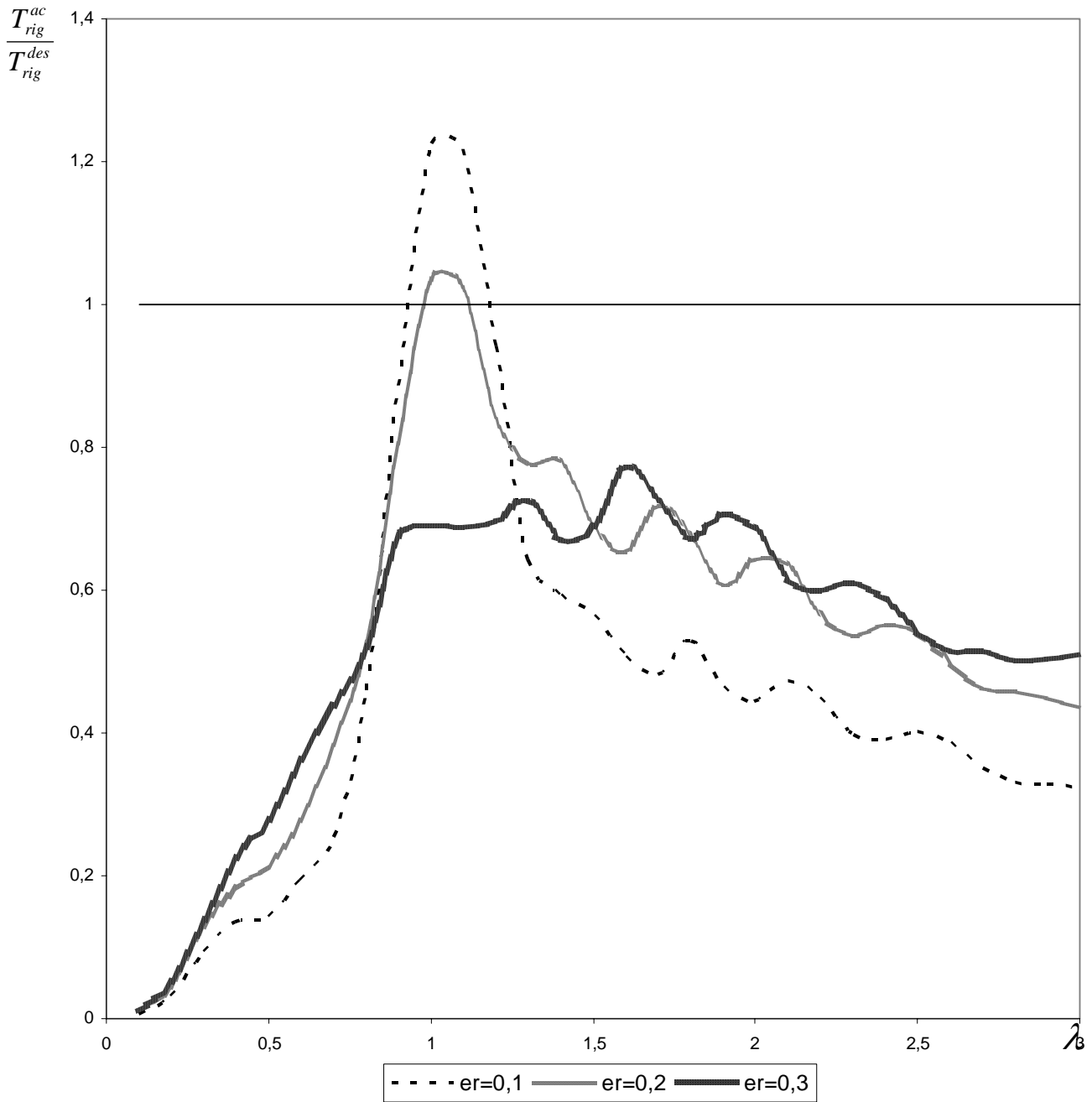


Fig.III.4 Relación entre la torsión de diseño obtenida en este estudio T_{rig}^{ac} y la torsión obtenida con el reglamento T_{rig}^{des} para osciladores con $T_v = 1 \text{ seg.}$, $\zeta = 5\%$, $e_r = 0.1, 0.2$ y 0.3 sometidos a el sismo de El Centro.

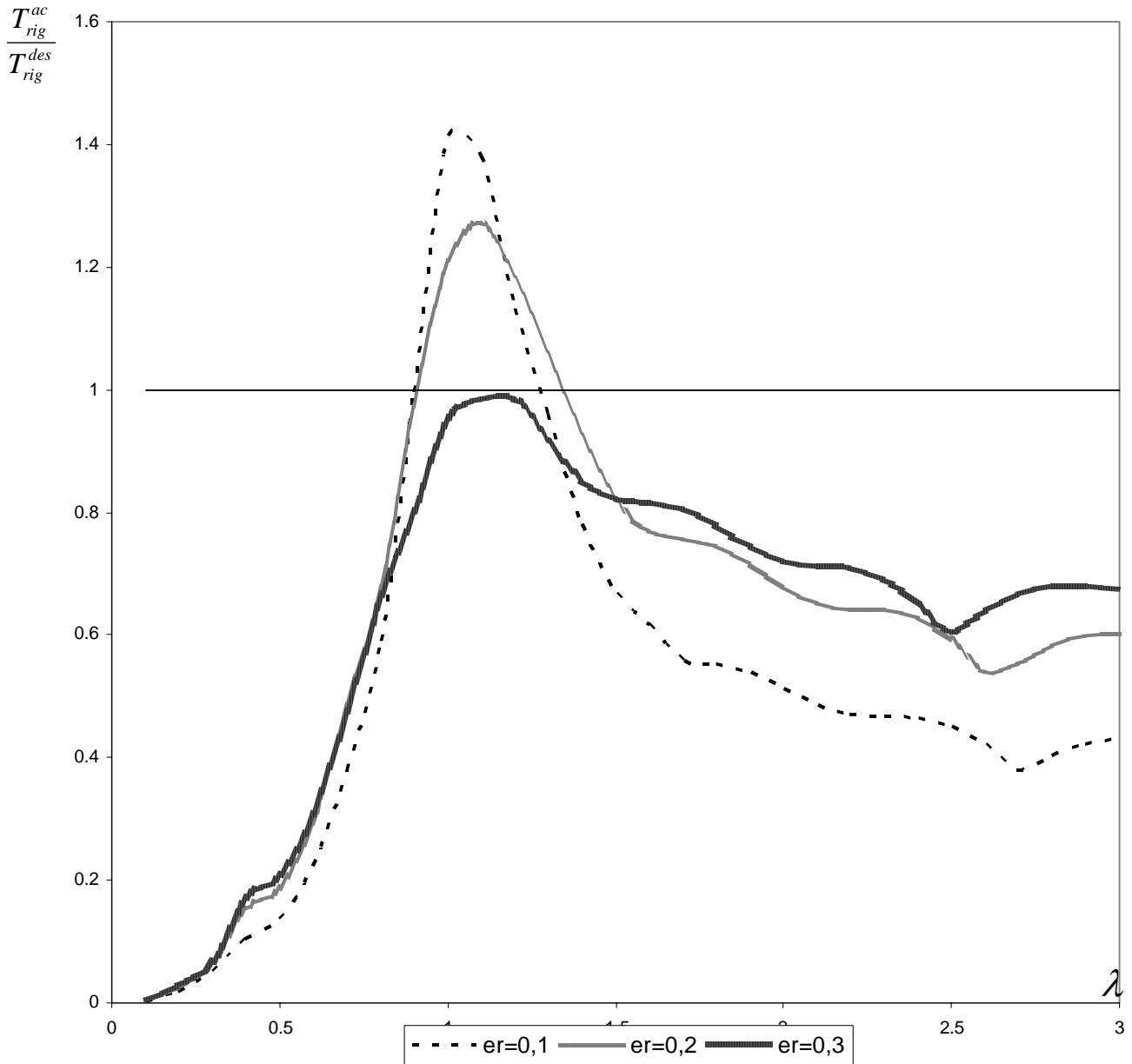


Fig.III.5 Relación entre la torsión de diseño obtenida en este estudio T_{rig}^{ac} y la torsión obtenida con el reglamento T_{rig}^{des} para osciladores con $T_v = 3 \text{ seg.}$, $\zeta = 5\%$, $e_r = 0.1, 0.2$ y 0.3 sometidos a el sismo de El Centro.

Al analizar las graficas de las figuras III.3-5 se afirma que:

Grosso modo, para todas las excentricidades consideradas y para valores de λ menores a 0.9 pero mayores a 1.4 las estructuras se encuentran protegidas adecuadamente por el reglamento.

