

**COMENTARIOS
A LAS NORMAS TÉCNICAS
COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO POR SISMO**

	RESUMEN	4
	INTRODUCCIÓN	5
1.	NOTACIÓN	7
2.	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS	11
2.1	Análisis estático y dinámico	11
2.2	Método simplificado de análisis	12
3.	ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO	15
4.	REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	23
4.1	Factor reductivo	23
5.	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO	31
6.	CONDICIONES DE REGULARIDAD	39
7.	MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS	45
8.	ANÁLISIS ESTÁTICO	47
8.1	Fuerzas cortantes	47
8.2	Reducción de las fuerzas cortantes	48
8.3	Péndulos invertidos	50
8.4	Apéndices	50
8.5	Momentos de volteo	51
8.6	Efectos de torsión	52
8.7	Efectos de segundo orden	56
8.8	Efectos bidireccionales	58
8.9	Falla de cimentación	59
8.10	Revisión por rotura de vidrios	59
8.11	Comportamiento asimétrico	60

9.	ANÁLISIS DINÁMICO	63
9.1	Análisis modal	63
9.2	Análisis paso a paso	68
9.3	Revisión por cortante basal	68
9.4	Efectos bidireccionales	69
10.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS	71
10.1	Tanques, péndulos invertidos y chimeneas	72
10.2	Muros de retención	73
11.	ESTRUCTURAS EXISTENTES	75
	APÉNDICE	77
	A1. Alcance	77
	A2. Notación adicional	79
	A3. Del tipo de análisis	80
	A4. Espectros para diseño sísmico	81
	A5. Análisis estático	84
	A6. Análisis dinámico	84
	A7. Interacción suelo-estructura	85
	ANEXO: CENTRO DE TORSIÓN EN EDIFICIOS	93
	RECONOCIMIENTO	97
	REFERENCIAS	99

PRESENTACIÓN

El 4 de julio de 1987, al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial, entró en vigor una nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Las disposiciones que contiene se agrupan en los siguientes títulos:

TÍTULO I	DISPOSICIONES GENERALES
TÍTULO II	VÍAS PÚBLICAS Y OTROS BIENES DE USO COMÚN
TÍTULO III	DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES
TÍTULO IV	LICENCIAS Y AUTORIZACIONES
TÍTULO V	PROYECTO ARQUITECTÓNICO
TÍTULO VI	SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES
TÍTULO VII	CONSTRUCCIÓN
TÍTULO VIII	USO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
TÍTULO IX	AMPLIACIONES DE OBRA DE MEJORAMIENTO
TÍTULO X	DEMOLICIONES
TÍTULO XI	EXPLOTACIÓN DE YACIMIENTOS DE MATERIALES PÉTREOS
TÍTULO XII	MEDIDAS DE SEGURIDAD
TÍTULO XIII	VISITAS DE INSPECCIÓN, SANCIONES Y RECURSOS

Las disposiciones relativas a diseño estructural (Título VI) se refieren exclusivamente a aquellos requisitos aplicables a cualquier material y sistema estructural y a los criterios generales de diseño que se espera sean válidos por un lapso considerable. Este título incluye, además, disposiciones detalladas relativas a diseño por sismo y a diseño de cimentaciones, por ser temas de particular importancia en el Distrito Federal.

Las disposiciones relativas a materiales y sistemas particulares se estipulan en Normas Técnicas Complementarias, las cuales tienen la misma validez legal que el Reglamento pero pueden ser modificadas con mayor facilidad, ya que requieren un proceso de legalización más sencillo. En esta forma será factible incorporar con prontitud a las Normas los nuevos procedimientos de construcción o de diseño que vayan siendo aceptados.

En la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, se publicaron las siguientes normas en las fechas indicadas:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructura de Concreto, 26 de noviembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Metálicas, 3 de diciembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 19 de noviembre 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera, 10 de diciembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 12 de noviembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 5 de noviembre de 1987
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento, 29 de octubre de 1987

El Instituto de Ingeniería, UNAM, edita esta serie de publicaciones donde se presentan los comentarios al Título VI del Reglamento de 1987 y a sus Normas Técnicas Complementarias, que ayudan a interpretar y explicar la razón de ser de dichos documentos. Para algunas normas se incluyen ayudas de diseño formadas por tablas y gráficas, a fin de evitar repeticiones laboriosas en el uso rutinario de los procedimientos prescritos, y ejemplos, que ilustran la forma de aplicar tales procedimientos.

El material ha sido preparado por el personal técnico del Instituto de Ingeniería y de otras instituciones que intervino en la elaboración del Reglamento y de las Normas Técnicas.

Se considera que estas publicaciones resultarán útiles tanto para la práctica del diseño estructural como para la docencia en ese campo.

COMENTARIOS

EMILIO ROSENBLUETH*

ROBERTO GÓMEZ*

*** Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM**

RESUMEN

Se comenta ampliamente cada una de las secciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, versión de 1987. Se describen algunos de los estudios que condujeron a las nuevas disposiciones reglamentarias. Se discuten los nuevos conceptos y procedimientos y se marcan sus limitaciones. Se incluyen consideraciones sobre investigaciones futuras.

ABSTRACT

The Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design of the Building Code for Mexico's Federal District are fully commented. Some of the research work that led to the new recommendations is described. New concepts and procedures are discussed and their limitations are stated. Considerations for further investigations are given.

INTRODUCCIÓN

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo deben aplicarse al diseño de todo edificio de los grupos A o B que se pretenda construir en el Distrito Federal, así como a aquellos cuya capacidad ante sismo deba revisarse y se hallen en dicha entidad. Las disposiciones incluidas en estas Normas tienen como objetivos :

- 1) Evitar pérdidas de vidas humanas y lesiones a seres humanos durante cualquier evento sísmico que pueda afectar al Distrito Federal.
- 2) Impedir, durante los temblores de frecuente ocurrencia, daños en la estructura y en los componentes no estructurales, sin descartar la posibilidad de daños durante sismos de intensidad excepcional y de ocurrencia poco frecuente.

- 3) Lograr que a raíz de todo sismo que afecte al Distrito Federal sigan operando las construcciones que prestan servicios esenciales.

No obstante, la naturaleza de los temblores es a tal grado impredecible que nunca puede asegurarse que se logren cabalmente los objetivos enunciados.

Los comentarios que a continuación se presentan han sido revisados teniendo en cuenta las opiniones de ingenieros activos en la práctica profesional y de especialistas en el tema. Algunas de estas opiniones han dado lugar a modificaciones tanto en los comentarios como en las Normas, particularmente en lo relacionado con los efectos de torsión. Dada la importancia de este aspecto, se incluye en el presente texto un anexo sobre ese tema.

La publicación de las nuevas Normas en el Diario Oficial de la Federación es inminente; por tanto, con objeto de justificar algunas de las nuevas recomendaciones y aclarar dudas que surjan durante su aplicación, a continuación se comenta cada una de las secciones que las componen. La numeración empleada corresponde a la utilizada en las Normas.

1. NOTACIÓN

El significado de ciertos símbolos merece comentario. En particular, con referencia a la fig 1.1, la relación fuerza-deformación de cualquier entrepiso de un edificio puede diferir en los dos sentidos de una dirección dada. Ello suele implicar desigualdad en las aceleraciones del centro de masa requeridas en cada uno de los sentidos para que la estructura ceda inelásticamente. Suponiendo que esta aceleración se aplica estáticamente pero que la distribución de aceleraciones según la altura del edificio es la que resulta de su análisis sísmico, se entiende por d la diferencia en valor absoluto entre las aceleraciones que producirían la cedencia en un sentido y en el opuesto.

Las causas de esta asimetría pueden ser, por ejemplo: la inclinación del inmueble (fig 1.2a), determinada disposición de la

estructura (fig 1.2b) o la acción de presiones asimétricas debidas a líquidos o al suelo (fig 1.2c). En todos estos casos, la acción de la gravedad es favorable en un sentido y desfavorable en el opuesto, lo cual ocasiona la asimetría.

En algunas estructuras de concreto reforzado se puede contrarrestar tal asimetría adoptando cierta disposición asimétrica del refuerzo, pero en general no es fácil hacer lo anterior cuando se presentan condiciones como las ilustradas en la fig 1.2.

Un símbolo que también conviene comentar es e_s . Se relaciona con el centro de torsión, concepto que se trata en textos clásicos sobre resistencia de materiales. El centro de torsión de un entrepiso puede definirse como el punto por el cual debe pasar la fuerza cortante del entrepiso para que este no experimente torsión.

Otro símbolo que merece comentario es Q . En este Reglamento, a diferencia del anterior y de las Normas de Emergencia de 1985, Q no solo está asociado a la ductilidad estructural, sino también al deterioro -efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad- y a reservas de resistencia estructural que los métodos usuales de diseño no cuantifican.

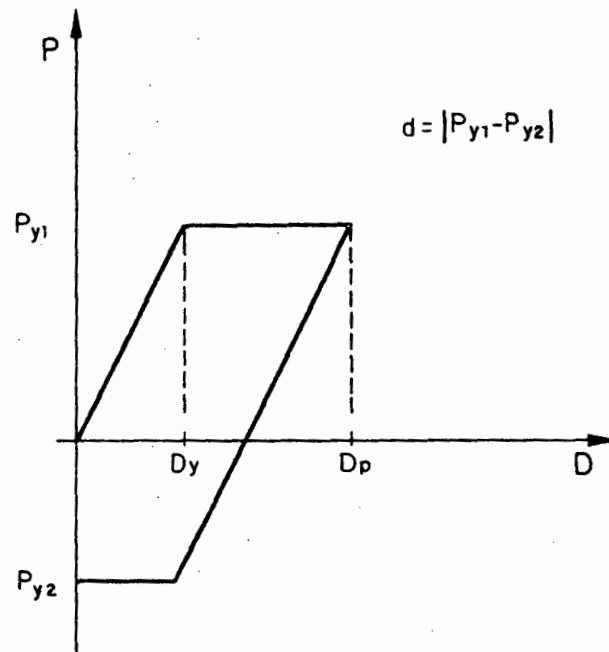


Fig 1.1 Relaciones asimétricas de fuerza-deformación

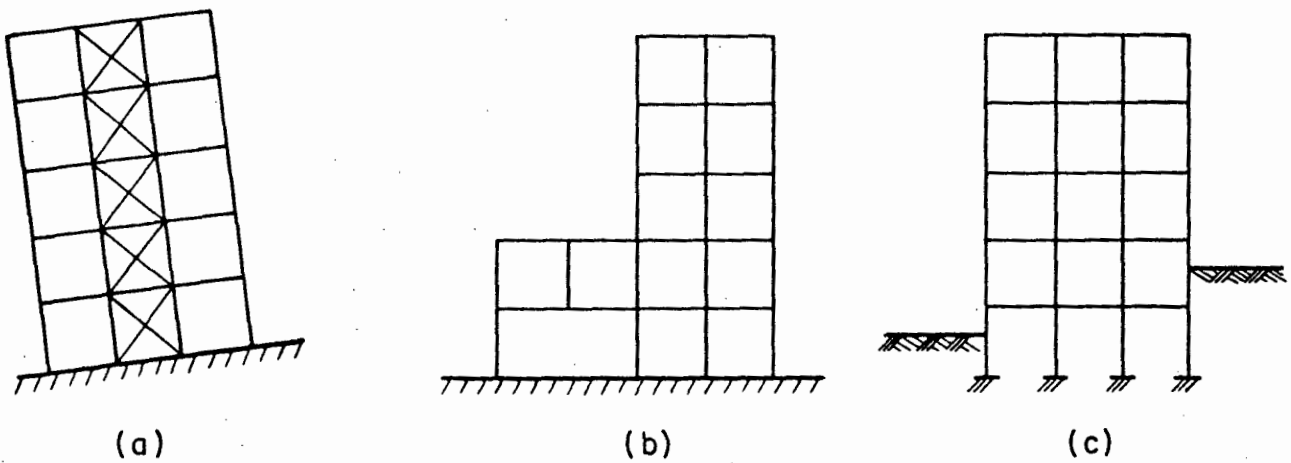


Fig 1.2 Configuraciones estructurales con comportamiento asimétrico

2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

2.1 Análisis estático y dinámico

Según lo dispuesto en esta sección, el método simplificado de la sección 7 solo es aplicable a ciertos edificios con altura no mayor de 13 m. Para alturas entre 13 y 60 m, el diseño de edificios se puede basar en un análisis estático acorde con lo que marca la sección 8. Para alturas superiores a 60 m, es obligatorio realizar un análisis dinámico según se describe en la sección 9.

En la literatura reciente se incluyen otros dos métodos de análisis que cumplen con los requisitos de aplicación del método estático: uno de ellos, el denominado cuasidinámico (Aranda y Rascón, 1986), suministra una precisión muy superior a la del estático y se acerca mucho a la del análisis modal; el otro (Cruz y Chopra, 1986), con base en una estimación de parámetros

de la estructura, permite decidir el grado de refinamiento que se debe emplear en el análisis. Cualquiera de estos dos métodos puede utilizarse como alternativa de los que señala el Reglamento, siempre y cuando se calculen correctamente los parámetros necesarios y se sigan razonablemente los procedimientos señalados.

La obligatoriedad de emplear análisis dinámico para el diseño sísmico de edificios con altura mayor de 60 m proviene de que el método estático puede no dar suficiente importancia a la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural, sobre todo cuando el periodo fundamental de vibración sobrepasa de T_b o el edificio en cuestión tiene una altura considerable. Algo de este fenómeno se corrige tomando las aceleraciones horizontales de diseño como se especifica en el inciso 2c de la sección 8 para el caso en que T excede de T_b , pero aun dicha corrección es imprecisa y puede ser insuficiente cuando el periodo fundamental de vibración es muy largo.

Ya sea que se emplee análisis estático o dinámico para el diseño sísmico, si el edificio está cimentado en las zonas II o III del Distrito Federal, es optativa la aplicación del apéndice de estas Normas Complementarias.

2.2 Método simplificado de análisis

Las limitaciones que ahora se fijan para que sea aplicable el

método simplificado de análisis sísmico son más liberales que las que había en el Reglamento de 1976. Actualmente se permite que los muros de carga sean de madera, que los diafragmas horizontales no sean losas de concreto reforzado siempre que tengan suficiente resistencia y rigidez, y que baste con una distribución aproximadamente simétrica de los muros de carga cuando no existan dos muros perimetrales sensiblemente paralelos entre sí. La satisfacción de algunas de las limitaciones queda a criterio de quien sea responsable del diseño estructural. En caso de duda, habrá de acudir a uno de los otros métodos de análisis que se describen en estas Normas Complementarias.

Con frecuencia se hallará que el método simplificado produce diseños menos conservadores que los métodos más rigurosos. Esta aparente anomalía, así como la liberalización de los requisitos para que sea aplicable el método simplificado, obedecen al excelente comportamiento sísmico que en general han tenido las estructuras que cumplen con dichos requisitos. Esto es válido en lo que atañe a la experiencia habida con grandes temblores de foco lejano, como los de 1957, 1979, 1981 y 1985, y con los temblores de foco somero que frecuentemente ocurren en la zona de lomeríos del valle de México, cuyos efectos solo han causado grietas pequeñas aun en estructuras muy rígidas, pero no daños mayores.

3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

En Rosenblueth et al (1987) se describen los criterios y cálculos que condujeron a establecer los espectros correspondientes a las tres zonas en que se divide el Distrito Federal según su subsuelo. Para determinar dichos espectros se emplearon procedimientos deterministas y probabilistas, registros del temblor de 1985.9.19 y de varios otros sismos, fórmulas semiempíricas de atenuación, soluciones teóricas para las formas de los espectros de amplitudes de Fourier, análisis unidimensionales de los efectos locales del suelo y teoría de vibraciones casuales para pasar de espectros de Fourier a espectros de respuestas. Los resultados analíticos y numéricos se complementaron además mediante el análisis de registros de ruido ambiental en campo libre obtenidos por Kobayashi et al (1986a, 1986b) y Lermo et al (1987), que confirmaron lo asentado respecto a la bondad del análisis unidimensional para predecir

periodos dominantes locales. Los análisis bidimensionales todavía no habían avanzado lo suficiente como para cuantificar analíticamente los efectos de ondas superficiales, pero ya permitían asegurar que los periodos dominantes en cada sitio se predecían adecuadamente con la teoría unidimensional aunque las amplitudes espectrales pudieran quedar escasas al aplicar esta teoría.

Los espectros de diseño que especifica esta sección, ya sea para análisis estático o para análisis dinámico, poseen una ancha porción horizontal lo cual podría hacer pensar que todas las estructuras cuyo periodo fundamental se halle en esta parte del espectro tendrían respuestas iguales; sin embargo, ese no es el caso: que esta porción sea plana obedece en parte a que las rigideces estructurales se deterioran ante la acción de sismos y, como consecuencia, se alargan sus periodos naturales de vibración. También con esta porción horizontal se busca cubrir algún grado de incertidumbre en los periodos calculados, tanto en los naturales de vibración de la estructura como en el más largo entre los dominantes del terreno. Así, en los valores de T_a que dan las Normas se cubren estos aspectos y se incluye una reducción de $0.05 T_s$ que tiene por objeto considerar los efectos de la consolidación regional del valle durante los próximos decenios.

Con respecto a la consolidación, el estudio de distribución de intensidades de danos en edificios realizado por Iglesias et al

(1987) con datos de efectos del temblor de 1985.9.19 -confirmado con información sobre daños causados por ese temblor a tuberías de abastecimiento de agua potable, así como con la distribución de daños a edificios en 1957 y 1979- hizo concluir que hay una parte de la zona III (la porción del primer cuadro de la ciudad ocupada por las construcciones aztecas y coloniales más pesadas) donde los daños son en general apreciablemente menores que en el resto de dicha zona.

En el estudio mencionado también se encontró que en ciertas partes de la zona III y una pequeña porción de la II la intensidad del movimiento del terreno había sido significativamente mayor que en el resto de estas zonas, tanto en 1985 como en 1957 y 1979. Las partes de mayor intensidad coinciden grosso modo con aquellas donde se supone una mayor amplitud de las ondas superficiales. Es probable que deba distinguirse marcadamente entre estas partes más vulnerables y el resto de las zonas II y III (fig 3.1).

Por otro lado, información sismológica reciente revela una parte de mayor amplificación de los movimientos sísmicos en una pequeña porción de la zona III, próxima al área sombreada en la carta de zonificación del Reglamento, y otras partes de menor amplificación. Sin embargo, los datos disponibles son insuficientes para justificar las disminuciones, así que en la revisión de 1990 se optó por ignorarlas y tener en cuenta solamente la mayor amplificación mencionada, extendiendo para ello el área

sombreada. Con base en la revisión de 1990, se muestran en la fig 3.1 las tres zonas y el área sombreada.

También se consideró improcedente aumentar el valor de c más allá de los valores que contiene ahora el Reglamento para la zona III, pues en dicho Reglamento, además de incrementar los coeficientes de diseño sísmico, en muchos casos se disminuyeron los factores reductores de resistencia y los factores Q , se aumentaron algunas cargas vivas de diseño y se marcaron requisitos más rigurosos de detalles estructurales, incrementando así de manera importante la resistencia de todos los edificios.

El valor de 0.4, adoptado para el coeficiente sísmico en la zona III, se basó en las interpretaciones de las experiencias del grupo de especialistas integrantes del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción. Este proceder, no obstante su subjetividad, constituye la forma más viable para definir el nivel de seguridad de las obras que han de diseñarse de acuerdo con un reglamento. El valor mencionado implica una reducción al 40% de la ordenada máxima del espectro de aceleraciones para 5% de amortiguamiento, calculado a partir del registro más intenso que se obtuvo en 1985.

El grupo de especialistas también consideró adecuado no reducir los valores de c para el resto de las zonas II y III pues se carece de bases analíticas fehacientes que justifiquen esa reducción. Por la misma razón, se optó por no reducir c en la

parte del primer cuadro de la ciudad, antes mencionada.

Para puntos representativos de las tres zonas del Distrito Federal, los valores de r que consigna la tabla 3.1 son apreciablemente menores que los que se inferirían directamente de los espectros de aceleraciones de diversos temblores (incluyendo el de 1985.9.19) y los que resultarían directamente de los análisis unidimensionales mencionados. Esta diferencia obedece a las siguientes consideraciones:

1. El diseño óptimo -el equilibrio entre inversión inicial para incrementar la seguridad de una obra y las pérdidas que pueda ocasionar su daño o falla- establece que cuanto menores sean las fuerzas por resistir mayores serán los márgenes de seguridad que se justifica tomar. Puesto en otros términos, si se han de resistir fuerzas más pequeñas, cabe darse el lujo de diseñar más conservadoramente para resistirlas. Ahora bien, cuando $T > T_b$, las ordenadas espectrales son funciones decrecientes de r . De allí que proceda adoptar valores de este parámetro más pequeños que los que resultarían de ajustarse a las ordenadas medias de los registros o a las esperanzas de las ordenadas calculadas.
2. Generalmente sucede que cuanto mayor es el periodo fundamental de vibración tanto mayor es el número de grados de libertad de la estructura que contribuyen a las respuestas de esta y, en consecuencia, más desfavorable puede ser la distribu-

ción de las demandas de ductilidad que se requieren para resistir una familia cualquiera de macrosismos. Finalmente, los efectos P-delta son tanto más importantes cuanto mayores son la altura de un edificio y su flexibilidad y, por ende, cuanto más largo es su periodo fundamental de vibración. Dado que la posibilidad de inestabilidad de la estructura por efectos P-delta es algo que aún no se analiza con gran precisión, conviene ser tanto más conservadores en el diseño por fuerzas laterales cuanto más largo sea el periodo fundamental de vibración; esto se logra justamente reduciendo los valores de r que se adopten para diseñar.

3. Por otra parte, cuando se consideran el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura, se disminuyen apreciablemente las incertidumbres en los periodos naturales de vibración de la estructura. Esto permite ser menos conservadores en el diseño, reduciendo tanto los valores de c y el ancho de la porción plana del espectro en buena parte de las zonas II y III como las ordenadas de las envolventes de los espectros de diseño en amplios intervalos de los periodos naturales de la estructura para un valor dado de c . Análisis más realistas también tendrían en cuenta los efectos que la interacción suelo-estructura ocasiona en el amortiguamiento y en la ductilidad de las estructuras. Sin embargo, aún falta investigar más sobre estos temas antes de que se esté en posibilidad de dictar normas realistas y fidedignas que tengan en cuenta esos

efectos (Rosenblueth y Reséndiz, 1987).

De todo lo anterior se puede inferir la complejidad de las tareas necesarias para definir un espectro de diseño. No obstante, el Reglamento considera la alternativa de que los ingenieros estructuralistas obtengan los espectros correspondientes a sitios y obras específicas, siempre y cuando se cumpla con niveles de seguridad razonables y los procedimientos utilizados reciban la aprobación de autoridades en la materia. Sin embargo, experiencias recientes han demostrado el mal uso de esta alternativa por lo que deberá suprimirse el empleo de la misma.

Esta situación errónea ha surgido de los siguientes factores : desconocimiento de las bases teóricas sobre las que se apoyan los modelos unidimensionales para el cálculo de las funciones de transferencia; desconocimiento de conceptos de la teoría de vibraciones casuales; mal manejo e interpretación de los resultados de los programas de computadora que se usan comercialmente para estos fines, y práctica defectuosa en la realización de pruebas de campo y de laboratorio necesarias para estimar las propiedades de los depósitos de suelo.

Es deseable que en una futura edición del Reglamento se propongan procedimientos detallados con bases teóricas fundamentadas que permitan emplear la alternativa que por ahora se debe suprimir, sin olvidar la consideración de criterios rigurosos de evaluación de los procedimientos propuestos.

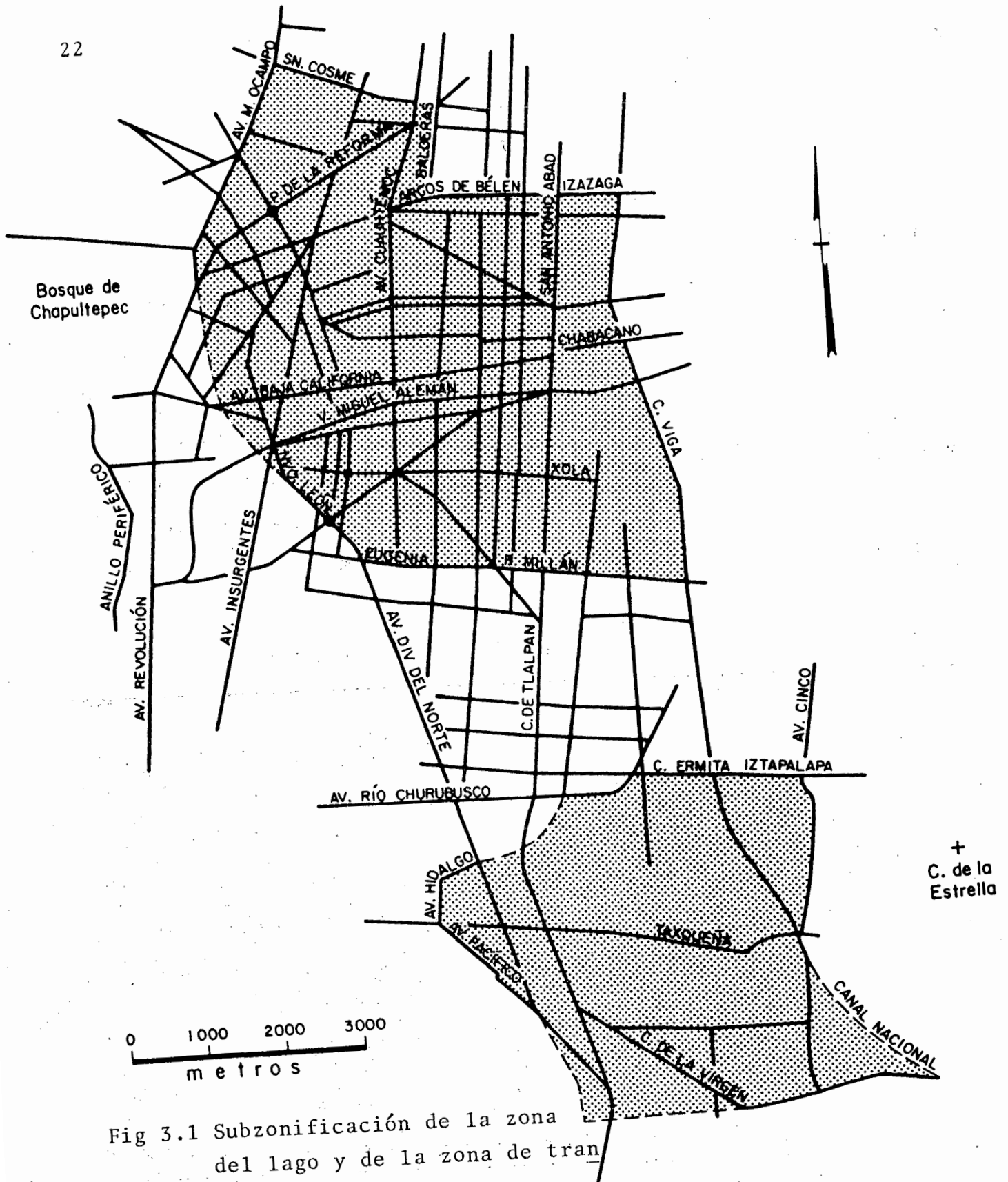


Fig 3.1 Subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición (Versión corregida en 1990)

4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

4.1 Factor reductivo

Sería impráctico -y, por tanto, está fuera de consideración- pretender que las estructuras resistieran los grandes temblores sin rebasar su intervalo de comportamiento elástico. De hecho, se eligen los materiales de construcción atendiendo a su capacidad de deformarse inelásticamente sin fallar, es decir, a su ductilidad. Por ello, en diseño sísmico hay que tener en cuenta explícitamente la ductilidad de las estructuras, sin descartar con esto la posibilidad de usar dispositivos adicionales disipadores de energía.

No todo el exceso de la capacidad estructural real ante sismos, por encima de la cual se calcula convencionalmente, se debe a comportamiento dúctil. Hay estructuras cuya resistencia ante una sola aplicación de carga se acerca al triple de la que

resulta de un análisis convencional (Aktan y Bertero, 1984); es frecuente que la capacidad estructural real ante temblores de corta duración sea muy superior a la calculada, aun cuando se trate de estructuras relativamente frágiles (Meli y Ávila, 1987); en cambio, el deterioro que sufren ciertos materiales de construcción (como el concreto sin confinar y la mampostería) cuando son sometidos a gran número de ciclos de carga alternante puede contrarrestar mucha de la resistencia extra que suministra la ductilidad.

Los primeros estudios sobre el comportamiento sísmico de estructuras dúctiles se realizaron en sistemas elastoplásticos con un grado de libertad sujetos a movimientos de banda ancha. En esas investigaciones se determinó que, mientras el periodo natural inicial del sistema no sea excesivamente corto, las deformaciones máximas en valor absoluto que sufren dichos sistemas son en promedio casi iguales a las que experimentan sistemas elásticos con el mismo periodo natural y grado de amortiguamiento que los sistemas elastoplásticos tienen inicialmente (Newmark y Rosenblueth, 1971). Con referencia a la fig 4.1, si μ designa el factor de ductilidad del sistema elastoplástico -es decir, el cociente de la deformación máxima entre la deformación a la fluencia- entonces la fuerza máxima que desarrolla ese sistema es $1/\mu$ veces la que desarrolla el sistema elástico cuyas propiedades coinciden con las iniciales del que se considera. Por tanto, la aceleración máxima en valor absoluto que se presenta en este sistema elastoplástico se obtiene dividiendo

entre μ la que corresponde al sistema elástico de referencia. De manera aproximada, este concepto es aplicable a edificios reales.

Por otra parte, cuando el periodo inicial del sistema tiende a cero, las aceleraciones que experimenta dicho sistema necesariamente tienden a ser las del terreno, cualquiera que sea la relación fuerza-deformación existente. Si se admite que la división de las aceleraciones entre μ vale para periodos naturales mayores que T_a , y que es razonable una interpolación lineal del factor reductor entre 1 y μ cuando T se halla entre 0 y T_a , se concluye que las aceleraciones horizontales adecuadas para un sistema elástico han de dividirse entre μ' , siendo $\mu' = \mu$ si $T \geq T_a$ y $\mu' = 1 + (T/T_a)(\mu - 1)$ si $T < T_a$.

Esta reducción tiene como fin principal considerar el comportamiento inelástico de la estructura.

La semejanza entre μ y Q y entre μ' y Q' podría hacer pensar que Q es el factor de ductilidad, pero no es así; a continuación se presentan las principales razones de ello, por las cuales además hubo de cambiarse el nombre del factor Q según se esbozó al comentar la sección 1:

1. Para la zona de máxima intensidad sísmica, las ordenadas espectrales con respecto a las cuales se hace la reducción (dividiéndolas entre Q) ya están reducidas al 40% o poco

menos de las envolventes de los espectros de los temblores que se desea resistir. Según este razonamiento considerado aisladamente, Q sería igual cuando mucho a 0.4 veces el factor de ductilidad. Parecería reforzar esta conclusión el hecho de que las Q de nuestras Normas son casi iguales a la tercera parte de los factores reductivos que contiene el reglamento elaborado por la Sociedad de Ingenieros Estructuristas de California (Tentative Lateral Force Requirements, 1986) : mientras estos factores varían entre 3 y 12, los del Distrito Federal se hallan entre 1 y 4, y las condiciones para su adopción en diseño son comparables.

2. El análisis de estructuras que disipan energía por histéresis sujetas a temblores de banda estrecha (como los del suelo blando del valle de México) muestra reducciones mucho más dramáticas en la proximidad del periodo dominante más largo del terreno, en función del factor de ductilidad, que las que ocurren con temblores de banda ancha.
3. Cuanto mayor es la duración de un temblor, tanto mayor es el deterioro que experimentan ciertos materiales de construcción. Este efecto es más notorio en materiales de baja ductilidad como el concreto no confinado y la mampostería.

El deterioro contrarresta los beneficios de la ductilidad. De ahí que, en comparación con los espectros de respuesta calculados determinista o probabilísticamente (Rosenblueth et al,

entre μ la que corresponde al sistema elástico de referencia. De manera aproximada, este concepto es aplicable a edificios reales.

Por otra parte, cuando el periodo inicial del sistema tiende a cero, las aceleraciones que experimenta dicho sistema necesariamente tienden a ser las del terreno, cualquiera que sea la relación fuerza-deformación existente. Si se admite que la división de las aceleraciones entre μ vale para periodos naturales mayores que T_a , y que es razonable una interpolación lineal del factor reductor entre 1 y μ cuando T se halla entre 0 y T_a , se concluye que las aceleraciones horizontales adecuadas para un sistema elástico han de dividirse entre μ' , siendo $\mu' = \mu$ si $T \geq T_a$ y $\mu' = 1 + (T/T_a)(\mu - 1)$ si $T < T_a$.

Esta reducción tiene como fin principal considerar el comportamiento inelástico de la estructura.

La semejanza entre μ y Q y entre μ' y Q' podría hacer pensar que Q es el factor de ductilidad, pero no es así; a continuación se presentan las principales razones de ello, por las cuales además hubo de cambiarse el nombre del factor " Q " según se esbozó al comentar la sección 1:

1. Para la zona de máxima intensidad sísmica, las ordenadas espectrales con respecto a las cuales se hace la reducción (dividiéndolas entre Q) ya están reducidas al 40% o poco

menos de las envolventes de los espectros de los temblores que se desea resistir. Según este razonamiento considerado aisladamente, Q sería igual cuando mucho a 0.4 veces el factor de ductilidad. Parecería reforzar esta conclusión el hecho de que las Q de nuestras Normas son casi iguales a la tercera parte de los factores reductivos que contiene el reglamento elaborado por la Sociedad de Ingenieros Estructuristas de California (Tentative Lateral Force Requirements, 1986) : mientras estos factores varían entre 3 y 12, los del Distrito Federal se hallan entre 1 y 4, y las condiciones para su adopción en diseño son comparables.

2. El análisis de estructuras que disipan energía por histéresis sujetas a temblores de banda estrecha (como los del suelo blando del valle de México) muestra reducciones mucho más dramáticas en la proximidad del periodo dominante más largo del terreno, en función del factor de ductilidad, que las que ocurren con temblores de banda ancha.
3. Cuanto mayor es la duración de un temblor, tanto mayor es el deterioro que experimentan ciertos materiales de construcción. Este efecto es más notorio en materiales de baja ductilidad como el concreto no confinado y la mampostería.

El deterioro contrarresta los beneficios de la ductilidad. De ahí que, en comparación con los espectros de respuesta calculados determinista o probabilístamente (Rosenblueth et al,

1987) o los obtenidos de los registros del temblor de 1985.9.19, los espectros de diseño que establecen las Normas sean proporcionalmente más conservadores donde se esperan las más largas duraciones, sitios que además coinciden con los de más alto valor de T_s ; por lo mismo, dichos espectros son proporcionalmente más conservadores en la zona III que en la II y en esta que en la I. Evidentemente, tal diferenciación debería ser creciente con la susceptibilidad al deterioro ante carga alternante; sin embargo, no se reconoce así en las Normas para no introducir una complicación adicional.

4. Siempre que no ocurra una falla de tipo frágil, la mayoría de las estructuras posee reservas de capacidad ante carga lateral no consideradas en el diseño convencional (Aktan y Bertero, 1984). Estas reservas son consecuencia de diversos hechos : del uso de factores reductores, F_R , de la resistencia que se utiliza en diseño; de que las resistencias reales de los materiales exceden en promedio a sus resistencias nominales; de que las fórmulas que se emplean para calcular la capacidad de una sección de un miembro estructural ante diversos tipos de sollicitación son conscientemente conservadoras; y de que en el diseño, al redondear hacia números enteros de elementos de tamaños comerciales, se yerra sistemáticamente del lado conservador. Asociar las reservas de resistencia a estos efectos es congruente con el concepto de probabilidad de falla y lo que ello implica.

Las reservas son particularmente notorias ante perturbaciones de corta duración. El resultado neto es que un aparente grado uniforme de seguridad conduce a grados que en realidad son variables y apreciablemente superiores, mismos que están englobados en los factores Q como adición a los efectos de ductilidad. Estas reservas son especialmente significativas para estructuras cimentadas en la zona I, lo cual refuerza los comentarios del párrafo anterior.

Reservas también importantes se deben a que, al realizar el análisis convencional, en la modelación estructural no se consideran elementos y/o efectos que contribuyen a la resistencia, como losas, firmes, muros divisorios y los efectos tridimensionales.

5. Las estructuras que poseen doble línea de defensa ofrecen mayor seguridad ante sismo que las que solo tienen una. La doble línea se logra usando para la primera materiales rígidos y frágiles y para la segunda marcos dúctiles capaces de tomar una porción significativa de la energía sísmica. Esta práctica permite emplear valores más elevados de Q en el diseño sin que tales valores necesariamente coincidan con factores de ductilidad.
6. La reducción en Q' establecida para edificios que no cumplen con requisitos de regularidad refleja el resultado de la experiencia y de la intuición. En efecto, se espera mejor

comportamiento ante sismo de los edificios que satisfacen dichos requisitos; además, un examen de los efectos de temblores intensos recientes confirma en términos generales la menor vulnerabilidad de tales inmuebles. Sin embargo, no existen análisis ni pruebas de laboratorio que fundamenten cuantitativamente la reducción de Q' en 20% para los edificios menos regulares, así que esta disposición no necesariamente implica que dichas estructuras desarrollan menores factores de ductilidad.

7. Sistemáticamente las aceleraciones horizontales en las bases de las construcciones son menores que en campo libre. Ello obedece a la interacción cinemática suelo-estructura: la rigidez de los cimientos en su plano hace que los desplazamientos del terreno se promedien marcadamente en cada instante, dando por resultado perturbaciones efectivas menores que las máximas, es decir, las que se registran en campo libre.

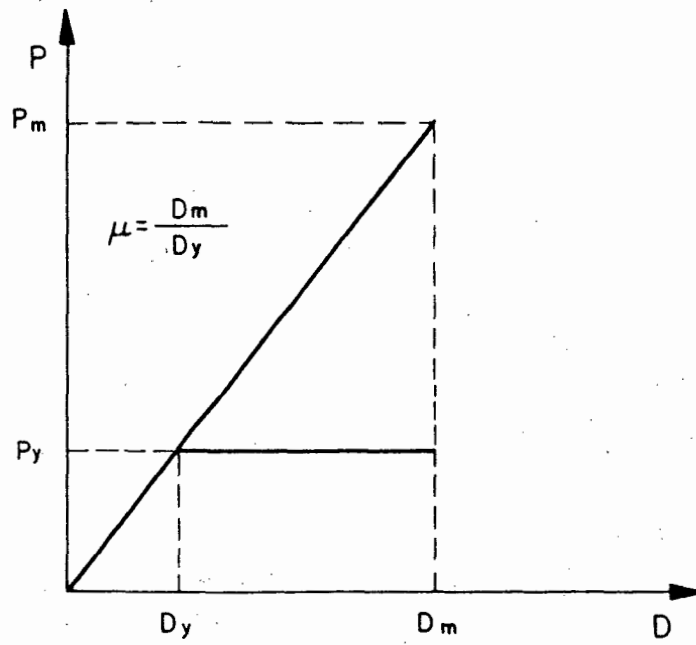


Fig 4.1 Curva fuerza-deformación de un sistema elastoplástico

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Puesto que el valor de Q depende del sistema estructural, y en un edificio dado la estructuración puede ser diferente en las direcciones de análisis, podría pensarse en utilizar distintos valores de Q en cada dirección.

Otra situación ambigua que se presta a diseñar con el mayor valor de Q se presenta en edificios con marcos en algunos niveles y muros en otros.

Por otro lado, debido a que los factores Q no solamente dependen de la estructuración sino que también reflejan reservas que el análisis convencional no tiene en cuenta, cabría considerar -particularmente en edificios esbeltos- un valor de Q más elevado en el diseño de la superestructura que en el de su cimentación, lo cual sería contrario a lo que indica la experiencia

pues según ella tal vez algunas cimentaciones exhibieron mejor comportamiento que el que las disposiciones reglamentarias parecen implicar. En todo caso, aun si fuera lícito violar estas disposiciones, el presente estado del conocimiento y el hecho de que la totalidad de lo que el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias establecen para el diseño sísmico se basa en la hipótesis de que se usará un mismo valor de Q en cada dirección de análisis para toda la estructura, incluyendo su cimentación, hacen impropio la adopción de valores distintos de Q para los diversos subsistemas estructurales.

Es importante que, al revisar el comportamiento de una estructura desde el punto de vista de los efectos P-delta y de los estados límite que están determinados por desplazamientos o deformaciones, no se haga la reducción que proviene del uso de los factores Q o Q' , ya que los efectos de la ductilidad no se reflejan en la magnitud de los desplazamientos espectrales pero sí en la de las aceleraciones. Lo anterior vale también para reducciones provenientes de reservas en capacidad estructural.

Los estados límite a los que se aplica el comentario anterior comprenden los de rotura de vidrios y otros daños no estructurales determinados por las deformaciones de entrepiso en cortante y los choques con estructuras contiguas. Por consiguiente, las separaciones que deben dejarse entre un edificio y sus linderos y entre partes de un mismo edificio tampoco han de afectarse con factores Q y Q' . Sin embargo, si los desplazamientos

y deformaciones se han calculado empleando el método estático o el dinámico modal espectral con fuerzas reducidas, los valores calculados deben multiplicarse por Q para verificar las condiciones correspondientes a estados límite de servicio, las separaciones con estructuras colindantes y los efectos P-delta.

En la revisión de la separación entre construcciones vecinas, a los desplazamientos obtenidos como se indica en el párrafo anterior se deben agregar los desplazamientos calculados en función de la posición del nivel en cuestión sobre el terreno. Esta exigencia pretende cubrir asentamientos diferenciales moderados.

A continuación se comentan los requisitos que deben satisfacerse para poder usar $Q = 4$:

1. Los marcos dúctiles tienen la capacidad de desarrollar las más altas ductilidades de todos los sistemas estructurales. La reducción que la ductilidad pueda sufrir porque se recurra a muros o contravientos se ve contrarrestada por la doble línea de defensa, la cual suministra el requisito de que los marcos por sí solos puedan resistir al menos la mitad de la fuerza cortante en cada entrepiso, como si los muros y contravientos hubieran fallado totalmente. Para verificar este requisito, se debe llevar a cabo un análisis del edificio considerando solo los marcos que lo componen. La magnitud de las cortantes de entrepiso obtenidas en dicho análisis debe

ser mayor que el 50% de la fuerza cortante total.

En el análisis donde se tomen en cuenta los muros de concreto debe verificarse que estos sean continuos en su plano desde la cimentación.

2. Este requisito es semejante al anterior pero más restrictivo pues, dada una capacidad en cortante, la energía que se disiparía al fallar los muros de mampostería sería apreciablemente menor que la disipada en la falla de muros de concreto o contravientos de acero o concreto reforzado.
3. Una causa frecuente de falla en edificios de varios pisos es la denominada "planta baja débil" o, con mayor generalidad, "planta débil". No necesariamente ocurre cuando un entrepiso es más débil de lo que requeriría un código de construcción, sino cuando el resto de los entrepisos es demasiado resistente. Dado un movimiento del terreno, la situación más favorable es aquella en que la disipación de energía por deformación inelástica se reparte uniformemente en todos los entrepisos. Si todos los entrepisos menos uno, o menos unos cuantos, están sobrediseñados, aquel o aquellos que no lo estén tienen que encargarse de la totalidad de la energía que ha de disiparse en deformación inelástica, lo cual les impone una enorme demanda de ductilidad.

Desde luego que el cuadro antes descrito es una sobresimplificación de la realidad. En primer lugar, no se diseña para resistir un temblor específico sino una familia grande de posibles temblores; por tanto, la distribución de resistencias que daría absorción uniforme por histéresis en los diversos entrepisos ante determinada perturbación solo proporcionará en la realidad una aproximación a esta uniformidad. En segundo lugar, el comportamiento real de las estructuras nunca es estrictamente elastoplástico; siempre hay cierta disipación inelástica de energía en cada entrepiso antes de que alcance su capacidad. Y, en tercer lugar, la cantidad de energía que ha de disiparse histeréticamente no es estrictamente constante; puede haber transferencia a energías que se traduzcan en deformación inelástica o por amortiguamiento (Zahrah y Hall, 1986).

No obstante lo anterior, sigue siendo cierto que si -en relación con las fuerzas cortantes esperadas- todos los entrepisos están sobrediseñados salvo uno o unos cuantos, la demanda de ductilidad que se impone a estos últimos es desmesuradamente grande. De allí que, para que pueda aprovecharse un factor de ductilidad elevado, haya que asegurarse de que en ningún entrepiso el cociente de fuerza cortante resistente entre el actuante sea muy inferior al promedio. Esta conclusión se ha confirmado en análisis numéricos de gran cantidad de edificios de cinco pisos ante la acción de movimientos del terreno semejantes a los que en diversos puntos del valle de

México se registraron en 1985.9.19 (Esteva y López, 1988).

Una estimación burda del cociente mencionado se puede basar en la suposición de que el edificio se comporta como una estructura de cortante. Así, la fuerza resistente de entrepiso se calcula como la suma de las fuerzas cortantes resistentes de las columnas más las de los muros.

4. Para que puedan desarrollarse altos factores de ductilidad y sus beneficios no se pierdan por deterioro, deben satisfacerse requisitos que se marcan en las Normas Técnicas Complementarias de Concreto. Esencialmente estos tienden a asegurar, bajo la condición de que no se presente una falla frágil, que la capacidad de marcos y muros se alcanza por fluencia del acero de refuerzo longitudinal en tensión o bien del concreto en compresión si está debidamente confinado.

5. Tratándose de marcos metálicos, las limitaciones que tienden a asegurar su ductilidad sin deterioro significativo son tales que prácticamente impiden que se presenten fallas frágiles y pandeo inelástico. (El pandeo inelástico comparte con las fallas frágiles el hecho de que la capacidad disminuye rápidamente en cuanto se alcanza la carga máxima; por tanto, se disipa poca energía en el proceso.)

Los requisitos para el empleo de $Q = 3$ son parecidos a los anteriores, salvo que pueden no satisfacerse el 1 o el 3 y que, en

vez de marcos de concreto reforzado, cabe que haya losas planas siempre que su diseño asegure el desarrollo de una ductilidad razonable por impedir fallas muy concentradas en las intersecciones losa-columna. El castigo a las losas planas obedece a que su comportamiento en el temblor de 1985.9.19 fue particularmente deficiente (Meli et al, 1986). A tal grado resultaron vulnerables estas estructuras que parecería no justificarse la adopción de Q mayor de, por ejemplo, 2. Sin embargo, ha de reconocerse que antes de 1966 las disposiciones reglamentarias del Distrito Federal no incluían losas planas, y que las disposiciones de 1976 y en particular las de 1966 eran seriamente deficientes al no exigir refuerzo suficiente en las intersecciones con las columnas y sobrestimar las rigideces laterales. En efecto, casi todo caso de colapso o daño grave de estructura a base de losas planas a raíz del sismo de 1985.9.19 ha dejado ver la presencia de estas deficiencias en el análisis o en el diseño. Por tal razón, y siempre y cuando se cumpla con los requisitos establecidos en las normas de concreto reforzado, no parece excesivamente optimista permitir $Q = 3$.

Cabe comentar que el hecho de utilizar en el diseño factores de comportamiento sísmico de 3 o 4 no asegura que ante sismos intensos o moderados los edificios no sufran daño y, como consecuencia, no requieran trabajo de reparación después de ocurrido el sismo.

Los requisitos que permiten el uso de $Q = 1$ a 2 probablemente no merezcan mayor comentario como no sea señalar que la mayor vulnerabilidad de los muros de mampostería hechos con piezas huecas respecto a los fabricados con piezas macizas proviene de que, ante deformaciones relativamente pequeñas, se desprenden las paredes de los bloques que constituyen dichos muros, lo cual los hace particularmente frágiles.

6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Tal como se expuso antes, las condiciones de regularidad que establece esta sección son el resultado de la intuición frecuentemente confirmada por la experiencia. El objetivo de la presente sección no es prohibir la construcción de edificios que no cumplan con las condiciones de regularidad, sino dar recomendaciones al respecto. Quizá se justifiquen los siguientes comentarios referentes a cada condición:

1. Con la condición de simetría o de simetría aproximada se tratan de limitar las torsiones que puedan presentarse. Si bien los métodos que se autorizan, excepto el método simplificado de análisis, tienen en cuenta las torsiones que pueden introducir las asimetrías, cuanto mayor es la torsión en una estructura tanto mayor es la incertidumbre respecto a los resultados del análisis.

Fue notorio el porcentaje de casos de colapso o daño severo registrados en 1985 que correspondieron a edificios de esquina o por otra razón asimétricos (Meli et al, 1986).

2. Cuanto mayor sea la esbeltez de un edificio tanto mayores serán los momentos de volteo que este desarrolle, lo cual trae consigo mayor importancia de los efectos P-delta y problemas en la cimentación. De nuevo ello implica incrementos en las incertidumbres sobre los resultados del análisis y frecuentemente modos de falla más peligrosos. Además, a mayor esbeltez mayores efectos de las ondas superficiales con componente vertical del movimiento del terreno, perturbación que no se tiene en cuenta explícitamente en el presente Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias.
3. En edificios muy alargados, se pide a los sistemas de piso un funcionamiento eficaz como diafragmas para distribuir las fuerzas horizontales de inercia entre los subsistemas resistentes verticales. La mayor flexibilidad y la menor capacidad de sistemas de piso muy alargados pueden disminuir la eficiencia de los subsistemas verticales, aumentar la incertidumbre sobre los resultados del análisis e introducir nuevos modos de falla.
4. La presencia de entrantes o salientes como las que muestran las plantas de la fig 6.1 puede ocasionar flexiones en los sistemas de piso trabajando como diafragmas horizontales,

con lo que se incurre en situaciones semejantes a las de plantas excesivamente alargadas, así como en una disminución en la eficiencia de la estructura para resistir torsiones, ya sea que estas provengan de asimetrías en masas, rigideces, amortiguamientos o resistencias, o sean inducidas por movimientos del terreno. Otro efecto que puede esperarse en este tipo de plantas es el de concentraciones de esfuerzos en los vértices de las aberturas.

5. La escasez de rigidez o resistencia en los diafragmas horizontales puede ocasionar situaciones como las descritas a propósito de la tercera condición de regularidad. De aquí la necesidad de verificar, así sea empleando métodos toscamente aproximados, que la resistencia de tales diafragmas es adecuada y que su rigidez basta para no introducir modificaciones en las fuerzas que según el análisis obran sobre los subsistemas verticales. En caso contrario, se deben modificar la rigidez y la resistencia en el diseño.
6. Condiciones como las que muestran las plantas de la fig 6.2 pueden disminuir la efectividad de los diafragmas horizontales o inducir excentricidades de difícil cuantificación. Por otra parte, la variación de posición de las aberturas de un piso a otro puede exigir un estado de esfuerzos en los elementos verticales que sea difícil de cuantificar.
7. Las variaciones bruscas de masa de un piso a otro pueden

producir cambios en los modos naturales de vibración que invaliden el análisis estático de fuerzas sísmicas y las aproximaciones comunes en análisis modal, introduciendo así incertidumbres en los resultados de los análisis usuales. La estadística de los daños registrados en 1985 se asocia en un porcentaje alto de los casos a tal tipo de variación (Meli et al, 1986).

8. Los argumentos que llevan a fijar esta limitación son los mismos que operan para la anterior.
9. El propósito es evitar la presencia de columnas que, en una dirección o en ambas, trabajen como de doble altura o más, situación que conduciría a una distribución de momentos flexionantes muy diferente de aquella con que se tiene mayor experiencia y que podría además inducir efectos P-delta de difícil cuantificación. Ejemplos típicos de estas situaciones lo son las mezzanines articuladas o los pisos escalonados de algunos estacionamientos.
10. De no respetarse esta limitación, se tendrían estructuras para las cuales la experiencia no ha sancionado suficientemente los métodos usuales de análisis. Se ha propuesto que, en vez del presente requisito, se limite la relación de alturas de columnas en entrepisos consecutivos, pero ello tendría razón de ser solo en tanto que afectara las rigideces correspondientes.

11. Se retoman las consideraciones planteadas a propósito del primer requisito de regularidad.

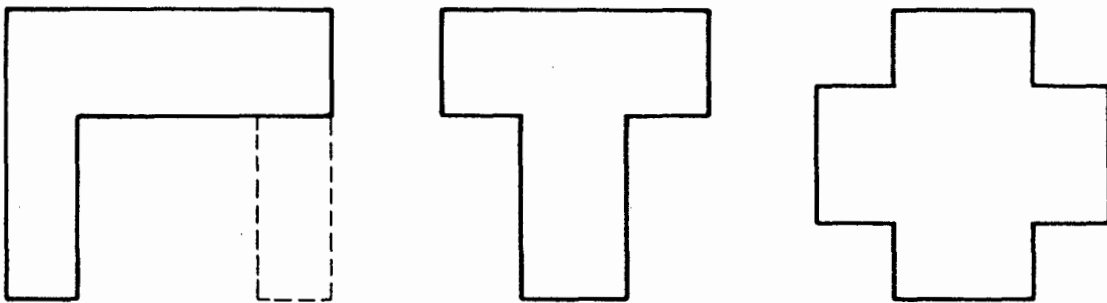


Fig 6.1 Entrantes y salientes

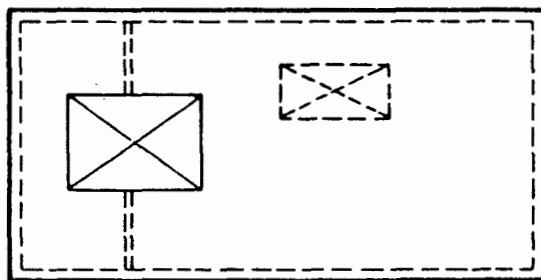


Fig 6.2 Planta con aberturas

7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

Los coeficientes de cortante basal incluidos en la tabla 7.1 se obtuvieron de acuerdo con el método estático de análisis que describe la sección 8, aplicando la reducción que allí se permite en función del factor Q y del periodo fundamental de vibración del inmueble. Se tomó $Q = 2$ ó 1.5 según el tipo de muros conforme lo establecido en la sección 5. El periodo fundamental se estimó en función de la altura y del tipo de suelo de cimentación. Los coeficientes para edificios en las zonas II y III resultaron muy próximos entre sí; por tanto, se adoptó su promedio para ambas zonas a fin de simplificar la tabla.

La aplicación del método simplificado conduce a diseños menos conservadores que los obtenidos con el método estático, tanto por las aproximaciones empleadas para calcular los coeficientes de cortante basal como porque en el método simplificado no se

tienen en cuenta rigideces relativas, torsiones, momentos de volteo ni efectos P-delta. Esto se justifica para edificios con muros de mampostería pues la experiencia del desempeño de estos edificios ante sismo cuando satisfacen los requisitos para hacer aplicable el método simplificado ha sido excelente. La extensión del método a edificios con marcos de madera se ve justificada en vista de que, con pocas excepciones, tales edificios han tenido también en otros países un desempeño muy satisfactorio y se les han asignado valores indudablemente conservadores de Q. (Las excepciones se refieren a construcciones de madera atacada biológicamente y al estilo de construcción que era frecuente en Japón, donde las casas se apoyaban en columnas asentadas cada una sobre una piedra que hacía las veces de cimiento.)

8. ANÁLISIS ESTÁTICO

A continuación se comentan todos los incisos de esta sección.

8.1 Fuerzas cortantes

El inciso estipula variación lineal de las aceleraciones con la altura sobre el nivel en el cual cabe suponer nulos los desplazamientos de la estructura respecto al terreno. Esto es congruente con las hipótesis de que el modo fundamental de vibración es casi una línea recta que pasa por el punto de desplazamiento igual al del terreno y de que el modo fundamental contribuye con mucho a la mayor parte de las respuestas estructurales. La primera de estas hipótesis es generalmente razonable, ya que suponer una variación lineal de aceleraciones proporciona, de manera aproximada, la envolvente de las fuerzas cortantes de entrepiso. La segunda es congruente mientras el periodo funda-

mental no sea excesivamente largo, y deja de serlo si, por ejemplo, $T > T_b$. Sin embargo, en estas condiciones resulta conservador no disminuir las fuerzas horizontales en función de T , y tanto más moderado cuanto más largo sea T en comparación con T_b . En términos generales se contrarrestan el efecto de los modos superiores de vibración y el de tomar $a = c$ independientemente del periodo fundamental; por tanto, cabe esperar resultados satisfactorios de la aplicación de la presente versión del método estático, aunque en general tales resultados pueden ser demasiado conservadores en las plantas inferiores de los edificios muy flexibles y en toda la altura de los excepcionalmente rígidos. Por ello, cuando se aplica la versión del método estático que describe el presente inciso, no se permite reducir la fuerza cortante basal en función del periodo fundamental de la estructura sino solo de su factor Q .

A diferencia del reglamento anterior, en este W_0 incluye el peso de los apéndices.

Por otra parte, ya se comentó la variación de c según la zona aludida del Distrito Federal, o según esté sombreada o no la parte de interés de la zona II en la fig 3.1.

8.2 Reducción de las fuerzas cortantes

En el inciso a) se propone una fórmula para calcular de manera aproximada el periodo fundamental en la dirección en que se

analiza. Esta fórmula se denomina cociente de Schwarz (Newmark y Rosenblueth, 1971), después de sustituir 6.3 por 2π . Dicho cociente suministraría resultados exactos si la distribución de aceleraciones fuera la del modo fundamental; sin embargo, aun cuando solo toscamente se asemeja a este, tal cociente suministra una excelente aproximación.

La hipótesis que marca el inciso b) acerca de la distribución lineal de aceleraciones con la altura sobre el nivel en que los desplazamientos son iguales a los del terreno, como en el procedimiento que describe el inciso 8.1, se ve justificada mientras el periodo fundamental de vibración no sea demasiado largo. En este párrafo se permite además reducir la aceleración de acuerdo con las formas de los espectros de diseño, pero sustituyendo Q' por Q (Q' es el resultado de una interpolación lineal del factor reductivo entre 1 y Q en función de T cuando este se halla entre 0 y T_a).

El inciso c) especifica que, cuando $T > T_b$, en vez de la variación lineal de la aceleración de diseño, en lo alto del edificio se adopte una variación cuadrática en función de la coordenada vertical. La variación da proporcionalmente mayores aceleraciones en las plantas altas, tanto mayores cuanto más grande sea el cociente T / T_b .

8.3 Péndulos invertidos

La fig 8.1 muestra un péndulo invertido típico, así como sus grados de libertad. Es claro que, además de la traslación horizontal del extremo superior, se presentan giros de la masa del péndulo y estos inducen momentos flexionantes en la columna que deben tomarse en cuenta. Un análisis estático convencional da únicamente la magnitud del giro ante la acción de una fuerza lateral de inercia, pero este giro ha de incrementarse precisamente por el efecto de la aceleración angular de la masa. Del análisis de algunos péndulos invertidos representativos se concluye que el incremento es regularmente del orden de 50% o menos; de ahí que se utilice el coeficiente 1.5 en la expresión para cuantificar el momento en cuestión.

8.4 Apéndices

Prácticamente todos los reglamentos del mundo que contienen disposiciones sobre diseño sísmico de edificios fijan para los elementos a que se refiere este párrafo coeficientes muy superiores a los correspondientes al resto del edificio. La razón de lo anterior es que frecuentemente ocurren fuertes amplificaciones dinámicas en los elementos de que se trata. Más que fijar coeficientes arbitrariamente grandes para el diseño de estos elementos independientemente de su ubicación en el edificio, como algunos reglamentos proponen, o fijar coeficientes constantes de amplificación de las aceleraciones que se emplean para calcular

las fuerzas de inercia sobre las que se basa el diseño del resto de la estructura, aquí se optó por la amplificación $1 + 4c'/c$ que se estipula. El coeficiente c' no debe ser afectado por los factores Q o Q' , ya que en el cálculo de las fuerzas laterales se emplea el factor c/Q . Ello da como aceleración de diseño a nivel de desplante del edificio la que se habría empleado de apoyarse el elemento en cuestión directamente sobre el terreno.

Cuando el elemento yace a gran altura sobre el terreno, la amplificación en aceleraciones tiende a 4. Este valor no abarca las máximas amplificaciones que se obtienen de análisis dinámicos rigurosos de los ejemplos más desfavorables que pueden presentarse, aunque sí cubre la gran mayoría de los casos de interés práctico. La posible deficiencia en amplificación se justifica con base en el razonamiento de que la falla de los elementos de que se trata es siempre mucho menos grave que la del edificio donde tales elementos están fijos.

8.5 Momentos de volteo

La principal razón para permitir que se reduzcan en diseño los momentos de volteo calculados como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso es que este diagrama, si se hubiera calculado exactamente, constituiría en rigor la envolvente de los que se presentan a lo largo de todo el temblor y aun después de terminado este. Sería demasiado conservador considerar el valor máximo de las integrales de los diagramas instantáneos igual a

la integral de su envolvente. En segundo lugar, debe notarse que aun la envolvente de cortantes es casi necesariamente sobrestimada por las fuerzas cortantes de diseño al menos en la mayoría de los entrepisos, ya que estas, si se consideran adecuadas para diseño, no pueden subestimar a la envolvente y solo por casualidad ser iguales a ella en vista de la gran cantidad de aproximaciones que conducen a su evaluación.

Los límites que especifica este párrafo son el resultado de gran número de análisis modales de edificios representativos (Bustamante y Rapoport, 1964). La disposición de que el momento de volteo no se suponga menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel de que se trata por la distancia al centro de gravedad de las masas que se hallan sobre él asegura que se satisfará el equilibrio dinámico en el último entrepiso del edificio. También por equilibrio dinámico no se permite reducción del momento de volteo en péndulos invertidos.

8.6 Efectos de torsión

El análisis estático de estructuras sujetas a fuerza lateral dentro del rango de comportamiento lineal toma en cuenta, en forma parcial, las torsiones de entrepiso que se pueden causar, pero no da idea alguna de las torsiones que pueden aparecer cuando la estructura ingresa al rango no lineal de su comportamiento. Para ilustrar los fenómenos que pueden presentarse, imagínese un edificio simétrico en cuanto a masas y rigideces

sujeto a movimiento sísmico por traslación de su base. Mientras no se rebasen los límites de comportamiento lineal, no habrá torsiones de entrepiso, salvo las debidas a excentricidad accidental. Sin embargo, si el comportamiento de la estructura es elastoplástico con límites de fluencia asimétricos en planta, apenas se alcancen estos límites el edificio comenzará a vibrar en torsión, y esta se incrementará dinámicamente pues los momentos torsionantes de entrepiso aumentarán las deformaciones justamente del lado más débil de la estructura.

Hay pocos estudios publicados sobre este fenómeno. En los más recientes (Gómez *et al*, 1987; Escobar *et al*, 1989), se analizan modelos de edificios de un piso provistos de varios muros paralelos, con comportamiento elastoplástico, diseñados según el Reglamento y sus Normas Complementarias y se supone que un temblor actúa en la dirección de los muros. El temblor supuesto es semejante a los registros sísmicos obtenidos en el valle de México en 1985.

Los análisis del modelo se llevaron a cabo suponiendo distribuciones asimétricas en planta de rigideces y resistencias. La asimetría en resistencias se generó cambiando las diferentes magnitudes de los momentos de fluencia de cada uno de los elementos resistentes; los distintos valores de asimetría en rigideces se lograron fijando la posición del centro de rigideces en el centro geométrico de la planta y moviendo la posición del centro de masas hasta lograr el valor deseado. Este proceder

condujo en algunos casos a condiciones poco representativas de edificios típicos (Damy, 1988); incluso fue eliminado el cálculo de la excentricidad en resistencias, e_r , en las nuevas Normas. Sin embargo, los resultados obtenidos revelaron varios aspectos importantes acerca de la respuesta sísmica torsional inelástica de edificios, entre ellos: el efecto de la distribución asimétrica en resistencias sobre las demandas de ductilidad de los modelos estudiados; el aumento en la ductilidad requerida para valores altos de Q ; el efecto de las incertidumbres de las propiedades de rigidez y resistencia sobre las demandas de ductilidad; la influencia en las demandas de ductilidad de la relación de las frecuencias traslacional y torsional; y finalmente la equivalencia aproximada -en ciertos rangos de la respuesta- de modelos en que la excentricidad es causada por una distribución asimétrica de la masa con aquellos en los que la excentricidad es causada por una distribución asimétrica de la rigidez.

La rigidez y la resistencia de un muro o un marco ante carga lateral están bien definidas en edificios de un piso. En los de mayor número de niveles, tanto la rigidez como la resistencia dependen de la configuración de las fuerzas laterales y varían incluso de un modo natural de vibración a otro. Los valores que es razonable emplear en esta parte del análisis son los correspondientes a las distribuciones de fuerzas cortantes y de momentos de volteo de diseño, obtenidos como lo especifica el resto del presente artículo.

Se especifica también que la excentricidad torsional de diseño para cada elemento resistente se considere igual a la que resulte más desfavorable entre $1.5e_s + 0.1b$ y $e_s - 0.1b$. El factor 1.5 proviene de la amplificación dinámica que experimenta la excentricidad calculada estáticamente, mientras que $0.1b$ es una excentricidad -denominada accidental- que se debe a dos conceptos: el primero son las variaciones impredecibles y, por tanto, aleatorias que hay en las rigideces reales comparadas con las que resultan del cálculo (Bustamante y Rosenblueth, 1960; Elorduy y Rosenblueth, 1966); el segundo alude a que los movimientos del terreno tienen siempre componentes de rotación, incluso con respecto a un eje vertical (Newmark, 1969; Newmark y Rosenblueth, 1971), que no se consideran explícitamente en el análisis. La amplificación dinámica de 1.5 resulta escasa en ciertos casos donde e_s es mucho menor que b , pero en ellos la excentricidad accidental cubre el exceso en amplificación dinámica. La razón para no afectar e_s de ninguna amplificación en la expresión correspondiente al límite $e_s - 0.1b$ es que hay casos donde la amplificación dinámica resulta insignificante.

Por otra parte, los efectos de la torsión inelástica son más pronunciados cuanto mayor sea la Q de diseño. Por ello en las Normas, a fin de reconocer los incrementos de ductilidad en estructuras con Q mayor o igual a 3, se adoptó el límite de $0.2b$ para la excentricidad torsional.

Finalmente, este párrafo incluye disposiciones que tienen en cuenta, así sea de manera toscamente aproximada, la torsión que obra en entrepisos distintos del que se considera. Estas disposiciones no se basan en análisis cuantitativos; en defensa de ellas solo puede argüirse que parecen razonables. En efecto, en una torre simétrica unida asimétricamente a cuerpos bajos, el cálculo explícito del momento torsionante mediante análisis estático daría cero en todos los entrepisos arriba de los cuerpos bajos. Sin embargo, evidentemente las torsiones de las plantas inferiores hacen vibrar a la torre en torsión y no hay entrepiso que esté exento de ella, independientemente de la torsión accidental que también aparecería en él. De igual manera, si algunas masas de los pisos superiores tuvieran excentricidad en un sentido y las demás en sentido opuesto, podría suceder que de cierto nivel hacia abajo el análisis convencional estático arrojará excentricidades prácticamente nulas, aun cuando las vibraciones rotacionales de las últimas plantas harían vibrar toda la torre en torsión y sería importante protegerla contra este fenómeno.

8.7 Efectos de segundo orden

Una manera aproximada de tener en cuenta los efectos P-delta en edificios consiste en analizar primero la estructura ante las fuerzas laterales de diseño despreciando estos efectos; después, calcular la configuración de la estructura deformada; a continuación, amplificar en cada entrepiso la fuerza cortante y los

momentos que se hayan calculado en los extremos de las columnas, así como la diferencia en desplazamientos horizontales relativos, y dividir todos estos valores entre $1 - \alpha_i \psi_i W_i / V_i$ (α es un coeficiente ligeramente mayor de 1 y que casi invariablemente resulta conservador suponerlo igual a 1.2, ψ es el cociente de la diferencia entre desplazamientos horizontales en los pisos que delimitan al entrepiso en cuestión dividida entre la altura del entrepiso, W es el peso de lo que se halla arriba del entrepiso -incluyendo cargas muertas y vivas- multiplicado por el factor de carga correspondiente para diseño por fuerzas laterales, V es la fuerza cortante de diseño que se calculó en el entrepiso en cuestión, i se refiere al i ésimo entrepiso), y finalmente satisfacer de nueva cuenta el equilibrio en cada nudo de la estructura (Rosenblueth, 1966). Considerando todas las α_i iguales a 1.2, se concluye que el límite $\psi_i \leq 0.08V_i/W_i$ establecido en este inciso para que puedan despreciarse los efectos P-delta equivale a admitir la introducción de errores no mayores de 10% del lado de la inseguridad en las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de diseño.

En el cálculo de los desplazamientos laterales para determinar si han de tenerse en cuenta los efectos P-delta y en su caso cuantificarlos, deben incluirse los desplazamientos debidos a cortantes de entrepiso, al acortamiento y alargamiento de columnas y flexión de muros por momento de volteo y, si se acude al apéndice de las Normas, a rotaciones de la base por interacción suelo-estructura.

8.11 Comportamiento asimétrico

El significado de los conceptos que aquí intervienen se explicó en relación con la sección 1. La especificación se basa en una interpretación de los resultados obtenidos en un estudio relativo a la respuesta sísmica de modelos simplificados de edificios realizado por Ruiz *et al* (1987). Sin embargo, investigaciones recientes (Ruiz y Rosas, 1990) revelan que la especificación propuesta es poco conservadora; por tanto, se deberá modificar en la próxima versión de las Normas.

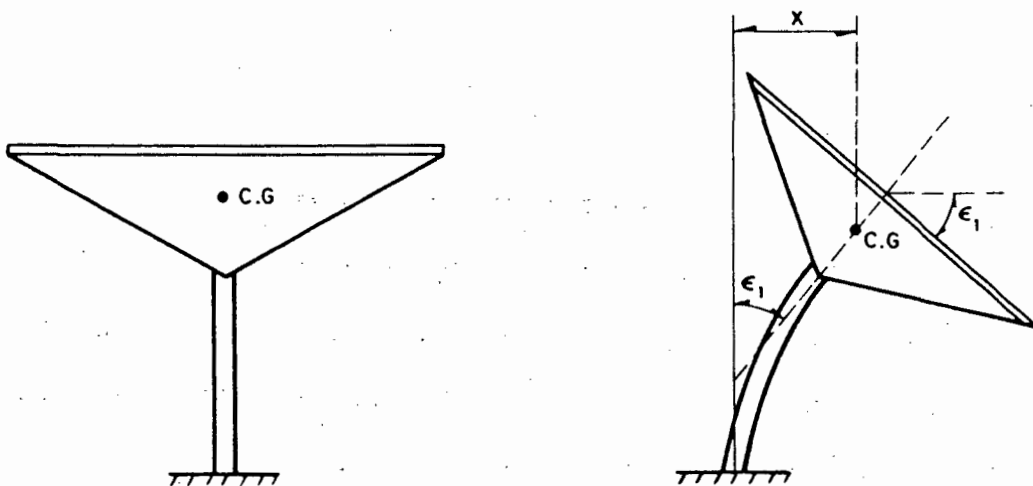


Fig 8.1 Péndulo invertido

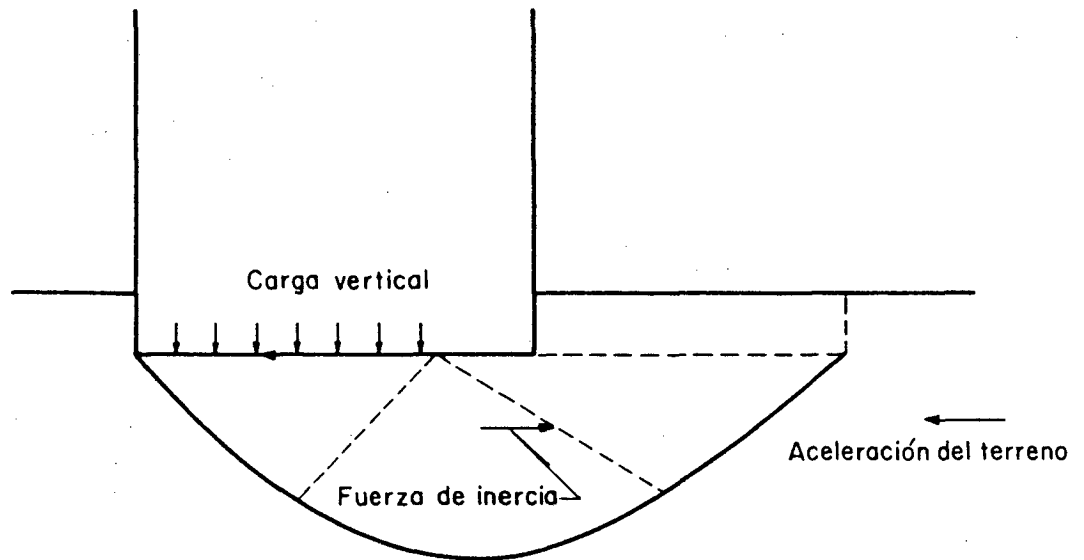


Fig 8.2 Superficie de falla bajo la cimentación

9. ANÁLISIS DINÁMICO

9.1 Análisis modal

El requisito de analizar por lo menos los tres primeros modos naturales de traslación en cada dirección de análisis puede en apariencia ser innecesariamente exigente cuando se trata de estructuras de corto periodo fundamental. Sin embargo, esta condición queda cubierta por la posibilidad de usar el método estático de análisis, el cuasidinámico o la serie de soluciones de precisión creciente debida a Cruz y Chopra, como se comenta a propósito de la sección 2.

Las disposiciones de esta sección son aplicables aun cuando se analice el edificio con programas de computadora que reconozcan explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad por traslación horizontal y por rotación con respecto a un eje vertical. En estas situaciones, el enésimo modo natural de vibra-

ción en determinada dirección de análisis ha de interpretarse como el modo, con reconocimiento explícito del acoplamiento, que mayor semejanza guarda con el modo a que se refieren las Normas. Sin embargo, en tales condiciones las disposiciones referentes a torsión deben interpretarse según se expresa a continuación.

El uso del análisis modal con ordenadas espectrales reducidas, como se especifica en esta sección, implica una aparente contradicción. Por una parte, la aplicabilidad rigurosa del análisis modal se basa en la validez de la hipótesis de comportamiento lineal; por otra, la reducción de las ordenadas espectrales obedece en buena medida al reconocimiento del comportamiento no lineal. La contradicción se resuelve suponiendo que el artificio adoptado suministra una aproximación a las respuestas de las estructuras reales. Sin embargo, para que esta aproximación sea aceptable se necesita que, sobre todo cuando se adoptan valores elevados de Q , la disipación de energía por comportamiento inelástico sea marcadamente uniforme en la mayor parte de la estructura y que las torsiones de entrepiso en condiciones no lineales guarden cierta relación con las que obran en condiciones de comportamiento lineal. De aquí que, cuando se use el análisis modal, se exija respetar la disposición que se estipula, al describir el método estático de análisis, sobre distribución del cociente de cortante resistente entre el actuante a lo alto del edificio.

Cuando en el análisis modal se emplea la simplificación consistente en despreciar acoplamientos entre los desplazamientos horizontales en direcciones ortogonales y entre estos y las rotaciones con respecto a un eje vertical o cuando por simetría de la estructura no se presentan nominalmente dichos acoplamientos, es evidente que deben respetarse todas las disposiciones de la sección 8 en lo referente a torsiones de entrepiso. En cambio, si se reconocen explícitamente los acoplamientos mencionados, bastará con tener en cuenta lo que se especifica respecto a la torsión accidental de 0.1b, pues ya se estarán incluyendo en el análisis la amplificación dinámica y las oscilaciones rotacionales en cada entrepiso causadas por excentricidades en uno o más del resto de los entrepisos.

La fórmula incluida en la presente sección para combinar las respuestas modales como la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados es aplicable mientras las frecuencias de los modos naturales de vibración que contribuyen significativamente a las respuestas de diseño disten lo suficiente entre ellas. Las diferencias que debe haber entre dichas frecuencias para lograr una precisión dada dependen de los grados de amortiguamiento de los modos en cuestión y de la duración del movimiento (Rosenblueth, 1951).

Para situaciones donde cabe esperar frecuencias con valores cercanos entre sí -por ejemplo: edificios simétricos o con apéndices- procede emplear la siguiente expresión (Newmark y Rosen-

9.2 Análisis paso a paso

En el análisis tridimensional paso a paso donde se trata explícitamente el comportamiento no lineal procede ignorar todas las disposiciones de las secciones 5 y 8 referentes a la uniformidad del cociente de cortante resistente de entrepiso a cortante actuante y a torsión de entrepiso, excepto la concerniente a la inclusión de una excentricidad accidental de 0.1b. Lo mismo vale para estructuras doblemente simétricas en planta pues en ellas no hay, nominalmente, acoplamiento entre los tres grados de libertad que se asignan a cada piso. Sin embargo, cuando cabe esperar que se presenten los acoplamientos mencionados y en el análisis se decide ignorarlos, llevando a cabo los cálculos como si la estructura se comportara bidimensionalmente para cada una de las dos direcciones horizontales de análisis, entonces deberán tenerse en cuenta todas las disposiciones de la sección 8 sobre torsión de entrepiso.

9.3 Revisión por cortante basal

La disposición enunciada en la sección 9 para que la fuerza cortante basal no se suponga menor del 80% de la que arrojaría un análisis estático (incluida la opción que toma en cuenta el valor del periodo fundamental), cualquiera que sea el resultado del análisis dinámico que se haya realizado, obedece a dos consideraciones. La primera es que los análisis dinámicos se prestan más a error que los estáticos; en caso de error importante

del lado de la inseguridad, se tiene así cierta protección. La segunda es que la mayor parte de lo que se sabe sobre el desempeño de las estructuras sujetas a temblor tiene un carácter empírico basado en el análisis estático de las estructuras que han sufrido acción sísmica. Esta última consideración, aunada a que la incertidumbre que se asocia al modelado de las estructuras irregulares es mayor que la de las regulares, hace que se conserve la disposición relativa a la reducción de Q' establecida en la sección 4 para el diseño de las estructuras irregulares aun cuando se las analice dinámicamente y se piense que, por tratarse de un análisis más refinado que el estático, pudiera adoptarse un criterio menos conservador.

9.4 Efectos bidireccionales

La disposición que se refiere a la combinación de los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno para los cuales se analiza la estructura obedece a la misma consideración establecida en el análisis estático.

10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS

La intención de limitar el presente cuerpo normativo a edificios obedece en parte a que la mayoría de las estructuras de otra índole que se construyen en el Distrito Federal -puentes, pasos a desnivel, conductos subterráneos, etc- pertenecen al ámbito de las obras públicas y su diseño puede estar regido por otras disposiciones dirigidas a usuarios que no necesariamente son los que se encargan del diseño de edificios, y en parte a que la pretensión de abarcar tanto edificios como la totalidad de estos otros tipos de estructura en un solo documento lo habría hecho demasiado voluminoso y de más difícil asimilación.

De ninguna manera ha de suponerse que las disposiciones que contiene esta sección, incluso la de que sean congruentes con el resto de las normas complementarias redactadas teniendo en mente a los edificios, bastan para definir íntegramente los criterios

aplicables en cada tipo de estructura. La manera de llevar a cabo la aplicación no está unívocamente determinada; además, hay conceptos que no admiten aplicación directa. Si en esta sección se consignan algunas disposiciones para el diseño de tanques, péndulos invertidos, chimeneas y muros de retención es solo con el fin de asegurar que se respetarán tales disposiciones cuando se elaboren procedimientos reglamentarios, pues en ellas se incluyen resultados de análisis que de otra manera pudieran olvidarse.

10.1 Tanques, péndulos invertidos y chimeneas

Mientras que en el diseño de edificios se pedía que a los efectos de un componente horizontal del movimiento del terreno se sumara o restara el 30% de los efectos del componente horizontal perpendicular a él, en el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas el porcentaje de esta fracción de los efectos del componente perpendicular se eleva a 50. La diferencia proviene de que un edificio doblemente simétrico en planta, al sacarlo de su configuración de equilibrio estático y dejarlo que vibre libremente, describe oscilaciones solo en la dirección en que se le imprimieron desplazamientos iniciales; sin embargo, al hacer lo mismo con una de las estructuras a las que se refiere la presente disposición, al cabo de algún tiempo dicha estructura estará oscilando con fuerte componente perpendicular a la dirección inicial, aunque sea infinitesimal su grado de asimetría. Por ello, en estas estructuras adquiere mayor importancia el

efecto del movimiento del terreno en dirección perpendicular a aquella que se analiza (Rosenblueth, 1973).

Como criterio complementario para el diseño sísmico de chimeneas procede consultar el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE (1987).