Aunque en magnitud existen diferencias, la forma de la gráfica obtenida con la ecuación III.11 es similar para las distintas excentricidades.

En las graficas presentadas se aprecia claramente que los efectos de torsión se incrementan significativamente cuando se tiene una excentricidad estructural $e_r = 0.1$ (excentricidad pequeña) y cuando los valores de ω_v y ω_θ se acercan mucho entre sí, esto es cuando el parámetro λ tiene valores cercanos o iguales a la unidad, de tal manera que el valor de la torsión calculado para el sistema en estudio llega a superar hasta en un 40% al obtenido con el reglamento para el caso de estructuras flexibles ($T_v = 3seg.$) y en un 15% el de estructuras rígidas ($T_v = 0.5seg.$).

Cuando se tiene una excentricidad $e_r = 0.3$ (excentricidad grande) se observa que el reglamento se comporta adecuadamente para cualquier valor de λ .

III.3.- Osciladores con 1 grado de libertad sobre base flexible

Las condiciones para las que los efectos de interacción suelo estructura son más importantes, son aquellas en las que las estructuras están desplantadas sobre suelos muy blandos. Dichos efectos se incrementan cuando los períodos naturales de las estructuras coinciden con los períodos naturales de las capas de suelo blando. Al tomar en cuenta los efectos de la interacción del suelo con la estructura, se consideran tres grados de libertad adicionales para la cimentación traslación, torsión y cabeceo.

El sistema de ecuaciones que describe la respuesta del oscilador con excentricidad nula se presenta a continuación:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_v^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_v}{\omega} - 1 \right] - \Delta_0 - \Delta_{\phi_0} = \Delta_{0_g} \left[Q_b + Q_\phi \right] \quad (III.12)$$

$$\begin{aligned} & -\Delta_b - \Delta_0 \left[\frac{K_h^d}{m_b \omega^2} - \delta_m - 1 \right] + \Delta_{\phi_0} \left[\frac{K_{hm}^d}{m_b b (\delta_h + \delta_d) \omega^2} - \frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m - 1 \right] \\ & = \Delta_{0_g} \left[Q_h (1 + \delta_m) + Q_\phi \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] \right] \end{aligned} \quad (III.13)$$

$$\begin{aligned} & -\Delta_b - \Delta_0 \left[\frac{K_{hm}^d}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d) \omega^2} - \frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m - 1 \right] \\ & + \Delta_{\phi_0} \left[\frac{K_m^d}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d)^2 \omega^2} - \frac{J_\phi}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d)^2} (1 + \delta_m) - \frac{\delta_d^2}{4(\delta_h + \delta_d)^2} \delta_m (1 + \delta_m) - 1 \right] \\ & = \Delta_{0_g} \left\{ Q_h \left(\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right) + Q_\phi \left(\frac{J_\theta}{m_b b^2 (\delta_h + \delta_d)^2} ([1 + \delta_m]) + \frac{\delta_d^2}{4(\delta_h + \delta_d)^2} \delta_m + 1 \right) \right\} \end{aligned} \quad (III.14)$$

Con el objeto de determinar las diferencias que existen entre la torsión de estructuras sobre base rígida y al considerar los efectos de interacción suelo-estructura cuando no hay excentricidad, se calculó la siguiente relación:

$$\frac{T_{acc}^{flex}}{T_{acc}^{rig}} = \frac{e^{acc} V_{flex}^{des}}{e^{acc} V_{rig}^{des}} = \frac{(0.1B) V_{flex}^{des}}{(0.1B) V_{rig}^{des}} = \frac{(0.1B) K_{hh} \Delta_b^{flex}}{(0.1B) K_{hh} \Delta_b^{rig}} = \frac{\Delta_b^{flex}}{\Delta_b^{rig}} \quad (III.15)$$

T_{acc}^{flex} torsión accidental para el oscilador sobre base flexible.

$V_{flex}^{des} = K_{hh} \Delta_b^{flex}$ fuerza cortante para el oscilador sobre base flexible.

Δ_b^{flex} desplazamiento para el oscilador sobre base flexible. (Ecs. III.12-14).

V_{rig}^{des} fuerza cortante para el oscilador sobre base rígida.

En las figura III.6 a 7 se muestran los resultados obtenidos a partir de la ecuación III.15 al efectuar un análisis paramétrico. Los cálculos se hicieron utilizando como movimiento de control a el sismo de El Centro y para valores de $\zeta = 5\%$, $\delta_m = 0.25$, $\delta_d = 0$ y 1 , $\delta_h = 1,3$ y 5 , $\delta_p = 0.15$, $\gamma = 0,60$ y 90° , $\nu = 0.4$ y $\alpha = 0, 0.25$ y 0.50 , cuando $\alpha = 0$

se tiene la condición de base rígida y por lo tanto $\frac{T_{acc}^{flex}}{T_{acc}^{rig}} = 1$ (Ver figura III.6)

cuando $\alpha = 0.5$ se tiene la de base muy flexible. Los efectos de la interacción suelo-estructura son analizados a partir de parámetros como el enterramiento del cimiento δ_d , el ángulo de incidencia de la excitación γ y la relación de rigidez estructura-suelo α .

Al analizar las figuras III.6 y 7 se deduce que:

La relación de torsiones disminuye su valor conforme la flexibilidad del suelo aumenta, este efecto es más marcado para estructuras flexibles (periodos largos) que para estructuras rígidas (periodos cortos).

La relación de torsiones accidentales es siempre menor que la unidad, esto quiere decir que la torsión accidental obtenida utilizando el cortante desacoplado sobre base rígida es siempre mayor que la torsión obtenida al utilizar el cortante desacoplado sobre base flexible.

La respuesta de estructuras sin excentricidad desplantados sobre base flexible tiende a ser mayor cuando el ángulo incidente se acerca a la vertical.

El enterramiento de la cimentación tiene un efecto despreciable en los resultados obtenidos.

Al observar las figuras III.6-7 y la ecuación III.15 se puede decir que el cortante de base rígida es siempre mayor que su similar de base flexible debido a que el sistema suelo-estructura posee una capacidad de disipación de energía mayor que la estructura sola.