Una idealización generalmente satisfactoria para el análisis dinámico de tanques consiste en sustituir el líquido almacenado por una masa rígida y una o dos masas ligadas horizontalmente con un resorte elástico (Housner, 1963; Newmark y Rosenblueth, 1971). Este modelo (fig 10.1) suministra buenas aproximaciones a las presiones laterales hidrodinámicas que el líquido ejerce en las paredes del tanque; no obstante, si los momentos que simultáneamente obran en el fondo del recipiente pueden ser importantes para el diseño de este, tales momentos requieren consideración explícita. Esta es la razón por la cual así se especifica en la presente sección.

10.2 Muros de retención

Lo que se establece para el diseño de muros de retención supone una amplificación dinámica de $4/3$ respecto a la aceleración horizontal a que se ve sujeto el suelo retenido, habiendo ya afectado dicha aceleración con un factor de 0.4. El criterio es sumamente burdo y, aunque puede bastar para el diseño de obras de poca importancia y de aquellas donde los empujes del suelo no

sean del todo determinantes en el diseño, frecuentemente se justificarán criterios más refinados. Al respecto puede acudirse al trabajo de Arias et al (1981).

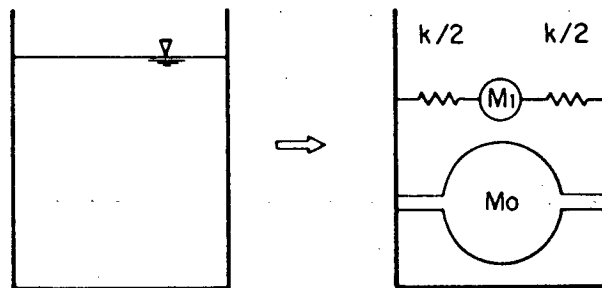


Fig 10.1 Modelo de masas equivalentes para el análisis sísmico de tanques

11. ESTRUCTURAS EXISTENTES

Las disposiciones de esta sección en lo referente al factor de comportamiento sísmico Q dejan mayor latitud que las correspondientes a estructuras nuevas. Así tiene que ser en vista de que los detalles constructivos e incluso los materiales mismos de construcción no necesariamente se fijaron de conformidad con las nuevas Normas. En este caso cabe un mayor ejercicio del criterio que en el diseño de estructuras nuevas, tanto porque las existentes pueden ya haber pasado la prueba de verse sujetas a uno o más temblores intensos como porque este mismo hecho seguramente las dañó en algún grado aun cuando ello no se detecta a simple vista. Además, el equilibrio óptimo entre el costo de suministrar determinada seguridad contra la acción sísmica y las consecuencias de esa acción puede dictar un grado de seguridad para estructuras existentes distinto del que corresponde a las nuevas. Sin embargo, no cabe dejar esta latitud de criterio al

total arbitrio de quien aplica el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. De ahí la necesidad de que la diferencia entre el criterio que se desee aplicar a una estructura existente y los que se adopten para estructuras nuevas cuente con la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

La disposición referente al efecto de desplomes en la capacidad sísmica estructural resulta de la aplicación directa de lo que se especifica en el inciso 11 de la sección 8 para estructuras cuya capacidad ante carga lateral difiere en los dos sentidos de la dirección en que se analiza. Tratándose de estructuras en cuyo análisis sísmico se emplea el método simplificado, Q vale 1.5 ó 2.0 según la naturaleza de los muros de carga. Por sencillez se supuso $Q = 2.0$ para sustituir $1 + 10f$ por $1 + 5Qf$.

El permitir que se adopte en ciertas condiciones el valor de Q que corresponde a los elementos estructurales adicionales para estructuras que se refuercen constituye una concesión con el fin de no encarecer su refuerzo excesivamente. Al hacer esta concesión se admite que podrá dañarse ligeramente la estructura existente, pero se protege su estabilidad con los elementos que se adicionan. Debe, sin embargo, verificarse que las fuerzas verticales y horizontales se transmitan adecuadamente para que la estructura existente no falle ante ninguno de estos sistemas de fuerzas.

APÉNDICE

A1. Alcance

La principal intención del apéndice es dar un primer paso en la consideración explícita de la interacción suelo-estructura, limitando esta consideración a su efecto en el periodo fundamental y en el modo fundamental de vibración en la dirección que se analiza y a lo que dicho efecto implica. Con este apéndice también se pretende reconocer la dependencia de los espectros en cada sitio con respecto al periodo dominante más largo que caracteriza al sitio. Dado que solo en las zonas II y III del Distrito Federal estos efectos son significativos, se excluye la aplicación del apéndice a estructuras cimentadas en la zona I.

Al confinar el reconocimiento de la interacción suelo-estructura a sus efectos en el modo fundamental de vibración y en su periodo, se ignoran los efectos de dicha interacción en los modos y

periodos naturales superiores, en el amortiguamiento y en la ductilidad. Los efectos en los modos y periodos naturales superiores de vibración son generalmente pequeños. Bielak (1969) ha demostrado que tales efectos son nulos si el modo fundamental es un conjunto de desplazamientos horizontales proporcionales a la altura sobre el desplante de la estructura y esta hipótesis, si bien no se cumple con estricto rigor en la práctica, sí constituye una buena aproximación en la mayoría de los casos de interés.

Ignorar los efectos de la interacción en el amortiguamiento introduce errores del lado de la seguridad, mientras que ignorar los efectos en el factor de ductilidad introduce errores del lado de la inseguridad. Tampoco se tienen en cuenta los efectos de la interacción en la rotación de la base con respecto a su eje vertical. Si por ahora se ha decidido ignorar todos estos fenómenos es en parte por sencillez, en vista de ser esta la primera ocasión en que en nuestro país un reglamento incluye la consideración explícita de la interacción; en parte también porque aún falta calibrar todas las implicaciones que tendrían los efectos que no se consideran, y en parte porque no se dispone de herramientas fidedignas para cuantificar los componentes de la excitación sísmica que obran según los grados de libertad de rotación de la base. En el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se hallan en proceso diversas investigaciones tendientes a dilucidar estas cuestiones. Es de esperarse que en ediciones posteriores de las Nor-

mas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se cubran dichas cuestiones de manera más ambiciosa y satisfactoria que en la presente.

A2. Notación adicional

La totalidad del apéndice está redactada como si las direcciones horizontales de análisis coincidieran con las de dos planos verticales principales de la cimentación y de la estructura, principales en cuanto a que, al vibrar tal estructura según una de las direcciones mencionadas, no se presenta acoplamiento con desplazamientos en la dirección horizontal perpendicular a ella ni con rotaciones con respecto a un eje vertical.

Se da por sentado pues que, de analizarse dinámicamente, se despreciarán tales posibles acoplamientos. Se supone que los planos verticales mencionados pasan por el centroide de la superficie de desplante. En estas condiciones, los ejes con respecto a los que se calculan los momentos de inercia I y J son las intersecciones de la superficie de desplante con los planos verticales referidos. Si la estructura se analiza dinámicamente considerando explícitamente los acoplamientos a que se ha hecho referencia, valen los comentarios que al respecto se hicieron en la sección 9.

Con fines de aplicación del apéndice, el peso W_0' incluye el de los cimientos menos el del volumen de suelo desplazado por la

subestructura. Con este mismo criterio han de calcularse los momentos polares de peso, J , en ambas direcciones.

Las constantes elásticas K_x y K_r definidas en la presente sección son las rigideces de los resortes que se introducen en el análisis como equivalentes a la deformabilidad del suelo, según se ilustra esquemáticamente en la fig A2.1 para estructuras con losa corrida de cimentación o para la dirección de mayor dimensión de zapatas corridas si se desplanta la estructura sobre estas. K_{vi} es la rigidez del i ésimo resorte vertical que se toma como equivalente a la deformabilidad del suelo en dirección vertical cuando la estructura se apoya sobre zapatas aisladas o en la dirección de la dimensión menor de las zapatas corridas si la estructura se apoya en estas.

A3. Del tipo de análisis

Se excluye la posibilidad de aplicar el apéndice cuando se emplea el método de análisis simplificado, ya que la finalidad del apéndice es mejorar el cálculo del modo y periodo fundamentales de vibración en la dirección analizada, o al menos del periodo fundamental en esa dirección, y en el método simplificado no se consideran explícitamente los periodos naturales de vibración.

A4. Espectros para diseño sísmico

En dos aspectos, el diseño sísmico de una estructura en las zonas II o III del Distrito Federal puede resultar menos conservador cuando se aplica el apéndice que cuando el uso de las Normas Técnicas Complementarias se limita al cuerpo principal del texto. En primer lugar, si se conoce el periodo dominante más largo del sitio de interés, T_S , el valor de c puede ser menor que el que se requeriría de no aplicarse el apéndice. En segundo lugar, al tener en cuenta la interacción suelo-estructura, el apéndice permite conocer el periodo fundamental de vibración de la estructura con mayor precisión que si se ignora dicha interacción y ello a su vez puede permitir emplear ordenadas espectrales, a , menos conservadoras para un valor dado de c . En ningún caso debe modificarse el valor del exponente en las expresiones para el cálculo de tales ordenadas.

El valor de T_S en cada sitio donde se conoce este periodo puede obtenerse de la fig A4.1, que ya se comentó a propósito de la sección 3. Donde se desconoce T_S porque el sitio de que se trata cae fuera del área cubierta por la fig A4.1, puede calcularse este periodo realizando un análisis unidimensional de ondas SH que incidan verticalmente en la roca basal, y verificar los resultados con registros locales de vibraciones ambientales; el análisis debe basarse en información local sobre estratigrafía, densidades del suelo y velocidades de ondas de corte. Este proceder permite identificar con buena precisión los periodos domi-

nantes del sitio pero no las amplitudes ni las formas espectrales pues, al confinarse el análisis a un modelo lineal unidimensional de ondas SH con trayectoria vertical, se desprecian los efectos de la incidencia oblicua de las ondas de corte, los de las ondas P y SV, los de las ondas superficiales y los del comportamiento no lineal del suelo. De todos ellos, los más importantes son los debidos a ondas superficiales; sin embargo, gracias a que los periodos dominantes de estas prácticamente coinciden con los de las ondas SH de trayectoria vertical, se obtienen buenas estimaciones de T_S .

Inicialmente, se hará referencia a las partes de las zonas II y III que no están sombreadas en la fig 3.1. De acuerdo con la expresión planteada en esta sección para calcular c en función de T_S , se obtiene la variación que muestra la fig A4.2. En ella se marcan las fronteras entre las zonas I y II y entre la II y la III como si coincidieran con las líneas correspondientes a $T_S = 0.5$ y 1.0 s respectivamente, lo cual es aproximadamente cierto a muy grandes rasgos. Según se aprecia en esa figura, el reconocimiento explícito de T_S en cada sitio conduce, para edificios del grupo B, a valores de c comprendidos entre 0.40 y aproximadamente 0.32 en la zona III si T_S varía de 2.0 a 1.0 s, y hasta $c = 0.28$ si $T_S = 5.0$ s o varía, grosso modo, entre 0.19 y 0.32 s en la zona II, valores que han de compararse con 0.40 y 0.32 en las zonas III y II, respectivamente, si no se aplica el apéndice. Se concluye que, en la zona III, el uso del apéndice puede hacer factibles reducciones hasta de 31% en c , y hasta de

41% en la zona II. Sin embargo, en las pequeñas porciones de la zona II donde T_S excede de 1.0 s, c puede resultar ligeramente superior a 0.32.

En las partes sombreadas de las zonas II y III, se adopta uniformemente $c = 0.40$ para edificios del grupo B por las razones expuestas al comentar la sección 3.

La variación de T_a y T_b en función de T_S se muestra en la fig A4.3, donde de nuevo se supone que las fronteras entre las zonas corresponden a $T_S = 0.5$ y 1.0 s. En esta figura se muestran asimismo los valores de T_a y T_b que se obtienen si se ignora el valor de T_S en el sitio. En todos los casos, el conocimiento de T_S permite aumentar T_a con respecto al valor que tendría de no conocerse ese parámetro. Sin embargo, tal conocimiento solo permite reducir T_b en la zona III si $T_S < 3.25$ s, ya que cuando se desconoce T_S debe tomarse $T_b = 3.9$ s en la zona III y si se conoce T_S se toma $T_b = 1.2T_S$. Aun así, y con la sola excepción que corresponde a sitios próximos a la frontera entre las zonas II y III, el conocimiento de T_S siempre lleva a ordenadas espectrales iguales o menores que las que deben emplearse cuando se desconoce T_S , como puede constatarse en la fig A4.2 que corresponde a las partes de las zonas II y III no sombreadas en la fig 3.1.

A5. Análisis estático

En esta sección se pide que se proceda como en el cuerpo principal de las Normas con excepción de dos conceptos. Por una parte, se debe tener en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura al calcular el periodo fundamental de vibración en cada dirección de análisis, así como emplear el espectro de diseño que sea aplicable según se conozca o no el periodo dominante más largo del terreno en el sitio en cuestión. Por otra, se estipula que se reconozca el efecto de dicha interacción en los desplazamientos laterales que sufre la estructura ante la acción de las fuerzas laterales de diseño, tanto por desplazamiento horizontal de su base como por rotación de la misma, y las consecuencias que ello tiene en la posibilidad de choques con las estructuras contiguas y en los efectos P-delta.

A6. Análisis dinámico

Esta sección meramente introduce el requisito de considerar los efectos de la interacción suelo-estructura en el periodo y el modo fundamentales en cada dirección de análisis.

Se sabe que las estructuras que interactúan dinámicamente con el suelo carecen de modos clásicos de vibración; es decir, carecen de modos naturales de vibración cuya forma no depende del tiempo (Newmark y Rosenblueth, 1971). No obstante, con fines normativos se adoptan las hipótesis de que tales modos existen, se

pueden calcular con solo agregar al modelo de la estructura los grados de libertad que corresponden a la interacción y las rigideces asociadas a ellos, y el grado de amortiguamiento de cada modo natural es el mismo para el que se han calculado los espectros de diseño (5% del crítico). En consecuencia, se puede aplicar el método de análisis modal que especifica el cuerpo principal de las presentes Normas Complementarias, empleando los espectros de diseño que se describen en el apéndice y los modos y periodos naturales que resultan de las hipótesis de la sección A7 de este apéndice.

Si se opta por el análisis paso a paso considerando el comportamiento no lineal de la estructura, cabe incluir también los amortiguamientos por deformaciones del suelo y por radiación que resultan del análisis más riguroso del fenómeno de interacción (Wolf, 1985).

A7. Interacción suelo-estructura

El modelo muy simplificado de interacción que se adopta no tiene en cuenta las deformaciones de los cimientos, sus desplazamientos verticales ni sus rotaciones con respecto a un eje vertical. En la literatura existen métodos para considerar estos aspectos de la interacción suelo-estructura (Wolf, 1985), cuyos efectos son pequeños en la mayoría de los casos. De esta manera quedan dos grados de libertad en cada dirección de análisis, adicionales a los que tendría la estructura si se apoyara sobre una

base rígida. Con las simplificaciones adoptadas, uno de estos grados es de traslación horizontal en la dirección que se analiza y el otro es la rotación con respecto al eje centroidal de la superficie de desplante perpendicular a la dirección de análisis.

Es fácil demostrar que en tales condiciones el periodo fundamental de vibración que suministra la fórmula dada en esta sección, $T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$, subestima ligeramente el periodo fundamental del sistema suelo-estructura, y que el error que así se introduce es generalmente despreciable (Newmark y Rosenblueth, 1971). Los periodos naturales T_x y T_r se obtienen como señala esta sección, empleando los modelos de estructura rígida que se muestran esquemáticamente en la fig A7.2.

Los criterios adoptados para el cálculo de las rigideces de los resortes que se muestran en la fig A7.2 (resortes cuya deformabilidad se toma como equivalente a la del terreno) se exponen en Rosenblueth y Reséndiz (1987). Con el requisito de que W'_0 y J no se consideren menores que 0.7 veces sus valores originales, es decir, sin restar la influencia del volumen del terreno desplazado, se pretende limitar estos parámetros al rango en que es aplicable la teoría con base en la cual se formuló este apéndice.

En los sitios que quedan cubiertos por las figs A4.1 y A7.1, se conocen tanto T_s como la profundidad hasta los depósitos firmes

profundos H , así que puede calcularse el módulo de rigidez medio o efectivo G que se necesita para obtener las rigideces en cuestión. Para ello basta con aplicar la fórmula $G = \rho (4H/T_S)^2$ que consigna la presente sección. Esta fórmula se obtiene de las relaciones

$$T_S = 4H/v_S \quad (A9.1)$$

$$v_S = (G/\rho)^{1/2} \quad (A9.2)$$

donde v_S es la velocidad de las ondas de cortante en el suelo y ρ es la densidad del suelo; ρ se obtiene de $\rho = \gamma/g$, donde γ es el peso volumétrico del suelo. Las expresiones anteriores suponen que el suelo consiste en un manto homogéneo de espesor H que se apoya en un semiespacio de roca, según se muestra en la fig A7.3. La ec A9.1 supone que todo el movimiento del terreno es causado por ondas SH que viajan en dirección vertical. Con esta hipótesis la ec A9.1 es rigurosamente válida aun si el manto no es homogéneo sino que consta de estratos horizontales. En tal caso, debe sustituirse v_S por el recíproco de la lentitud media de las ondas S en el manto. En otras palabras, T_S es cuatro veces el tiempo que una onda de corte tarda en atravesar el manto. Si se supone $\gamma = 1.226 \text{ ton/m}^3$, se obtiene $G = 2(H/T_S)^2$; este valor de γ es representativo de la arcilla compresible del valle.

Si no se conocen los parámetros T_S y H del sitio, o se descono-

ce uno de ellos, se pueden determinar por exploración y ensaye de campo o laboratorio, o bien utilizar el valor más desfavorable de G entre los límites que marca esta sección, límites que prácticamente cubren la totalidad de los valores obtenidos en las exploraciones que hasta la fecha se han realizado en el valle de México.

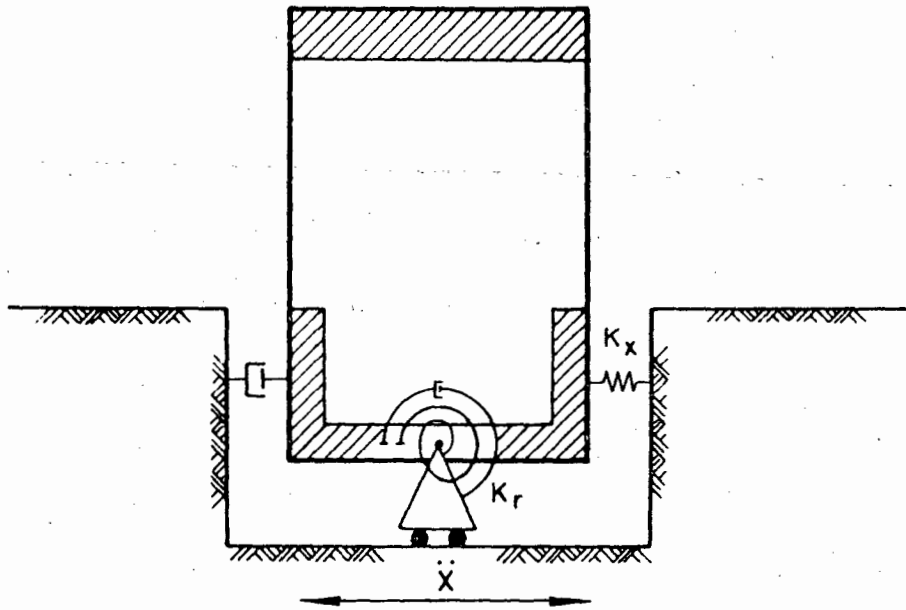


Fig A2.1 Sistema equivalente suelo-estructura

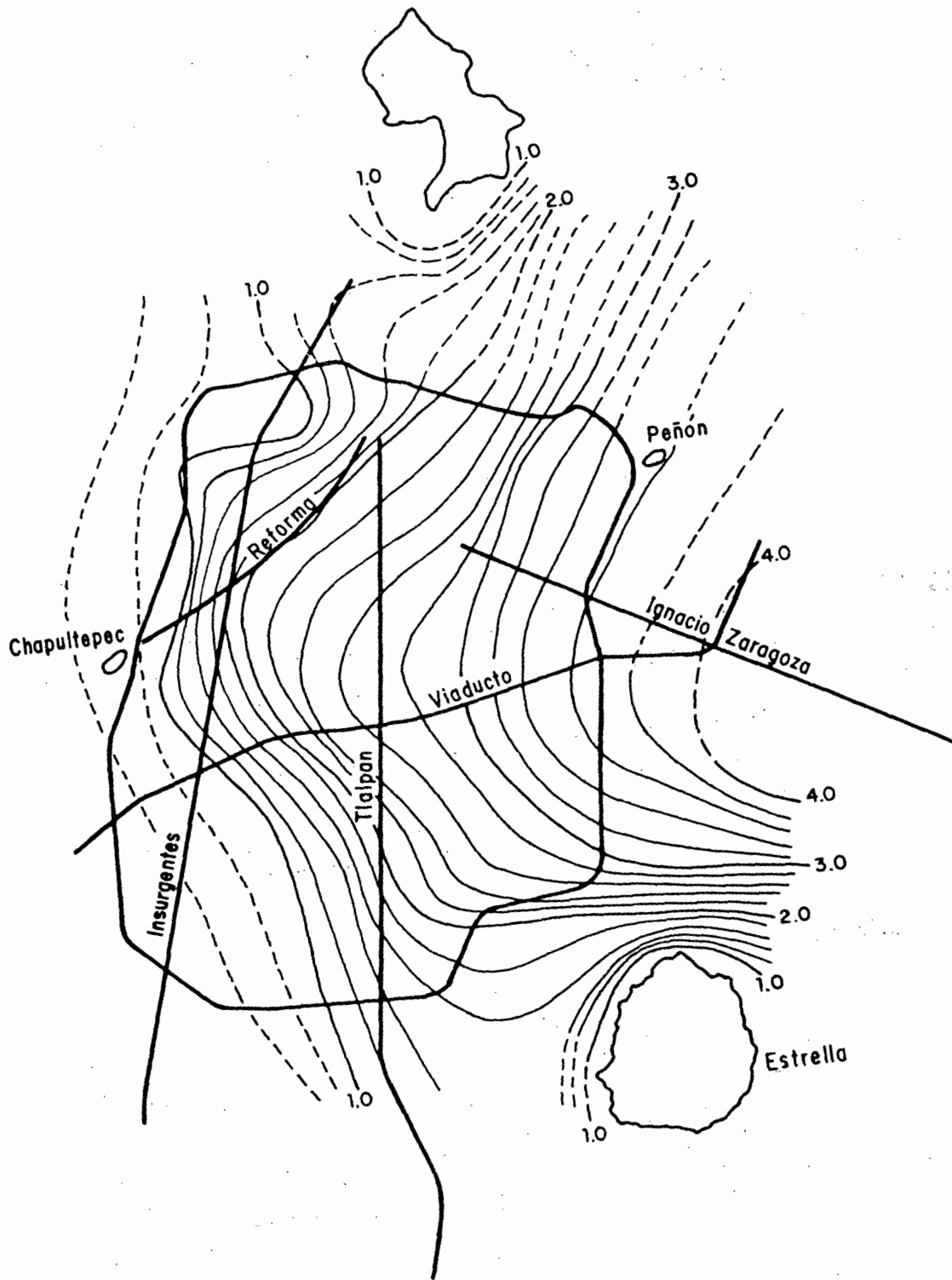


Fig A4.1 Valores de T_s , en segundos

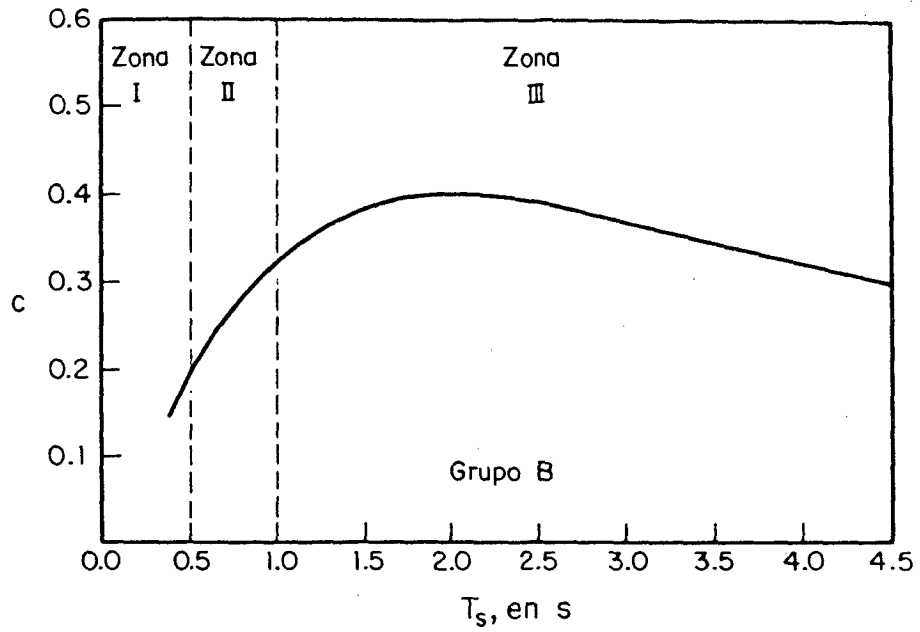


Fig A4.2 Variación del coeficiente sísmico en función del periodo dominante más largo (zonas no sombreadas)

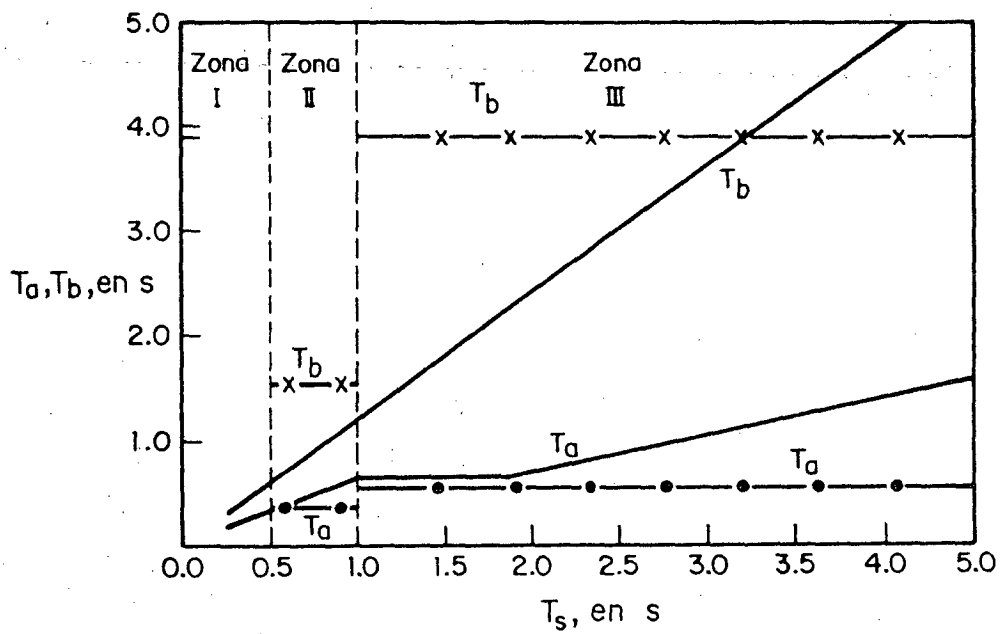


Fig A4.3 Variación de T_a y T_b en función del periodo dominante más largo (zonas no sombreadas)

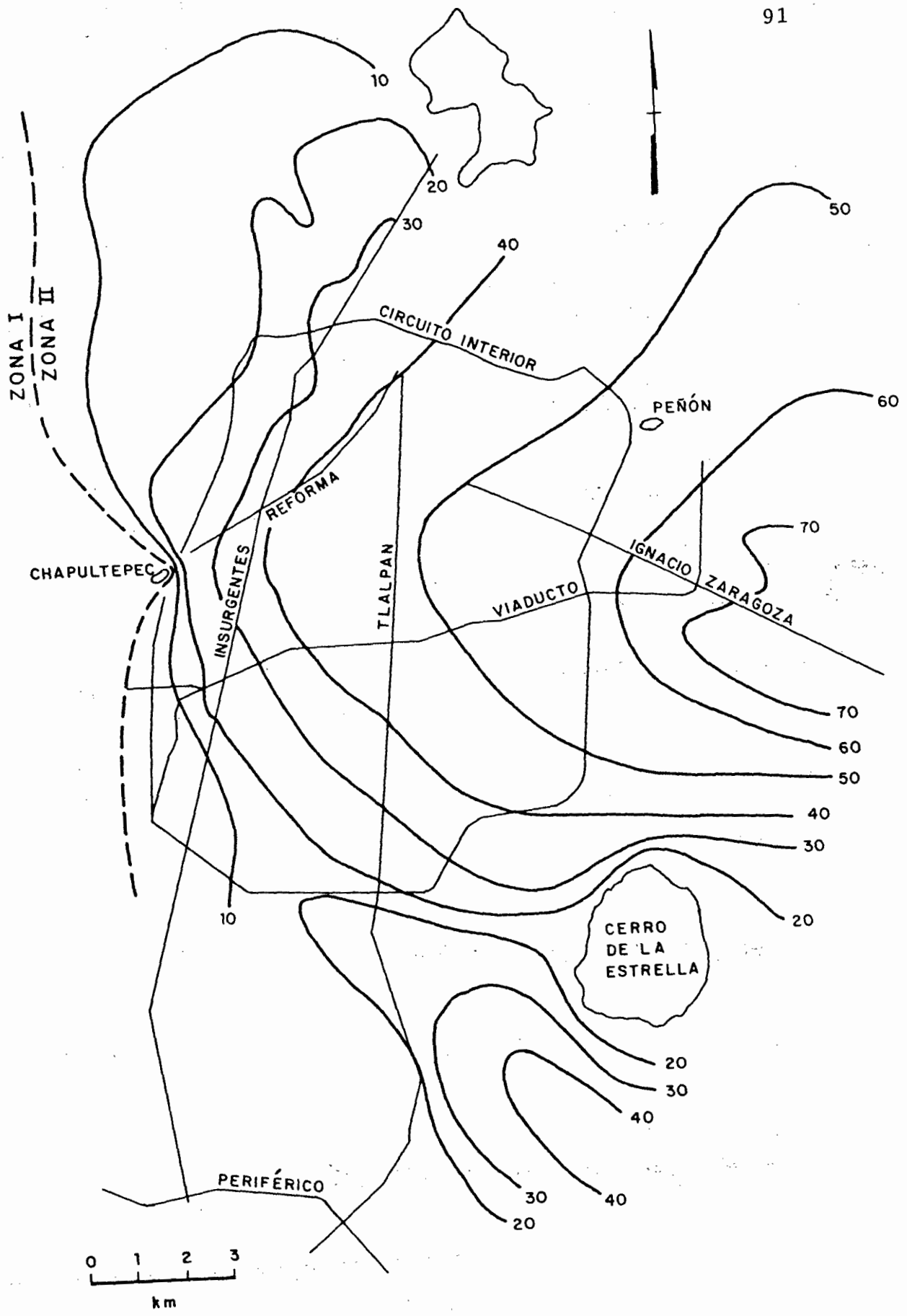


Fig A7.1 Valores de h , en metros

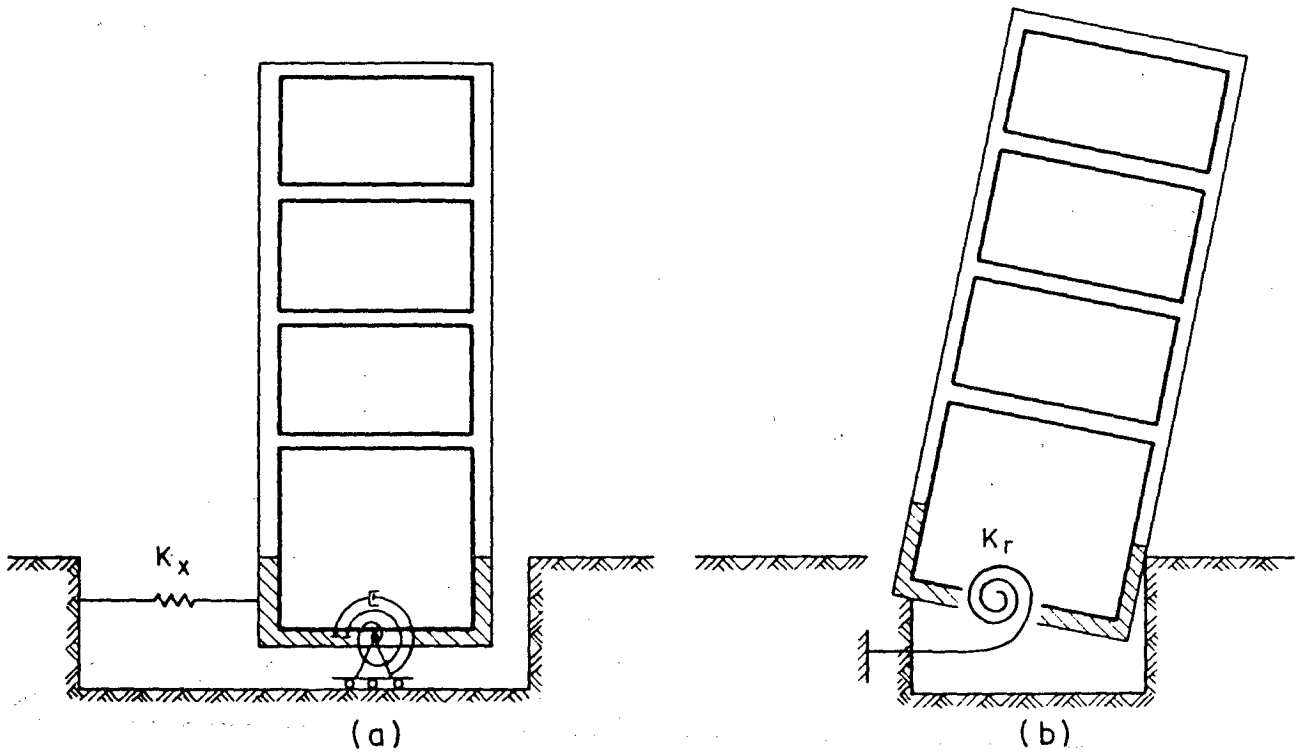


Fig A7.2 Movimientos de cuerpo rígido

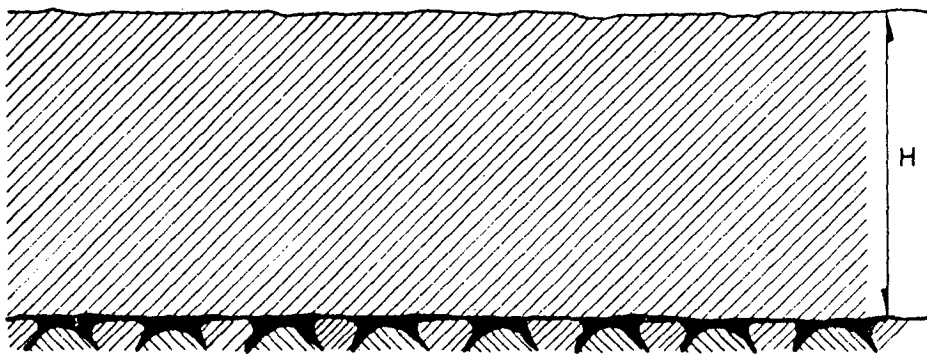


Fig A7.3 Estrato homogéneo

ANEXO : CENTRO DE TORSIÓN EN EDIFICIOS

La respuesta sísmica de edificios generalmente se determina con base en dos tipos de análisis: bidimensional y tridimensional. En el primero de ellos, aun cuando los marcos no sean ortogonales, las coordenadas del centro de torsión de un entrepiso se pueden calcular con las siguientes expresiones (Damy, 1988):

$$x_T = \frac{K_{XX}(\sum K_i x_i^2 - \sum K_i y_i c_i) + K_{XY}(\sum K_i y_i^2 - \sum K_i x_i c_i)}{K_{XX}K_{YY} - K_{XY}^2}$$

$$y_T = \frac{K_{YY}(\sum K_i y_i^2 - \sum K_i x_i c_i) + K_{XY}(\sum K_i x_i^2 - \sum K_i y_i c_i)}{K_{XX}K_{YY} - K_{XY}^2}$$

donde

$$K_{XX} = \sum K_i c_i^2$$

$$K_{YY} = \sum K_i s_i^2$$

$$K_{XY} = \sum K_i c_i s_i$$

$$K_i = \text{rigidez de entrepiso del marco } i$$

$$x_i, y_i = \text{coordenadas de un punto cualquiera del eje del marco } i$$

$$s_i = \text{sen } \beta_i$$

$$c_i = \text{cos } \beta_i$$

$$\beta_i = \text{ángulo que forma el eje } x \text{ con el eje del marco } i$$

Las sumatorias se llevan a cabo en todos los marcos del entrepiso.

Por otra parte, si se utiliza el análisis tridimensional, la posición del centro de torsión en un entrepiso se puede obtener a partir de la matriz de rigideces del edificio y de la distribución de las fuerzas sísmicas (Bazán y Meli, 1985; Cheung y Tso, 1986). Para ello, se establece la ecuación de equilibrio del edificio; se determinan los desplazamientos laterales sin permi-

tir las deformaciones por giros y, con ayuda de estos desplazamientos, se calculan los momentos de entrepiso que anulan los efectos de torsión. Con base en este proceder, se puede llegar a las siguientes expresiones para las coordenadas del centro de torsión del entrepiso j (Damy y Alcocer, 1987):

$$x_{Tj} = \frac{\sum_{i=j}^N x'_{Ti} F_i}{\sum_{i=j}^N F_i}$$

$$y_{Tj} = \frac{\sum_{i=j}^N y'_{Ti} F_i}{\sum_{i=j}^N F_i}$$

donde

N = número total de entrepisos

$x'_{Ti} = \frac{M_i}{F_i}$ = abscisa del centro de torsión del nivel i

$y'_{Ti} = - \frac{M_i}{F_i}$ = ordenada del centro de torsión del nivel i

M_i = momento necesario para evitar la torsión en el nivel i del edificio

F_i = fuerza sísmica que actúa en el nivel i del edificio

y el centro de torsión del nivel i se define como el punto donde se deben aplicar las fuerzas que obran en cada nivel para que el movimiento en ese nivel sea solo de traslación, sin rotación de su diafragma de piso.

RECONOCIMIENTO

El CONACyT y el Departamento del Distrito Federal, a través del Comité Asesor de Seguridad Estructural, proporcionaron el apoyo económico para el desarrollo de este trabajo.

Santiago Loera, Enrique Del Valle y Luis Esteva revisaron críticamente el presente texto.

Mención especial merecen los comentarios de Julio Damy al inciso 8.6.

REFERENCIAS

Aktan, A E y Bertero, V V, "Seismic response of R/C frame-wall structures", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 110, No 8, EUA (1984), 1803-1818

Aranda, R y Rascón, O, "An improved method for seismic analysis of buildings irregular in elevation", Procs VIII European Conference on Earthquake Engineering, Vol 3, 6.6/9-6.6/16, Lisboa (1986), 6.6/9-6.6/16

Arias, A, Sánchez-Sesma, F J y Ovando-Shelley, E, "A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacements", Procs of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol I, San Luis, Missouri (1981), 235-240

Bazán, E y Meli, R, Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Ed Limusa, México (1985)

Bielak, J, "Base moment for a class of linear systems", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol 95, EUA (1969), 1053-1062

Bouwkamp, J C y Meehan, J F, "Drift limitations imposed by glass", Procs II World Conference on Earthquake Engineering, Tokio (1960), 1763-1778

Bustamante, J I y Rapoport, L, "Momentos de volteo y fuerzas cortantes sísmicas", Boletín de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol 2, No 1, 19-31, México (1964), 19-31

Comisión Federal de Electricidad (CFE), Manual de Diseño de Obras Civiles, Sec C.2.7, México (1987)

Bustamante, J I y Rosenblueth, E, "Building code provisions on torsional oscillations", Procs II World Conference on Earthquake Engineering, 879-894, Tokio (1960), 879-894

Cruz, E F y Chopra, A K (1986), "Simplified procedures for earthquake analysis of buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 112, No 3, EUA (1986), 461-480

Cheung, V W T y Tso, W K, "Eccentricity in irregular multistory buildings", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 13, Canadá (1986), 46-52

Damy, J y Alcocer, S, "Obtención del centro de torsión de edificios", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México (1987), C60-C67

Damy, J, "Comentarios al inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, No 33, México (1988), 66-99

Elorduy, J y Rosenblueth, E, Torsiones sísmicas en edificios de un piso, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 164, México (1968)

Escobar, J A, Ayala, G y Gómez, R, "Respuesta no lineal de estructuras con parámetros inciertos", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol II, Acapulco, México (1989), E105-E114

Esteva, L y López, J, "Respuesta dinámica de edificios con planta baja libre", investigación en desarrollo, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1988)

Gómez, R, Ayala, G y Jaramillo, J D, "Respuesta sísmica de edificios asimétricos", informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987)

Housner, G W, "The dynamic behavior of water tanks", Bulletin Seismological Society of America, Vol 53, No 2, EUA (1963), 381-387

Iglesias, J et al, " Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la ciudad de México", Universidad Autónoma Metropolitana, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, México (1987)

Kobayashi, H, Seo, K y Midorikawa, S, "Measurements of micro-tremors in and around Mexico D.F.", Report on seismic microzon-
ing studies of the Mexico earthquake of September 19, 1985,
Parte 1, Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japón (1986a)

Kobayashi, H, Seo, K y Midorikawa, S, "Estimated strong ground motion in the Mexico city due to the Michoacan, Mexico earthquake of Sept. 19, 1985 based on characteristics of micro-tremor", Report on seismic microzoning studies of the Mexico earthquake of September 19, 1985, Parte 2, Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japón (1986b)

Lermo, J y Rodríguez, M, "Microzonificación de México, D F usando microtemblores", informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987)

Meli, R et al, Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México, DE/EST, Vol 2-1, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1986)

Meli, R y Ávila, J, "Sismo de San Salvador, octubre de 1986", Revista IMCYC, Vol 25, No 193, México (1987), 31-49

Newmark, N M, "Torsion in symmetrical buildings", Procs IV World Conference on Earthquake Engineering, Vol II, Santiago, Chile (1969), A3-19-A3-32

Newmark, N M y Rosenblueth, E, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey (1971)

Rosenblueth, E, "A basis for aseismic design", tesis doctoral, Universidad de Illinois, Urbana (1951)

Rosenblueth, E, "Efectos de esbeltez en edificios", Revista de Ingeniería, Vol XXXV, No 1, UNAM, México (1966)

Rosenblueth, E, "The six components of earthquakes", Procs of the Australian and New Zealand Conference on the Planning and Design of Tall Buildings, Sydney, Australia (1973), 63-81

Rosenblueth, E y Contreras, H, "Approximate design for multicomponent earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol 103, EUA (1977), 881-893

Rosenblueth, E y Reséndiz, D, Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 509, México (1988)

Rosenblueth, E, Singh, S K, Ordaz, M y Sánchez-Sesma, F J, "Espectros de diseño para el Distrito Federal", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México (1987), A1-A17

Ruiz, S E y Rosas H, "Factor de amplificación de la respuesta de estructuras con resistencia asimétrica", Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, No 39, México (1990), 15-26

Ruiz, S E, Rosenblueth, E y Diederich, R, "Respuesta sísmica de estructuras con asimetría en fluencia", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México (1987), C45-C59

Tentative Lateral Force Requirements, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, EUA (1987)

Villaverde, R, "On Rosenblueth's rule to combine the modes of systems with closely spaced natural frequencies", Bulletin Seismological Society of America, Vol 74, No 2, EUA (1984), 325-338

Wilson, E L, Der Kiureghian, A y Bayo, E P, "A replacement for the SSRS method in aseismic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 9, No 2, Inglaterra (1981), 187-194

Wolf, J P, Dynamic soil-structure interaction, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey (1985)

Zahrah, T F y Hall, W J, "Earthquake energy absorption in SDOF structures", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 110, EUA (1984), 1757-1772

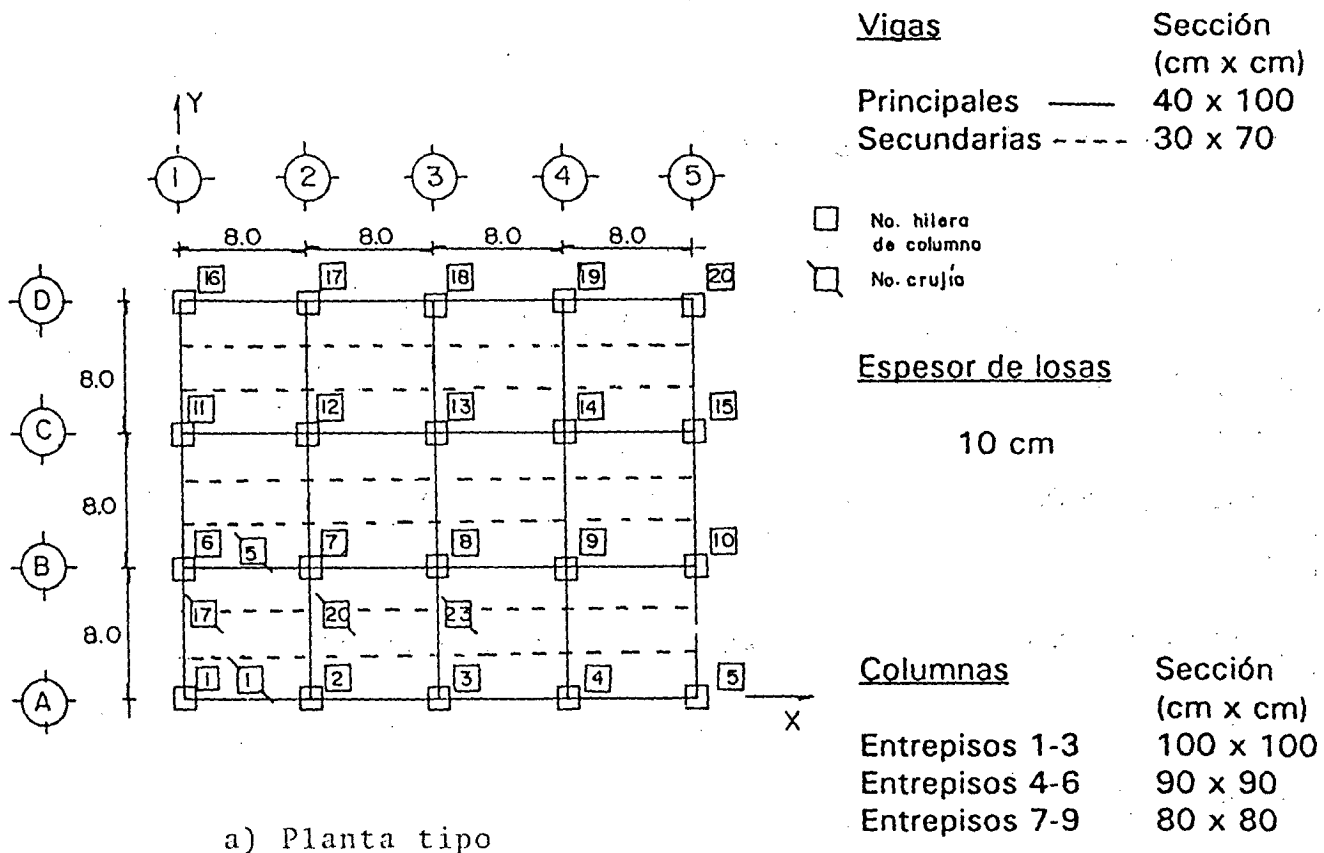
EJEMPLOS

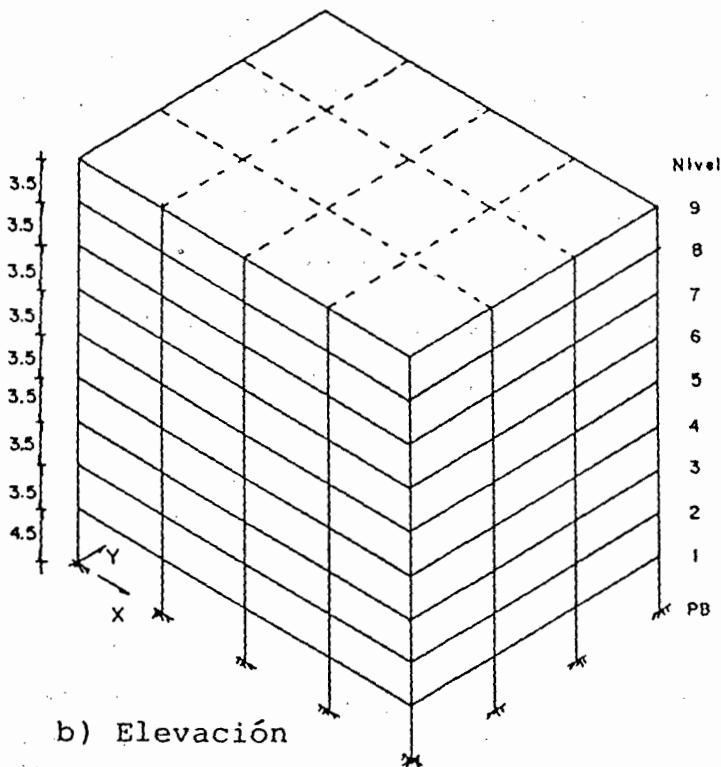
JORGE A. ÁVILA*

***Instituto de Ingeniería, UNAM**

Se considera un edificio simétrico regular, con una distribución uniforme de la masa en cada nivel. Y, para fines comparativos, se supone un segundo caso con una distribución irregular de las masas de los niveles. Se hace ver cómo se combinan las respuestas modales calculadas con diferentes criterios de superposición para obtener las respuestas máximas. Los criterios utilizados son el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y el de la combinación cuadrática completa de Wilson *et al* (ref 5).

2 **DATOS**





Dimensiones en m, si no se indica otra cosa
Los claros son entre ejes
Las alturas son de piso a piso de losa

b) Elevación

FIG 1.1 PROPIEDADES ESTRUCTURALES

NUEVE NIVELES

EDIFICIO REGULAR CON ARCHIVOS Y REGISTROS PÚBLICOS DE PARTICULAR IMPORTANCIA

3 GRUPO A

4 ZONA III (COMPRESIBLE): $c = 0.4 \times 1.5 = 0.6$, $T_a = 0.6$ s, $T_b = 3.9$ s, $r = 1$

5 $Q = 4$

CONCRETO CLASE 1: $f'_c = 250$ kg/cm², $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$ (kg/cm²)

CONSTANTES

$$E_c = 14,000 \sqrt{250} = 221,360 \text{ kg/cm}^2 = 221.36 \text{ t/cm}^2$$

$$b = b_x = 24 \text{ m (sismo en la dirección X)}$$

$$b = b_y = 32 \text{ m (sismo en la dirección Y)}$$

$$Q' = Q = 4 \quad \text{si } T_1 \geq T_s = 0.6 \text{ s o se desconoce } T_s$$

$$Q' = [1 + (T_1/T_s)(Q-1)] \quad \text{si } T_1 < T_s$$

PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE INTERÉS

Se considera como caso 1 el edificio simétrico en planta y elevación en cuanto a distribución de rigideces y de masas, y como caso 2 el mismo edificio, pero con una distribución irregular de masas en los niveles. Para el caso 1 el centro de masas del nivel i coincide con el centro geométrico de dicho nivel; en el caso 2 el centro de masas de cada uno de los niveles se localiza a una distancia igual a $0.1 b$ del centro geométrico de la planta, en ambas direcciones (ver fig 1.2). Las tablas 1.1 y 1.2 contienen los valores de las propiedades de piso más importantes (casos 1 y 2), que servirán para los cálculos posteriores de este ejemplo; en la tabla 1.2 se describe cómo calcular las masas (traslacional y rotacional) de cada nivel, para fines de los análisis sísmicos dinámicos posteriores.

ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

El edificio es del grupo A, estará ubicado en la zona III (compresible), y se diseñará para el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$; según la sección 3 de las NTC-S y el artículo 206 del Reglamento, los valores de los periodos característicos (T_s , T_b), exponente (r) y coeficiente (c), que dependen de la zona sísmica en que se halla la estructura, son:

$$\begin{aligned}
 T_a &= 0.6 \text{ s} \\
 T_b &= 3.9 \text{ s} \\
 r &= 1 \\
 c &= 0.4 \text{ (grupo B)} \\
 c &= 0.4 \times 1.5 = 0.6 \text{ (grupo A)}
 \end{aligned}$$

Con los datos de este ejemplo, la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por:

$$a = (1 + 3T/T_a) c/4 = (1 + 3T/0.6) 0.6/4 = 0.15 + 0.75 T, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c = 0.6, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = (T_b/T)^r c = (3.9/T)^1 (0.6) = 2.34/T, \text{ si } T \text{ excede de } T_b$$

donde T es el periodo natural de vibración de cada uno de los modos que se consideran al emplear el método de análisis modal de la sección 9.

Asimismo, de acuerdo con la sección 4 de las NTC-S, y como el edificio satisface las condiciones de regularidad de la sección 6, el factor reductivo Q' se calculará como sigue:

$$Q' = Q = 4, \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + (T/T_a) (Q-1) = 1 + (T/0.6) (4-1) = 1 + 5T, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

La fig 1.3 muestra la comparación de los espectros para diseño sísmico para $Q = 1$ y $Q = 4$, para el sitio en que se localiza el edificio (grupo A) de este ejemplo; también se presentan los correspondientes espectros para estructuras del grupo B, para fines comparativos. La tabla 1.3 presenta los cálculos.

10 PERIODOS DE VIBRACIÓN

Conocidas las principales características estructurales del edificio (figs 1.1 y 1.2, tablas 1.1 y 1.2), se procedió a calcular los periodos de vibración con base en el modelo tridimensional del edificio. Lo anterior se realizó para las dos condiciones de posición de los centros de masa de cada uno de los niveles (casos 1 y 2).

La tabla 1.4 presenta la comparación de los periodos y frecuencias circulares, obtenidos analíticamente, entre los casos 1 y 2. Las diferencias en los periodos de la dirección X son pequeñas; para la dirección Y dichas diferencias resultaron ligeramente mayores, con valores superiores para el caso 2.

Cabe aclarar que los tres primeros periodos de los modos naturales de vibración de cada dirección de análisis difieren entre sí en más del 10 por ciento, tanto para el caso 1 como para el caso 2, por lo que, según la sección 9.1 de las NTC-S, las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc), pueden combinarse para calcular las respuestas totales S de acuerdo con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC). Sin embargo, se aplica también el criterio de superposición modal de la combinación cuadrática completa (CCC), con fines ilustrativos.

11 DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS TOTALES

12 CRITERIO DE LA RAÍZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS

De acuerdo con el criterio de superposición modal de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, la respuesta máxima puede estimarse con la expresión

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

S_i es la respuesta en el i -ésimo modo de vibración.

Enseguida se muestra cómo calcular la respuesta máxima del desplazamiento lateral para el noveno nivel, casos 1 y 2 y sismo en direcciones X y Y, con base en los resultados numéricos de los desplazamientos de cada uno de los modos de vibración que tienen mayor participación (ver tablas 1.5 y 1.6); dichas tablas presentan los valores de los niveles restantes.

CASO 1

Nivel 9

Sismo en dirección X

$$S_{9x} = [(14.689)^2 + (-0.591)^2 + (0.108)^2]^{1/2} = 14.701 \text{ cm}$$

Sismo en dirección Y

$$S_{9y} = [(15.661)^2 + (-0.630)^2 + (0.114)^2]^{1/2} = 15.675 \text{ cm}$$

CASO 2

Nivel 9

Sismo en dirección X

$$S_{9x} = [(5.875)^2 + (11.876)^2 + (-1.048)^2 + (-0.252)^2 + (-0.465)^2]^{1/2} = 13.302 \text{ cm}$$

Sismo en dirección Y

$$S_{9y} = [(17.791)^2 + (3.186)^2 + (-1.732)^2 + (-0.710)^2 + (-0.140)^2]^{1/2} = 18.171 \text{ cm}$$

Las respuestas máximas totales (con participación de los tres primeros modos) son iguales a las determinadas con el programa de computadora, con la participación de todos los modos; los resultados anteriores están referidos a las hileras de columnas con mayor respuesta lateral, y ya están multiplicados por $Q = 4$.

CRITERIO DE LA COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA

Como alternativa al método de combinación modal descrito anteriormente, puede emplearse el método de la combinación cuadrática completa, con el cual la respuesta máxima se estima con la expresión

$$S = \left[\sum_i \sum_j S_i \phi_{ij} S_j \right]^{1/2}$$

donde

$$\phi_{ij} = \text{Coeficiente de correlación modal} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2r(1+r)^2}$$

y

$$r = \omega_j / \omega_i$$

ω_i y ω_j son las frecuencias circulares de los modos i -ésimo y j -ésimo, en radianes/s; ζ es la relación de amortiguamiento crítico viscoso, supuesta constante (0.05) para todos los modos de vibración.

Con base en los resultados numéricos de las frecuencias circulares de los casos 1 y 2 (ver tabla 1.4) de cada uno de los modos con mayor participación en la respuesta lateral, enseguida se muestra como ejemplo el cálculo del coeficiente de correlación correspondiente a los modos 4 y 5; las tablas 1.7 y 1.8 tienen el resto de los valores.

CASO 1

$$r = 21.954/21.371 =$$

$$r = 1.027$$

$$\phi_{45} = \{ 8(0.05)^2 (1 + 1.027) (1.027)^{3/2} \} / \{ [1 - (1.027)^2]^2 + 4(0.05)^2 (1.027)(1 + 1.027)^2 \} =$$

$$\phi_{45} = 0.042/0.045 =$$

$$\phi_{45} = 0.934$$

CASO 2

$$r = 21.764/19.846 =$$

$$r = 1.097$$

$$\phi_{45} = \{ 8(0.05)^2 (1 + 1.097)(1.097)^{3/2} \} / \{ [1 - (1.097)^2]^2 + 4(0.05)^2 (1.097)(1 + 1.097)^2 \} =$$

$$\phi_{45} = 0.048/0.089 =$$

$$\phi_{45} = 0.539$$

Como ejemplo, se calcula enseguida el desplazamiento horizontal máximo total para el nivel superior, casos 1 y 2, sismo en las direcciones X y Y; para ello se utilizan los desplazamientos de cada uno de los modos de vibración que tienen mayor participación en la respuesta lateral (ver tablas 1.5 y 1.6). Dichas tablas presentan los valores de los niveles restantes.

CASO 1

Nivel 9

Sismo en la dirección X

$$\{+14.689 \quad -0.591 \quad +0.108\} \begin{bmatrix} 1.000 & 0.006 & 0.002 \\ 0.006 & 1.000 & 0.027 \\ 0.002 & 0.027 & 1.000 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} + 14.689 \\ - 0.591 \\ + 0.108 \end{Bmatrix} =$$

$$\{+14.686 \quad -0.500 \quad +0.121\} \begin{Bmatrix} + 14.689 \\ - 0.591 \\ + 0.108 \end{Bmatrix} =$$

$$(+14.686)(+14.689) + (-0.500)(-0.591) + (+0.121)(+0.108) = 216.027$$

Por tanto, al obtener la raíz cuadrada

$$S_{gx} = \sqrt{216.027} = 14.698 \text{ cm}$$

CASO 1

Nivel 9

Sismo en la dirección Y

$$\{+15.661 \quad -0.630 \quad +0.114\} \begin{bmatrix} 1.000 & 0.006 & 0.002 \\ 0.006 & 1.000 & 0.026 \\ 0.002 & 0.026 & 1.000 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} +15.661 \\ - 0.630 \\ + 0.114 \end{Bmatrix} =$$

$$(+15.657 \quad -0.533 \quad +0.129) \begin{Bmatrix} + 15.661 \\ - 0.630 \\ + 0.114 \end{Bmatrix} =$$

$$(+15.670) (+15.661) + (-0.533) (-0.630) + (+0.129) (+0.114) = 245.562$$

Así, al obtener raíz cuadrada

$$S_{9y} = \sqrt{245.562} = 15.670 \text{ cm}$$

14

CASO 2

Nivel 9

Sismo en la dirección X

$$(+5.875 \quad +11.876 \quad -1.048 \quad -0.252 \quad -0.465) \begin{bmatrix} 1.000 & 0.538 & 0.071 & 0.006 & 0.005 \\ 0.538 & 1.000 & 0.123 & 0.008 & 0.006 \\ 0.071 & 0.123 & 1.000 & 0.015 & 0.012 \\ 0.006 & 0.008 & 0.015 & 1.000 & 1.000 \\ 0.005 & 0.006 & 0.012 & 0.539 & 1.000 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} + 5.875 \\ + 11.876 \\ - 1.048 \\ - 0.252 \\ - 0.465 \end{Bmatrix} =$$

$$(+12.186 \quad +14.903 \quad +0.821 \quad -0.388 \quad -0.513) \begin{Bmatrix} + 5.875 \\ + 11.876 \\ - 1.048 \\ - 0.252 \\ - 0.465 \end{Bmatrix} =$$

$$(+12.186)(+5.875) + (+14.903)(+11.876) + (+0.821)(-1.048) + (-0.388)(-0.252) + (-0.513)(-0.465) = 248.057$$

Por tanto, al obtener la raíz cuadrada

$$S_{9x} = \sqrt{248.057} = 15.750 \text{ cm}$$

CASO 2

Nivel 9

Sismo en la dirección Y

$$\{+17.791 \quad +3.186 \quad -1.732 \quad -0.710 \quad -0.140\} \begin{bmatrix} 1.000 & 0.538 & 0.071 & 0.006 & 0.005 \\ 0.538 & 1.000 & 0.123 & 0.008 & 0.006 \\ 0.071 & 0.123 & 1.000 & 0.015 & 0.012 \\ 0.006 & 0.008 & 0.015 & 1.000 & 0.539 \\ 0.005 & 0.006 & 0.012 & 0.539 & 1.000 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} + 17.791 \\ + 3.186 \\ - 1.732 \\ - 0.710 \\ - 0.140 \end{Bmatrix} =$$

$$\{+19.377 \quad +12.538 \quad +0.089 \quad -0.679 \quad -0.435\} \begin{Bmatrix} + 17.791 \\ + 3.186 \\ - 1.732 \\ - 0.710 \\ - 0.140 \end{Bmatrix} =$$

$$(+19.377)(+17.791) + (+12.538)(+3.186) + (-0.089)(-1.732) + (-0.679)(-0.710) + (-0.435)(-0.140) = 385.383$$

Por lo tanto, al obtener la raíz cuadrada

$$S_{9y} = \sqrt{385.383} = 19.631 \text{ cm}$$

CONCLUSIONES

Al aplicar los dos métodos de superposición modal (RCSC y CCC) se obtienen resultados prácticamente iguales para el caso 1, y ligeramente diferentes para el caso 2 (mayores con el método CCC), debido a la influencia de los efectos de acoplamiento modal existentes en el segundo caso.

COMENTARIOS

1. El ejemplo se basa en la sección 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S). En algunos casos, como edificios con apéndices o con distribuciones asimétricas (en planta) de rigideces o masas, se pueden obtener resultados diferentes a los obtenidos con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC). En estos casos es conveniente aplicar el método de la combinación cuadrática completa (CCC).

Según la sección 9.1 de las NTC-S, las respuestas modales (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc) se combinarán para calcular las respuestas totales con el criterio RCSC siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. Si no es el caso conviene utilizar el método CCC. En el ejemplo se hace una comparación de las respuestas modales espectrales máximas, determinadas con los criterios anteriores, para las dos condiciones de posición de los centros de masa (en el primer caso se hacen coincidir con los centros de rigidez, y en el segundo se supone que están a una distancia igual a $0.1 b$, suponiendo la excentricidad teórica, $e_s = e_c$, igual a cero); esta comparación sólo se hace con base en los resultados de los desplazamientos laterales, para sismo en ambas direcciones.

2. Los tamaños propuestos de vigas y columnas son los necesarios para que las deformaciones laterales de entrepiso debidas a fuerza cortante, sin los efectos de las deformaciones axiales de columnas, resultaran del orden de 0.006 veces la altura de entrepiso (art 209 del Reglamento); se obtuvieron por tanteos. Las rigideces de las vigas se determinaron considerando las secciones rectangulares brutas; para las columnas se utilizaron las secciones transversales brutas. El modelo matemático para el análisis consideró 20 hileras de columnas y 31 crujiás (16 para los ejes de la dirección X y 15 para los de la otra dirección), como se indica en la fig 1.1a.
3. Por la importancia, en cuanto a su uso, su diseño sísmico deberá hacerse con un coeficiente sísmico superior en 50 por ciento adicional con respecto de las construcciones del grupo B (art 206 del Reglamento).
4. Se desconoce el periodo dominante más largo del terreno, T_s , del sitio de ubicación de la estructura; el coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento y los valores de T_a , T_b y r de la tabla 3.1 de las NTC-S.
5. La seguridad ante el estado límite de falla (resistencias) deberá proporcionarse cumpliendo con los requisitos generales y con los del capítulo 5 de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTC-C).
6. Es la dimensión máxima del piso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis. En este ejemplo se consideró que las excentricidades de diseño, para tomar en cuenta los efectos de torsión (según lo especifican las NTC-S), sólo dependen del término que es función del ancho perpendicular a la dirección de análisis. Por tratarse de un edificio regular, con la carga uniformemente distribuida, la excentricidad teórica o calculada es nula. Cabe aclarar que este segundo caso surgió de la idea de comparar qué pasa con los criterios de superposición modal cuando hay o no dichos efectos de torsión; al suponer el segundo caso con la distribución asimétrica de masas de cada uno de los niveles, aunque el edificio es simétrico en rigidez, se hace ver qué pasa al utilizar ambos

criterios de superposición modal. El siguiente ejemplo muestra con detalle cada uno de los pasos a seguir en un edificio irregular para tomar en cuenta los efectos de torsión, según lo requiere el código.

7. Por tratarse de un edificio regular, el factor reductivo Q' no sufre la reducción adicional que fija la sección 6 de las normas, incluyendo el caso de masas asimétricas, en que se supuso que el centro de masa se localiza a $0.1 b$ con respecto del centro geométrico de la planta.
8. Las propiedades geométricas de los miembros estructurales son las mismas en los dos casos; sólo hay diferencias en la posición del centro de masa de cada uno de los niveles (ver fig 1.2). El cálculo de las masas rotacionales para el caso 2 incluye los efectos anteriores.
9. El edificio se localiza en la zona compresible, de acuerdo a las NTC-S. Por su importancia, las ordenadas espectrales correspondientes al grupo B se multiplican por 1.5. Para fines del ejemplo, se supone que se desconoce el periodo dominante más largo del lugar en que se ubicará el edificio. Para el cálculo de las respuestas sísmicas se utilizó el espectro de diseño reducido por el factor Q' , pero los desplazamientos se calcularon multiplicándolos por Q , según la sección 4.1 de las NTC-S.
10. Los resultados analíticos se obtuvieron con computadora con base en el modelo matemático tridimensional del edificio, sin considerar la influencia de la interacción suelo-estructura, y con los efectos de las deformaciones por flexión, cortante y axiales de los diferentes miembros estructurales. Lo anterior se llevó a cabo para las dos posiciones de los centros de masa de cada uno de los niveles (casos 1 y 2).
11. Ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, según la sección 4 de las NTC-S. Para fines de mostrar la aplicación de los dos métodos de superposición modal (RCSC y CCC), sólo se determinaron los desplazamientos horizontales dinámicos; para el cálculo de otro tipo de respuestas máximas la forma de proceder es similar.

-
12. Este método de superposición modal es sólo aplicable, según la sección 9.1 de las NTC-S, para aquellas estructuras en que los periodos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento; esto es, aquellos casos en que no hay necesidad de tomar en cuenta el acoplamiento entre los modos naturales de vibración, para el cálculo de la respuesta lateral. Cabe aclarar que para los casos 1 y 2 de este ejemplo era suficiente utilizar dicho criterio para combinar las respuestas nodales. Sin embargo, se utilizó también el segundo criterio para hacer ver cómo se determinan los diferentes parámetros necesarios para su aplicación.
 13. Con este método se pueden calcular las respuestas máximas totales combinando las respuestas de los modos de vibración, tomando en cuenta el acoplamiento entre ellos. Es un método muy útil para estructuras en que los efectos de torsión son de consideración, con importante acoplamiento entre los diferentes modos de vibración.
 14. Al aplicar el método CCC en el caso 2, se obtienen respuestas ligeramente mayores (ver tablas 1.5 y 1.6) porque dicho criterio permite incluir de mejor forma el acoplamiento existente entre todos los modos de vibración.

TABLA 1.1 ALTURAS, CARGAS Y PESOS

Nivel	Entrepiso	Altura (m)	Altura total (m)	Sistema de piso			Columnas** (t)	Peso total (t)
				Carga* muerta (t/m ²)	Carga viva instantánea (t/m ²)	Peso (t)		
9			32.5	0.572	0.070	493.06	53.76	802.56
	9	3.5						
8			29.0	0.591	0.180	592.13	107.52	955.39
	8	3.5						
7			25.5	0.591	0.180	592.13	107.52	955.39
	7	3.5						
6			22.0	0.591	0.180	592.13	121.80	969.67
	6	3.5						
5			18.5	0.591	0.180	592.13	136.08	983.95
	5	3.5						
4			15.0	0.591	0.180	592.13	136.08	983.95
	4	3.5						
3			11.5	0.591	0.180	592.13	152.04	999.91
	3	3.5						
2			8.0	0.591	0.180	592.13	168.00	1,015.87
	2	3.5						
1			4.5	0.591	0.180	592.13	192.00	1,039.87
	1	4.5						
PB			0.0	---	---	---	---	---
Sumas								8,706.50

*No incluye el peso propio de los elementos estructurales, excepto las losas

** Toma en cuenta el peso propio de todas las columnas, con la contribución de la mitad de las del entrepiso superior más la mitad de las del entrepiso inferior

Área por nivel = 768 m²

Peso de traveses secundarios por nivel = 41.47 t

Peso de traveses principales por nivel = 214.27 t

TABLA 1.2 PROPIEDADES DE PISO PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL. CASO 1) CENTRO DE MASA DE CADA NIVEL COINCIDE CON EL CENTRO GEOMÉTRICO DE LA PLANTA, CASO 2) CENTRO DE MASA DE CADA NIVEL LOCALIZADO A 0.1 *b* DEL CENTRO GEOMÉTRICO DE LA PLANTA DE CADA NIVEL

Nivel	m_t (t-s ² /m)	Caso 1			Caso 2		
		m_r (t-s ² /m)	\bar{X}_{CM} (m)	\bar{Y}_{CM} (m)	m_r (t-s ² /m)	\bar{X}_{CM}	\bar{Y}_{CM}
9	81.81	10,908.1	16.0	12.0	12,217.0	19.20	14.40
8	97.39	12,985.3	16.0	12.0	14,543.6	19.20	14.40
7	97.39	12,985.3	16.0	12.0	14,543.6	19.20	14.40
6	98.85	13,179.4	16.0	12.0	14,760.9	19.20	14.40
5	100.30	13,373.5	16.0	12.0	14,978.3	19.20	14.40
4	100.30	13,373.5	16.0	12.0	14,978.3	19.20	14.40
3	101.93	13,590.4	16.0	12.0	15,221.2	19.20	14.40
2	103.56	13,807.3	16.0	12.0	15,464.2	19.20	14.40
1	106.00	14,133.5	16.0	12.0	15,829.5	19.20	14.40

m_t = Masa traslacional = peso/*g* (*g* = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²)

m_r = Masa rotacional = $m_t (I_x + I_y)/A$

A = Área de cada planta, en m²

I_x, I_y = Momentos de inercia de cada planta, en m⁴, con respecto a los ejes centroidales del centro de masa de cada nivel

$\bar{X}_{CM}, \bar{Y}_{CM}$ = Coordenadas de la posición del centro de masa por nivel, referidas al sistema de ejes global X, Y (ver fig 1.1)

TABLA 1.3 CÁLCULO DE LAS ORDENADAS DE ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A, ZONA III, $Q = 1$ Y 4 , T_s DESCONOCIDO

T (s)	T_s (Desconocido)		
	$Q = 1$	$Q = 4$	
	a	Q'	a/Q'
0.0	0.150	1.0	0.150
0.1	0.225	1.5	0.150
0.2	0.300	2.0	0.150
0.3	0.375	2.5	0.150
0.4	0.450	3.0	0.150
0.5	0.525	3.5	0.150
0.6	0.600	4.0	0.150
3.9	0.600	4.0	0.150
4.0	0.585	4.0	0.146

T_s : Periodo dominante más largo del sitio de interés, desconocido

a : Ordenada espectral entre la aceleración de la gravedad (sección 3 de las NTC-S)

Q' : Factor reductivo (sección 4 de las NTC-S)

TABLA 1.4 COMPARACIÓN DE PERIODOS NATURALES DE VIBRACIÓN Y FRECUENCIAS CIRCULARES. CASO 1) CENTRO DE MASA DE CADA NIVEL COINCIDE CON EL CENTRO GEOMÉTRICO DE LA PLANTA, CASO 2) CENTRO DE MASA DE CADA NIVEL LOCALIZADO A $0.1b$ DEL CENTRO GEOMÉTRICO DE LA PLANTA DE CADA NIVEL

Dirección	Modo	Periodo de vibración, T_i (s)	
		Caso 1	Caso 2
Longitudinal ("X")	1 [2]	0.867 (7.250)	0.875 (7.182)
	2 [5]	0.286 (21.494)	0.289 (21.764)
	3 [8]	0.160 (39.245)	0.161 (38.978)
Transversal ("Y")	1 [1]	0.894 (7.031)	0.960 (6.546)
	2 [4]	0.294 (21.371)	0.317 (19.846)
	3 [7]	0.164 (38.429)	0.177 (35.538)
Torsión ("θ")	1 [3]	0.688 (9.139)	0.672 (9.357)
	2 [6]	0.228 (27.534)	0.222 (28.252)
	3 [9]	0.128 (49.011)	0.125 (50.386)

() Frecuencia circular $\omega_i = \frac{2\pi}{T_i}$, en radianes/segundo

[] Modo de vibración del modelo tridimensional

TABLA 1.5 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS MODALES Y MÁXIMOS TOTALES (EN CM) CALCULADOS CON LOS CRITERIOS DE LA RAÍZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS Y COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA. CASOS 1 Y 2, SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Nivel	Caso 1					Caso 2						
	Modo*			Respuesta máxima total		Modo**					Respuesta máxima total	
	2	5	8	RCSC	CCC	1	2	3	4	5	RCSC	CCC
9	14.689	-0.591	0.108	14.701 (14.701)	14.698 (14.698)	5.875	11.876	-1.048	-0.252	-0.465	13.302 (13.302)	15.750 (15.750)
8	14.134	-0.423	0.030	14.140 (14.140)	14.138 (14.138)	5.662	11.430	-1.015	-0.181	-0.333	12.801 (12.801)	15.160 (15.160)
7	13.178	-0.161	-0.061	13.179 (13.179)	13.178 (13.178)	5.286	10.660	-0.951	-0.070	-0.127	11.937 (11.937)	14.139 (14.139)
6	11.808	0.136	-0.103	11.809 (11.809)	11.810 (11.810)	4.741	9.553	-0.856	-0.057	0.107	10.700 (10.700)	12.675 (12.675)
5	10.177	0.371	-0.072	10.184 (10.184)	10.186 (10.186)	4.090	8.235	-0.741	0.157	0.292	9.231 (9.231)	10.938 (10.938)
4	8.269	0.511	0.004	8.285 (8.285)	8.288 (8.288)	3.326	6.693	-0.604	0.217	0.402	7.512 (7.512)	8.903 (8.903)
3	6.152	0.520	0.074	6.174 (6.174)	6.178 (6.178)	2.476	4.980	-0.451	0.220	0.409	5.599 (5.599)	6.637 (6.637)
2	4.017	0.407	0.094	4.039 (4.039)	4.042 (4.042)	1.618	3.252	-0.295	0.172	0.320	3.662 (3.662)	4.344 (4.344)
1	1.914	0.216	0.063	1.927 (1.927)	1.928 (1.928)	0.771	1.549	-0.141	0.092	0.170	1.747 (1.747)	2.071 (2.071)

Resultados del análisis tridimensional, medidos en la dirección del sismo (multiplicados por $Q = 4$), referidos a las hileras de columnas 16 y 20 (ver fig 1.1)

() Resultados obtenidos con el programa de computadora, considerando la participación de todos los modos de vibrar

* Se incluyen los tres primeros modos de traslación en la dirección de análisis, no obstante que solo el primer modo de vibración tiene periodo mayor de 0.4 s, según la sección 9.1 de las NTC-Sismo (masa modal efectiva global = 0.922 masa total)

** Se incluyen los modos que tienen mayor participación en la respuesta lateral (masa modal efectiva global = 0.915 masa total)

RCSC Criterio de superposición modal: raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

CCC Criterio de superposición modal: combinación cuadrática completa (supuesto ζ = relación de amortiguamiento crítico = 0.05, constante para todos los modos)

TABLA 1.6 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS MODALES Y MÁXIMOS TOTALES (EN CM) CALCULADOS CON LOS CRITERIOS DE LA RAÍZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS Y COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA. CASOS 1 Y 2, SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Nivel	Caso 1					Caso 2						
	Modo*			Respuesta máxima total		Modo**					Respuesta máxima total	
	1	4	7	RCSC	CCC	1	2	3	4	5	RCSC	CCC
9	15.661	-0.630	0.114	15.674 (15.674)	15.670 (15.670)	17.791	3.186	-1.732	-0.710	-0.140	18.171 (18.171)	19.631 (19.631)
8	15.041	-0.447	0.030	15.048 (15.048)	15.045 (15.045)	17.123	3.056	-1.679	-0.508	-0.099	17.482 (17.482)	18.882 (18.882)
7	14.001	-0.166	-0.064	14.002 (14.002)	14.001 (14.001)	15.968	2.842	-1.576	-0.193	-0.037	16.297 (16.297)	17.598 (17.598)
6	12.526	0.149	-0.108	12.527 (12.527)	12.528 (12.528)	14.308	2.540	-1.420	0.163	0.033	14.602 (14.602)	15.766 (15.766)
5	10.773	0.397	-0.074	10.781 (10.781)	10.783 (10.783)	12.327	2.182	-1.231	0.445	0.088	12.587 (12.587)	13.590 (13.590)
4	8.733	0.544	0.005	8.750 (8.750)	8.753 (8.753)	10.010	1.767	-1.006	0.612	0.121	10.233 (10.233)	11.047 (11.047)
3	6.477	0.552	0.078	6.501 (6.501)	6.504 (6.504)	7.437	1.309	-0.752	0.622	0.122	7.615 (7.615)	8.221 (8.221)
2	4.208	0.429	0.099	4.231 (4.231)	4.234 (4.234)	4.846	0.849	-0.495	0.485	0.095	4.969 (4.969)	5.364 (5.364)
1	1.988	0.227	0.066	2.002 (2.002)	2.004 (2.004)	2.298	0.400	-0.238	0.257	0.050	2.359 (2.359)	2.547 (2.547)

Resultados del análisis tridimensional, medidos en la dirección del sismo (multiplicados por $Q = 4$), referidos a las hileras de columnas 5 y 20 (ver fig 1.1)

() Resultados obtenidos con el programa de computadora, considerando la participación de todos los modos de vibrar

* Se incluyen los tres primeros modos de traslación en la dirección de análisis, no obstante que solo el primer modo de vibración tiene periodo mayor de 0.4 s, según la sección 9.1 de las NTC-Sismo (masa modal efectiva global = 0.960 masa total)

** Se incluyen los modos que tienen mayor participación en la respuesta lateral (masa modal efectiva global = 0.911 masa total)

RCSC Criterio de superposición modal: raíz cuadrada de la suma de los cuadrados

CCC Criterio de superposición modal: combinación cuadrática completa (supuesto ζ = relación de amortiguamiento crítico = 0.05, constante para todos los modos)

TABLA 1.7 COEFICIENTES DE CORRELACIÓN MODAL PARA EL CRITERIO DE SUPERPOSICIÓN MODAL DE LA COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA, CASO 1