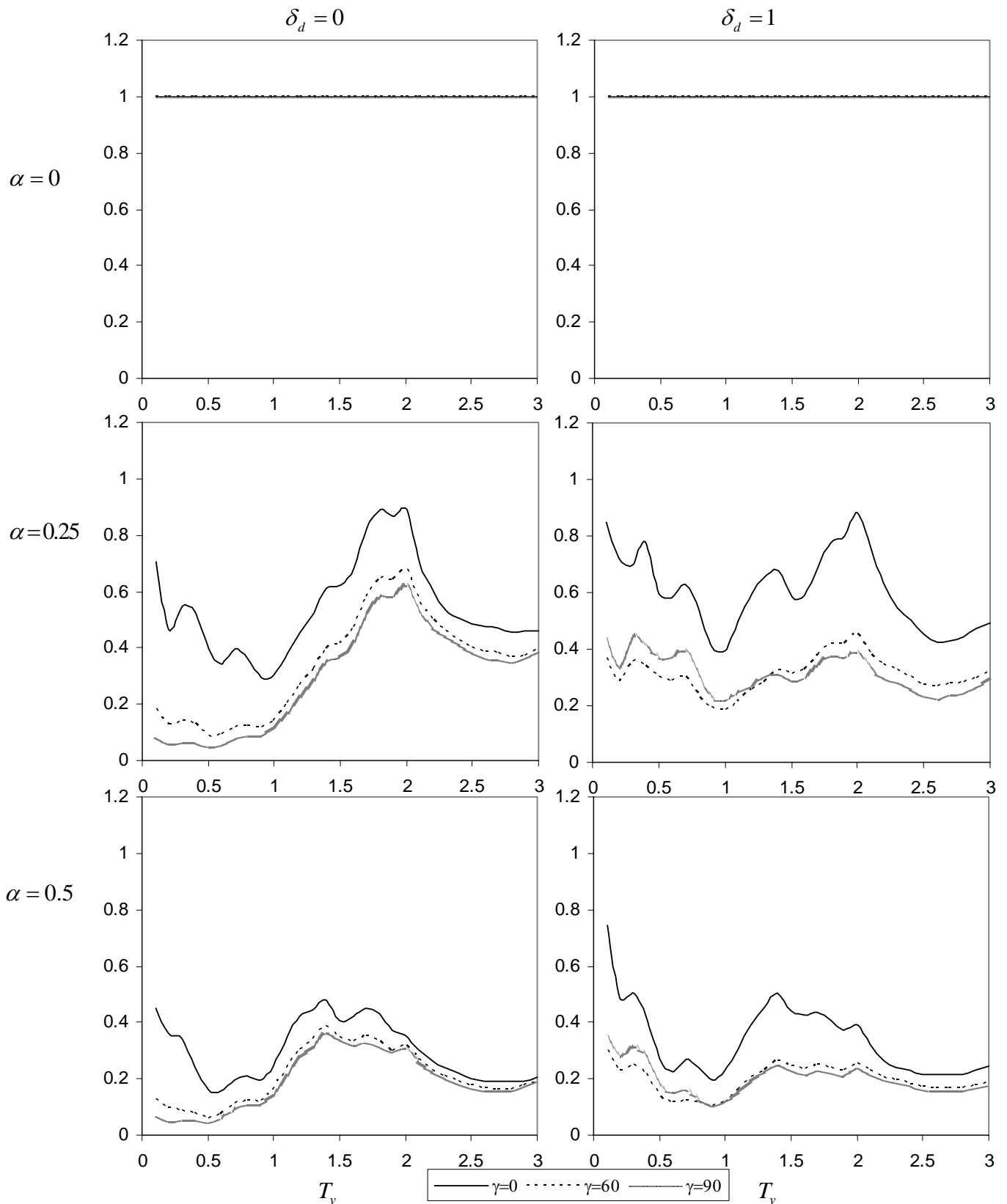


Fig. III.6 Relación de torsiones accidentales $\frac{T_{acc}^{flex}}{T_{acc}^{rig}}$ para valores de $\zeta = 5\%$, $\gamma = 0, 60$ y 90° , $\delta_d = 0$ y 1 , $\alpha = 0, 0.25$ y 0.5 y $\delta_h = 3$ para el sismo de El Centro .

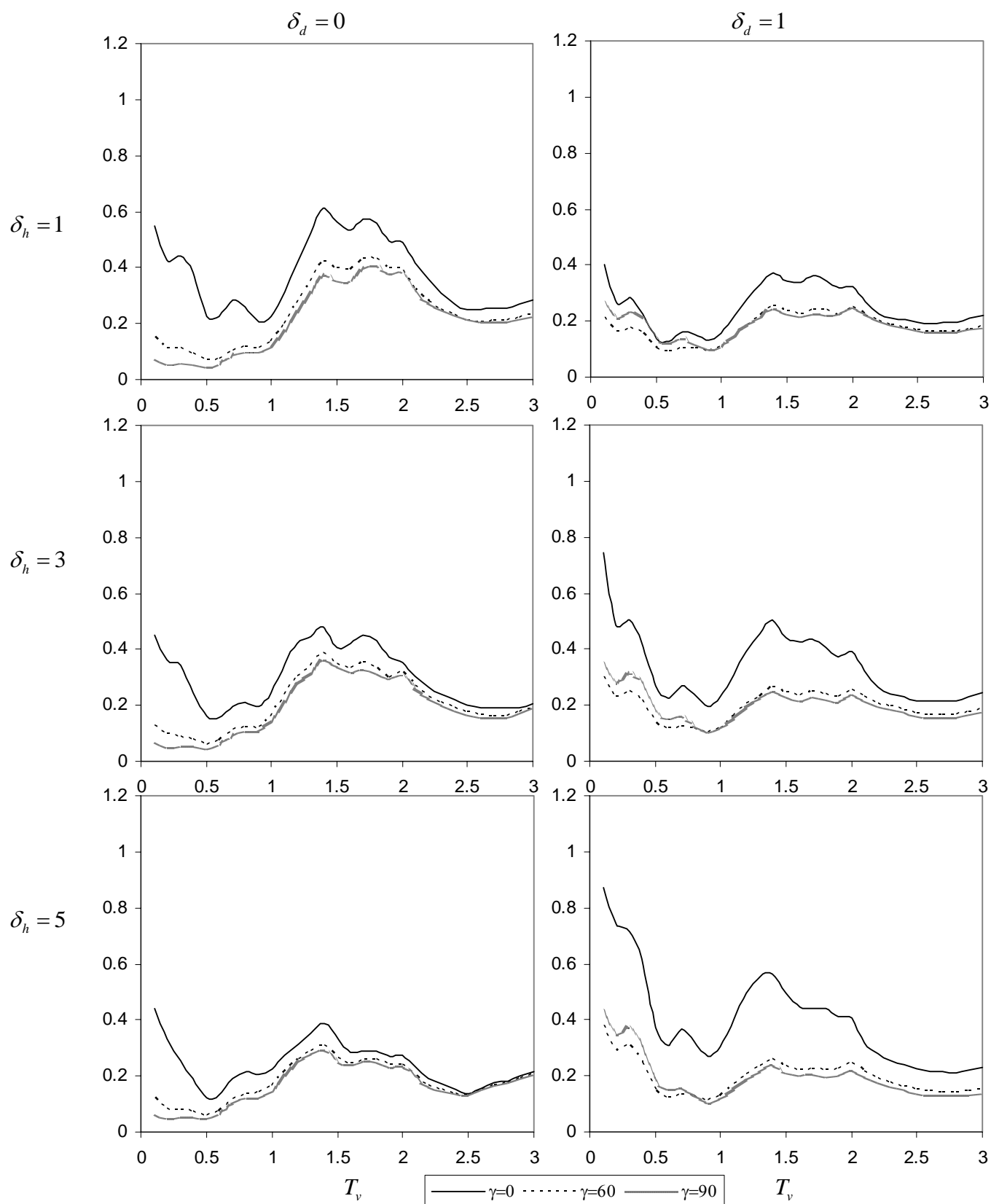


Fig. III.7 Relación de torsiones accidentales $\frac{T_{acc}^{flex}}{T_{acc}^{rig}}$ para ángulos de incidencia $\gamma = 0, 60$ y 90° , $\delta_d = 0$ y 1 , $\delta_h = 1, 3$ y 5 y $\alpha = 0.5$ para el sismo de El Centro.

III.4.- Osciladores con 2 grados de libertad sobre base flexible

En este subcapítulo se toman en cuenta los efectos cinemáticos e inerciales al obtener la respuesta acoplada de traslación y torsión para osciladores con características definidas y después se compara con lo que establece el reglamento con el objeto de determinar los valores para los cuales las normas no protegen adecuadamente a las estructuras.

Las ecuaciones II.10-14 describen la respuesta del oscilador con excentricidad no nula apoyado sobre base flexible.

La torsión para osciladores con respuesta acoplada y que consideran su interacción con el suelo se obtiene en este trabajo de la siguiente manera:

$$T_{flex}^{ac} = \frac{2}{3} m_b b \lambda^2 \omega_v^2 \Delta_{\theta_b}^{flex} \quad (III.16)$$

$\Delta_{\theta_b}^{flex}$ respuesta acoplada a torsión sobre base flexible. (Ecs.II.10-14)

En la siguiente relación, el numerador corresponde a la torsión acoplada para un oscilador con excentricidad sobre base flexible y el denominador a la torsión obtenida con el reglamento, esto es:

$$\frac{T_{flex}^{ac}}{T^{des}} = \frac{2\lambda^2}{3e_r^{dis}} \frac{\Delta_{\theta_b}^{flex}}{\Delta_b} \quad (III.17)$$

En esta relación se aprecia que:

Si $\frac{T_{flex}^{ac}}{T^{des}} < 1$ las estructuras diseñadas con los lineamientos reglamentarios están sobrevaluadas.

Si $\frac{T_{flex}^{ac}}{T^{des}} > 1$ el reglamento no satisface adecuadamente los requisitos estructurales.

Al diseñar por torsión el reglamento no especifica claramente si el cortante desacoplado a considerar es el obtenido al suponer a la estructura desplantada sobre base rígida o flexible. Se obtuvieron las graficas de las figuras III.8-10 con la ecuación III.17 usando el cortante desacoplado sobre base flexible y las figuras III.11-13 tomando el cortante desacoplado sobre base rígida, con el objeto de encontrar las diferencias al utilizar uno u otro enfoque. En las gráficas de las figuras III.8-13 se consideró que $T_v=1 \text{ seg.}$, $\zeta=5\%$, $\delta_m=0.25$, $\delta_d=0$ y 1 , $\delta_h=1,3$ y 5 , $v_g=0.4$, $\delta_p=0.15$, $\gamma=0,60$ y 90° , $e_r=0.1,0.2$ y 0.3 y $\alpha=0,0.25$ y 0.5 .

Al utilizar el cortante desacoplado sobre base flexible en la relación de torsiones (figuras III.8-10) se observa lo siguiente:

En suelos flexibles ($\alpha > 0$) los criterios utilizados en el reglamento son adecuados cuando la incidencia de la excitación es vertical ($\gamma = 0^\circ$) para casi cualquier valor de λ , excepto cuando λ es cercana o igual a 0.5. Para valores de $\lambda > 2$ la mayoría de las estructuras se encuentran sobrevaluadas por las normas casi en un 50%

Grosso modo, para estructuras situadas en suelos muy flexibles ($\alpha = 0.5$) con $\lambda > 0.4$ y ángulos de incidencia diferentes al vertical los resultados obtenidos son muy superiores a los propuestos por el reglamento (relación de torsiones mayor a uno), pero cuando $\lambda < 0.4$ las estructuras se encuentran protegidas por el mismo (relación menor a uno). La influencia del ángulo incidente en la respuesta es importante ya que a medida que el suelo de apoyo es más flexible el efecto propiciado por el ángulo incidente es más desfavorable.