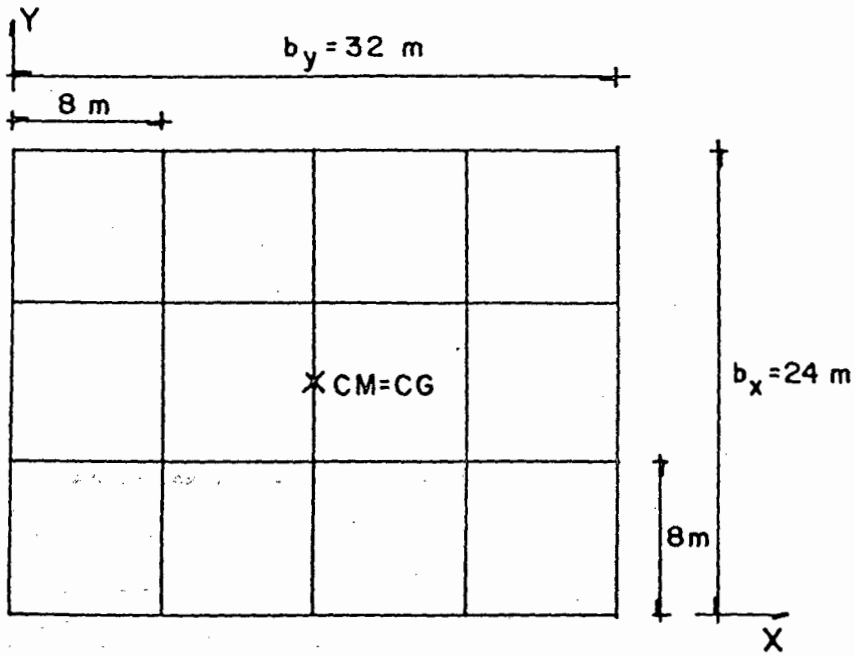
Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1.000	0.914	0.125	0.006	0.006	0.004	0.002	0.002	0.001
2	0.914	1.000	0.156	0.007	0.006	0.004	0.002	0.002	0.001
3	0.125	0.156	1.000	0.012	0.011	0.006	0.003	0.003	0.002
4	0.006	0.007	0.012	1.000	0.934	0.133	0.026	0.024	0.012
5	0.006	0.006	0.011	0.934	1.000	0.161	0.029	0.027	0.013
6	0.004	0.004	0.006	0.133	0.161	1.000	0.081	0.072	0.027
7	0.002	0.002	0.003	0.026	0.029	0.081	1.000	0.957	0.144
8	0.002	0.002	0.003	0.024	0.027	0.072	0.957	1.000	0.168
9	0.001	0.001	0.002	0.012	0.013	0.027	0.144	0.168	1.000

Resultados de los primeros nueve modos de vibración del modelo tridimensional

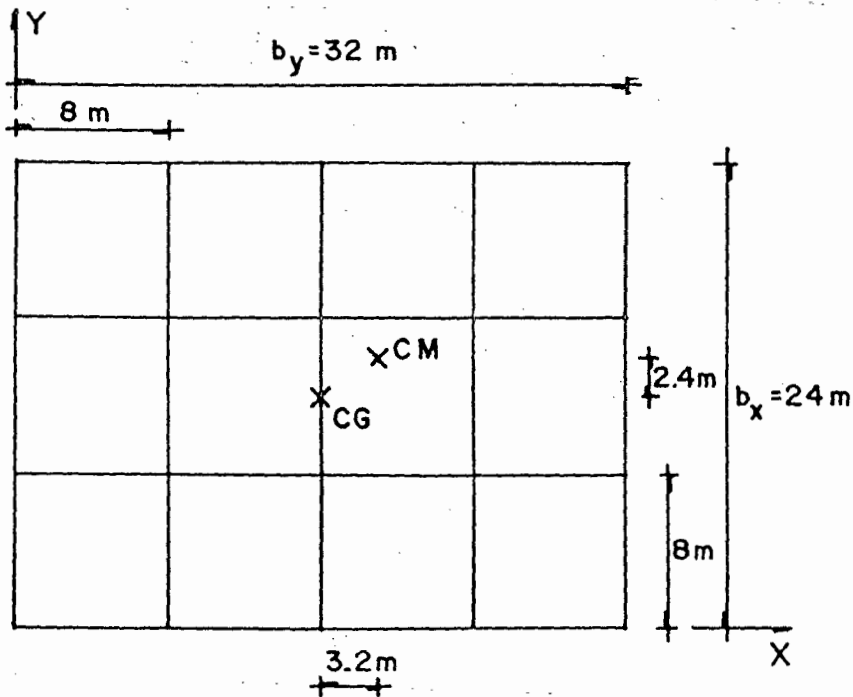
TABLA 1.8 COEFICIENTES DE CORRELACIÓN MODAL PARA EL CRITERIO DE SUPERPOSICIÓN MODAL DE LA COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA, CASO 2

Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1.000	0.538	0.071	0.006	0.005	0.003	0.002	0.002	0.001
2	0.538	1.000	0.123	0.008	0.006	0.004	0.002	0.002	0.001
3	0.071	0.123	1.000	0.015	0.012	0.006	0.004	0.003	0.002
4	0.006	0.008	0.015	1.000	0.539	0.072	0.027	0.020	0.010
5	0.005	0.006	0.012	0.539	1.000	0.127	0.038	0.027	0.012
6	0.003	0.004	0.006	0.072	0.127	1.000	0.158	0.086	0.027
7	0.002	0.002	0.004	0.027	0.038	0.158	1.000	0.539	0.074
8	0.002	0.002	0.003	0.020	0.027	0.086	0.539	1.000	0.130
9	0.001	0.001	0.002	0.010	0.012	0.027	0.074	0.130	1.000

Resultados de los primeros nueve modos de vibración del modelo tridimensional



CASO 1
CM (16, 12) m



CASO 2
 $0.1 b_x = 2.4 \text{ m}$
 $0.1 b_y = 3.2 \text{ m}$
CM (19.2, 14.4) m

FIG 1.2 UBICACIÓN DE LOS CENTROS DE MASA DE LOS CASOS 1 Y 2

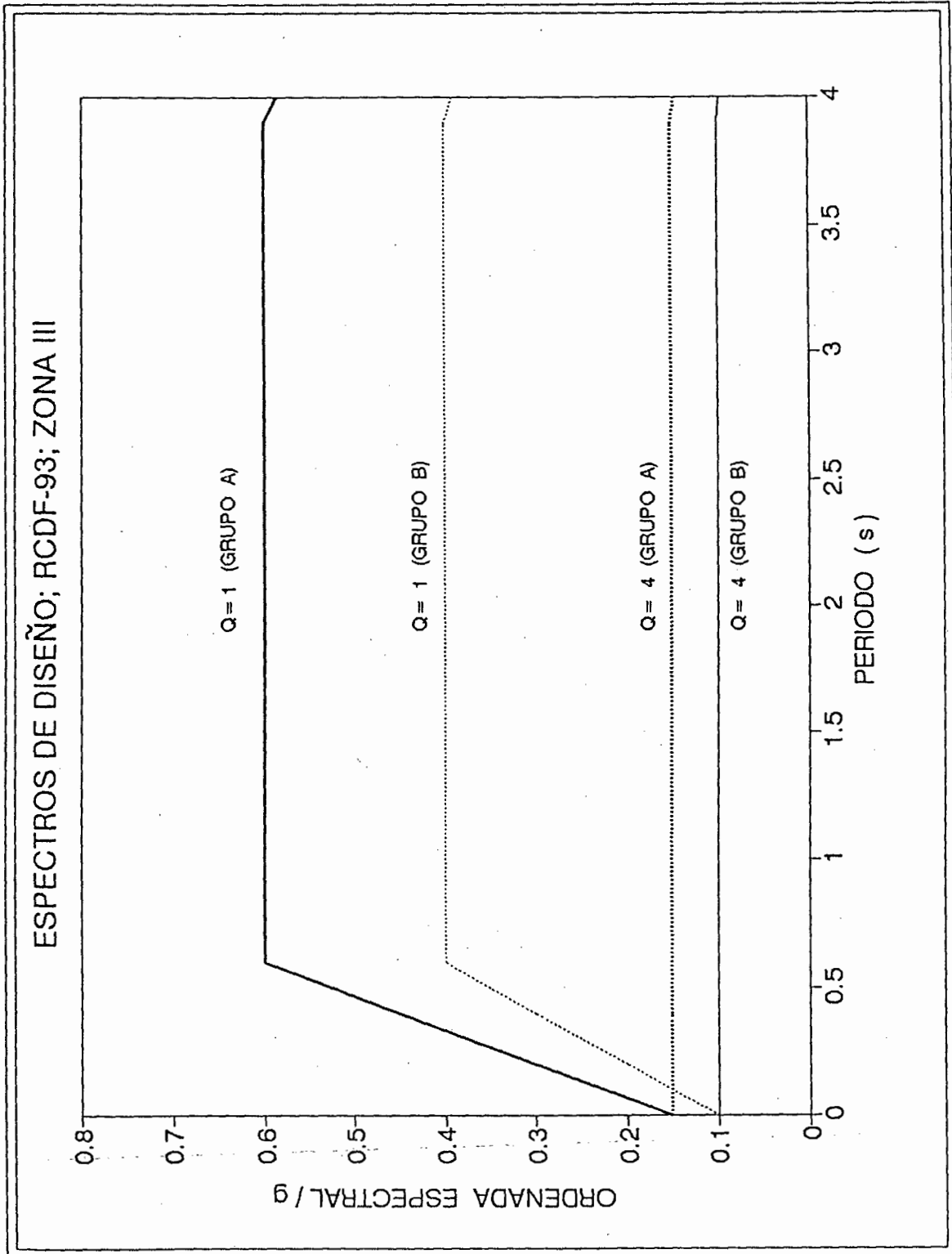


FIG 1.3 ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA Q= 1 Y Q= 4, ZONA III (COMPRESIBLE), ESTRUCTURAS DE GRUPOS A Y B, T_s DESCONOCIDO

1 EFECTOS DE TORSIÓN EN UN EDIFICIO ASIMÉTRICO DE DIEZ NIVELES

EJEMPLO 2
h 1/37

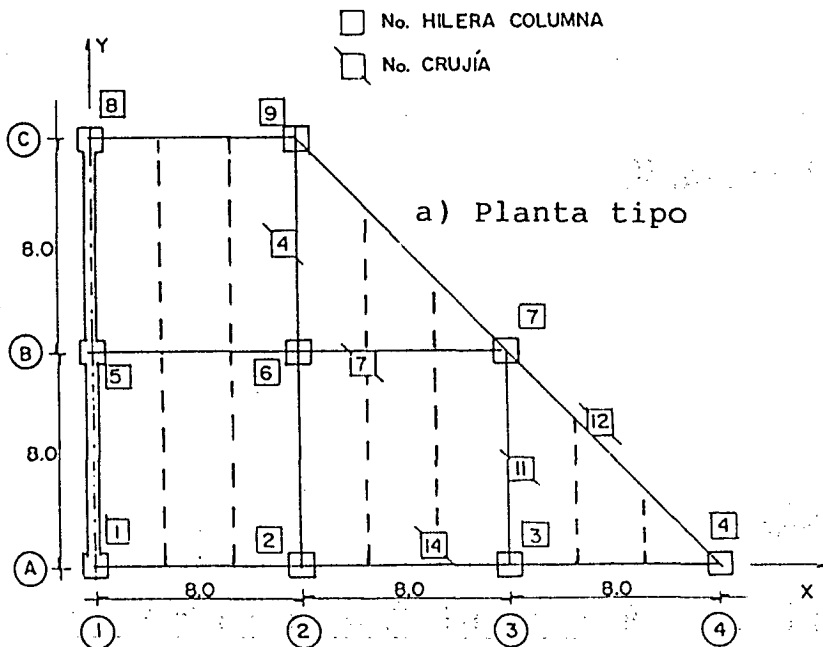
Con base en un edificio asimétrico de diez niveles, se ilustra un procedimiento paso a paso para determinar la posición de los centros de torsión, las excentricidades teóricas o calculadas ($e_c = e_s$), las excentricidades de diseño $E_{d1} = 1.5e_c + 0.1b$ y $E_{d2} = e_c - 0.1b$, y cómo incluir dichos cálculos en programas de análisis estructural que no los consideran explícitamente.

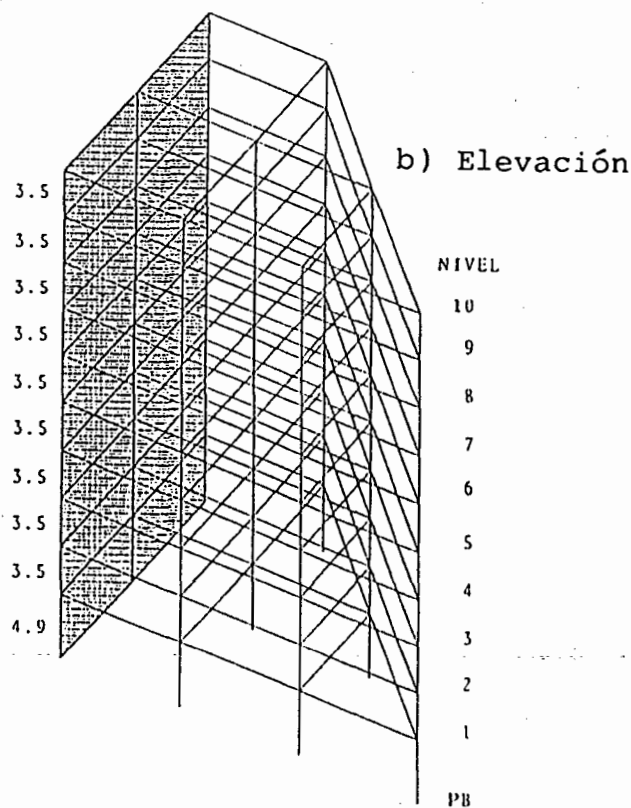
2 DATOS

<u>Vigas</u>	Sección (cmxcm)
Principales	—— 40x100
Secundarias	---- 30x70

Espesor de losas:
10 cm

<u>Columnas</u>	Sección (cmxcm)
Entrepisos 1-3	90x90
Entrepisos 4-6	80x80
Entrepisos 7-10	70x70





Muros	Espesor (cm)
Entrepisos 1-3	40
Entrepisos 4-6	30
Entrepisos 7-10	25

Dimensiones en m, si no se indica otra cosa

Los claros son entre ejes

Las alturas son de piso a piso de losa

FIG 2.1 PROPIEDADES ESTRUCTURALES

DIEZ NIVELES

EDIFICIO PARA OFICINAS

GRUPO B

ZONA III (COMPRESIBLE): $c = 0.4$, $T_a = 0.6$ s, $T_b = 3.9$ s, $r = 1$

$Q = 2$

FACTOR DE IRREGULARIDAD = 0.8

CONCRETO CLASE 1: $f'_c = 250$ kg/cm², $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$ (kg/cm²)

CONSTANTES

$$E_c = 14,000 \sqrt{250} = 221,360 \text{ kg/cm}^2 = 221.36 \text{ t/cm}^2$$

$$b = b_x = 16 \text{ m (sismo en dirección X)}$$

$$b = b_y = 24 \text{ m (sismo en dirección Y)}$$

$$Q' = 0.8 Q \text{ si } T_1 \geq T_o = 0.6 \text{ s o se desconoce } T_1$$

$$Q' = 0.8 [1 + (T_1/T_o) (Q-1)] \text{ si } T_1 < T_o$$

FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS SIN REDUCIR DEBIDO AL PERIODO FUNDAMENTAL

Conocidas las principales características estructurales del edificio (ver fig 2.1 y tabla 2.1) se procedió a calcular las fuerzas sísmicas, F_i , que actúan sobre cada uno de los puntos donde se concentraron las masas; hasta este instante se desconoce el periodo fundamental de vibración de la estructura, por lo que dichas fuerzas sólo están reducidas por el factor 1.6. Los resultados se presentan en la tabla 2.2; son iguales las fuerzas F_i para el sismo en ambas direcciones. Posteriormente se revisa si se reducen también por los efectos del periodo fundamental de vibración.

CÁLCULO APROXIMADO DEL PERIODO FUNDAMENTAL

Con las fuerzas sísmicas F_i de la tabla 2.2 (iguales para ambas direcciones) se hizo un primer análisis con base el modelo tridimensional del edificio, pero permitiendo únicamente el movimiento de traslación; con este análisis se determinaron los desplazamientos Δ_x y Δ_y para luego sustituir en el cociente de Schwarz. El cálculo de los periodos fundamentales se muestra en la tabla 2.3.

La tabla 2.4 presenta la comparación de los periodos obtenidos analíticamente y con la fórmula aproximada propuesta en estas normas; las diferencias en los periodos fundamentales son prácticamente nulas. Para fines de ilustración, las figs 2.2 y 2.3 muestran una vista (desde la parte superior del edificio) de todas las plantas del edificio ante el primer modo de traslación pura (sin torsión), para ambas direcciones.

8

REDUCCIÓN DE FUERZAS CORTANTES POR EFECTOS DEL PERIODO FUNDAMENTAL

DIRECCIÓN X

$$T_{1x} = 0.963 \text{ s} < T_b = 3.9 \text{ s}$$

y como $T_{1x} > T_o = 0.6 \text{ s}$, entonces

$$a = a_x = c = 0.4$$

$$Q' = Q = 2.0$$

Como no se cumplen las condiciones de regularidad,

$$Q' = Q'_x = 0.8 \times 2.0 = 1.6$$

DIRECCIÓN Y

$$T_{1y} = 0.374 \text{ s} < T_b = 3.9 \text{ s}$$

y como $T_{1y} < T_o = 0.6 \text{ s}$, entonces

$$a = a_y = [1 + (3 \times 0.37) / 0.6] \frac{0.4}{4} = 0.285$$

$$Q' = 1 + (0.37 / 0.6) (2 - 1) = 1.62$$

Como no se cumplen las condiciones de regularidad,

$$Q' = Q'_y = 0.8 \times 1.62 = 1.30$$

Conocidos estos valores, se calcularon las fuerzas cortantes reducidas por la influencia del periodo fundamental de vibración; la tabla 2.2 muestra los resultados.

DETERMINACIÓN DE LAS POSICIONES DE LOS CENTROS DE TORSIÓN

Se hizo un análisis tridimensional con las fuerzas sísmicas F_i de la tabla 2.2 sin permitir las deformaciones por giros (sólo efectos de traslación), y se determinó la distribución de fuerzas cortantes en los elementos resistentes del edificio, para el sismo en la dirección X (tabla 2.5) y en la dirección Y (tabla 2.6). Enseguida se muestra cómo calcular las coordenadas del centro de torsión CT (X_T , Y_T) a nivel de cada piso, con base en los resultados numéricos de las fuerzas y ubicación de los diferentes elementos resistentes. Las operaciones sólo se hacen para los tres pisos superiores. La tabla 2.7 tiene el resto de los valores; en esta tabla también se presentan las coordenadas correspondientes de las posiciones de los centros de torsión a nivel de entrepiso. Con estos datos es posible revisar el requisito del último párrafo de la sección 8.6 de las NTC-Sismo.

NIVEL 10

$$X_{T10} = \frac{[(1.23+1.46+1.23)(0)+(6.09+11.07+8.09)(8)+(6.24+10.28)(16)+(2.39)(24)]}{113.87}$$

$$X_{T10} = \frac{523.54}{113.87} = 4.60 \text{ m}$$

$$Y_{T10} = \frac{[(11.30+25.34+19.19+8.84)(0)+(10.54+20.18+15.51)(8)+(6.78+11.28)(16)]}{128.96}$$

$$Y_{T10} = \frac{658.72}{128.96} = 5.11 \text{ m}$$

NIVEL 9

$$X_{T9} = \frac{[(5.27+9.76+6.95)(8)+(5.34+8.65)(16)+(2.02)(24)] - [(113.87)(4.60)]}{117.88}$$

$$X_{T9} = \frac{-71.91}{117.88} = -0.61 \text{ m}$$

$$Y_{T9} = \frac{[(21.96+38.19+31.53)(8)+(19.59+25.98)(16)] - [(128.96)(5.11)]}{133.86}$$

$$Y_{T9} = \frac{804.50}{133.86} = 6.01 \text{ m}$$

NIVEL 8

$$X_{T8} = \frac{[(5.95+10.97+7.82)(8)+(6.02+9.90)(16)+(2.21)(24)] - [(113.87)(4.60) + (117.88)(-0.61)]}{105.37}$$

$$X_{T8} = \frac{54.79}{105.37} = 0.52 \text{ m}$$

$$Y_{T8} = \frac{[(31.18+56.35+45.82)(8)+(28.91+38.41)(16)] - [(128.96)(5.11) + (133.86)(6.01)]}{120.07}$$

$$Y_{T8} = \frac{682.00}{120.07} = 5.68 \text{ m}$$

11 EXCENRICIDADES TEÓRICAS O CALCULADAS

Conocidos los centros de masa (tabla 2.1) y los centros de torsión (tabla 2.7) de cada nivel, se calcularon las excentricidades teóricas, e_c . La misma tabla 2.7 presenta los resultados correspondientes. Asimismo, en esta tabla se muestran los valores de e_c medidos a nivel de entrepiso, para fines comparativos.

12 EXCENRICIDADES DE DISEÑO

La tabla 2.8 muestra los cálculos de las excentricidades torsionales de diseño para ambas direcciones; se tienen también en dicha tabla los valores de las excentricidades de diseño determinadas a nivel de entrepiso. Con estos datos es posible revisar el requisito de la última parte de la sección 8.6 de las NTC-S.

13 CENTROS DE MASA DESPLAZADOS

Conocidas las coordenadas de los centros de torsión y las excentricidades de diseño (E_{d1} , E_{d2}), se calculan las coordenadas de los centros de masa desplazados para incluir los efectos de torsión según lo especifican las NTC-S. Los resultados se presentan en la tabla 2.9, para las opciones E_{d1} y E_{d2} .

14 Para el sismo en la dirección X se realizan dos análisis sísmicos de tipo estático, uno para cada juego de centros de masa (desplazados por las excentricidades torsionales de diseño). Para el sismo en dirección Y se procede de manera análoga. Esto es, se llevan a cabo cuatro análisis estáticos, y de todas las respuestas (desplazamientos y elementos mecánicos) se toma la condición más desfavorable.

15 Las comparaciones posteriores de este ejemplo no incluyen los cambios resultantes por la especificación del último párrafo de la sección 8.6 de las NTC-S.

16 COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN

La tabla 2.10 contiene los periodos naturales de vibración del edificio, para las diferentes posiciones de los centros de masa; estos cálculos se hicieron para observar qué pasa con esta propiedad dinámica cuando el centro de masa de cada nivel cambia de posición. Se presentan también los periodos de vibración de la estructura sin permitir las deformaciones por giros (traslación pura).

Para la dirección larga (X) no se tienen valores significativamente diferentes, ya que en esta dirección los efectos de torsión no son importantes; el periodo fundamental es del orden de 1.0 s, independientemente de la condición que se considere.

Para la dirección Y sí se observan cambios de consideración entre una y otra condición de análisis. El caso con la opción E_{d1} resulta ser el más desfavorable. Para este ejemplo, como era de esperarse, debido al muro de concreto, la solución de traslación pura está totalmente del lado de la inseguridad.

17 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

En las tablas 2.11 y 2.12 se comparan los desplazamientos (Δ_x , Δ_y y giros) calculados para las condiciones de: 1) traslación pura (cortante directo); 2) la excentricidad calculada; 3) la excentricidad de diseño E_{d1} ; y, 4) la excentricidad de diseño E_{d2} . Los valores de las tablas están referidos al origen del sistema de ejes X-Y y fueron determinados con el procedimiento paso a paso (descrito en este ejemplo) para incluir los efectos de las excentricidades torsionales de diseño, y con el programa de análisis tridimensional de la ref 4; las diferencias son poco significativas.

Para complementar las tablas anteriores, las figs 2.4 y 2.5 muestran los desplazamientos de la planta del nivel superior cuando el sismo obra en una y otra dirección, para las diferentes condiciones de análisis. El comportamiento de la estructura varía considerablemente para cada tipo de análisis, en particular para el sismo en la dirección Y. Este tipo de resultados describe la importancia de los análisis sísmicos con y sin los efectos de la torsión de diseño.

COMPARACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS

TRABES

Las tablas 2.13 y 2.14 contienen los momentos flexionantes y torsionantes de algunas vigas tipo de los niveles 2 y 6, para el sismo actuando en las direcciones X y Y, respectivamente. Se hacen comparaciones, con y sin los efectos de las excentricidades torsionales de diseño, entre los resultados determinados con los análisis con los centros de masa modificados y con los del programa de la ref 4; no se detectan diferencias entre ambos métodos. En cambio, hay respuestas bastante diferentes cuando se consideran las excentricidades E_{d1} y E_{d2} , con respecto al análisis sin dichos efectos.

COLUMNAS

Se hacen comparaciones similares en los elementos mecánicos de algunas columnas tipo de los entrepisos 1-2 y 5-6; los resultados se presentan en las tablas 2.15 y 2.16.

Las diferencias en los valores determinados según el procedimiento descrito para modificar los centros de masa y los del programa de la ref 4, son despreciables.

Las variaciones en los elementos mecánicos de las columnas, según el tipo de análisis (con y sin torsión), son de consideración, dependiendo de la dirección del sismo y de la ubicación del miembro estructural.

COMENTARIOS

1. El ejemplo está basado en la sección 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S). El tipo de análisis es mediante el método estático (sección 8.1). Las fuerzas cortantes adoptadas para el análisis en la dirección Y son menores que las calculadas según la sección 8.1, debido al efecto del periodo fundamental de vibración de la estructura en dicha dirección (sección 8.2); las fuerzas de la dirección X no sufren reducción.

Como la estructura no satisface los requisitos 1 y 11 de las condiciones de regularidad que fija la sección 6, se multiplicó por 0.8 el valor del factor reductivo Q' ; el factor de comportamiento sísmico adoptado para este ejemplo fue de $Q = 2$. Para este ejemplo se supone que se desconoce el periodo dominante más largo del suelo, T_s , en el sitio de interés.

Se comparan las respuestas sísmicas (desplazamientos y elementos mecánicos de vigas y columnas tipo) calculadas con los efectos de torsión según el procedimiento paso a paso, descrito en el ejemplo, contra las obtenidas con un programa para computadora desarrollado por Damy (ref 4); las diferencias obtenidas son prácticamente nulas, lo cual muestra la bondad de la metodología propuesta para tomar en cuenta la torsión mediante programas de análisis sísmico tridimensional, versión microcomputadoras personales.

2. Los tamaños propuestos de vigas, columnas y muros son los necesarios para que las deformaciones laterales de entrepiso debidas a fuerza cortante, incluyendo los efectos de torsión y sin los de deformaciones axiales de columnas, resultaran del orden de 0.006 veces la altura de entrepiso (art 209 del Reglamento); se obtuvieron por tanteos a partir del análisis bajo fuerzas laterales. El modelo matemático consideró nueve hileras de columnas y 13 crujías, como se puede observar en la fig 2.1a. Las rigideces de las vigas se determinaron considerando las secciones rectangulares brutas; para las columnas se utilizaron las secciones transversales brutas.
3. No cumple con los requisitos 1 y 11 de las condiciones de regularidad de la sección 6 de las NTC-S. El edificio cuenta con plantas asimétricas con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a muros y otros elementos resistentes. En particular para la dirección Y (por la presencia del muro de concreto del eje 1) no se cumple que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_c , sea menor que 10 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la excentricidad mencionada; los resultados posteriores confirman esta observación.
4. Es la dimensión máxima del piso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis.

5. El factor reductivo Q' se multiplica por 0.8 porque el edificio no satisface las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las normas. T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura. Para un primer caso en que se desconoce T_1 , las fuerzas F_i solo se reducen dividiéndolas entre $Q' = 0.8 Q = 0.8 \times 2 = 1.6$.
6. Con este conjunto de fuerzas horizontales, reducidas únicamente por $Q' = 1.6$ (se desconoce hasta el momento el periodo fundamental de vibración en cada dirección), se hizo un primer análisis de la estructura, permitiendo sólo un movimiento de traslación pura en cada dirección de análisis, y se determinaron los desplazamientos laterales Δ_x y Δ_y para ambas direcciones, para fines de calcular el valor aproximado del periodo fundamental de vibración (sección 8.2).
7. De acuerdo con la sección 8.2 de las NTC-S podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la parte 8.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura,

$$6.3 \left[\sum W_i X_i^2 / g \sum P_i X_i \right]^{1/2}$$

como se muestra en la tabla 2.3.

Los resultados analíticos se determinaron por computadora con base en el modelo tridimensional del edificio.

8. Para este ejemplo se considera que se desconoce T_s (periodo dominante más largo del suelo en el sitio de interés).

Como T_{1x} y T_{1y} resultaron menores que T_b (segundo inciso de la parte 8.2 de las normas), para el cálculo de las fuerzas cortantes se procede como se indica en la

parte 8.1, pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica en las secciones 3 y 4 de las presentes normas. La estructura no cumple con los requisitos 1 y 11 de las condiciones de regularidad (sección 6), por lo que el valor de Q' de la sección 4 se reduce 20 por ciento.

Las fuerzas cortantes para el sismo en la dirección X no se redujeron debido al efecto del periodo fundamental; son los mismos valores calculados anteriormente, para fines de la obtención de los valores aproximados de los periodos fundamentales.

9. El centro de torsión del nivel r se define como el punto donde se deben aplicar las fuerzas que obran en ese nivel para que el movimiento sea solo de traslación, sin rotación de su diafragma de piso. Los resultados de las tablas 2.5 y 2.6 incluyen los efectos de segundo orden (P- Δ).

Las coordenadas del centro de torsión del último piso (j), se pueden calcular con (ref 2):

$$X_{Tj} = \frac{\sum_{l=1}^N V_{lyl} X_l}{F_{yl}}; \quad Y_{Tj} = \frac{\sum_{l=1}^N V_{lxl} Y_l}{F_{xl}}$$

donde:

X_{Tj}, Y_{Tj} : Coordenadas del centro de torsión en el nivel j (último)

V_{iyj}, V_{ixj} : Fuerza cortante del elemento resistente i en el entrepiso abajo del nivel j

F_{yj}, F_{xj} : Fuerza sísmica total aplicada al piso j en dirección X o Y

X_i, Y_i : Distancias del elemento resistente i a los ejes X y Y

N : Número total de elementos resistentes

Para el penúltimo piso ($j-1$),

$$X_{Tj-1} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{iyj-1} X_i - F_{\eta} X_{Tj}}{F_{yj-1}}; \quad Y_{Tj-1} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{ixj-1} Y_i - F_{\eta} Y_{Tj}}{F_{xj-1}}$$

Para un piso típico (r),

$$X_{Tr} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{iy,r} X_i - \sum_{i=r+1}^N F_{\eta} X_{Tj}}{F_{Y,r}}; \quad Y_{Tr} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{ix,r} Y_i - \sum_{i=r+1}^N F_{\eta} Y_{Tj}}{F_{X,r}}$$

Las coordenadas del centro de torsión (X_T, Y_T) a nivel del entrepiso j se calculan con (ref 4):

$$X_T = \frac{\sum_{i=1}^N F_{yi} X_{Ti}}{V_{yj}}; \quad Y_T = \frac{\sum_{i=1}^N F_{xi} Y_{Ti}}{V_{xj}}$$

donde:

X_{Ti}, Y_{Ti} : Coordenadas del centro de torsión en el nivel i , por arriba del entrepiso j

F_{xi}, F_{yi} : Fuerza sísmica total aplicada al piso i en dirección X o Y, por arriba del entrepiso j

V_{xj}, V_{yj} : Fuerza cortante en el entrepiso j

Las coordenadas se miden con respecto al sistema de ejes globales (ver fig 2.1).

10. Estos cálculos sirven para revisar el requisito de la última parte de la sección 8.6 de las NTC-S en que se especifica que la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de $e_s = e_c$ calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están por arriba del considerado.
11. Cuando el sismo actúa en la dirección X, la excentricidad teórica o calculada, e_c , en el nivel j será:

$$e_{cj} = Y_{CMj} - Y_{Tj}$$

Para el sismo en la dirección Y,

$$e_{cj} = X_{CMj} - X_{Tj}$$

donde

X_{CMj}, Y_{CMj} : Coordenadas del centro de masa del nivel j (ver tabla 2.1)

X_{Tj}, Y_{Tj} : Coordenadas del centro de torsión del nivel j (ver tabla 2.7)

En las NTC-S se denomina $e_c = e_s$ a la excentricidad teórica, la cual toma en cuenta únicamente las torsiones de entrepiso que se causan dentro del intervalo de comportamiento lineal; sólo depende de la distribución de rigideces.

12. Se definen $E_{d1} = 1.5e_c + 0.1b$ y $E_{d2} = e_c - 0.1b$, donde e_c es la excentricidad teórica y b es la dimensión máxima en planta perpendicular a la dirección de análisis.

En las NTC-S se especifica que la excentricidad torsional de diseño para cada elemento resistente se considere igual a la que resulte más desfavorable entre E_{d1} y E_{d2} . Para el nivel j , se tiene que

$$E_{j1} = 1.5e_{cj} + 0.1b$$

$$E_{j2} = e_{cj} - 0.1b$$

donde b debe tener el signo de e_{cj} , según la dirección del sismo.

13. El objetivo principal del ejemplo fue presentar un método confiable para evaluar los efectos de torsión, utilizando las especificaciones de las NTC-S, por medio de programas de análisis tridimensional de uso del dominio público (versión micro-PC), que no toman en cuenta esos efectos. Como parte del procedimiento propuesto fue necesario determinar la posición del centro de torsión de cada nivel, así como las excentricidades teóricas y de diseño. Ahora, para incluir estos resultados se desplazan los centros de masa de cada nivel definidos en la tabla 2.1, y se introducen así los efectos de las excentricidades torsionales de diseño; los centros de masa desplazados son los de la tabla 2.9.

Las coordenadas modificadas del centro de masa del nivel j , son:

$$X_{CMj1}^* = X_{Tj} + E_{d1x} = X_{Tj} + [1.5e_{cxj} + (0.1b) (\text{signo } e_{cx})]$$

$$X^*_{CMj2} = X_{Tj} + E_{d2x} = X_{Tj} + [e_{cxj} - (0.1b) (\text{signo } e_{cx})]$$

$$Y^*_{CMj1} = Y_{Tj} + E_{d1y}$$

$$Y^*_{CMj2} = Y_{Tj} + E_{d2y}$$

Los resultados se tienen en la tabla 2.9.

14. Hacer cambios en el archivo de datos de las coordenadas de los centros de masa desplazados es sencillo; el resto de información (geometrías, dimensiones, etc) no sufre modificación. Las fuerzas sísmicas son las de la tabla 2.2.
15. Para este ejemplo el momento torsionante de diseño de un entrepiso j siempre resultó mayor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos por arriba de dicho entrepiso.

Sólo para el entrepiso superior, sismo en la dirección Y, no se cumple que E_{d2x} sea mayor que la mitad del máximo valor de e_{cx} de los entrepisos que están por abajo. Para el sismo en la dirección X, la E_{d2y} de todos los entrepisos, excepto en planta baja, resulta ligeramente menor que la mitad del máximo valor de e_{cy} de los correspondientes entrepisos que se hallan por abajo del que se considera.

16. Para el cálculo de los periodos de la tabla 2.10 se consideraron los cambios necesarios para obtener las propiedades de masa, de acuerdo a la nueva posición del centro de masa de cada nivel y al caso que se estudie.

Estos resultados son solo para mostrar la variación de esta propiedad dinámica según se alteren las condiciones de torsión, como ocurre en la dirección Y.

17. Con estas comparaciones básicamente se pretendieron dos objetivos. Por un lado verificar la bondad de la metodología propuesta y aplicada en este ejemplo para tomar en cuenta los efectos de las excentricidades torsionales de diseño; se comprobó con las respuestas obtenidas con el programa de computadora de

la ref 4 (que incluye explícitamente todas las consideraciones necesarias para hacer participar los efectos de torsión), y se observó cómo varía la respuesta sísmica en este tipo de estructuras con y sin la influencia de la torsión.

18. Solo se presentan los resultados de algunas vigas y columnas tipo para mostrar lo indicado en el comentario anterior.

TABLA 2.1 ALTURAS, PESOS Y CENTROS DE MASA

Nivel	Entre- piso	h_i (m)	H_i (m)	W_i (t)	Centro de masa	
					X_{cm} (m)	Y_{cm} (m)
10			36.40	283.3	8.33	6.72
	10	3.5				
9			32.90	324.4	8.08	6.76
	9	3.5				
8			29.40	324.4	8.08	6.76
	8	3.5				
7			25.90	324.4	8.08	6.76
	7	3.5				
6			22.40	330.4	8.04	6.76
	6	3.5				
5			18.90	336.5	8.00	6.77
	5	3.5				
4			15.40	336.5	8.00	6.77
	4	3.5				
3			11.90	345.1	7.91	6.78
	3	3.5				
2			8.40	353.8	7.83	6.80
	2	3.5				
1			4.90	375.6	7.66	6.82
	1	4.9				
Sumas				3,333.5		

X_{cm} y Y_{cm} son las coordenadas de los centros de masa sin modificar para fines de incluir los efectos de la torsión en planta

TABLA 2.2 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS

Nivel	Entre- piso	h_i (m)	H_i (m)	W_i (t)	$W_i H_i$ (t-m)	F_{ix} (t)	V_{ix} (t)	F_{iy} (t)	V_{iy} (t)
10			36.4	283.3	10,311.0	128.7		113.7	
	10	3.5					128.7		113.7
9			32.9	324.4	10,671.1	133.2		117.7	
	9	3.5					261.9		231.5
8			29.4	324.4	9,535.9	119.0		105.2	
	8	3.5					380.9		336.6
7			25.9	324.4	8,400.7	104.8		92.7	
	7	3.5					485.7		429.3
6			22.4	330.4	7,401.2	92.4		81.6	
	6	3.5					578.1		510.9
5			18.9	336.5	6,359.3	79.4		70.2	
	5	3.5					657.5		581.1
4			15.4	336.5	5,181.6	64.7		57.2	
	4	3.5					722.1		638.3
3			11.9	345.1	4,107.2	51.3		45.3	
	3	3.5					773.4		683.6
2			8.4	353.1	2,966.4	37.0		32.7	
	2	3.5					810.4		716.3
1			4.9	375.6	1,840.4	23.0		20.3	
	1	4.9					833.4 = V_{ox}		736.6 = V_{oy}
Sumas				3,3335 = W_o	66,774.8				

Solo las fuerzas para el sismo en dirección Y se redujeron debido al efecto del periodo fundamental

$$F_i = \frac{a}{Q'} W_o \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

$$Q'_x = 1.60; a_x = 0.400$$

$$Q'_y = 1.30; a_y = 0.285$$

TABLA 2.3 CÁLCULO APROXIMADO DE LOS PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN

Nivel	W_i (t)	$P_i = F_{ix,y}$ (t)	Dirección X			Dirección Y		
			Δ_x (cm)	$W_i \Delta_x^2$	$F_{ix} \Delta_x$	Δ_y (cm)	$W_i \Delta_y^2$	$F_{iy} \Delta_y$
10	283.3	128.7	9.40	25,032.4	1,209.8	1.69	809.1	217.5
9	324.4	133.2	9.06	26,627.9	1,206.8	1.50	729.9	199.8
8	324.4	119.0	8.51	23,493.1	1,012.7	1.30	548.2	154.7
7	324.4	104.8	7.75	19,484.3	812.2	1.10	392.5	115.3
6	330.4	92.4	6.82	15,367.7	630.2	0.89	261.7	82.2
5	336.5	79.4	5.84	11,476.5	463.7	0.70	164.9	55.6
4	336.5	64.7	4.75	7,592.3	307.3	0.51	87.5	33.0
3	345.1	51.3	3.50	4,227.5	179.6	0.35	42.3	18.0
2	353.1	37.0	2.44	2,102.2	90.3	0.21	15.6	7.8
1	375.6	23.0	1.29	625.0	29.7	0.10	3.8	2.3
Sumas				136,028.9	5,942.2		3,055.5	886.2

$$T_{1x} = 6.3 \{ (136,028.9)/(981 \times 5,942.2) \}^{1/2}$$

$$T_1 = 6.3 \{ \sum W_i \Delta_i^2 / g \sum P_i \Delta_i \}^{1/2} \quad T_{1x} = 0.96 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 6.3 \{ (3,055.5)/(981 \times 886.2) \}^{1/2}$$

$$T_{1y} = 0.37 \text{ s}$$

TABLA 2.4 COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN CALCULADOS POR COMPUTADORA Y CON FÓRMULA

Dirección	Modo	Periodo de vibración, T_i (s)	
		Fórmula	Por computadora*
X	1	0.96	0.960
	2	----	0.325
	3	----	0.183
Y	1	0.37	0.373
	2	----	0.098
	3	----	0.050

* Los resultados analíticos se obtuvieron a partir del modelo matemático con computadora, ante el movimiento de traslación pura

$$T_i \text{ (FÓRMULA)} = 6.3 \left[\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum P_i X_i} \right]^{1/2} ; g = 981 \text{ cm/s}^2$$

TABLA 2.5 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN DIRECCIÓN X

Entrepiso	Fuerza cortante (t)									Total
	N°. de hilera de columna									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
10	11.30	25.34	19.19	8.84	10.54	20.18	15.51	6.78	11.28	128.96
9	22.57	41.88	37.24	23.88	21.96	38.19	31.53	19.60	25.98	262.82
8	31.73	60.17	54.96	35.36	31.18	56.35	45.82	28.91	38.41	382.89
7	41.21	73.86	69.02	46.68	40.76	70.52	58.17	38.96	49.89	489.07
6	45.78	91.66	86.02	54.63	45.28	87.52	70.73	42.91	58.01	582.54
5	53.27	101.29	96.33	63.68	52.90	97.82	80.16	51.05	66.94	663.44
4	59.23	109.34	104.96	70.91	58.96	106.57	87.64	57.72	74.31	729.66
3	61.08	119.41	115.39	75.64	60.85	116.63	95.13	59.39	78.38	781.89
2	60.98	127.16	123.80	79.00	60.85	125.39	100.40	60.42	82.18	820.17
1	80.88	108.19	106.91	88.55	80.84	108.03	96.84	81.40	90.53	842.17

Son resultados del análisis sísmico estático; las F_{ix} no se redujeron debido al efecto del periodo fundamental T_{1x}

TABLA 2.6 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN DIRECCIÓN Y

Entrepiso	Fuerza cortante (t)											
	N° de hilera de columna									Muro (1)	Total (2)	(1)/(2)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			
10	1.23	6.09	6.24	2.39	1.46	11.07	10.28	1.23	8.09	65.81	113.87	0.58
9	3.82	5.27	5.34	2.02	4.23	9.76	8.85	3.81	6.95	181.72	231.75	0.78
8	5.70	5.95	6.02	2.21	6.34	10.97	9.90	5.70	7.82	276.51	337.12	0.82
7	7.37	6.17	6.22	2.40	8.20	11.10	9.96	7.37	7.96	363.21	429.95	0.84
6	10.80	6.88	6.91	2.47	12.40	13.12	11.54	10.80	9.10	427.73	511.72	0.84
5	12.42	6.50	6.51	2.34	14.22	12.27	10.74	12.41	8.53	496.04	581.98	0.85
4	13.71	6.66	6.67	2.71	15.61	11.93	10.47	13.71	8.49	549.27	639.21	0.86
3	15.46	5.45	5.43	1.92	18.19	10.51	9.03	15.46	7.18	595.79	684.44	0.87
2	17.52	4.19	4.16	0.89	19.81	8.83	7.41	17.51	5.74	631.03	717.09	0.88
1	9.68	4.60	4.60	3.28	10.08	6.35	5.80	9.68	5.17	677.95	737.17	0.92

Son resultados del análisis sísmico estático con las fuerzas F_{iy} reducidas debido al efecto del periodo fundamental T_{1y}

TABLA 2.7 COORDENADAS DE LOS CENTROS DE TORSIÓN (X_T , Y_T) Y EXCENTRICIDADES TEÓRICAS (e_c) A NIVEL DE PISO

Centro de torsión					
Nivel	Entrepiso	X_T (m)	Y_T (m)	e_{cx} (m)	e_{cy} (m)
10		4.60	5.11	3.73	1.61
	10	4.60	5.11	3.73	1.61
9		-0.61	6.01	8.70	0.75
	9	1.95	5.57	6.13	1.19
8		0.52	5.68	7.57	1.08
	8	1.50	5.60	6.58	1.16
7		0.13	5.96	7.95	0.79
	7	1.21	5.68	6.87	1.08
6		0.84	4.98	7.20	1.78
	6	1.15	5.57	6.89	1.19
5		-0.52	6.08	8.52	0.69
	5	0.95	5.63	7.05	1.14
4		0.09	6.09	7.91	0.68
	4	0.87	5.67	7.13	1.10
3		-2.06	4.73	9.97	2.05
	3	0.68	5.61	7.23	1.17
2		-3.25	4.95	11.08	1.85
	2	0.50	5.58	7.33	1.22
1		0.86	21.00	6.80	-14.18
	1	0.51	6.00	7.15	0.82

Excentricidades teóricas:

$$e_{cx} = X_{cM} - X_T$$

$$e_{cy} = Y_{cM} - Y_T$$

Las coordenadas de las posiciones de los centros de torsión y excentricidades teóricas a nivel de entrepiso sólo se muestran para fines comparativos.

TABLA 2.8 EXCENTRICIDADES DE DISEÑO A NIVEL DE PISO (E_{d1} , E_{d2})

Nivel	Entrepiso	Sismo en dirección X		Sismo en dirección Y	
		E_{d1y} (m)	E_{d2y} (m)	E_{d1x} (m)	E_{d2x} (m)
10		4.02	0.01	8.00	1.33
	10	4.02	0.01	8.00	1.33
9		2.73	-0.85	15.44	6.30
	9	3.39	-0.41	11.60	3.73
8		3.22	-0.52	13.75	5.17
	8	3.34	-0.44	12.27	4.18
7		2.79	-0.81	14.32	5.55
	7	3.22	-0.52	12.71	4.47
6		4.27	0.18	13.20	4.80
	6	3.39	-0.41	12.74	4.49
5		2.64	-0.91	15.17	6.12
	5	3.31	-0.46	12.98	4.65
4		2.62	-0.92	14.27	5.51
	4	3.25	-0.50	13.10	4.73
3		4.68	0.45	17.36	7.57
	3	3.36	-0.43	13.25	4.85
2		4.37	0.25	19.02	8.68
	2	3.43	-0.38	13.40	4.43
1		-12.58	-22.87	12.60	4.40
	1	2.83	-0.78	13.13	4.75

Sismo en dirección X:

$$b = 16 \text{ m}$$

$$E_{d1y} = 1.5 e_{cy} + 0.1 b \text{ (signo } e_{cy}\text{)}$$

$$E_{d2y} = e_{cy} - 0.1 b \text{ (signo } e_{cy}\text{)}$$

Sismo en dirección Y:

$$b = 24 \text{ m}$$

$$E_{d1x} = 1.5 e_{cx} + 0.1 b \text{ (signo } e_{cx}\text{)}$$

$$E_{d2x} = e_{cx} - 0.1 b \text{ (signo } e_{cx}\text{)}$$

$$E_{d1x}, E_{d1y} = \text{Máximo de } (E_{d1}, E_{d2})$$

$$E_{d2x}, E_{d2y} = \text{Mínimo de } (E_{d1}, E_{d2})$$

Los resultados a nivel de entrepiso sólo se muestran para fines comparativos.

TABLA 2.9 COORDENADAS DE LOS CENTROS DE MASA DESPLAZADOS

Nivel	Opción E_{d1}		Opción E_{d2}	
	X'_{cM1} (m)	Y'_{cM1} (m)	X'_{cM2} (m)	Y'_{cM2} (m)
10	12.60	9.12	5.93	5.12
9	14.83	8.73	5.68	5.16
8	14.27	8.90	5.68	5.16
7	14.46	8.75	5.68	5.16
6	14.04	9.25	5.64	5.16
5	14.66	8.71	5.60	5.17
4	14.36	8.71	5.60	5.17
3	15.30	9.41	5.51	5.18
2	15.77	9.32	5.43	5.20
1	13.46	8.42	5.26	-1.87

$$X'_{cM1} = X_T + E_{d1x}; \quad Y'_{cM1} = Y_T + E_{d1y}$$

$$X'_{cM2} = X_T + E_{d2x}; \quad Y'_{cM2} = Y_T + E_{d2y}$$

TABLA 2.10 COMPARACIÓN DE PERIODOS NATURALES DE VIBRACIÓN CALCULADOS ANALÍTICAMENTE Y CON FÓRMULA PARA DIFERENTES CONDICIONES DE POSICIÓN DE LOS CENTROS DE MASA DE CADA PISO

Dirección	Modo	Periodo de vibración, T_i (s)			
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
Larga (X)	1	0.960 (0.96)	0.973	0.951	1.005
	2	0.325	0.328	0.322	0.344
Corta (Y)	1	0.373 (0.37)	0.909	1.435	0.783
	2	0.098	0.307	0.491	0.304
Torsión (Θ)	1	--	0.243	0.208	0.263
	2	--	0.170	0.128	0.195

() Valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, según la fórmula de la sección 8.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

- Caso A: Resultados ante un movimiento de traslación pura (un solo grado de libertad por piso)
- Caso B: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masas sin modificar (solo efectos de la excentricidad teórica)
- Caso C: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d1}
- Caso D: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 2.11 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS (MULTIPLICADOS POR $Q = 2$) DE LA ESQUINA A-1, CALCULADOS PARA LOS EFECTOS DE: 1) TRASLACIÓN PURA (CORTANTE DIRECTO), 2) LA EXCENRICIDAD TEÓRICA, e_c , 3) EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d1} , 4) EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Nivel	Sismo en la dirección X											
	1) Traslación pura			2) Excentricidad teórica, e_c			3) Excentricidad de diseño, E_{d1}			4) Excentricidad de diseño, E_{d2}		
	Δ_x	Δ_y	θ	Δ_x	Δ_y	θ	Δ_x	Δ_y	θ	Δ_x	Δ_y	θ
10	18.80	--	--	19.16 (19.16)	0.262 (0.262)	0.000626 (0.000626)	16.82 (17.43)	0.602 (0.512)	-0.002633 (-0.002214)	20.90 (21.11)	-0.022 (-0.023)	0.003059 (0.003349)
9	18.12	--	--	18.44 (18.44)	0.230 (0.230)	0.000572 (0.000572)	16.21 (16.79)	0.530 (0.452)	-0.002544 (-0.002149)	20.11 (20.30)	-0.021 (-0.022)	0.002903 (0.003166)
8	17.02	--	--	17.30 (17.30)	0.198 (0.198)	0.000513 (0.000513)	15.23 (15.76)	0.458 (0.390)	-0.002395 (-0.002037)	18.86 (19.02)	-0.020 (-0.021)	0.002692 (0.002925)
7	15.50	--	--	15.74 (15.74)	0.164 (0.164)	0.000446 (0.000445)	13.87 (14.36)	0.384 (0.326)	-0.002188 (-0.001877)	17.15 (17.30)	-0.018 (-0.019)	0.002422 (0.002622)
6	13.64	--	--	13.84 (13.84)	0.132 (0.132)	0.000373 (0.000373)	12.20 (12.62)	0.310 (0.280)	-0.001931 (-0.001664)	15.07 (15.19)	-0.015 (-0.016)	0.002105 (0.002268)
5	11.68	--	--	11.83 (11.83)	0.102 (0.102)	0.000294 (0.000294)	10.45 (10.80)	0.242 (0.220)	-0.001657 (-0.001429)	12.87 (12.97)	-0.014 (-0.014)	0.001766 (0.001890)
4	9.50	--	--	9.60 (9.60)	0.074 (0.074)	0.000215 (0.000215)	8.50 (8.78)	0.176 (0.161)	-0.001354 (-0.001166)	10.45 (10.51)	-0.012 (-0.011)	0.001405 (0.001490)
3	7.16	--	--	7.24 (7.24)	0.048 (0.048)	0.000140 (0.000140)	6.42 (6.63)	0.119 (0.101)	-0.001028 (-0.000881)	7.86 (7.90)	-0.008 (-0.008)	0.001031 (0.001079)
2	4.88	--	--	4.92 (4.92)	0.028 (0.028)	0.000070 (0.000070)	4.38 (4.51)	0.072 (0.061)	-0.000706 (-0.000602)	5.33 (5.34)	-0.006 (-0.006)	0.000670 (0.000685)
1	2.58	--	--	2.58 (2.58)	0.012 (0.012)	0.000015 (0.000015)	2.31 (2.38)	0.033 (0.028)	-0.000377 (-0.000317)	2.79 (2.79)	-0.004 (-0.004)	0.000324 (0.000317)

() Valores obtenidos con el programa TORSIÓN (ref 4)

Los desplazamientos de traslación (componentes Δ_x y Δ_y) están en cm, y los giros (θ) en rad

TABLA 2.12 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS (MULTIPLICADOS POR $Q = 2$) DE LA ESQUINA A-1, CALCULADOS PARA LOS EFECTOS DE: 1) TRASLACIÓN PURA (CORTANTE DIRECTO), 2) LA EXCENRICIDAD TEÓRICA, e_c , 3) EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d1} , 4) EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Nivel	Sismo en la dirección Y											
	1) Traslación pura			2) Excentricidad teórica, e_c			3) Excentricidad de diseño, E_{d1}			4) Excentricidad de diseño, E_{d2}		
	Δ_x	Δ_y	θ	Δ_x	Δ_y	θ	Δ_x	Δ_y	θ	Δ_x	Δ_y	θ
10	--	2.98	--	6.96 (6.96)	1.65 (1.65)	0.009311 (0.009308)	12.56 (12.56)	0.85 (0.85)	0.01713 (0.01712)	4.70 (4.70)	1.98 (1.98)	0.006155 (0.006153)
9	--	2.66	--	6.69 (6.69)	1.46 (1.46)	0.009005 (0.009002)	12.07 (12.06)	0.74 (0.74)	0.01653 (0.01652)	4.53 (4.53)	1.75 (1.75)	0.005983 (0.005981)
8	--	2.30	--	6.27 (6.27)	1.26 (1.26)	0.008484 (0.008482)	11.30 (11.30)	0.64 (0.64)	0.01554 (0.01554)	4.25 (4.25)	1.52 (1.52)	0.005663 (0.005661)
7	--	1.94	--	5.69 (5.69)	1.06 (1.06)	0.007742 (0.007740)	10.26 (10.26)	0.54 (0.54)	0.01416 (0.01416)	3.87 (3.87)	1.28 (1.28)	0.005188 (0.005186)
6	--	1.58	--	4.98 (4.98)	0.86 (0.86)	0.006813 (0.006811)	8.98 (8.98)	0.43 (0.43)	0.01245 (0.01245)	3.40 (3.40)	1.04 (1.04)	0.004582 (0.004580)
5	--	1.24	--	4.23 (4.23)	0.68 (0.68)	0.005813 (0.005811)	7.62 (7.62)	0.34 (0.34)	0.01060 (0.01061)	2.89 (2.89)	0.81 (0.81)	0.003923 (0.003921)
4	--	0.90	--	3.40 (3.40)	0.50 (0.50)	0.004704 (0.004702)	6.12 (6.12)	0.25 (0.25)	0.00857 (0.00857)	2.33 (2.33)	0.60 (0.60)	0.003185 (0.003184)
3	--	0.62	--	2.52 (2.52)	0.34 (0.34)	0.003517 (0.003516)	4.54 (4.54)	0.17 (0.17)	0.00640 (0.00640)	1.73 (1.73)	0.41 (0.41)	0.002389 (0.002389)
2	--	0.38	--	1.66 (1.66)	0.21 (0.21)	0.002348 (0.002347)	3.00 (3.00)	0.10 (0.10)	0.00427 (0.00427)	1.14 (1.14)	0.25 (0.25)	0.001599 (0.001599)
1	--	0.18	--	0.82 (0.82)	0.10 (0.10)	0.001188 (0.001187)	1.49 (1.49)	0.05 (0.05)	0.00216 (0.00216)	0.57 (0.57)	0.12 (0.12)	0.000810 (0.000810)

() Valores obtenidos con el programa TORSIÓN (ref 4)

Los desplazamientos de traslación (componentes Δ_x y Δ_y) están en cm, y los giros (θ) en rad

TABLA 2.13 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y TORSIONANTES DE VIGAS TIPO, CALCULADOS PARA LOS EFECTOS DE: 1) LA EXCENTRICIDAD TEÓRICA, e_c , 2) EXCENTRICIDAD DE DISEÑO, E_{d1} , 3) EXCENTRICIDAD DE DISEÑO, E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Nivel	Trabe	Sismo en la dirección X								
		Momento flexionante (t-m)						Momento torsionante (t-m)		
		Extremo izquierdo			Extremo derecho					
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
2	7	181.11 (181.11)	185.00 (184.04)	178.15 (177.82)	182.70 (182.70)	185.95 (185.10)	180.27 (180.02)	0.39 (0.40)	0.43 (0.21)	1.01 (1.08)
	12	82.63 (82.63)	107.32 (100.87)	64.15 (62.36)	83.71 (83.71)	109.55 (102.79)	64.39 (62.47)	0.15 (0.15)	0.74 (0.51)	0.81 (0.89)
	14	190.98 (190.98)	167.26 (173.44)	208.73 (210.45)	191.03 (191.03)	167.27 (173.44)	208.83 (210.55)	0.16 (0.16)	0.69 (0.47)	0.79 (0.86)
6	7	125.35 (125.35)	129.47 (128.39)	122.30 (121.84)	128.09 (128.09)	131.11 (130.32)	125.86 (125.53)	0.54 (0.55)	0.13 (0.05)	1.04 (1.12)
	12	57.31 (57.31)	75.27 (70.55)	44.06 (42.05)	58.89 (58.89)	78.61 (73.43)	44.35 (42.13)	0.18 (0.18)	0.62 (0.41)	0.77 (0.86)
	14	139.97 (139.97)	120.61 (125.69)	154.26 (154.23)	140.25 (140.25)	120.75 (125.87)	154.65 (154.64)	0.19 (0.19)	0.52 (0.34)	0.72 (0.81)

() Valores obtenidos con el programa TORSIÓN (ref 4)

La ubicación de las traveses se muestra en la fig 2.1

Caso A: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masas sin modificar (solo efectos de la excentricidad teórica)

Caso B: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d1}

Caso C: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 2.14 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y TORSIONANTES DE VIGAS TIPO, CALCULADOS PARA LOS EFECTOS DE: 1) LA EXCENRICIDAD TEÓRICA, e_c (SIN CÓDIGO), 2) EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d1} , 3) EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Nivel	Trabe	Sismo en la dirección Y								
		Momento flexionante (t-m)						Momento torsionante (t-m)		
		Extremo izquierdo			Extremo derecho					
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
2	4	85.03 (85.01)	143.13 (143.16)	62.35 (62.34)	84.48 (84.46)	142.30 (142.33)	61.91 (61.89)	2.43 (2.45)	4.44 (4.47)	1.65 (1.66)
	11	156.19 (156.15)	272.98 (273.05)	110.65 (110.62)	158.70 (158.66)	277.41 (277.48)	112.41 (112.38)	2.12 (2.13)	3.87 (3.90)	1.43 (1.44)
	12	80.28 (80.25)	141.25 (141.27)	56.47 (56.45)	83.98 (83.94)	147.79 (147.81)	59.06 (59.04)	2.68 (2.70)	4.87 (4.91)	1.83 (1.84)
6	4	66.46 (66.45)	105.78 (105.77)	50.47 (50.46)	65.63 (65.62)	104.73 (104.72)	49.72 (49.71)	1.82 (1.83)	3.38 (3.41)	1.18 (1.19)
	11	110.15 (110.14)	187.33 (187.32)	78.78 (78.76)	114.07 (114.05)	194.10 (194.11)	81.54 (81.52)	1.34 (1.35)	2.53 (2.55)	0.86 (0.87)
	12	58.95 (58.93)	101.85 (101.84)	41.49 (41.48)	64.60 (64.58)	117.70 (111.68)	45.44 (45.42)	2.30 (2.32)	4.20 (4.23)	1.52 (1.53)

() Valores obtenidos con el programa TORSIÓN (ref 4)

La ubicación de las trabes se muestra en la fig 2.1

Caso A: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masas sin modificar (solo efectos de la excentricidad teórica)

Caso B: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d1}

Caso C: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 2.15 COMPARACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE COLUMNAS TIPO, CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE: A) LA EXCENTRICIDAD TEÓRICA, e_c (SIN CÓDIGO), B) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO, E_{d1} , C) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO, E_{d2} , SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Entre-piso	Hilera de columnas	Extremo	Sismo en la dirección X																	
			Elemento mecánico																	
			$M_x(t-m)$			$M_y(t-m)$			$M_t(t-m)$			$P(t)$			$V_x(t)$			$V_y(t)$		
			Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
1-2	9	Inf.	96.81 (96.81)	119.12 (113.01)	80.69 (77.60)	24.72 (24.72)	44.31 (39.00)	10.59 (8.04)												
		Sup.	98.12 (98.12)	116.63 (111.89)	83.85 (83.46)	22.01 (22.01)	38.10 (34.00)	9.60 (9.29)	0.93 (0.94)	5.59 (3.93)	5.86 (6.27)	190.55 (190.56)	171.96 (176.85)	204.32 (206.23)	77.97 (77.97)	94.30 (89.96)	65.89 (64.43)	18.69 (18.69)	32.96 (29.19)	8.09 (6.93)
	5	Inf.	73.08 (73.09)	73.85 (73.58)	72.69 (72.26)	1364.1 (1364.1)	3102.8 (2943.0)	84.80 (99.56)												
		Sup.	80.37 (80.37)	81.79 (81.44)	79.26 (79.27)	1198.9 (1198.9)	2713.8 (2514.2)	83.47 (87.77)	3.64 (3.66)	21.78 (20.70)	22.84 (24.45)	340.88 (340.94)	345.70 (344.49)	337.33 (336.85)	61.38 (61.39)	62.26 (62.01)	60.78 (60.61)	66.10 (66.10)	155.60 (141.54)	8.20 (8.70)
	4	Inf.	102.73 (102.73)	100.19 (101.14)	103.84 (105.75)	21.33 (21.33)	27.98 (25.30)	19.25 (16.51)												
		Sup.	98.85 (98.85)	97.25 (97.59)	100.36 (99.74)	25.69 (25.69)	32.84 (31.25)	19.25 (21.25)	0.93 (0.94)	5.59 (3.93)	5.86 (6.27)	382.39 (382.39)	375.78 (377.51)	387.29 (387.97)	80.63 (80.63)	78.98 (79.49)	81.68 (82.20)	18.81 (18.81)	24.33 (22.54)	15.40 (13.50)
5-6	9	Inf.	58.89 (58.90)	73.27 (69.41)	48.38 (46.60)	16.08 (16.08)	27.91 (25.10)	7.42 (6.96)												
		Sup.	73.90 (73.90)	90.60 (86.15)	61.65 (59.73)	16.28 (16.28)	30.27 (26.54)	6.02 (5.43)	0.83 (0.84)	2.89 (1.92)	3.58 (4.02)	62.74 (62.74)	56.01 (57.82)	67.67 (68.55)	53.12 (53.12)	65.55 (62.22)	44.01 (42.53)	12.95 (12.95)	23.27 (20.51)	5.37 (4.86)
	5	Inf.	50.76 (50.77)	51.46 (51.27)	50.27 (50.16)	552.65 (552.65)	1188.4 (1117.3)	88.01 (81.49)												
		Sup.	66.28 (66.28)	67.23 (66.97)	65.60 (65.48)	430.08 (430.08)	910.66 (881.52)	78.69 (71.27)	2.18 (2.19)	7.57 (6.04)	9.37 (10.53)	134.84 (134.87)	136.58 (136.14)	133.57 (133.36)	46.82 (46.82)	47.48 (47.30)	46.35 (46.26)	49.03 (49.03)	111.08 (99.33)	3.72 (3.91)
	4	Inf.	(62.94) (62.64)	62.46 (62.64)	63.24 (63.43)	17.33 (17.33)	19.64 (18.85)	15.82 (15.08)												
		Sup.	78.33 (78.33)	76.28 (76.85)	79.80 (80.04)	17.33 (17.33)	25.29 (23.08)	11.58 (10.64)	0.83 (0.84)	2.89 (1.92)	3.58 (4.02)	136.56 (136.56)	134.62 (135.14)	137.97 (138.25)	56.51 (56.51)	55.50 (55.80)	57.21 (57.39)	13.86 (13.86)	17.98 (16.77)	10.96 (10.29)

() Valores obtenidos con el programa TORSIÓN (ref 4)
 M_x, M_y Momentos flexionantes de la dirección X y Y, respectivamente
 M_t Momento torsionante

X, Y Sistema de ejes global
 V_x, V_y Fuerzas cortantes de la dirección X y Y, respectivamente
 P Fuerza normal

La ubicación de las columnas se muestra en la fig 2.1
 El muro de concreto se modeló como columna ancha, incluyendo la participación de las columnas 1, 5 y 8
 Caso A: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)
 Caso B: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}
 Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 2.16 COMPARACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE COLUMNAS TIPO, CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE: A) LA EXCENRICIDAD TEÓRICA, e_c (SIN CÓDIGO), B) LA EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d1} , C) LA EXCENRICIDAD DE DISEÑO, E_{d2} , SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Entrepiso	Hilera de columna	Extremo	Sismo en la dirección Y																	
			Elemento mecánico																	
			$M_x(t-m)$			$M_y(t-m)$			$M_t(t-m)$			$P(t)$			$V_x(t)$			$V_y(t)$		
			Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C	Caso A	Caso B	Caso C
1-2	9	Inf.	68.29 (68.28)	123.20 (123.28)	46.85 (46.84)	67.81 (67.79)	116.09 (116.14)	48.98 (48.97)												
		Sup.	58.22 (58.21)	104.16 (104.22)	40.47 (40.46)	53.85 (53.84)	93.77 (93.80)	38.41 (38.40)	19.67 (19.79)	35.77 (36.01)	13.38 (13.46)	109.96 (109.95)	154.45 (154.40)	91.95 (91.94)	50.60 (50.59)	90.94 (91.00)	34.93 (34.92)	48.66 (48.65)	83.95 (83.98)	34.96 (34.95)
	5	Inf.	1.16 (1.16)	3.01 (3.02)	0.44 (0.44)	8419.8 (8421.1)	4256.8 (4260.8)	10103 (10103)												
		Sup.	4.13 (4.13)	7.67 (7.68)	2.77 (2.77)	7378.9 (7379.9)	3769.2 (3773.9)	8847.6 (8848.2)	76.65 (77.13)	139.41 (140.34)	52.16 (52.47)	7.98 (7.98)	19.47 (19.46)	3.31 (3.31)	2.12 (2.12)	4.27 (4.28)	1.29 (1.29)	416.42 (416.51)	195.02 (194.75)	502.18 (502.25)
	4	Inf.	6.38 (6.39)	3.97 (3.98)	21.07 (21.07)	36.81 (36.92)	14.82 (14.81)	19.25 (16.51)												
		Sup.	3.91 (3.91)	8.08 (8.10)	2.43 (2.43)	22.63 (22.63)	40.93 (40.97)	15.94 (15.94)	19.67 (19.79)	35.77 (36.01)	13.38 (13.46)	9.14 (9.14)	24.98 (24.98)	2.73 (2.73)	4.12 (4.12)	8.21 (8.24)	2.56 (2.57)	17.48 (17.48)	31.09 (31.17)	12.30 (12.30)
5-6	9	Inf.	41.98 (41.98)	75.79 (75.76)	28.12 (28.12)	44.50 (44.49)	72.37 (72.34)	33.08 (33.08)												
		Sup.	50.03 (50.03)	89.92 (89.94)	33.92 (33.91)	50.90 (50.90)	84.35 (84.36)	37.39 (37.38)	10.59 (10.66)	19.50 (19.62)	6.97 (7.02)	49.34 (49.34)	64.78 (64.70)	42.84 (42.84)	36.81 (36.80)	66.28 (66.28)	24.81 (24.81)	38.16 (38.16)	62.68 (62.68)	28.19 (28.19)
	5	Inf.	0.72 (0.72)	2.29 (2.29)	0.06 (0.06)	3145.2 (3145.4)	1695.5 (1703.0)	3758.9 (3759.0)												
		Sup.	1.68 (1.68)	3.92 (3.92)	0.77 (0.77)	2420.9 (2421.0)	1337.9 (1345.3)	2885.3 (2885.3)	27.73 (27.90)	51.05 (51.38)	18.27 (18.38)	1.17 (1.17)	5.12 (5.10)	0.51 (0.51)	0.96 (0.96)	2.48 (2.49)	0.33 (0.33)	289.72 (289.76)	143.03 (143.09)	349.42 (349.46)
	4	Inf.	1.17 (1.17)	0.46 (0.48)	1.58 (1.58)	6.73 (6.74)	10.74 (10.66)	4.69 (4.69)												
		Sup.	4.07 (4.07)	9.02 (9.04)	2.14 (2.14)	25.21 (25.21)	44.36 (44.41)	17.67 (17.67)	10.59 (10.66)	19.50 (19.62)	6.98 (7.02)	0.63 (0.63)	3.71 (3.68)	2.50 (2.50)	1.16 (1.16)	3.42 (3.43)	0.22 (0.23)	12.78 (12.78)	22.04 (22.03)	8.94 (8.95)

() Valores obtenidos con el programa TORSIÓN (ref 4)
 M_x, M_y Momentos flexionantes de la dirección X y Y, respectivamente
 M_t Momento torsionante

X,Y Sistema de ejes global
 V_x, V_y Fuerzas cortantes de la dirección X y Y, respectivamente
P Fuerza normal

La ubicación de las columnas se muestra en la fig 2.1
El muro de concreto se modeló como columna ancha, incluyendo la participación de las columnas 1, 5 y 8
Caso A: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)
Caso B: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}
Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

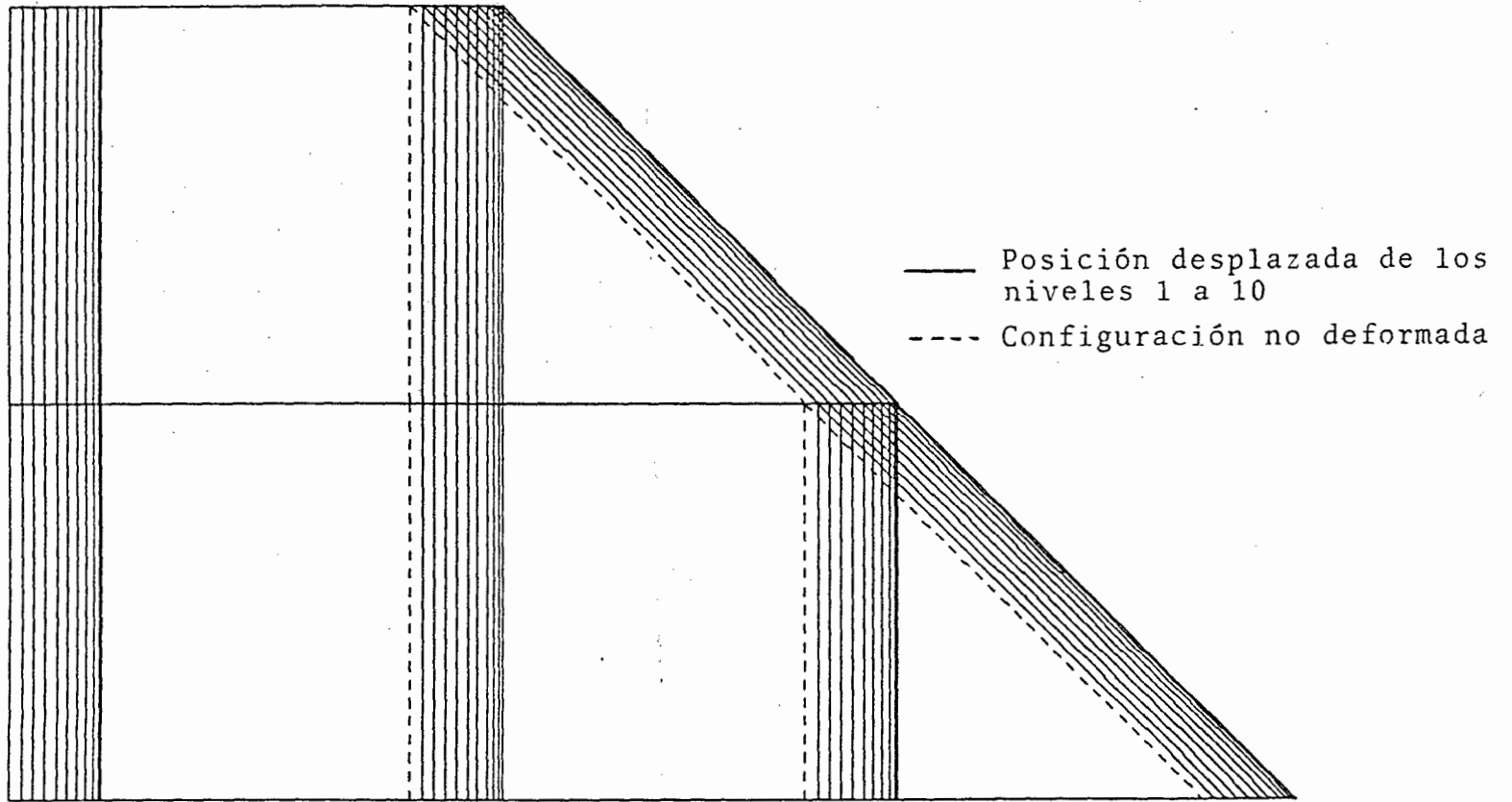


FIG 2.2 VISTA EN PLANTA DEL PRIMER MODO DE VIBRACIÓN DE TRASLACIÓN PURA (RESTRINGIDOS LOS GIROS) EN LA DIRECCIÓN X

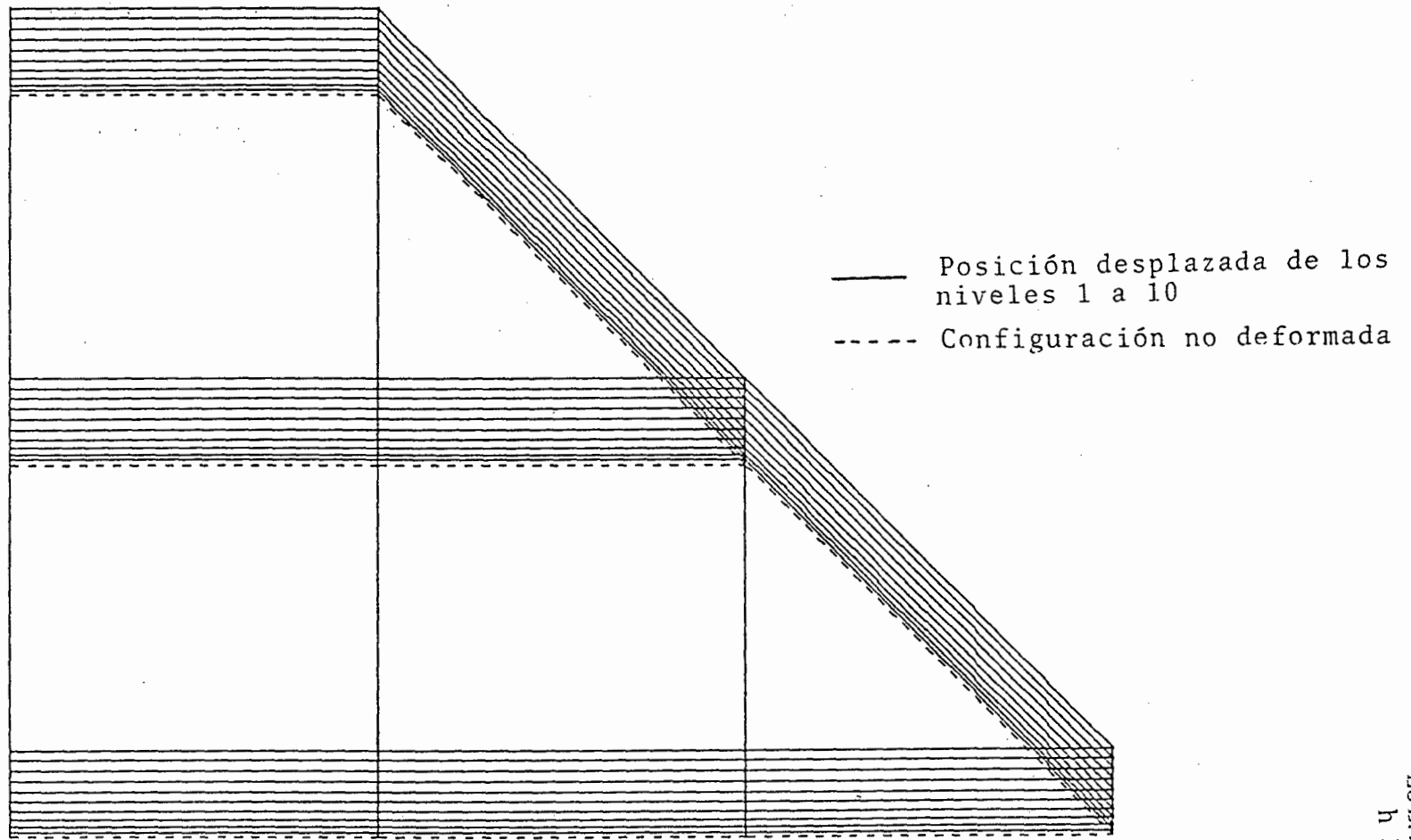


FIG 2.3 VISTA EN PLANTA DEL PRIMER MODO DE VIBRACIÓN DE TRASLACIÓN PURA (RESTRINGIDOS LOS GIROS) EN LA DIRECCIÓN Y

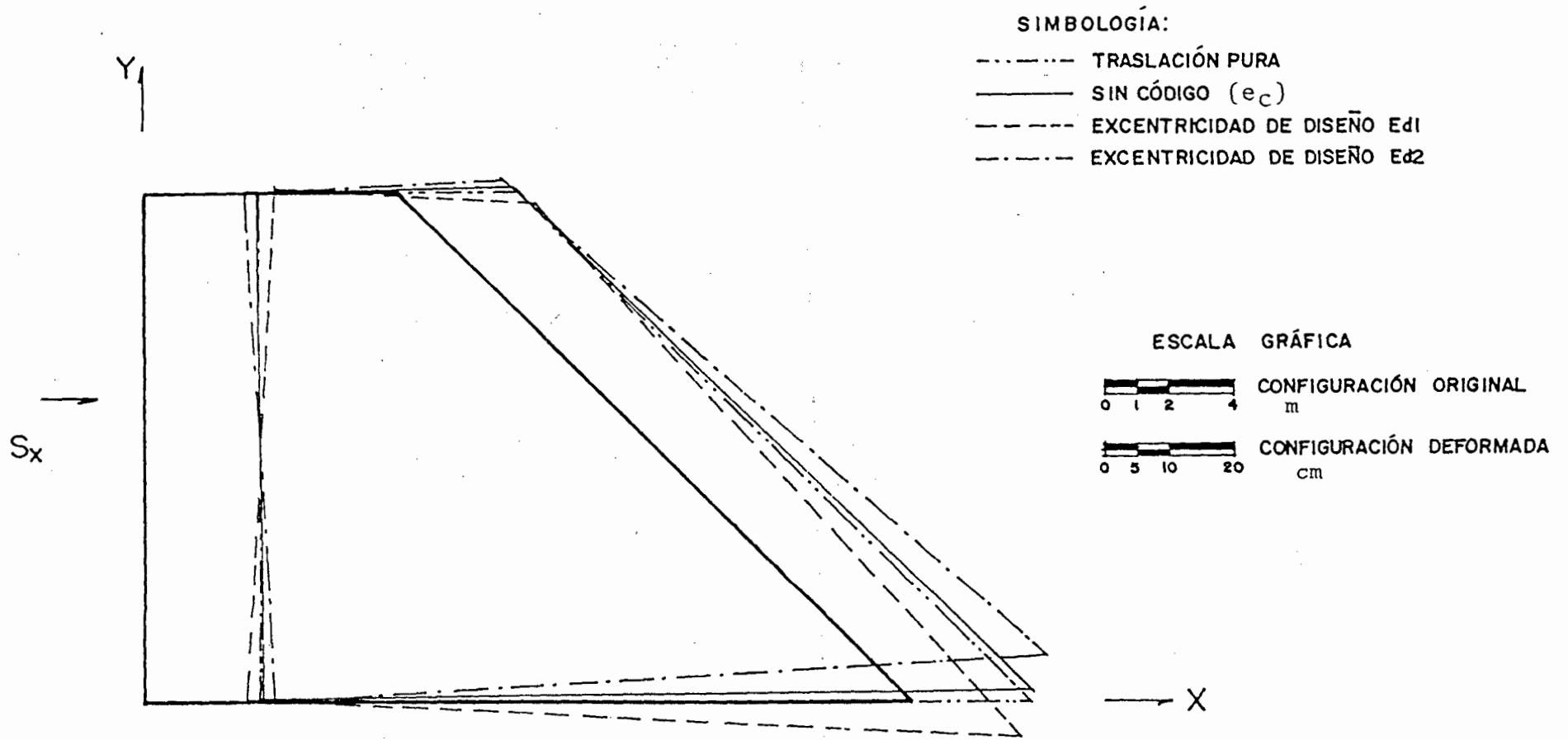


FIG 2.4 COMPARACIÓN DE DEFORMADAS DE LA PLANTA DEL NIVEL 10
 CON Y SIN LOS EFECTOS DE LAS EXCENTRICIDADES TORSIONALES DE
 DISEÑO, SISMO EN LA DIRECCIÓN X

SIMBOLOGÍA:

- TRASLACIÓN PURA
- SIN CÓDIGO (e_c)
- - - - EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d1}
- · - · - EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d2}