La profundidad de desplante no afecta de manera considerable a los valores obtenidos con la ecuación III.17.

Para base flexible ($\alpha > 0$) se observa que la amplificación máxima no se obtiene para valores de λ cercanos o iguales a 1 como sucedía en base rígida sino que dicha amplificación se presenta para valores de λ más pequeños que 1 debido a la modificación de las propiedades dinámicas del sistema por la interacción del suelo con la estructura.

Para excentricidades pequeñas y ángulos de incidencia no nulos se presentan las mayores amplificaciones de $\frac{T_{flex}^{ac}}{T_{flex}^{des}}$.

Al utilizar el cortante desacoplado sobre base rígida en la relación de torsiones (figuras III.11-13) se observa lo siguiente:

Para base flexible ($\alpha > 0$) e incidencia vertical ($\gamma = 0$) las estructuras se encuentran protegidas por el reglamento para todos los valores de λ . Para valores de $\lambda > 2$ la mayoría de las estructuras se encuentran sobrevaluadas por las normas casi en un 20%.

Se observa que al aumentar la flexibilidad del suelo ($\alpha > 0$) se reducen los efectos de torsión debido a que aumenta la capacidad de disipación de energía del sistema cuando se considera su interacción con el suelo.

Para $e_r = 0.1$ y ángulo de incidencia $\gamma = 60^\circ$ o $\gamma = 90^\circ$ se observa que el reglamento no protege adecuadamente a las estructuras que tienen valores $\lambda > 1.7$. Aunque esta aseveración no es importante para el caso de la Ciudad de México ya que generalmente solo inciden ondas verticales debido al contraste de impedancias que existe entre los estratos profundos y los suelos arcillosos, se menciona porque podría ser importante para el caso de otros estados de la República en donde el contraste de impedancias no es tan fuerte.

Para base flexible ($\alpha > 0$) la amplificación máxima no se obtiene para valores de λ cercanos o iguales a 1 como sucedía en base rígida sino que dicha amplificación se obtiene para valores de λ más pequeños que 1. Esto se debe a que el período natural de vibrar de base rígida es modificado por la interacción.

Se observa que los resultados obtenidos con la ecuación III.19 son claramente menores cuando se utiliza el cortante de base rígida que cuando se toma el de base flexible. Esto quiere decir que es más conveniente tomar el cortante desacoplado de base flexible cuando se diseña por torsión con el reglamento porque las dimensiones de los elementos serán menores y por lo tanto de menor costo que los obtenidos al utilizar el cortante de base rígida, aunque esta ventaja podría quedar compensada por la facilidad de los cálculos en base rígida.

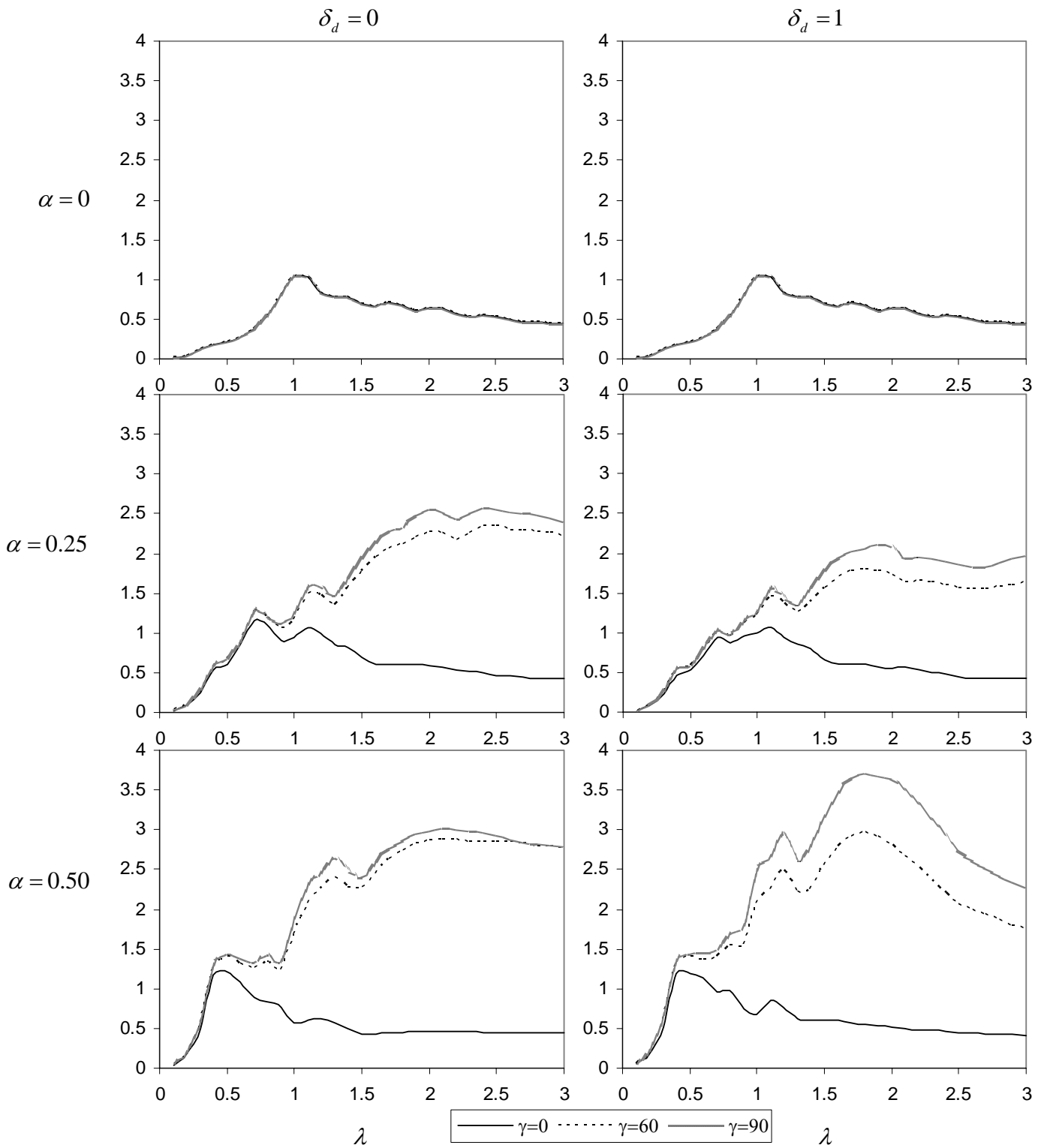


Fig. III.8 Relación de torsiones utilizando el cortante desacoplado sobre base flexible $\frac{T_{flex}^{ac}}{T_{flex}^{des}}$, para estructuras con $T_v = 1 \text{ seg}$, $e_r = 0.2$, $\delta_h = 3$, $\delta_d = 0$ y 1 , $\gamma = 0, 60$ y 90° y desplantados sobre un medio con $\alpha = 0, 0.25$ y 0.50 .