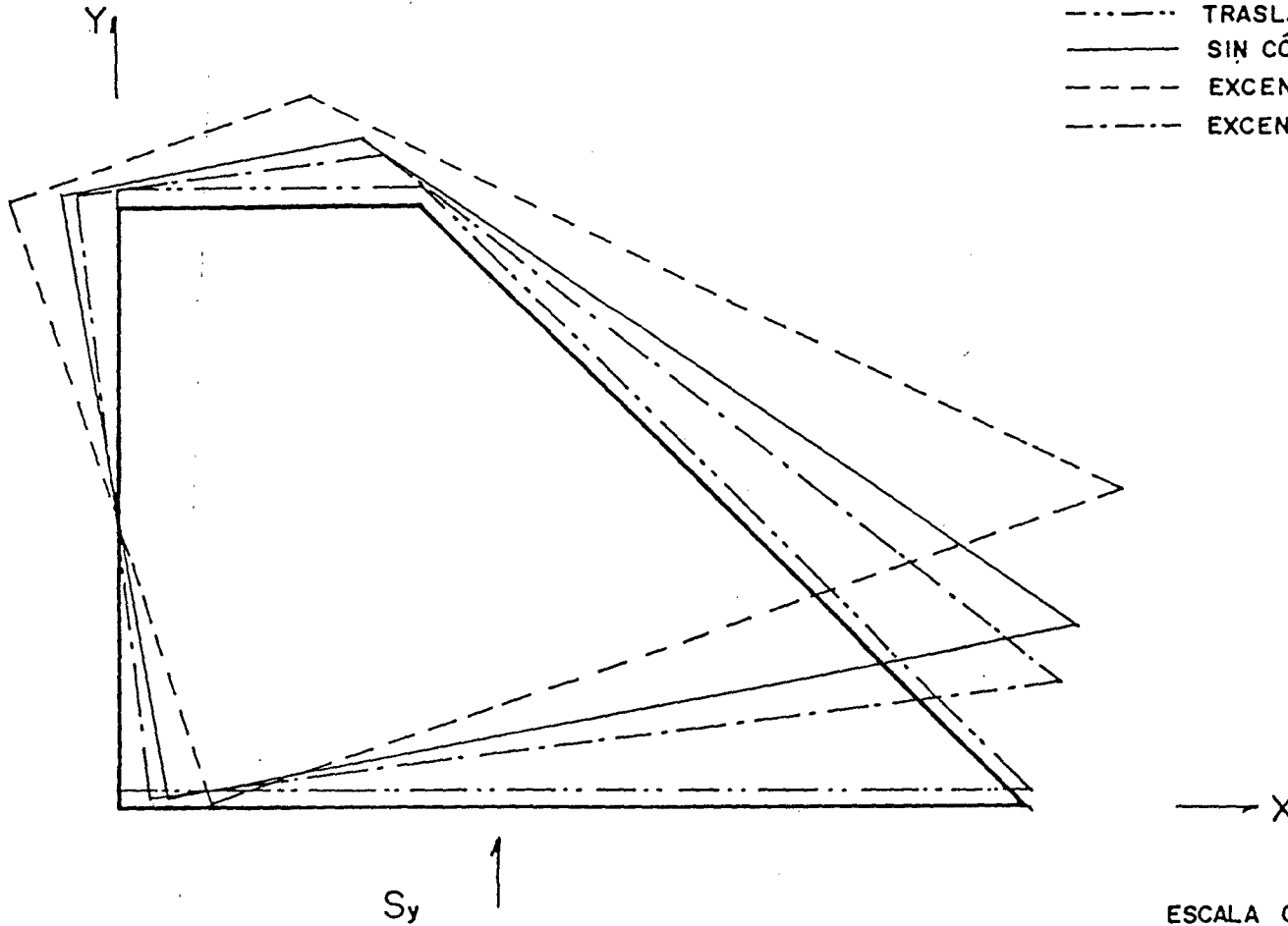


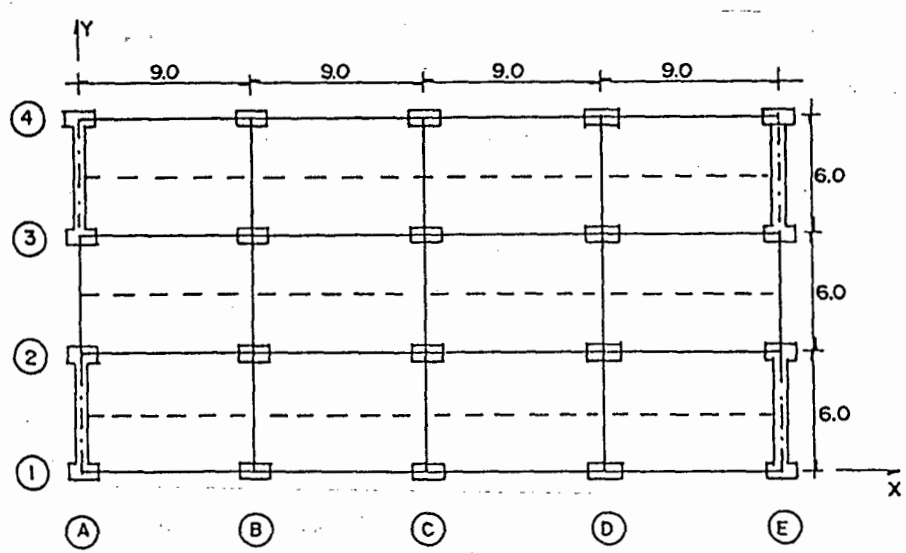
FIG 2.5 COMPARACIÓN DE DEFORMADAS DE LA PLANTA DEL NIVEL 10 CON Y SIN LOS EFECTOS DE LAS EXCENTRICIDADES TORSIONALES DE DISEÑO, SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Se determinan los efectos de la interacción suelo-estructura en un edificio regular de diez niveles. Se ilustra cómo definir el espectro para diseño sísmico, conocido el periodo dominante más largo del sitio de interés, T_s (fig 3.2 y tabla 3.1); se muestra el cálculo del valor aproximado del periodo fundamental de vibración, incluyendo las contribuciones provenientes de interacción suelo-estructura debidas al desplazamiento horizontal y rotación de la base de la construcción (tabla 3.2 y fig 3.3). Asimismo, se presenta cómo determinar los elementos elásticos (resortes) de rigideces K_x y K_r , que simulan la flexibilidad del terreno; para ello se recurre al artificio de modelación estructural con un entrepiso ficticio cuyas propiedades de vigas y columnas corresponden a la rigidez y masa de la cimentación (fig 3.4).

2 **DATOS**

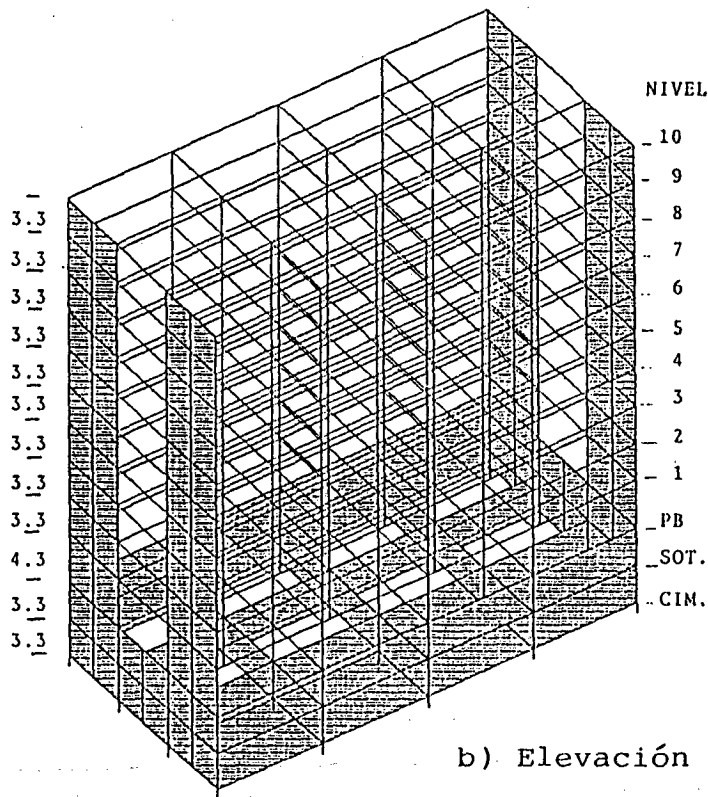
	<u>Vigas</u>	Sección (cmxcm)
—	Principales	40x100
- - -	Secundarias	35x70

Espesor de losas:
10 cm



	<u>Columnas</u>	Sección (cmxcm)
	Exteriores (todas)	120x60
	Interiores (Hasta nivel 4)	120x60
		110x60
		(Entrepisos 5-7)
		100x60
		(Entrepisos 8-10)

a) Planta tipo



<u>Muros y</u> <u>contratrabes</u>	Espesor (cm)
Cajón	50
Hasta nivel 4	40
Entrepisos 5-7	35
Entrepisos 8-10	30

Dimensiones en m, si no se indica otra cosa

Los claros son entre ejes

Las alturas son de piso a piso de losa

FIG 3.1 PROPIEDADES ESTRUCTURALES

DIEZ NIVELES + CAJÓN DE CIMENTACIÓN + PILOTES DE FRICCIÓN

EDIFICIO PARA OFICINAS

GRUPO A

ZONA III (COMPRESIBLE)

$$Q = 2$$

$$\gamma_p \leq 0.006$$

$$T_s = 2.0 \text{ s}$$

$$H = 40 \text{ m}$$

CONCRETO CLASE 1: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

CONSTANTES

$$E_c = 14,000 \sqrt{250} = 221,360 \text{ kg/cm}^2 = 221.36 \text{ t/cm}^2$$

$$4 \quad I_{\bar{x}} = \frac{18^3(36)}{12} = 17,496 \text{ m}^4$$

$$I_{\bar{y}} = \frac{18(36^3)}{12} = 69,984 \text{ m}^4$$

$$A = 18 \times 36 = 648 \text{ m}^2$$

$$5 \quad R_x = (A/\pi)^{1/2}$$

$$R_x = (648/\pi)^{1/2} = 14.36 \text{ m}$$

$$6 \quad R_r = (4I/\pi)^{1/4}$$

$$R_r \text{ (Longitudinal)} = [4(69,984)/\pi]^{1/4} = 17.26 \text{ m}$$

$$R_r \text{ (Transversal)} = [4(17,496)/\pi]^{1/4} = 12.22 \text{ m}$$

$$7 \quad G = 2 (H/T_s)^2$$

$$G = 2(40/2)^2 = 800 \text{ t/m}^2$$

$$8 \quad K_x = 8GR_x$$

$$K_x = 8 (800) (14.36) = 91,904 \text{ t/m}$$

$$9 \quad K_r = 11 GR^3,$$

$$K_r (\text{Longitudinal}) = 11 (800) (17.26)^3 = 45,406,067 \text{ t-m/rad}$$

$$K_r (\text{Transversal}) = 11 (800) (12.22)^3 = 16,058,179 \text{ t-m/rad}$$

10 ESPECTROS MODIFICADOS PARA DISEÑO SISMICO

Conocido $T_s = 2 \text{ s}$, para estructuras del grupo A y zona III:

$$T_s = 0.35 T_s = 0.7 \text{ s} > 0.64 \text{ s}, \text{ se utiliza } T_s = 0.7 \text{ s}$$

$$T_b = 1.2 T_s = 1.2(2) = 2.4 \text{ s}$$

$$C = \frac{1.5(1.6) T_s}{4 + T_s^2} = \frac{1.5(1.6)(2)}{4 + 2^2} = 0.6$$

La fig 3.2 muestra la comparación de los espectros para diseño sísmico para $Q = 1$ y $Q = 2$ para los casos en que se desconoce y se conoce T_x . La tabla 3.1 presenta los cálculos.

11. CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL, T_1

$$T_1 = [T_0^2 + T_x^2 + T_x^2]^{1/2}$$

T_0 = Periodo fundamental, base rígida (empotramiento en PB)

CÁLCULO DE T_x

Suponiendo que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_x (en t/m), entonces:

$$T_x = 2\pi (W'_0 / gK_x)^{1/2} \text{ (segundos)}$$

donde

W'_0 = Peso neto de la construcción en el nivel de desplante = valor de W_0 en el nivel de desplante de la estructura, incluyendo el peso de la cimentación menos el peso del suelo desplazado en el nivel de desplante

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

$$W'_o = 11,226 - (6.6 \times 18 \times 36)1.5 = 4,811 \text{ t}$$

$$0.7 W_o = 0.7(11,226) = 7,859 \text{ t}$$

Como W'_o resulta menor que $0.7W_o$, se utiliza $W'_o = 7,859 \text{ t}$, tal que sustituyendo valores:

$$T_x = 2\pi [(7,859)/(9.81 \times 91,904)]^{1/2} = 0.59 \text{ s}$$

CÁLCULO DE T_r

Suponiendo ahora que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez K_r (en t-m/rad), se tiene que:

$$T_r = 2\pi (J/gK_r)^{1/2} \text{ (segundos)}$$

donde

J = Momento de inercia neto del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base y perpendicular a la dirección que se analiza, descontando el momento de inercia del peso del suelo desplazado por la estructura

$$J = W_o h_{cg}^2 - W_{suelo} (\text{profundidad desplante}/2)^2$$

$$J = (11,226) (18.32)^2 - (6.6 \times 18 \times 36) (1.5) \left(\frac{6.6}{2} \right)^2 = 3,697,990 \text{ t-m}^2$$

$$0.7 J_o = 0.7 (W_o h_{cg}^2) = 0.7 (11,226) (18.32)^2 = 2,637.496 \text{ t-m}^2$$

Como J resulta mayor que $0.7J_o$, se utiliza $J = 3,697,990 \text{ t-m}^2$.

Sustituyendo valores,

$$T_r (\text{Longitudinal}) = 2\pi [(3,697,990)/(9.81) (45,406,067)]^{1/2} = 0.57 \text{ s}$$

$$T_r (\text{Transversal}) = 2\pi [(3,697,990)/(9.81) (16,058,179)]^{1/2} = 0.96 \text{ s}$$

CÁLCULO DE T_r

Conocidos T_o (base fija), T_x y T_y ,

$$T_r (\text{Longitudinal}) = (0.82^2 + 0.59^2 + 0.57^2)^{1/2} = 1.16 \text{ s}$$

$$T_r (\text{Transversal}) = (0.61^2 + 0.59^2 + 0.96^2)^{1/2} = 1.28 \text{ s}$$

Los periodos fundamentales de vibración en las direcciones longitudinal y transversal del edificio con base fija se obtuvieron a partir del modelo tridimensional de la estructura. Para incluir en los análisis los efectos de la flexibilidad de la base se incluyó en la cimentación un piso ficticio, con columnas de propiedades equivalentes que simulan la rigidez lineal y angular del terreno.

13

CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS PARA LOS MIEMBROS DEL PISO FICTICIO

EFECTOS DE LA RIGIDEZ LINEAL DEL TERRENO

$$K_x = \sum_{i=1}^n \frac{12E_i I_i}{L^3}$$

I_i es el momento de inercia de las columnas ficticias. Para $E_i = E$, $I_i = I$ y n columnas, resulta

$$I = \frac{K_x L^3}{n(12E)}$$

Sustituyendo valores (ver fig 3.4),

$$I = [(91,904) (1)^3] / [(20)(12)(2,213,600)] = 0.000173 \text{ m}^4$$

$$I = 17,300 \text{ cm}^4$$

EFECTOS DE LA RIGIDEZ ANGULAR DEL TERRENO

$$K_r = \sum_{i=1}^n \delta_i \frac{A_i E_i}{L} X_i$$

Para $A_i = A$, $E_i = E$,

$$A = A_x = \frac{K_r L}{E \sum_{i=1}^n \delta_i X_i}$$

Sustituyendo valores (ver fig 3.4) para ambas direcciones, se tiene que:

$$A_x \text{ (Longitudinal)} = \frac{45,406,067 (1)}{2,213,600 (56.56)}$$

$$A_x \text{ (Longitudinal)} = 0.3627 \text{ m}^2 = 3,627 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ (Transversal)} = \frac{16,058,179 (1)}{2,213,600 (15.71)}$$

$$A_x \text{ (Transversal)} = 0.4618 \text{ m}^2 = 4,618 \text{ cm}^2$$

14

RESULTADOS ANALÍTICOS Y COMPARACIONES

PERIODOS (tabla 3.3)

Se presentan los periodos de vibración del edificio con y sin los efectos de la interacción suelo-estructura, así como también con y sin la influencia de las deformaciones axiales de las columnas, para fines comparativos. En la dirección transversal los efectos de la interacción son más importantes.

Al comparar los resultados analíticos con los determinados mediante la fórmula aproximada de las NTC-S, para la dirección longitudinal se observa muy buena congruencia (1.12 s contra 1.16 s); para la dirección corta el valor con fórmula parece sobrevaluar el periodo (1.27 s contra 0.97 s).

15 DESPLAZAMIENTOS (tablas 3.4 y 3.5, figs 3.5 a 3.7)

Se tienen los resultados de desplazamientos laterales máximos totales y los de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, con y sin la influencia de la interacción suelo-estructura y de las deformaciones axiales de los miembros estructurales verticales, para fines comparativos. La revisión ante el valor permisible de 0.006 debe hacerse con los resultados que no incluyen los efectos de las deformaciones axiales de las columnas, pero determinados con las fuerzas sísmicas dinámicas F_i que se calcularon a partir del análisis con la influencia de la interacción y de las deformaciones axiales de dichos miembros estructurales verticales.

La estructura en la dirección longitudinal resulta más flexible, lo que concuerda con los resultados de los periodos de vibración.

Con los efectos de interacción suelo-estructura se incrementan los desplazamientos con respecto a los calculados bajo la hipótesis de que la estructura se apoya rígidamente en su base; ocurre lo mismo con los periodos de vibración.

16 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO (tablas 3.6 y 3.7, figs 3.8 y 3.9)

En los entrepisos inferiores se tienen mayores diferencias entre la condición de base fija y base flexible, resultando mayores para esta última condición de apoyo.

Para el edificio del ejemplo no se tienen cambios importantes en las fuerzas del modelo con y sin la influencia de los efectos de las deformaciones axiales de las columnas.

COMENTARIOS

1. El ejemplo está basado en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S).

Se utilizó el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$ sólo para fines de aplicación. Tal vez en una estructura nueva de este tipo convendría $Q = 3$. Depende de que se cumplan ciertas condiciones.

Se muestran comparaciones de respuestas sísmicas del ejemplo, con y sin la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura (tablas 3.3 a 3.7 y figs 3.5 a 3.9).

2. Las escuadrías propuestas de vigas, columnas y muros son las necesarias para que las deformaciones laterales de entrepiso debidas a fuerza cortante (sin la influencia de las deformaciones axiales de columnas), incluyendo los efectos de interacción suelo-estructura, resultaran del orden de 0.006 veces la altura de entrepiso (art 209 del Reglamento); se obtuvieron por tanteos a partir del análisis bajo fuerzas laterales.
3. La estructura se considera ubicada en un sitio en que se conoce el periodo dominante más largo del terreno, T_s , y la profundidad de los depósitos firmes profundos en dicho sitio, H .
4. A es el área de la superficie neta de cimentación; $I_{\bar{x}}$, $I_{\bar{y}}$ los momentos de inercia de dicha superficie con respecto a sus ejes centroidales, perpendiculares a la dirección que se analiza, respectivamente.
5. R_x y R_y son los radios equivalentes para el cálculo de K_x y K_y , respectivamente.

-
6. R_l (Longitudinal) y R_t (Transversal) son los radios equivalentes para incluir los efectos de la interacción suelo-estructura debidos a la rotación de la base de la construcción en las direcciones larga y corta del edificio, respectivamente.
 7. Es el módulo de rigidez del suelo, en t/m^2 .
 8. Valor definido en la tabla A7.1 de las NTC-S para la zona III, para una profundidad de desplante mayor de 3 m.
 9. Valor definido en la tabla A7.1 para estructuras cimentadas sobre pilotes de fricción, zona III y profundidad de desplante mayor de 3 m.
 10. El edificio se ubica en un sitio fuera de las partes sombreadas de la figura de las NTC-S en que se muestra la subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición (sección A4). Las ordenadas de los espectros de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, se especifican según la sección 3.
 11. T_f es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza, corregido por la interacción con el suelo; T_o , el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida; T_x , el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza, y T_r es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza (sección A7 de las NTC-S).

12. La altura (h_{cg}) del centro de gravedad de los diferentes pesos de la construcción se obtiene de la relación $h_{cg} = \Sigma Wh/W_o$, donde las diferentes variables utilizadas se entienden con la ayuda de la tabla 3.2. Para la masa del suelo desplazada se supone que el centro de gravedad se localiza en el centro de la profundidad de desplante; esto es, $6.6/2 = 3.3$ m. El peso volumétrico del suelo se considera de 1.5 t/m^3 .
13. Algunos programas de computadora permiten considerar de manera explícita los resortes que simulan la flexibilidad del terreno. Cuando este no es el caso se puede recurrir a artificios de modelación estructural como puede ser un entrepiso ficticio.

Para el caso de la rigidez lineal se da al entrepiso un desplazamiento unitario en la dirección de análisis (fig 3.4). La suma de las fuerzas ocasionadas en las columnas de la estructura debe ser igual al valor de K_x . De esta condición se obtiene el valor del momento de inercia, I , de las columnas.

Para simular la rigidez angular del terreno se procede de manera similar: se da un giro unitario al entrepiso (fig 3.4), ocasionando así fuerzas verticales en cada columna, cuyos momentos con respecto al centro de giro (para cada dirección de análisis) deben ser igual a la rigidez K_r . De esta igualdad se obtiene el valor de las áreas transversales de las columnas de los marcos.

El programa de análisis estructural empleado permite simular la rigidez lateral del terreno mediante la definición de resortes con propiedades elásticas, o también con la ayuda del entrepiso ficticio; para ilustrar el procedimiento se procedió a considerar la interacción mediante el modelo comentado anteriormente.

14. Los resultados analíticos se obtuvieron con computadora con base en el modelo matemático tridimensional del edificio, con y sin la influencia de la interacción suelo-estructura. Las respuestas se calcularon con y sin los efectos de las deformaciones axiales de las columnas para hacer ver su influencia en la revisión del estado límite de servicio (desplazamientos relativos de entrepiso); esta revisión debe hacerse sin considerar los acortamientos o alargamientos de las columnas.

Se propone que para revisar la condición de servicio se analice el modelo restringiendo las deformaciones axiales de las columnas, pero ante las fuerzas sísmicas F_i del análisis con los efectos de dichas deformaciones.

Estos resultados se determinaron con el espectro modificado por efectos de interacción, reducido en sus ordenadas espectrales por el factor Q' ; no se notaron diferencias al comparar los valores de desplazamientos laterales y fuerzas cortantes de entrepiso calculados con el espectro modificado (T_s se conoce) y sin modificar (T_s se desconoce).

15. Ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, según la sección 4 de las NTC-S.

16. Son resultados de los análisis sísmicos con el espectro modificado por interacción (se conoce T_s), con ordenadas espectrales reducidas por el factor Q' . Estas fuerzas se determinaron según el siguiente procedimiento:

Primero se hizo un análisis sísmico dinámico modal espectral, incluidos los efectos de las deformaciones axiales de columnas (caso A). De este análisis se obtuvieron unas fuerzas sísmicas dinámicas F_i , dependientes de los diferentes modos de vibrar de cada dirección del edificio.

Posteriormente, con las fuerzas F_i del caso A, se hizo un análisis sísmico estático, restringiendo las deformaciones axiales de las columnas (caso C). Los resultados de este análisis sirvieron para revisar el estado límite de servicio (desplazamientos).

Las respuestas del caso B se obtuvieron con base en un análisis sísmico dinámico modal espectral, restringidas las deformaciones axiales de las columnas, para fines de compararse con el procedimiento anterior. En los resultados del caso B está presente la influencia implícita de los modos de vibrar más rígidos (no se están incluyendo los acortamientos y alargamientos de las columnas), con respecto de la estructura del caso A. Las diferencias en respuesta entre un modelo y otro no resultan importantes para fines prácticos.

TABLA 3.1 CÁLCULO DE LAS ORDENADAS DE ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO A, ZONA III, $Q = 1$ Y 2 , T_s CONOCIDO Y DESCONOCIDO

T (s)	$T_s = 2$ s (Conocido)			T_s (Desconocido)		
	$Q = 1$	$Q = 2$		$Q = 1$	$Q = 2$	
	a	Q'	a/Q'	a	Q'	a/Q'
0.0	0.150	1.000	0.150	0.150	1.00	0.150
0.1	0.214	1.143	0.188	0.225	1.167	0.193
0.2	0.279	1.286	0.217	0.300	1.333	0.225
0.3	0.343	1.429	0.240	0.375	1.500	0.250
0.4	0.407	1.571	0.259	0.450	1.667	0.270
0.5	0.471	1.714	0.275	0.525	1.833	0.286
0.6	0.536	1.857	0.289	0.600	2.000	0.300
0.7	0.600	2.000	0.300	0.600	2.000	0.300
2.4	0.600	2.000	0.300	0.600	2.000	0.300
2.5	0.576	2.000	0.288	0.600	2.000	0.300
2.7	0.533	2.000	0.267	0.600	2.000	0.300
2.9	0.497	2.000	0.248	0.600	2.000	0.300
3.1	0.465	2.000	0.232	0.600	2.000	0.300
3.3	0.436	2.000	0.218	0.600	2.000	0.300
3.5	0.411	2.000	0.206	0.600	2.000	0.300
3.7	0.389	2.000	0.195	0.600	2.000	0.300
3.9	0.369	2.000	0.185	0.600	2.000	0.300
4.0	0.360	2.000	0.180	0.585	2.000	0.293

Ordenadas espectrales entre la aceleración de la gravedad (sección 3 de las NTC-S):

$$a = (1 + 3T / T_a) \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T_a < T < T_b$$

$$a = (T_b / T)' c \quad \text{si } T > T_b$$

T_s conocido:
 $T_a = 0.7$ s
 $T_b = 2.4$ s
 $r = 1.0$
 $c = 0.4 \times 1.5 = 0.6$
 $Q = 2.0$

Factor reductivo (sección 4 de las NTC-S):

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T \quad \text{o} \quad \text{si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + (T / T_a) (Q-1) \quad \text{si } T < T_a$$

T_s desconocido:
 $T_a = 0.6$ s
 $T_b = 3.9$ s
 $r = 1.0$
 $c = 0.4 \times 1.5 = 0.6$
 $Q = 2.0$

TABLA 3.2 CÁLCULO DE LA ALTURA (h_{cg}) del CENTRO DE GRAVEDAD DE LOS DIFERENTES PESOS DE LA CONSTRUCCIÓN

Nivel	Entre-piso	h_i (m)	H_i (m)	W_i (t)	$W_i H_i$ (t-m)
10			40.60	633.1	25,704.3
	10	3.3			
9			37.30	767.3	28,618.8
	9	3.3			
8			34.00	77.03	26,190.2
	8	3.3			
7			30.70	773.3	23,741.2
	7	3.3			
6			27.40	777.1	21,292.3
	6	3.3			
5			24.10	780.8	18,818.2
	5	3.3			
4			20.80	784.6	16,319.7
	4	3.3			
3			17.50	788.9	13,806.9
	3	3.3			
2			14.20	789.7	11,213.6
	2	3.3			
1			10.90	819.8	8,935.8
	1	4.3			
PB			6.60	943.8	6,228.9
	PB	3.3			
Sótano			3.30	1,447.4	4,776.5
	Sótano	3.3			
Ciment.			-	1,150.3	-
Sumas				11,226.5	205,646.6

$$h_{cg} = \frac{205,646.6}{11,226.5} = 18.32 \text{ m} = 0.45 \text{ (altura total)}$$

TABLA 3.3 COMPARACIÓN DE PERIODOS NATURALES DE VIBRACIÓN CON Y SIN LOS EFECTOS DE:
 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, Y 2) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS

Dirección	Modo	Periodo de vibración, T_i (s)			
		Empotramiento en PB (base rígida)		Base flexible	
		Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
Longitudinal (X)	1	0.820	0.809	1.121	1.114
	2	0.262	0.259	0.414	0.411
Transversal (Y)	1	0.608	0.578	0.968	0.825
	2	0.134	0.133	0.387	0.227
Torsión (\ominus)	1	0.405	0.391	0.453	0.260
	2	0.088	0.087	0.111	0.059

Base rígida : Empotramiento en planta baja (PB)

Base flexible : Efectos de la interacción suelo-estructura

(Periodos calculados con fórmula para base flexible: $T_{1x} = 1.165$ s; $T_{1y} = 1.27$ s)

Caso A: Resultados del modelo tridimensional, con los efectos de las deformaciones axiales, de cortante y de flexión en los miembros estructurales

Caso B: Resultados del modelo tridimensional, sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

TABLA 3.4

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS TOTALES Y DE RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURA DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE:
 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, Y 2) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS, SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Nivel o entepiso	Empotramiento en PB (Base rígida)						Base flexible					
	Caso A		Caso B		Caso C		Caso A		Caso B		Caso C	
	Δ_x	$\Delta_{x,r}/h$	Δ_x	$\Delta_{x,r}/h$	Δ_x	$\Delta_{x,r}/h$	Δ_x	$\Delta_{x,r}/h$	Δ_x	$\Delta_{x,r}/h$	Δ_x	$\Delta_{x,r}/h$
10	13.06	0.0013	12.66	0.0012	12.64	0.0012	25.20	0.0015	24.72	0.0012	23.92	0.0013
9	12.64	0.0020	12.28	0.0018	12.26	0.0019	24.72	0.0022	24.32	0.0021	23.50	0.0021
8	11.98	0.0028	11.68	0.0027	11.64	0.0027	24.00	0.0031	23.64	0.0029	22.82	0.0030
7	11.04	0.0036	10.80	0.0034	10.74	0.0034	22.98	0.0039	22.68	0.0038	21.82	0.0038
6	9.86	0.0042	9.68	0.0041	9.62	0.0041	21.68	0.0047	21.44	0.0046	20.56	0.0047
5	8.46	0.0048	8.32	0.0047	8.26	0.0047	20.12	0.0055	19.92	0.0053	19.02	0.0054
4	6.88	0.0053	6.78	0.0052	6.72	0.0051	18.30	0.0062	18.16	0.0060	17.24	0.0061
3	5.14	0.0055	5.08	0.0053	5.04	0.0053	16.26	0.0067	16.18	0.0066	15.24	0.0066
2	3.34	0.0053	3.32	0.0053	3.28	0.0053	14.06	0.0070	14.00	0.0070	13.06	0.0069
1	1.58	0.0037	1.56	0.0036	1.54	0.0036	11.74	0.0065	11.70	0.0064	10.78	0.0064
PB	----	----	----	----	----	----	8.94	0.0038	8.94	0.0038	8.02	0.0038
Sótano	----	----	----	----	----	----	7.68	0.0013	7.70	0.0013	6.78	0.0013
Cimentación	----	----	----	----	----	----	7.24	----	7.26	----	6.34	----

Δ : Desplazamiento horizontal máximo total (multiplicado por Q), en cm

Δ_r : Desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos

PB : Planta baja; h: altura de entepiso

Caso A : Resultados de un análisis sísmico dinámico modal espectral, con efectos de las deformaciones axiales, de cortante y de flexión en los miembros estructurales

Caso B : Resultados de un análisis sísmico dinámico modal espectral, sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

Caso C : Resultados de un análisis sísmico estático (con las fuerzas F_i del caso A), sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

TABLA 3.5 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS TOTALES Y DE RELACIONES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE ALTURA DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE:
1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, Y 2) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS, SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Nivel o entrepiso	Empotramiento en PB (base rígida)						Base flexible					
	Caso A		Caso B		Caso C		Caso A		Caso B		Caso C	
	Δ_Y	Δ_Y/h	Δ_Y	Δ_Y/h	Δ_Y	Δ_Y/h	Δ_Y	Δ_Y/h	Δ_Y	Δ_Y/h	Δ_Y	Δ_Y/h
10	8.14	0.0028	7.26	0.0024	7.36	0.0025	20.30	0.0036	11.64	0.00061	10.16	0.00067
9	7.22	0.0030	6.46	0.0025	6.54	0.0026	19.10	0.0038	11.44	0.00073	9.94	0.00079
8	6.24	0.0030	5.62	0.0026	5.68	0.0026	17.84	0.0040	11.20	0.00073	9.68	0.00079
7	5.26	0.0030	4.76	0.0027	4.82	0.0027	16.52	0.0041	10.96	0.00085	9.42	0.00091
6	4.28	0.0029	3.88	0.0025	3.94	0.0026	15.18	0.0041	10.68	0.00085	9.12	0.00091
5	3.32	0.0027	3.04	0.0025	3.08	0.0025	13.84	0.0041	10.40	0.00085	8.82	0.00103
4	2.42	0.0024	2.22	0.0022	2.26	0.0023	12.50	0.0039	10.12	0.00097	8.48	0.00097
3	1.62	0.0021	1.50	0.0019	1.50	0.0019	11.22	0.0035	9.80	0.00091	8.16	0.00097
2	0.92	0.0016	0.86	0.0015	0.86	0.0015	10.06	0.0031	9.50	0.00103	7.84	0.00109
1	0.38	0.0009	0.36	0.0008	0.36	0.0008	9.04	0.0030	9.16	0.00107	7.48	0.00107
PB	----	----	----	----	----	----	8.06	0.0010	8.70	0.00067	7.02	0.00067
Sótano	----	----	----	----	----	----	7.72	0.0007	8.48	0.00067	6.80	0.00067
Cimentación	----	----	----	----	----	----	7.50	----	8.26	----	6.58	----

Δ : Desplazamiento horizontal máximo total (multiplicando por Q), en cm

Δ_Y : Desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos

PB : Planta baja; h : altura de entrepiso

Caso A : Resultados en un análisis sísmico dinámico modal espectral con efectos de las deformaciones axiales, de cortante y de flexión en los miembros estructurales

Caso B : Resultados de un análisis sísmico dinámico modal espectral, sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

Caso C : Resultados de un análisis sísmico estático (con las fuerzas F_i del caso A), sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

TABLA 3.6 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE: 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, Y 2) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS, SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Entrepiso	Fuerza cortante de entrepiso, V_x (t)			
	Empotramiento en PB (Base rígida)		Base flexible	
	Caso A = Caso C	Caso B	Caso A = Caso C	Caso B
10	261.24	259.38	267.75	265.86
9	556.84	554.07	582.81	579.56
8	831.32	828.78	885.43	881.69
7	1081.51	1080.03	1171.43	1167.94
6	1304.75	1304.87	1438.05	1435.43
5	1497.95	1499.90	1683.06	1681.75
4	1657.86	1661.63	1904.89	1905.18
3	1781.34	1786.68	2102.71	2104.72
2	1864.48	1870.96	2274.62	2278.34
1	1907.08	1914.20	2425.57	2430.92
PB	-----	-----	2561.39	2568.37
Sótano	-----	-----	2749.62	2758.83

PB: Planta baja

Caso A: Resultados de un análisis sísmico dinámico modal espectral, con efectos de las deformaciones axiales, de cortante y de flexión en los miembros estructurales

Caso B: Resultados de un análisis sísmico dinámico modal espectral, sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

Caso C: Resultados de un análisis sísmico estático (con las fuerzas F_i del caso A), sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

TABLA 3.7 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE: 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, Y 2) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS, SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Entrepiso	Fuerza cortante de entrepiso, V_y (t)			
	Empotramiento en PB (Base rígida)		Base flexible	
	Caso A = Caso C	Caso B	Caso A = Caso C	Caso B
10	298.07	293.74	290.92	223.36
9	603.23	595.88	618.60	488.94
8	859.17	850.61	921.79	749.74
7	1072.93	1064.51	1200.14	1005.35
6	1248.58	1241.12	1453.86	1255.47
5	1389.62	1383.46	1683.66	1499.92
4	1498.07	1493.20	1890.70	1738.27
3	1575.98	1572.20	2077.19	1970.65
2	1625.22	1622.21	2244.85	2195.66
1	1649.84	1647.27	2402.86	2421.12
PB	-----	-----	2567.80	2667.77
Sótano	-----	-----	2817.12	3037.08

PB: Planta baja

- Caso A: Resultados de un análisis sísmico dinámico modal espectral, con efectos de las deformaciones axiales, de cortante y de flexión en los miembros estructurales
- Caso B: Resultados de un análisis sísmico dinámico modal espectral, sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas
- Caso C: Resultados de un análisis sísmico estático (con las fuerzas F_i del caso A), sin los efectos de las deformaciones axiales en las columnas

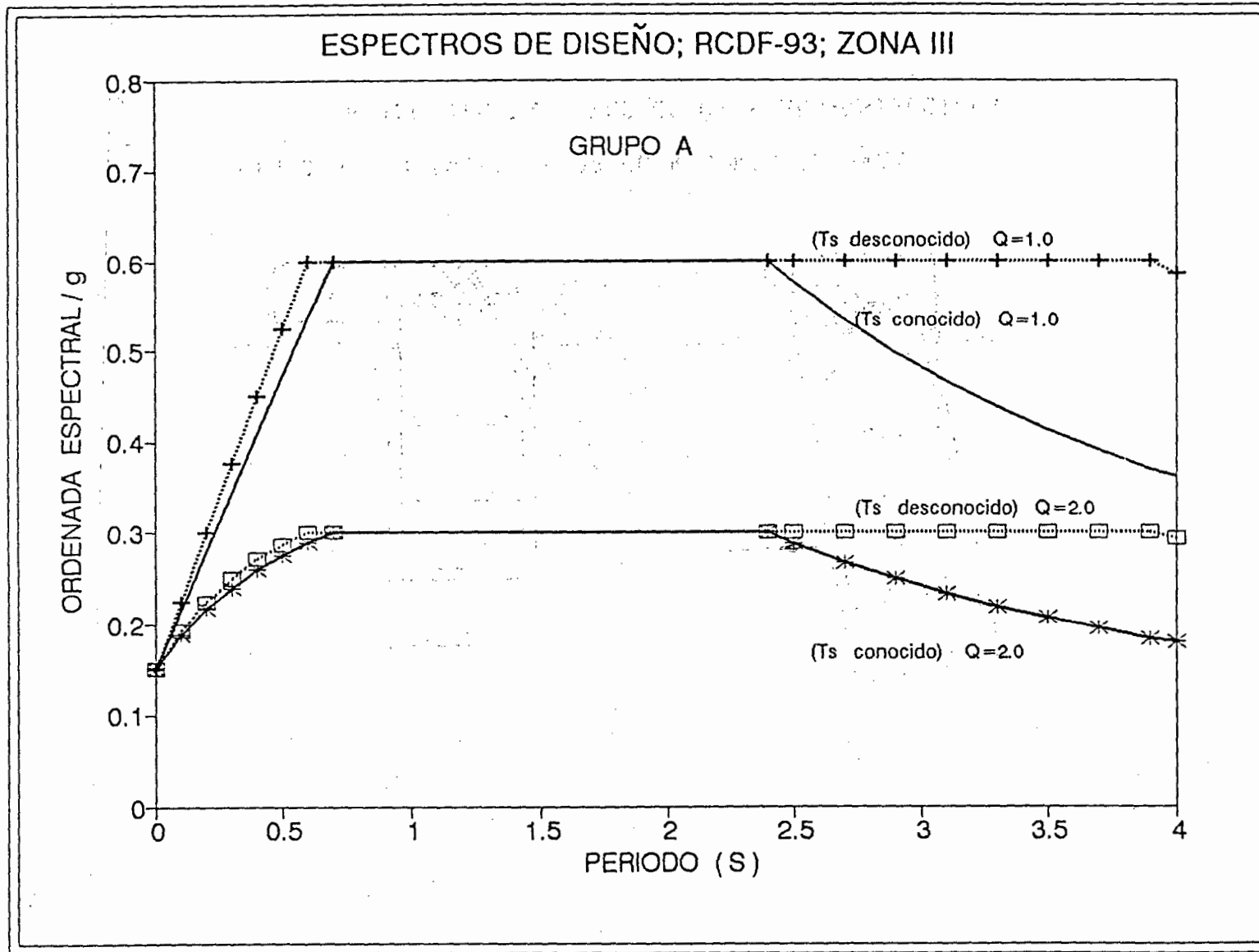


FIG 3.2 ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA $Q = 1$ Y $Q = 2$, ZONA III (COMPRESIBLE), GRUPO A; T_s CONOCIDO Y DESCONOCIDO