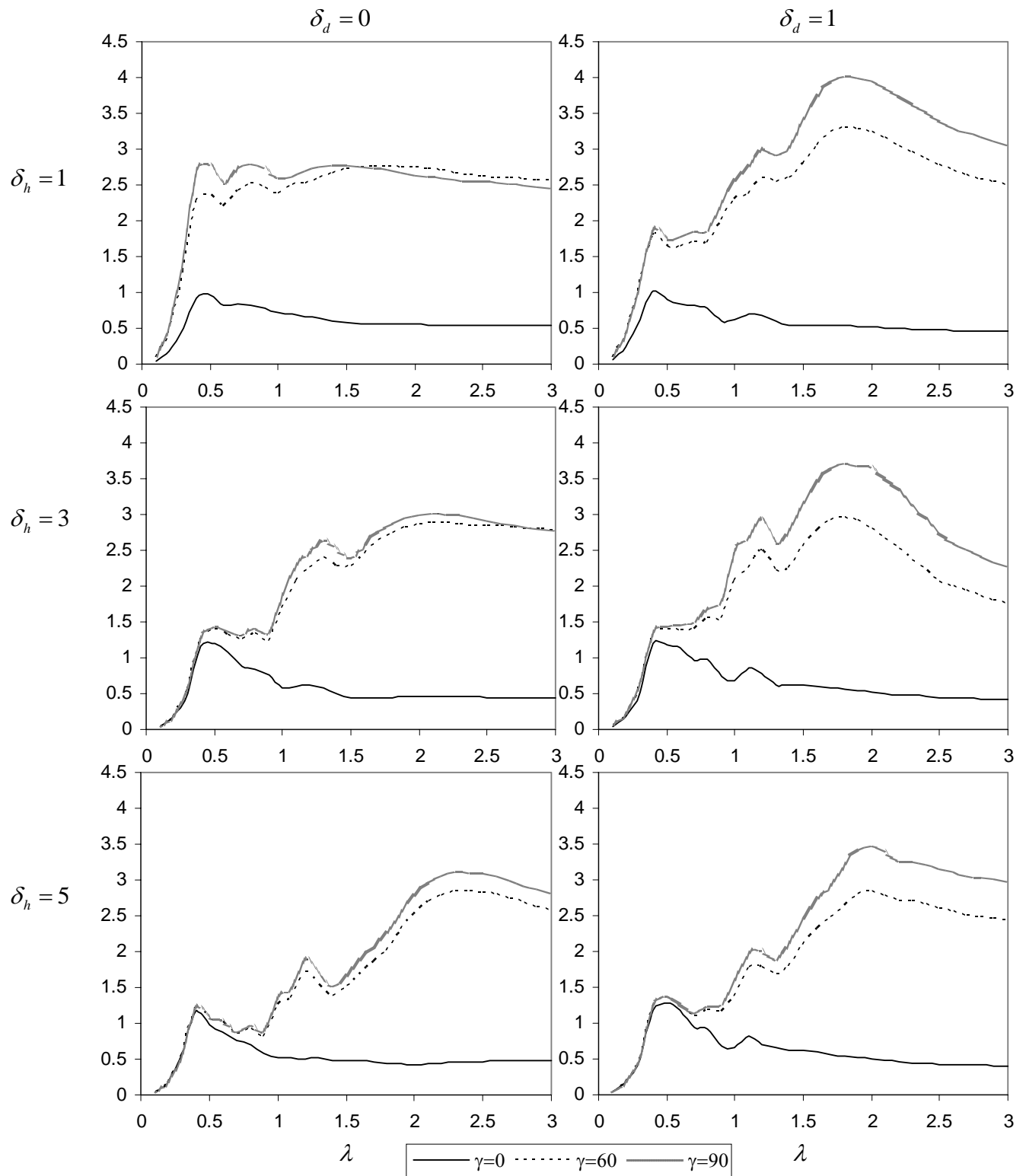


Fig. III.9 Relación de torsiones utilizando el cortante desacoplado sobre base flexible $\frac{T_{flex}^{ac}}{T_{flex}^{des}}$, para estructuras con $T_v = 1 \text{ seg}$, $e_r = 0.2$, $\alpha = 0.5$, $\delta_d = 0$ y 1 , $\gamma = 0, 60$ y 90° y $\delta_h = 1, 3$ y 5 .

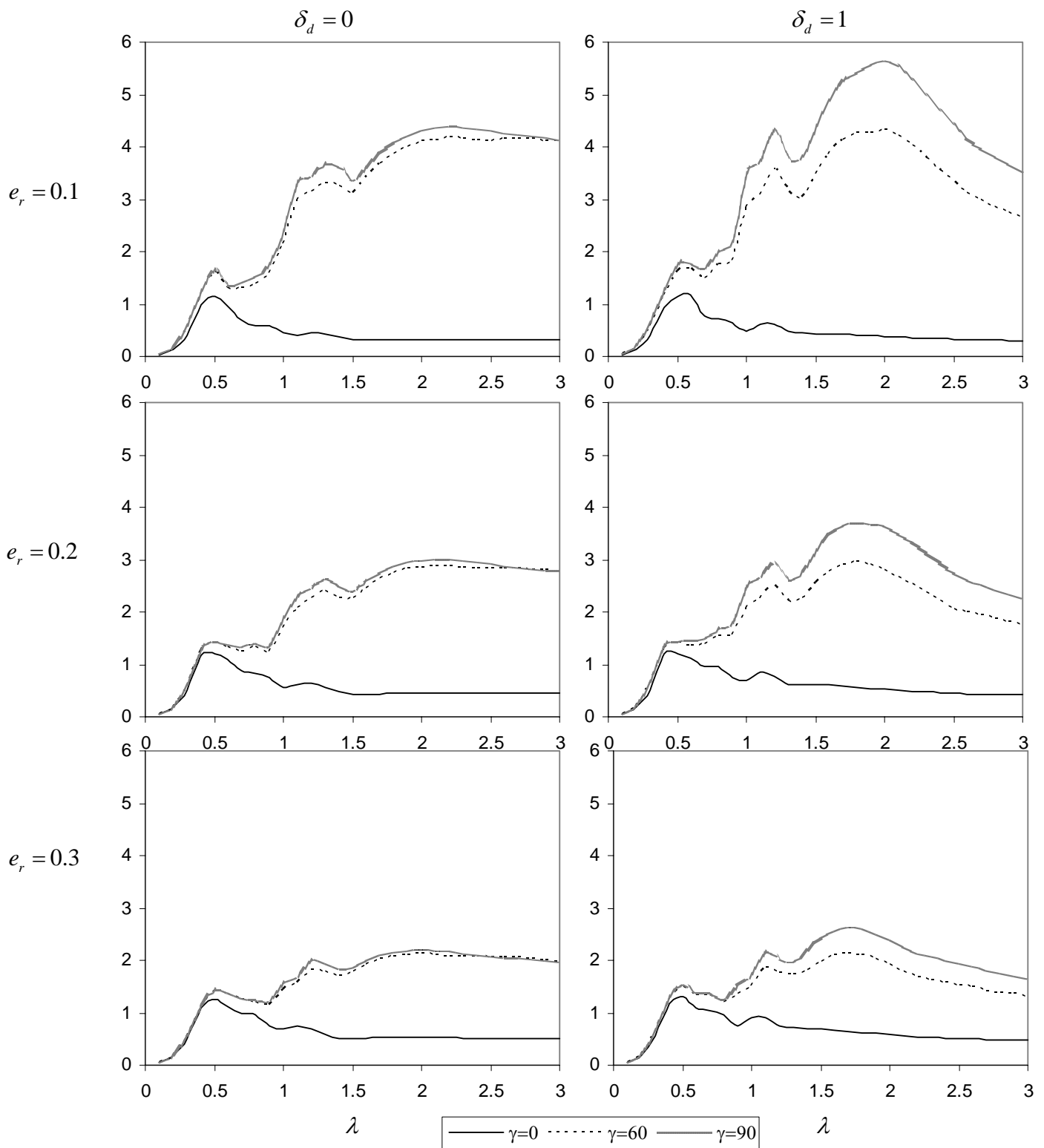


Fig. III.10 Relación de torsiones utilizando el cortante desacoplado sobre base flexible $\frac{T_{flex}^{ac}}{T_{flex}^{des}}$, para estructuras con $T_v = 1 seg$, $\alpha = 0.5$, $\delta_h = 3$, $\delta_d = 0$ y 1 , $\gamma = 0, 60$ y 90° y distintas excentricidades $e_r = 0.1, 0.2$ y 0.3 .

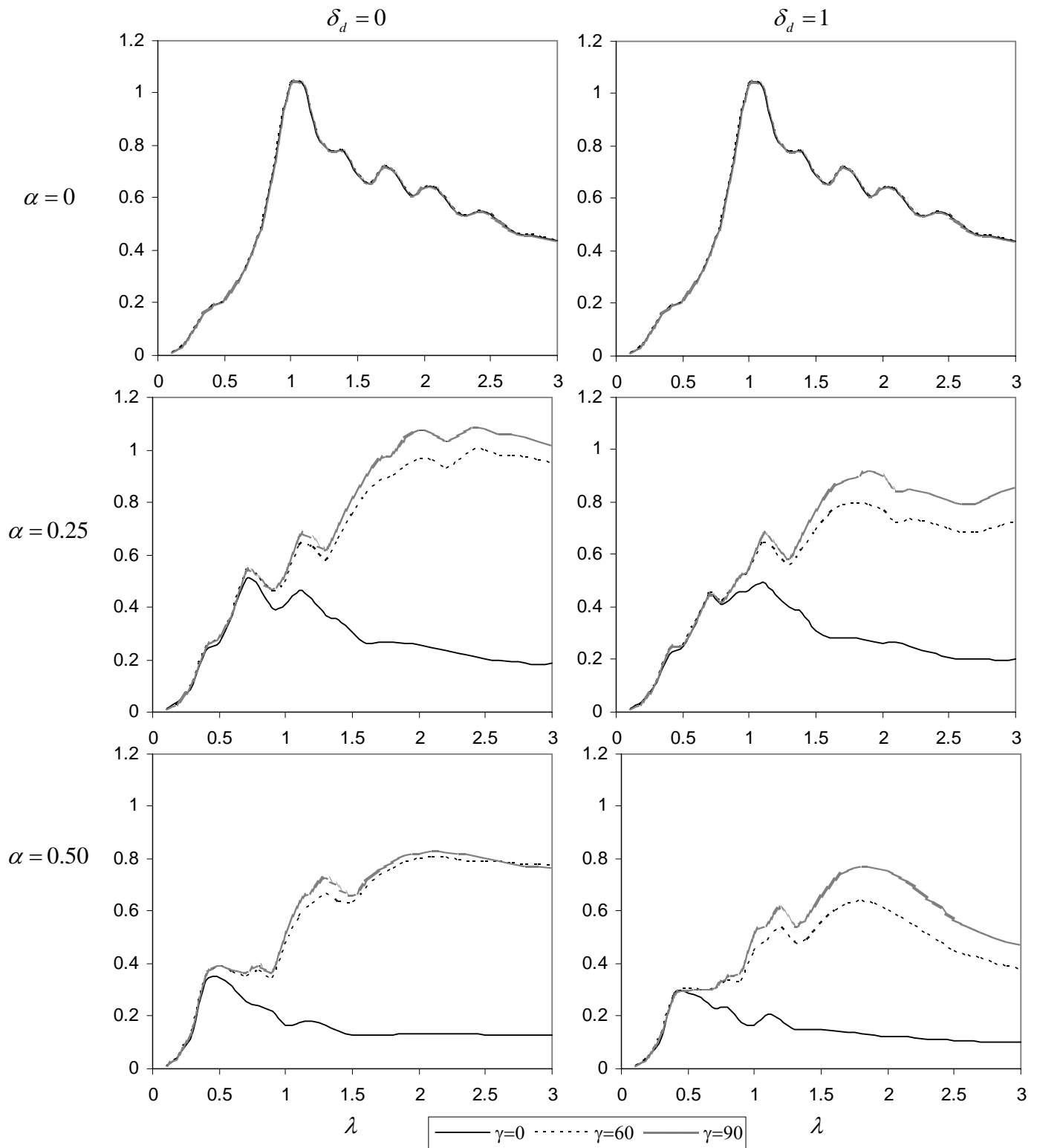


Fig. III.11 Relación de torsiones utilizando el cortante desacoplado sobre base rígida $\frac{T_{flex}^{ac}}{T_{rig}^{des}}$, para estructuras con $T_v = 1 \text{ seg}$, $e_r = 0.2$, $\delta_h = 3$, $\delta_d = 0$ y 1 , $\gamma = 0, 60$ y 90° y desplantados sobre un medio con $\alpha = 0$ (rígido), 0.25 y 0.50 .

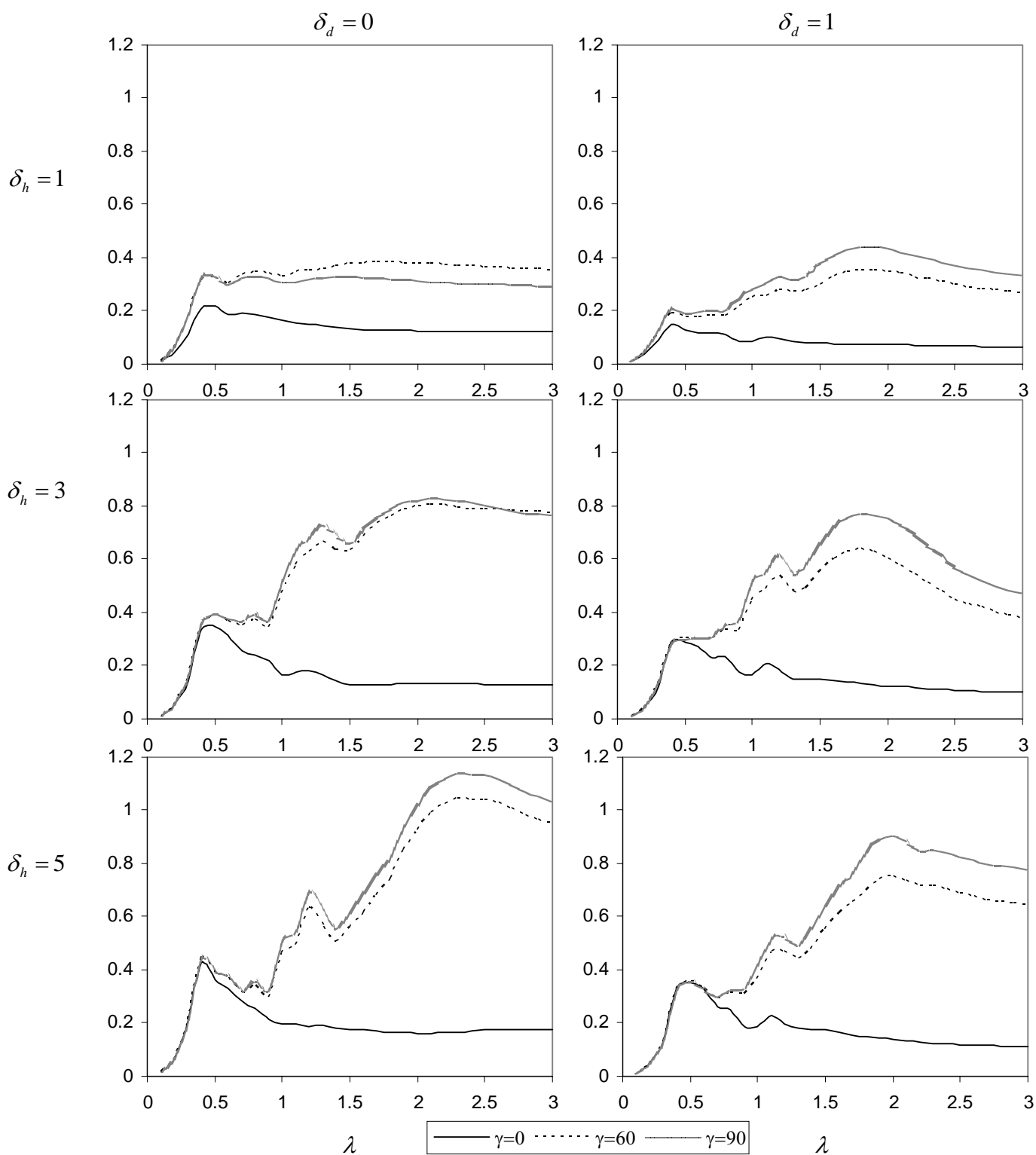


Fig. III.12 Relación de torsiones utilizando el cortante desacoplado sobre base rígida $\frac{T_{flex}^{ac}}{T_{rig}^{des}}$, para estructuras con $T_v = 1 \text{ seg}$, $e_r = 0.2$, $\alpha = 0.5$, $\delta_d = 0$ y 1 , $\gamma = 0, 60$ y 90° y $\delta_h = 1$ (robustas), 3 y 5 (esbeltas).

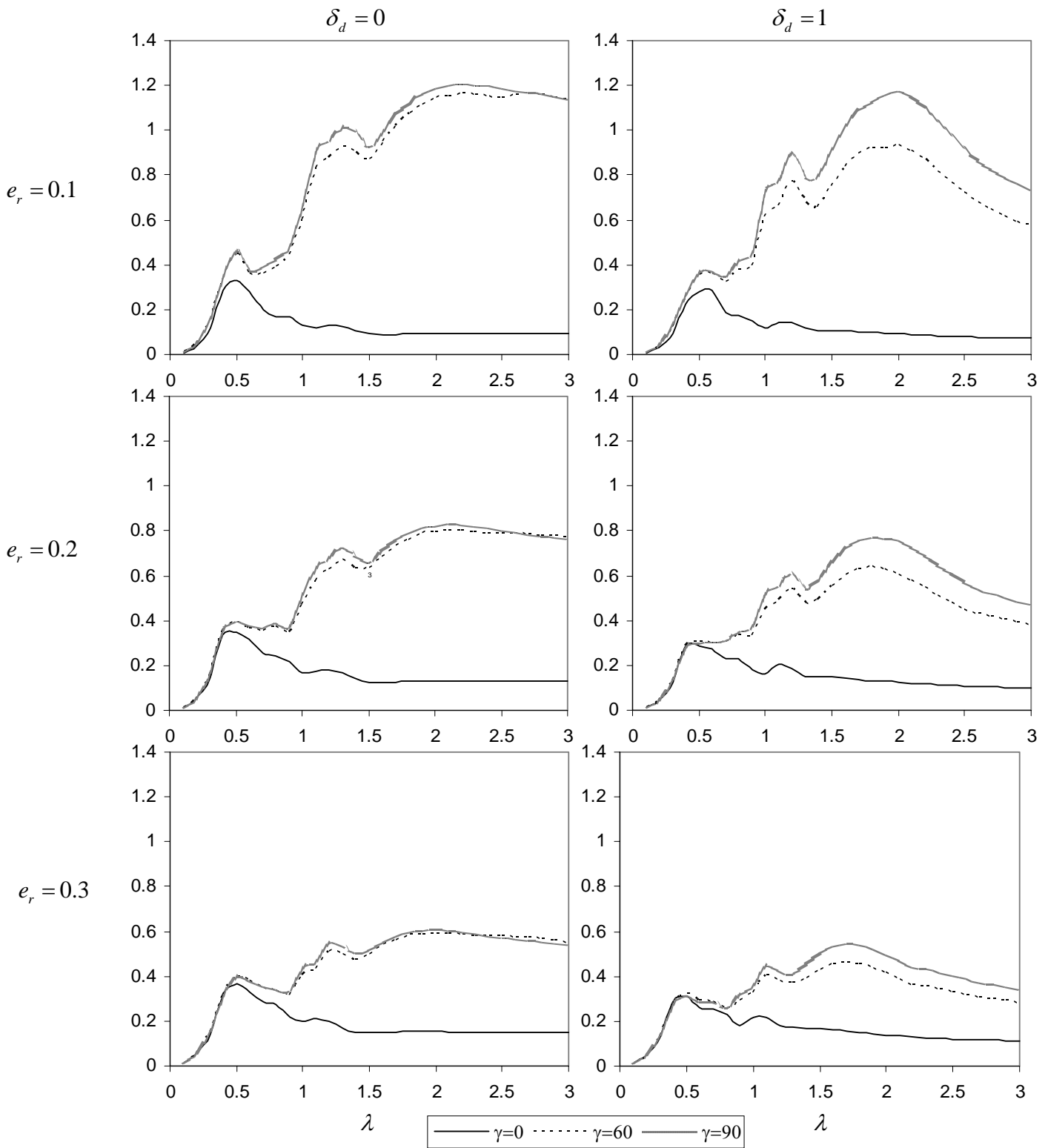


Fig. III.13 Relación de torsiones utilizando el cortante desacoplado sobre base rígida $\frac{T_{flex}^{ac}}{T_{rig}^{des}}$, para estructuras con $T_v = 1 seg$, $\alpha = 0.5$, $\delta_h = 3$, $\delta_d = 0$ y 1 , $\gamma = 0,60$ y 90° y distintas excentricidades $e_r = 0.1, 0.2$ y 0.3 .

CAPITULO IV
COMENTARIOS SOBRE LAS NTCDS DEL RCDF

En las Normas técnicas de Diseño Sísmico para el Distrito Federal, y en la mayoría de los reglamentos, se especifica que la excentricidad que se debe emplear en la obtención de las acciones para el diseño por torsión de los elementos estructurales, debe ser la que considere a la excentricidad estructural generada por la diferencia en la posición de los centros de masa y rigidez y a la accidental, introducida artificialmente para que considere los efectos de torsión debidos a las discrepancias entre las distribuciones de masa, rigidez y resistencia usadas en el análisis, y por la variación espacial del movimiento sísmico, entre otros factores. La excentricidad de diseño se obtiene mediante la aplicación de dos fórmulas sencillas que involucran a la excentricidad estructural y a una dimensión característica de la planta arquitectónica de la estructura, afectada por coeficientes especificados.

Son muchos los estudios que se han realizado con el propósito de dar fundamento a las especificaciones propuestas en el reglamento. Entre ellos se encuentran los que únicamente consideran la excentricidad accidental, causada principalmente por la componente rotacional del movimiento de excitación (Newmark, 1969; Luco, 1976; Apsel y Luco, 1976; Bielak et al, 1986) así como aquellos que toman en cuenta la excentricidad estructural (Hanh y Liu, 1993; Chopra y Goel, 1991; Chandler y Hutchinson, 1987). En algunos trabajos se ha estudiado la respuesta de las estructuras asimétricas considerando la interacción entre el suelo y la estructura (Chandler y Hutchinson, 1987) pero, generalmente se ha omitido el efecto de la interacción cinemática al sólo considerar la flexibilidad del suelo pero no la diferencia entre el movimiento de campo libre y el movimiento efectivo de la cimentación. En varios casos se afirma la necesidad de revisar la expresiones dadas en los reglamentos para obtener las excentricidades de diseño, con el propósito de tomar en cuenta, entre algunos factores, las deformaciones y demandas de ductilidad de los elementos estructurales(Chopra y Goel, 1991) y que queden cubiertas algunas estructuras que tienen periodos fundamentales de traslación cercanos al valor del periodo a la torsión(Chandler y Hutchinson, 1978).

En las NTCDS del RCDF no se especifica claramente que cortante desacoplado es el que se debe utilizar cuando se diseñan los elementos por torsión ya que como es bien sabido se podría emplear el obtenido al suponer la estructura desplantada en base rígida o el obtenido al considerar base flexible. En este trabajo se encontró una diferencia importante al utilizar uno u otro enfoque ya que el cortante desacoplado de base rígida fue siempre mayor que su similar de base flexible. Si no se conocen bien las características del sistema suelo-estructura se recomienda utilizar el cortante de base rígida ya que de esta manera se estaría sobrevaluando la respuesta y por lo tanto protegiendo las estructuras, si en cambio si se conocen bien las características del sistema se recomienda entonces utilizar el cortante de base flexible.

Para el caso de estructuras desplantadas sobre suelos duros se encontró que cuando presentan excentricidades pequeñas y valores de $\lambda = T_v / T_0$ cercanos a la unidad existe una amplificación importante en su respuesta a torsión de tal manera que sobrepasaron los resultados estimados por el reglamento hasta en un 40% en algunos casos, entonces es importante que el reglamento plantee consideraciones adicionales para subsanar esta deficiencia, como lo podría ser el aumentar el valor de la excentricidad un cierto porcentaje(porcentaje que debe ser fijado adecuadamente por el reglamento a partir de estudios pertinentes).

El tomar en cuenta el ángulo de incidencia en el cálculo de la torsión de estructuras desplantadas en suelo flexible para el caso de la Ciudad de México no es importante ya que en ésta sólo se presentan incidencias verticales debido al contraste de impedancias entre los estratos profundos y los suelos arcillosos.

En este trabajo solo se analizaron algunas de las variables que afectan la respuesta a torsión de las estructuras, pero es claro que hace falta realizar más estudios que incluyan otras variables para de alguna manera eliminar los subdiseños y reducir el nivel de sobrediseño en las estructuras ya que los primeros representan un riesgo para la seguridad de las estructuras y los segundos representan costos adicionales.

CONCLUSIONES

En esta tesis se analizó la respuesta de estructuras asimétricas de un nivel, modeladas por medio de un oscilador simple, sometidas a la excitación dinámica del sismo de El Centro componente N-S. Los propósitos fueron analizar la respuesta acoplada en condiciones lineales sobre base rígida y flexible para señalar las situaciones en las cuales las recomendaciones de diseño por torsión propuestas en el reglamento son deficientes e identificar las diferencias al utilizar el cortante desacoplado obtenido sobre base rígida y sobre base flexible. Se consideró la profundidad de enterramiento no sólo para calcular la rigidez dinámica de la cimentación, sino también para determinar el movimiento de entrada de la misma.

Para el sismo de El Centro se observó que las estructuras sin excentricidad desplantadas sobre base rígida presentan mayores valores de torsión cuando son rígidas que cuando son flexibles y que el valor máximo apareció para periodos cercanos o iguales a 0.5 seg, además de que dicho valor fue disminuyendo a partir de períodos mayores a 1 seg.

Para el caso de estructuras con excentricidad no nula (2g.l.) desplantadas sobre suelo rígido se observó que para todas las excentricidades consideradas y para valores de λ menores a 0.9 pero mayores a 1.4 se encuentran protegidas adecuadamente por el reglamento, sin embargo esto no sucedió para valores de λ cercanos a 1 y excentricidades pequeñas. Aunque en magnitud se presentaron diferencias, la forma de la gráfica de la relación de torsiones fue similar para las distintas excentricidades. Para excentricidades estructurales muy pequeñas y valores de $\lambda=1$ el valor de la torsión calculada para el sistema en estudio llegó a superar hasta en un 40% a la obtenida con el reglamento para estructuras flexibles ($T_v=3s.$) y en un 15% para estructuras rígidas ($T_v=0.5s.$).

Las estructuras con excentricidad grande ($e_r=0.3$) desplantadas tanto sobre base rígida como base flexible presentaron valores de torsión por debajo de lo que marca el reglamento. De esta manera se sabe que se encuentran sobrevaluadas y que esa diferencia entre el valor real y el obtenido con el reglamento depende de λ .

Cuando no se consideró la interacción suelo-estructura se observó un efecto de amplificación importante en la respuesta a torsión para estructuras con excentricidades estructurales pequeñas y periodos naturales de traslación y torsión muy parecidos entre sí, de tal manera que para estos valores las estructuras "sobrepasaron" la respuesta obtenida con el reglamento.

En el análisis realizado se encontró que el valor del cortante desacoplado obtenido al no considerar interacción suelo-estructura fue siempre mayor que al considerarla. Esta observación es importante si se reconoce que se obtendrán valores menores al utilizar el cortante de base flexible.

Para estructuras sin excentricidad, la torsión obtenida en suelo flexible disminuye cuando el ángulo de incidencia tiende a la horizontalidad. Para aquellas con excentricidad estructural desplantadas en suelos flexibles, los criterios utilizados en el reglamento fueron adecuados cuando se tuvieron incidencias de ondas verticales y valores de $\lambda \neq 0.5$, en cambio para incidencias diferentes a la vertical los resultados obtenidos fueron muy superiores a los propuestos en las normas, por lo tanto se concluye que la influencia del ángulo incidente en la respuesta es importante ya que a medida que el suelo de apoyo es más flexible el efecto propiciado por el ángulo incidente es más desfavorable. También se encontró que la profundidad de desplante afecta poco a los resultados obtenidos.

En estructuras con excentricidad desplantadas en suelos blandos la amplificación máxima no se obtuvo para valores de λ cercanos o iguales a 1 como sucedía en base rígida sino para valores de λ más pequeños debido a la modificación de las propiedades dinámicas del sistema por efectos de la interacción. Aunque la máxima amplificación si se presentó para excentricidades pequeñas como sucedió para los osciladores sobre base rígida.

Cuando se obtuvo la torsión utilizando el cortante desacoplado de base rígida como lo dice el reglamento se encontró que las estructuras desplantadas sobre suelos blandos con incidencia de ondas vertical ($\gamma=0$) se encuentran adecuadamente protegidas para cualquier valor de λ .

Los resultados obtenidos muestran la necesidad de revisar el reglamento para cubrir las deficiencias señaladas y de realizar estudios exhaustivos que consideren otras variables omitidas en esta tesis, como geometrías irregulares de la cimentación, diferente estratigrafía, comportamientos no lineales, etc. con el objeto de plantear modelos que representen las condiciones del problema lo más cercanas a la realidad y así obtener resultados acordes a la misma.

FIN

REFERENCIAS

- Applied Technology Council (1978), "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings", Structural Engineers' Association of California, ATC3-06, U.S. Department of Commerce, Washington.
- Achenbach. J.D. (1976). "Wave Propagation in Elastic Solids", North-Holland Publishing Company, Oxford.
- Apsel, R. And J.E. Luco (1976). "Torsional response of rigid embedded foundation". J.Engr.Mech.Div., EM6.
- Avilés J. (2000). "Interacción Dinámica Suelo-Estructura: Conceptos de Diseño", Ingeniería Sísmica, SMIS.
- Avilés J. Y Olmos E. (2000), "Evaluación de los efectos de torsión en estructuras simétricas debidos a la rotación de la cimentación por el paso de las ondas sísmicas", Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, nov 1-4, 1, 64.
- Avilés, J. Y L. Pérez-Rocha (1996). "Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment an layer depth" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 15. pp 11-27.
- Bazán, E. Y R. Meli (2000). "Diseño sísmico de edificios" Ed. Limusa, México.
- Bielak J., Sudarbo H. y Morse D.V. (1986). " Coupled lateral-rocking-torsional response of structures with embedded foundations due to SH-waves". Proc. 3rd U.S. Natl. Conf. On Earthq. Engrg., Vol II, August 24-28, Charleston, S.C., pp 811-822.
- Bozorgnia, Y. and W.K. Tso (1986). "Inelastic Earthquake response of asymmetric structures". J.Strtl.Engrg. ASCE, Vol. 112, 2, 383-400.
- Chandler A.M. y Duan X.N. (1997), "Performance of asymmetric code-designed buildings for serviceability and ultimate limit states", Earthq. Engr. Strul. Dyn., 26, 717-735.
- Chandler, A. M. y G. L. Hutchinson (1987a). "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach". Earthq.Engr.Strul.Dyn., Vol.15, pp 491-516.
- Chandler, A. M. Y G.L. Hutchinson (1987b). "Code design provisions for torsionally coupled building on elastic foundation". Earthq.Engr.Strul.Dyn., Vol.15, pp 517-536.
- Chopra, A. K. y Goel, R.K. (1991). "Evaluation of torsional provisions in seismic codes", J.Strul.Eng., ASCE, Vol. 117, 12, pp 3762-3782.

- Duan, X.N. y Chandler M. (1997). "An optimized procedure for seismic design of torsionally unbalanced structures", *Earthq.Engr.Strul.Dyn.*, 26, 737-757.
- Escobar, J.A. and G. Ayala Millán (1998). "Yielding seismic response of code-designed single-storey asymmetric structures", *Earthq.Engr.Strul.Dyn.*, 27, 525-541.
- Hahn, G.D. y X. Liu, (1994). "Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions". *J.Strul. Engr.*, Vol. 120. 4 pp 1158-1181.
- Hwei, P.H. (1998). "Análisis de Fourier" Ed. Prentice may, 1^a. Reimpresión, México DF.
- Iguchi, M. (1982). "An approximate análisis of input mptions for rigid embedded foundations", *Transactions of architectural institute of japan*, No. 315. pp 61-75.
- Jennings, P. y J. Bielak (1973). "Dynamics of building-soil interaction" *Bulletin of seismological Society of America*, 63, pp 9-48.
- Luco, J.E. (1976a). "Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves". *Earthq. Engr.Strul.Dyn.*, 4, pp207-219.
- Luco J.E.(1976b). "Torsional response of structures for SH waves: the case of hemispherical foundations". *Bull. Seism.Soc. Am.*, 66, pp 109-123.
- Mita, A. Y E. Luco (1989). "Impedance function and input motion for embedded square foundations" *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, pp491-503.
- Newmark,N.M. (1969)."Torsion in symmetrical buildings". *Proc.Fourth World Conf.Earthq.Engr.Vol I,A3,pp 19-32.*
- Novak M. y Sachs K. (1973), "Torsional and coupled vibrations of embedded footings", *Earthq.Engr.Strul.Dyn.*,2, 11-33.
- NTCDS-RCDF (1995). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Secretaría de obras y servicios, 300, tomo II.
- Pérez-Rocha,L.E.(1988)."Respuesta sísmica estructural :efectos de sitio e interacción suelo-estructura", Tesis doctoral, UNAM, México.
- Rosenblueth, E. (1952). "Teoria del diseño sísmico sobre mantos blandos", Ediciones ICA, Seriués B, 14,pp 3-12, México.
- Rosenblueth E. (1957). "Comments on torsion", *Proceedings Convention of the Structural Engineers Association of Southern California*, 36-38.

- Rosenblueth, E. (1979). "Seismic design requirements in a 1976 Mexican Code", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, pp 49-61.
- Rutenberg A. y Heidebrecht A.C. (1985), "Rotational ground motion and seismic codes", *Can. J. Civil Engineering*, 12, 583-592.
- Sikaroudi H. y Chandler A.M. (1992), "Structure-foundation interaction in the earthquake response of torsionally asymmetric buildings", *Soil Dyn. Earthq. Engr.*, 11, 1-16.
- Suárez M., Avilés J. y Sánchez-Sesma F.J. (1998). "Evaluación de las recomendaciones para torsión estipuladas en reglamentos considerando los efectos de interacción suelo-estructura", XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, NL.
- Trifunac M.D., Todorovska M.I. y Hao T.Y. (2001), "Full-scale experimental studies of soil-structure interaction: a review", *Proc. 2nd U.S.-Japan Worksop on Soil-Structure Interaction*, March 6-8, Tsukuba City, Japan.
- Tso W.K. y Zhu T.J. (1992), "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: ductility demand", *Earthq.Engr.Strul.Dyn.*, 21, 609-627.
- "Uniform Building Code of America" (1982), Chapter 23, Section 2312 (Earthquake Regulations), International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Veletsos, A. Y J. Meek (1974). "Dynamic behaviour of building-foundation systems" *Earthquake Engineering and structural dynamics*, 3 , pp 121-138.
- Zhu T.J. y Tso W.K. (1992). "Design of torsionally unbalanced structural systems base don code provisions II: strenght distribution". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, 21, pp 629-644.