EJEMPLO 3; NTC-SISMO-RCDF93
 ZONA III; Q= 2; GRUPO A

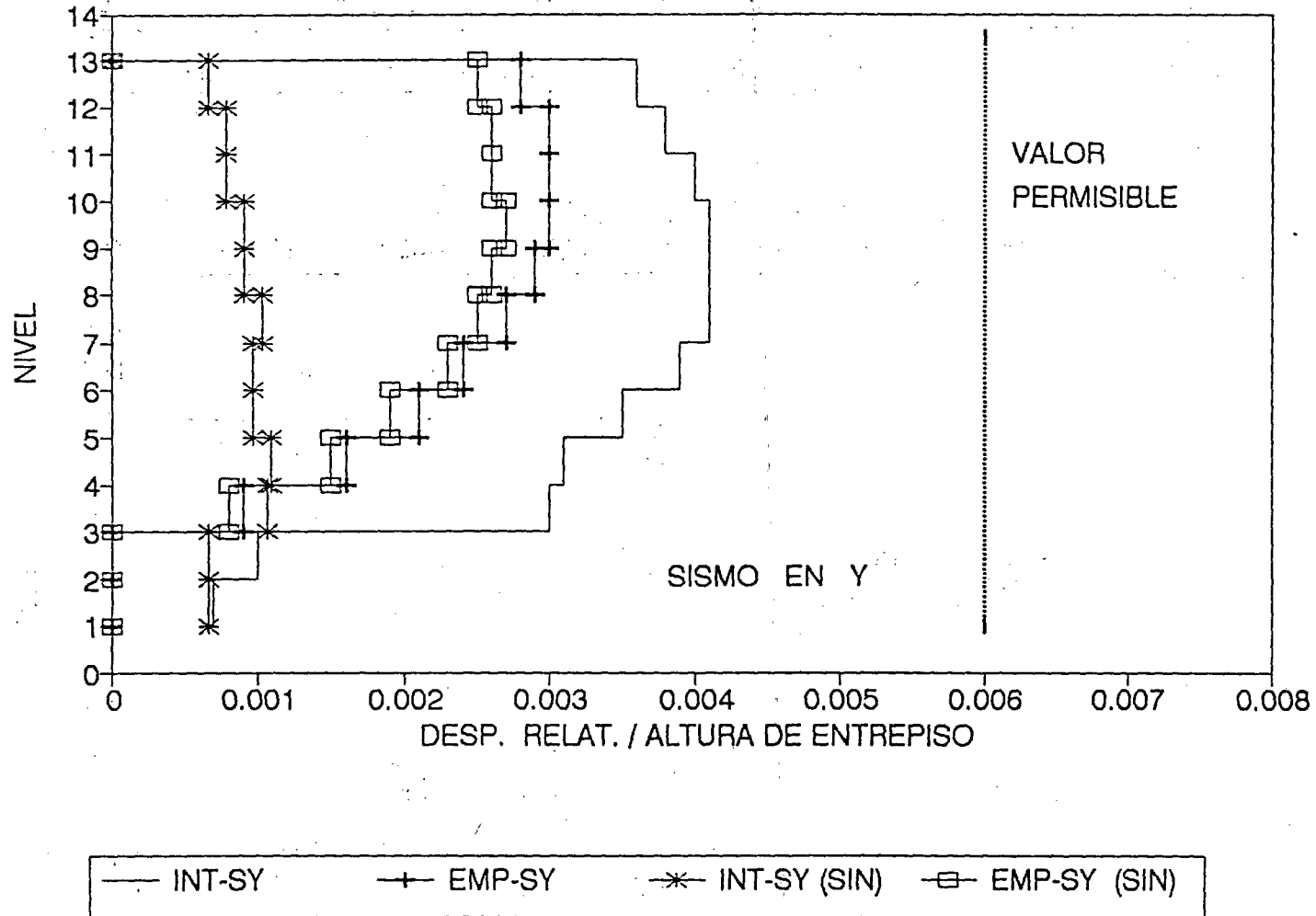


FIG 3.7 COMPARACIÓN DE RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y DE LAS DEFORMACIONES AXIALES DE COLUMNAS, SISMO EN Y

EJEMPLO 3; NTC-SISMO-RCDF93
ZONA III; Q= 2; GRUPO A

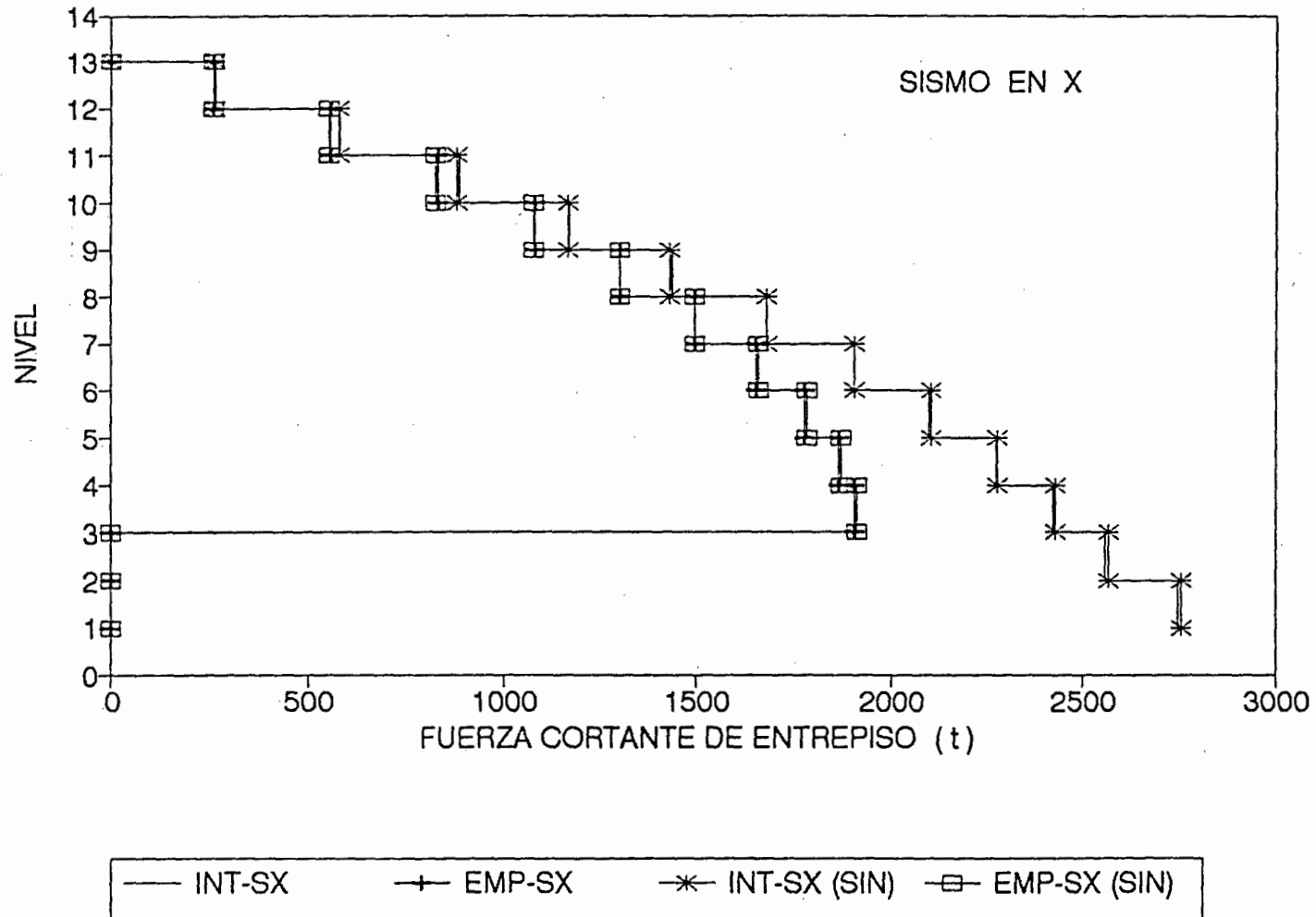


FIG 3.8 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE LAS DEFORMACIONES AXIALES DE COLUMNAS, SISMO EN LA DIRECCIÓN X

EJEMPLO 3; NTC-SISMO-RCDF93
 ZONA III; Q= 2; GRUPO A

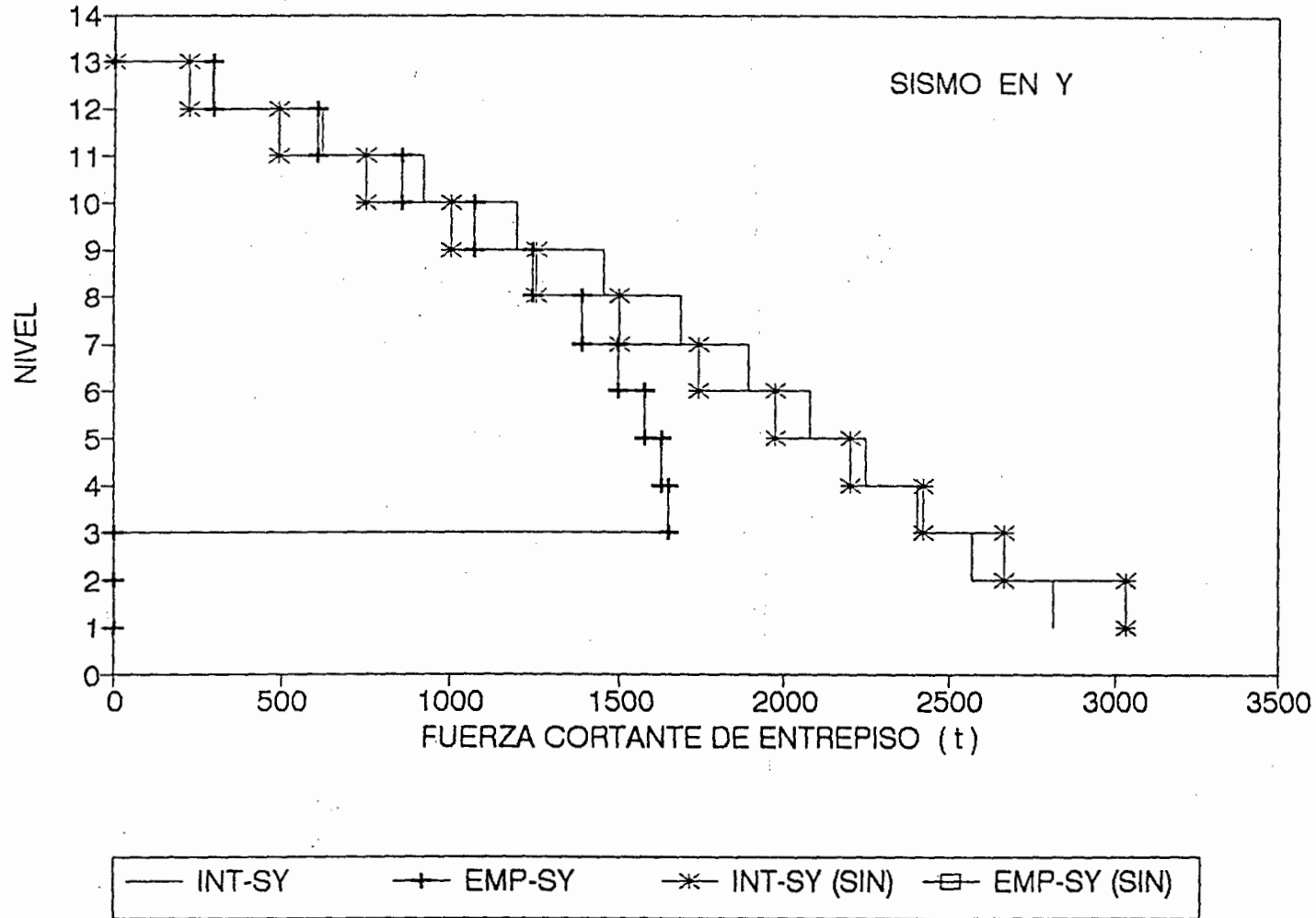
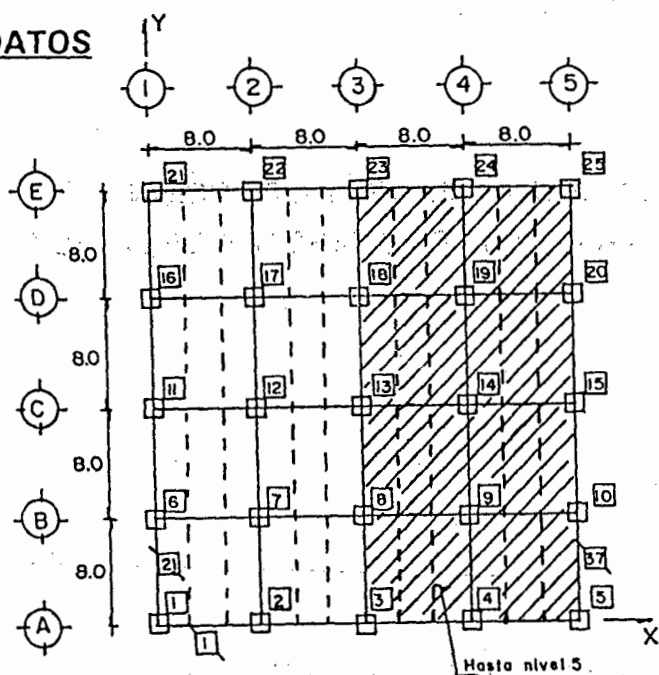


FIG 3.9 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE LAS DEFORMACIONES AXIALES DE COLUMNAS, SISMO EN DIRECCIÓN Y

Se ilustra cómo definir el espectro para diseño sísmico, conocido el periodo dominante más largo del sitio de interés, T_s (fig 4.2 y tabla 4.1). Se muestra el cálculo del valor aproximado del periodo fundamental de vibración, incluyendo las contribuciones provenientes de interacción suelo-estructura debidas al desplazamiento horizontal y a la rotación de la base de la construcción (fig 4.3 y tabla 4.2). Se presenta cómo determinar los elementos elásticos (resortes) de rigideces K_x y K_r , que simulan la flexibilidad del terreno; para ello se recurre al artificio de modelación estructural con un entrepiso ficticio cuyas propiedades de vigas y columnas corresponden a la rigidez y masa de la cimentación (fig 4.4), similar al que se utilizó en el ejemplo 3. Se ilustra también, el procedimiento paso a paso para determinar la posición de los centros de torsión, las excentricidades teóricas o calculadas ($e_c = e_s$), las excentricidades de diseño $E_{d1} = 1.5 e_c + 0.1 b$ y $E_{d2} = e_c - 0.1 b$, y cómo tomar dichos efectos en programas de análisis estructural que no los consideren explícitamente, de forma similar al ejemplo 2; el tipo de análisis con que se calcularon las fuerzas sísmicas (traslación pura) fue mediante el método dinámico modal espectral (sección 9.1). Se hizo la revisión por cortante basal (sección 9.3) para asegurar que la fuerza cortante basal dinámica fuera al menos igual a $0.8 a W_o/Q'$ (tabla 4.3).

2 **DATOS**



a) Planta tipo

Vigas Sección (cm x cm)

Principales ——— 35x95
 Secundarias - - - - 30x70

Espesor de losas:

10 cm

Columnas Sección (cmxcm)

Hasta nivel 3 95x95
 Entrepisos 4-5 85x85
 Entrepisos 6-8 75x75
 Entrepisos 9-10 65x65

$$K_x = 8(703) (18.05) = 101,531 \text{ t/m}$$

$$11 \quad K_r = 11 GR_s^3$$

$$K_r = 11(703) (18.26)^3 = 47,089,876 \text{ t-m/rad (ambas direcciones)}$$

12 ESPECTROS MODIFICADOS PARA DISEÑO SÍSMICO

La estructura está ubicada en la parte sombreada de la fig 3.1 de las NTC-Sismo, pertenece al grupo B, y se conoce $T_s = 1.6 \text{ s}$:

$$c = 0.4$$

$$T_a = 0.35 T_s = 0.35 (1.6) = 0.56 \text{ s} < 0.64 \text{ s, se utiliza } T_a = 0.64 \text{ s}$$

$$T_b = 1.2 T_s = 1.2 (1.6) = 1.92 \text{ s}$$

$$r = 1$$

La fig 4.2 muestra la comparación de los espectros para diseño sísmico para $Q = 1$ y $Q = 3$ para los sitios en que se desconoce y se conoce T_s . La tabla 4.1 presenta los cálculos.

Para incluir los efectos de irregularidad que especifican las normas técnicas, las ordenadas espectrales, calculadas para $Q = 3$ en este ejemplo, se dividen entre el factor 0.8.

13 EFFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA14 CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL, T_1

$$T_1 = [T_o^2 + T_x^2 + T_r^2]^{1/2}$$

T_o = Periodo fundamental de la estructura para la condición de base rígida (empotramiento en PB).

CÁLCULO DE T_x

Se supone que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_x (en t/m).

$$T_x = 2\pi \cdot (W_o' / gK_x)^{1/2} \text{ (segundos)}$$

donde

W_o' = Peso neto de la construcción en el nivel de su desplante = valor de W_o en el nivel de desplante de la estructura, incluyendo el peso de la cimentación - peso del suelo desplazado por la infraestructura

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

$$W_o' = 13,805.1 - (6.75 \times 32 \times 32)1.5 = 3,437 \text{ t}$$

$$0.7 W_o = 0.7(13,805.1) = 9,663.6 \text{ t}$$

Como W'_o resulta menor que $0.7 W_o$, se toma $W'_o = 9,663.6 \text{ t}$; sustituyendo valores:

$$T_x = 2\pi[(9,663.6)/(9.81 \times 101,531)]^{1/2} = 0.62 \text{ s}$$

CÁLCULO DE T_r

Suponiendo ahora que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez K_r (en t-m/rad), se tiene que:

$$T_r = 2\pi(J/gK_r)^{1/2} \text{ (segundos)}$$

donde

J = Momento de inercia neto del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base perpendicular a la dirección que se analiza, descontando el momento de inercia del peso del suelo desplazado por la estructura (t-m²)

$$15 \quad J = W_o h_{cg}^2 - W_{suelo} (\text{profundidad desplante}/2)^2$$

$$J = (13,805.1) (16.49)^2 - (6.75 \times 32 \times 32) (1.5) (6.75/2)^2 = 3,635,786 \text{ t-m}^2$$

$$0.7 J_o = 0.7 (W_o h_{cg}^2) = 0.7 (13,805.1) (16.49)^2 = 2,627,719 \text{ t-m}^2$$

Como J resulta mayor que $0.7 J_o$, se utiliza $J = 3,635,786 \text{ t-m}^2$. La tabla 4.2 presenta el cálculo de la altura h_{cg} del centro de gravedad de los diferentes pisos del edificio.

Sustituyendo valores,

$$T_r \text{ (ambas direcciones)} = 2\pi [(3,635,786)/(9.81) (47,089,876)]^{1/2} = 0.56 \text{ s}$$

CÁLCULO DE T_r

Conocidos T_o (base fija), T_x y T_r ,

$$T_r \text{ (dirección X)} = (0.93^2 + 0.62^2 + 0.56^2)^{1/2} = 1.25 \text{ s}$$

$$T_r \text{ (dirección Y)} = (0.97^2 + 0.62^2 + 0.56^2)^{1/2} = 1.28 \text{ s}$$

Los periodos fundamentales de vibración en las direcciones X y Y del edificio con base fija (empotramiento en PB) se obtuvieron con computadora a partir del modelo tridimensional de la estructura.

16 CÁLCULO DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS PARA LOS MIEMBROS DEL PISO FICTICIO

EFFECTOS DE LA RIGIDEZ LINEAL DE TERRENO

$$K_x = \sum_{i=1}^n \frac{12 E_i I_i}{L^3}$$

I_i es el momento de inercia de las columnas ficticias

Para $E_i = E$, $I_i = I$ y n columnas iguales, resulta que

$$I = \frac{K_x L^3}{n (12E)}$$

$$X_{T10} = \frac{1,051.52}{131.33} = 8.00 \text{ m}$$

$$Y_{T10} = \frac{(5.99+14.35+6.80)(0)+(5.99+14.35+6.80)(8)+(5.99+14.35+6.80)(16)+(5.99+14.35+6.80)(24)+(5.99+14.35+6.80)(16)}{135.70}$$

$$Y_{T10} = \frac{2,171.20}{135.70} = 16.00 \text{ m}$$

NIVEL 9

$$X_{T9} = \frac{[(11.87+22.03+23.19+22.03+11.87)(8)+(11.89+22.05+23.20+22.05+11.89)(16)]-[(131.33)(8)]}{141.73}$$

$$X_{T9} = \frac{1,134.56}{141.73} = 8.00 \text{ m}$$

$$Y_{T9} = \frac{[(14.59+26.45+15.10)(8)+(14.59+26.45+15.10)(16)+(14.59+26.45+15.10)(24)+(14.59+26.45+15.10)(32)]-[(135.70)(16)]}{145.00}$$

$$Y_{T9} = \frac{2,320.00}{145.00} = 16.00 \text{ m}$$

NIVEL 8

$$X_{T8} = \frac{[(15.86+33.72+35.29+33.72+15.86)(8)+(15.89+33.74+35.30+33.74+15.89)(16)]-[(131.33)(8)+(141.73)(8)]}{130.37}$$

$$X_{T8} = \frac{1,044.08}{130.37} = 8.00 \text{ m}$$

$$Y_{T8} = \frac{[(20.12+41.06+21.13)(8+16+24+32)]-[(135.70)(16)+(145.00)(16)]}{130.85}$$

$$Y_{T8} = \frac{2,093.60}{130.85} = 16.00 \text{ m}$$

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

NIVEL 10

$$X_{T10} = \frac{[(3.46+11.89+14.95+11.89+3.46)(8)+(3.46+11.90+14.95+11.90+3.46)(16)]}{137.15}$$

$$X_{T10} = \frac{1,095.92}{137.15} = 8.00 \text{ m}$$

$$Y_{T10} = \frac{[(5.93+15.18+7.41)(8)+(5.89+15.12+7.39)(16)+(5.93+15.18+7.41)(24)+(6.17+15.51+7.52)(32)]}{143.84}$$

$$Y_{T10} = \frac{2,301.44}{143.84} = 16.00 \text{ m}$$

NIVEL 9

$$X_{T9} = \frac{[(12.45+23.78+25.61+23.78+12.45)(8)+(12.45+23.78+25.61+23.78+12.45)(16)] - [(137.15)(8)]}{157.07}$$

$$X_{T9} = \frac{1,256.48}{157.07} = 8.00 \text{ m}$$

$$Y_{T9} = \frac{[(15.64+28.83+16.56)(8)+(15.61+28.79+16.55)(16)+(15.64+28.83+16.56)(24)+(15.81+29.07+16.65)(32)] - [(143.84)(16)]}{162.23}$$

$$Y_{T9} = \frac{2,595.68}{162.23} = 16.00 \text{ m}$$

NIVEL 8

$$X_{T8} = \frac{[(17.01+37.13+39.61+37.13+17.01)(8)+(17.02+37.14+39.61+37.14+17.02)(16)] - [1097.20+(157.07)(8)]}{149.70}$$

$$X_{T8} = \frac{1,196.24}{149.70} = 8.00 \text{ m}$$

$$Y_{T8} = \frac{[(22.02+45.63+23.69)(8+24)+(21.99+45.58+23.67)(16)+(22.26+45.97+23.80)(32)] - [2301.44+(162.23)(16)]}{151.91}$$

$$Y_{T8} = \frac{2,430.56}{151.91} = 16.00 \text{ m}$$

19 EXCENTRICIDADES TEÓRICAS O CALCULADAS

Conocidos los centros de masa (tabla 4.2) y los centros de torsión (tablas 4.9 y 4.10 para la condición de base fija y flexible, respectivamente) de cada nivel, se calcularon las excentricidades teóricas, e_c . Las mismas tablas 4.9 y 4.10 presentan los resultados correspondientes, para cada tipo de condición de apoyo; estas tablas contienen también las excentricidades teóricas determinadas a nivel de entrepiso.

20 EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

Las tablas 4.11 y 4.12 muestran los cálculos de las excentricidades torsionales de diseño de cada nivel para ambas direcciones y condiciones de apoyo supuestas; en estas tablas se presentan las excentricidades de diseño medidas a nivel de entrepiso, para fines comparativos.

21 CENTROS DE MASA DESPLAZADOS

Conocidas las coordenadas de los centros de torsión y las excentricidades de diseño (E_{d1} , E_{d2}), se determinaron las coordenadas de los centros de masa desplazados para incluir los efectos de torsión según lo especifican las NTC-S. Las tablas 4.13 y 4.14 presentan los resultados para las dos condiciones de apoyo consideradas.

22 Para el sismo en la dirección X se deben realizar dos análisis sísmicos de tipo estático, uno para cada juego de centros de masa (desplazados por las excentricidades torsionales de diseño), y con las fuerzas sísmicas F_{ix} de la tabla 4.4, dependiendo de la condición de apoyo considerada. Para el sismo en dirección Y se procede de manera análoga. Esto es, se tienen que llevar a cabo cuatro análisis estáticos para cada condición, base rígida o

base flexible, y de todas las respuestas (desplazamientos y elementos mecánicos) se tomará la condición más desfavorable, para fines del diseño definitivo.

- 23 Las comparaciones posteriores no incluyen los efectos de la especificación del último párrafo de la sección 8.6 de las NTC-S.

24 **COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN**

La tabla 4.15 tiene los resultados de los periodos naturales de vibración del edificio, para las dos condiciones de apoyo (empotramiento en PB y base flexible) y las diferentes posiciones de los centros de masa; estos cálculos se hicieron para observar qué pasa con esta propiedad dinámica con y sin efectos de la interacción suelo-estructura, y cuando el centro de masa de cada nivel cambia de posición. Se presentan también los periodos de vibración de la estructura sin permitir las deformaciones por giros (traslación pura).

Al revisar los efectos de las diferentes posiciones de los centros de masa, para el sismo en la dirección X no se tienen valores significativamente diferentes, ya que en dicha dirección, debido a la geometría del edificio, los efectos de torsión no son importantes, independientemente de la condición de apoyo. El caso con la opción E_{d1} resulta ser el más desfavorable. El periodo fundamental es del orden de 0.95 s y 1.17 s para las condiciones de empotramiento en PB e interacción suelo-estructura, respectivamente, sin importar la condición de los centros de masa, desde el punto de vista práctico. La solución de traslación pura resulta suficientemente adecuada.

Para la dirección Y sí se observan cambios más importantes entre una y otra posición de los centros de masa, independientemente de la condición de apoyo. El caso con la opción E_{d2} resulta ser el más desfavorable. El periodo fundamental con y sin excentricidades accidentales es de 1.252 s y 0.967 s, respectivamente, para la condición de base fija;

para la condición de base flexible, con y sin código, para incluir los efectos de torsión, resulta de 1.355 s y 1.172 s, respectivamente.

La influencia de los efectos de la flexibilidad de la base es ligeramente más importante en la dirección X, debido al cambio de geometría en el edificio, a partir del nivel seis.

25 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS Y DE RELACIONES DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO

Se tienen los desplazamientos laterales máximos totales (tablas 4.16 y 4.17, figs 4.5 y 4.6) y las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, con y sin la influencia de la interacción suelo-estructura, de la torsión según el código y de las deformaciones axiales de las columnas. Los valores están referidos a los centros de masa de cada nivel y a las hileras de columnas en que se tienen respuestas mayores; están medidos en la dirección del sismo. Los efectos de las diferentes posiciones de los centros de masa, con o sin la torsión accidental, y de la flexibilidad de la base se toman en cuenta como se describió en los ejemplos 2 y 3, respectivamente. La revisión ante el valor permisible de 0.006 debe hacerse con los resultados que no incluyen los efectos de las deformaciones axiales de las columnas, pero determinados con las fuerzas sísmicas dinámicas F_i que se calcularon a partir del análisis con la influencia de la flexibilidad de la base, con las deformaciones axiales de los miembros estructurales verticales, y para la condición de movimiento de traslación pura. Asimismo, la revisión debe considerar la posición más desfavorable del centro de masa de cada nivel para incluir los efectos de las excentricidades de torsión que especifica el código.

La estructura en la dirección Y resulta más flexible, lo que concuerda con los resultados de los periodos de vibración. No son importantes los efectos de las deformaciones axiales de las columnas, para el sismo en cualquier dirección.

Con los efectos de la interacción suelo-estructura los desplazamientos se incrementan hasta en un 50 por ciento con respecto a los calculados bajo la hipótesis de que la estructura se apoya rígidamente en su base; ocurre lo mismo con los periodos de vibración. Dichos efectos son ligeramente más importantes cuando el sismo actúa en la dirección X.

Al revisar la influencia de los efectos de las diferentes posiciones de los centros de masa, con y sin la influencia de la torsión de diseño, el comportamiento de la estructura varía para cada tipo de análisis, en particular para el sismo en la dirección Y. Nuevamente se hace ver la importancia de los análisis sísmicos con y sin los efectos de la torsión de diseño; se tienen diferencias del orden de 20 y 40 por ciento en las direcciones X y Y, respectivamente, al comparar los resultados de las excentricidades de diseño contra los de la condición de traslación pura.

COMPARACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS

TRABES

Las tablas 4.20 y 4.21 contienen los momentos flexionantes y torsionantes de algunas vigas tipo de los niveles 1, 5 y 8, para el sismo actuando en las direcciones X y Y. Se hacen comparaciones con y sin los efectos de la interacción suelo-estructura, y de las excentricidades torsionales de diseño para las diferentes posiciones de los centros de

masa. Los resultados de elementos mecánicos de trabes, inclusive columnas, toman en cuenta los efectos de las deformaciones axiales de los miembros estructurales verticales.

Con los efectos de la flexibilidad de la base y sismo en la dirección X se alcanzan momentos flexionantes superiores hasta en 35, 15 y 10 por ciento para las vigas tipo seleccionadas de los niveles 1, 5 y 8, respectivamente, con respecto de los resultados determinados para la condición de empotramiento en planta baja; las diferencias anteriores prácticamente no dependen de la condición de torsión que se esté considerando. En cambio, cuando el sismo actúa en la dirección Y las diferencias en los momentos flexionantes de las vigas tipo fluctúan entre 30 y 40 por ciento, 14 y 24 por ciento, 8 y 15 por ciento para los niveles 1, 5 y 8, respectivamente, con los porcentajes mayores para la condición de torsión menos desfavorable (traslación pura).

Al comparar los elementos mecánicos para las diferentes posiciones de los centros de masa con y sin código, independientemente del tipo de condición de apoyo, se tienen respuestas diferentes cuando se consideran las excentricidades de diseño Ed_1 y Ed_2 , con respecto de los análisis sin dichos efectos; las diferencias son mayores cuando el sismo actúa en la dirección Y, como era de esperarse, debido a la geometría del edificio.

COLUMNAS

Se hacen comparaciones similares en los elementos mecánicos de algunas columnas tipo de los entresijos PB-1, 4-5 y 7-8; los resultados se presentan en las tablas 4.22 y 4.23.

Las diferencias en los valores determinados con y sin los efectos de la interacción suelo-estructura, independientemente de la condición de posición de los centros de masa para incluir la torsión, son más importantes en los miembros del entresijo PB-1; dichas diferencias resultan ligeramente superiores que cuando el sismo actúa en la dirección X.

Las variaciones en los elementos mecánicos de las columnas, según el tipo de análisis (con y sin torsión), son de consideración dependiendo de la dirección del sismo y de la ubicación del miembro estructural. Para el sismo en la dirección Y se tienen diferencias mayores entre un análisis de traslación pura (cortante directo) y otro tomando en cuenta las excentricidades torsionales de diseño.

COMENTARIOS

1. El ejemplo está basado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S), incluyendo el Apéndice A.

Se utilizó el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ para fines de aplicación. Como la estructura no satisface los requisitos 7, 8 y 11 de las condiciones de regularidad que fija la sección 6, se multiplicó por 0.8 el valor del factor reductivo Q .

Se comparan las respuestas sísmicas (desplazamientos y elementos mecánicos de vigas y columnas tipo) del ejemplo, con y sin la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura, y de los efectos de torsión según el procedimiento paso a paso, descrito en el ejemplo, similar al ejemplo 2; se hacen comparaciones, también, contra los resultados determinados con el programa para computadora TORSIÓN desarrollado por Damy (ref 4); las diferencias obtenidas son prácticamente nulas al utilizar la metodología propuesta para incluir la torsión con programas de análisis sísmico tridimensional versión microcomputadoras personales. No se muestran los resultados determinados con el programa TORSIÓN. El cálculo de desplazamientos laterales de los análisis sísmicos de este ejemplo se hizo con y sin los efectos de las deformaciones axiales de las columnas, para fines comparativos.

-
2. Los tamaños de vigas y columnas se propusieron de forma preliminar para que las deformaciones laterales de entrepiso debidas a fuerza cortante, incluyendo los efectos de interacción suelo-estructura y los de torsión, sin las deformaciones axiales de columnas, resultaran del orden de 0.006 veces la altura de entrepiso (art 209 del Reglamento). Sin embargo, según los resultados finales, dichas dimensiones requieren un incremento para satisfacer el estado límite de servicio especificado. Los muros de contención están en toda la periferia; el modelo matemático para el análisis consideró 25 hileras de columnas y 40 crujeas (ver fig 4.1a).
 3. No cumple con los requisitos 7, 8 y 11, de las condiciones de regularidad de la sección 6 de las NTC-S. El peso y área del nivel 6 es menor que 70 por ciento del peso y área del piso inmediato inferior (nivel 5), debido al cambio de geometría en esa zona. En la dirección Y (por la irregularidad existente a partir del nivel 6) no se cumple que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_c , sea menor que 10 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la excentricidad mencionada; los resultados posteriores confirman esta observación.
 4. La estructura se considera ubicada en un sitio en que se conoce el periodo dominante más largo del terreno, T_s , y la profundidad de los depósitos firmes profundos, H .
 5. Es la dimensión máxima del piso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis.
 6. El factor reductivo Q' se multiplica por 0.8 porque el edificio no satisface las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las normas. T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura. Cuando se desconoce T_1 , el factor de reducción de las fuerzas F_i es $Q' = 0.8 Q = 0.8 \times 3 = 2.4$.

7. A es el área de la superficie neta de cimentación; $I_{\bar{x}}$, $I_{\bar{y}}$ los momentos de inercia de dicha superficie con respecto a sus ejes centroidales, perpendiculares a la dirección que se analiza, respectivamente.
8. R_x y R_y son los radios equivalentes para el cálculo de K_x y K_y , respectivamente. Para este edificio, por la forma cuadrada de la cimentación, son iguales los radios equivalentes para incluir los efectos de la interacción suelo-estructura, debidos a la rotación de la base de la construcción, en las dos direcciones.
9. Es el módulo de rigidez del suelo, en t/m^2 .
10. Valor definido en la tabla A7.1 de las NTC-S para la zona III, para una profundidad de desplante mayor de 3 m.
11. Valor definido en la tabla A7.1 para estructuras cimentadas sobre pilotes de fricción, zona III y profundidad de desplante mayor de 3 m.
12. El edificio se ubica en un sitio dentro de las partes sombreadas de la fig 3.1 de las NTC-S en que se muestra la subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición (sección A4). Las ordenadas de los espectros de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, se especifican según la sección 3. Como el edificio se considera ubicado en un sitio en que se conoce el periodo dominante más largo del terreno, T_s , está en una de las partes sombreadas, y es del grupo B, se adopta $c = 0.4$.
13. En el diseño de estructuras ubicadas en las zonas II o III pueden tenerse en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura (sección A1), utilizando un modelo

como el que se muestra en la fig 4.3. Los efectos de la flexibilidad de la base se incluyen en los análisis adicionando en la cimentación un piso ficticio (de la misma manera que en el ejemplo 3), con columnas con propiedades que simulan la rigidez lineal horizontal y angular del terreno.

14. T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza, corregido por la interacción con el suelo; T_o , el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida; T_x , el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza, y T_r es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasa por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.
15. La altura (h_{cg}) del centro de gravedad del peso total de la construcción se obtiene de la relación $h_{cg} = \Sigma W_i h_i / W_o$; las diferentes variables utilizadas se entienden con la ayuda de la tabla 4.2. Para la masa del suelo desplazado se supone que el centro de gravedad está a la mitad de la profundidad de desplante; esto es, $6.75/2 = 3.375$ m. El peso volumétrico del suelo se considera de 1.5 t/m^3 .
16. Para modelar los resortes que simulan la flexibilidad del terreno se recurre al artificio de añadir un entrepiso ficticio, como se hizo en el ejemplo 3.

Para determinar la rigidez lineal se da al entrepiso un desplazamiento unitario en la dirección del análisis (fig 4.4). La suma de las fuerzas ocasionadas en las columnas de la estructura debe ser igual a K_x . A partir de esta condición se obtiene el valor del momento de inercia, I , de las columnas.

Para simular la rigidez angular del terreno se da un giro unitario al entrepiso (fig 4.4), ocasionando así fuerzas verticales en las columnas, cuyos momentos con respecto al centro de giro (para cada dirección de análisis) deben ser igual a la rigidez K_r . A partir de esta igualdad se obtienen las áreas transversales de las columnas de los marcos en el entrepiso ficticio.

El programa de análisis estructural empleado permite simular de manera implícita y explícita la rigidez lateral del terreno; para ilustrar el procedimiento, se procedió a considerar la interacción mediante el modelo descrito anteriormente.

17. Se incluyen sólo los efectos de la excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, en que, para fines de diseño, el momento torsionante se toma por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes: $E_{d1} = 1.5 e_s + 0.1 b$ o $E_{d2} = e_s - 0.1 b$ (sección 8.6).

El cálculo de las fuerzas cortantes a diferentes niveles de la estructura ante un movimiento de traslación pura (sólo cortante directo, sin torsión), se hizo con un análisis dinámico modal (sección 9.1). Se incluyó el efecto de los tres primeros modos naturales de traslación en cada dirección de análisis; en todos los casos se consideraron modos con periodo menor de 0.4 s.

El efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas y de la excentricidad accidental se calculó como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático (sección 8.6), partiendo de la distribución de fuerzas laterales dinámicas determinada, como se indicó anteriormente.

Estos cálculos sirven para revisar el requisito de la última parte de la sección 8.6 de las NTC-S, como se describió en el décimo comentario del ejemplo 2.

18. Se comparó el cortante basal, V_o , calculado con el método dinámico modal (traslación pura), para sismo en las dos direcciones, con el valor resultante de $0.8 a W_o/Q^*$ (sección 9.3), y se encontró que no había necesidad de incrementar las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes; si acaso sólo para la condición de base fija (empotramiento en PB) habría que incrementar ligeramente dichas respuestas.

El centro de torsión del nivel r se define como el punto donde se deben aplicar las fuerzas que obran en ese nivel para que su movimiento sea solo de traslación, sin rotación del diafragma de piso.

Las coordenadas del centro de torsión del último piso (j), penúltimo piso ($j-1$), y de un piso típico (r), así como para cada entrepiso, se pueden calcular con las mismas ecuaciones planteadas en los comentarios del ejemplo 2. Las coordenadas están medidas con respecto al sistema de ejes globales (ver fig 4.1).

19. Cuando el sismo actúa en la dirección X, la excentricidad teórica o calculada, e_c , en el nivel j será:

$$e_{cj} = Y_{CMj} - Y_{Tj}$$

Para el sismo en la dirección Y,

$$e_{cj} = X_{CMj} - X_{Tj}$$

donde

X_{CMj}, Y_{CMj} : Coordenadas del centro de masa del nivel J (ver tabla 4.2)

X_{Tj}, Y_{Tj} : Coordenadas del centro de torsión del nivel j (ver tablas 4.9 y 4.10, ambas condiciones de apoyo)

En las NTC-S se denomina e_c la excentricidad teórica, la cual toma en cuenta únicamente las torsiones de entrepiso que se causan dentro del rango de comportamiento lineal; sólo depende de la distribución de rigideces y de la distribución de masas.

20. Se definen $E_{d1} = 1.5 e_c + 0.1 b$ y $E_{d2} = e_c - 0.1 b$, donde e_c es la excentricidad teórica y b es la dimensión máxima en planta perpendicular a la dirección de análisis.

Para el nivel j , se tiene que

$$E_{j1} = 1.5 e_{cj} + 0.1 b$$

$$E_{j2} = e_{cj} - 0.1 b$$

donde b debe tener el signo de e_{cj} , según el sentido que se considera.

21. Uno de los objetivos del ejemplo fue presentar un método confiable para evaluar los efectos de torsión, utilizando las especificaciones de las NTC-S, por medio de programas de análisis tridimensional de uso público (versión micro-PC), que no toman en cuenta implícitamente dichos efectos; lo anterior es similar a lo realizado en el ejemplo 2. Como parte del procedimiento propuesto fue necesario determinar

la posición de los centros de torsión de cada nivel, así como las excentricidades teóricas y de diseño. Ahora, para incluir estos resultados es necesario desplazar los centros de masa de cada nivel definidos en la tabla 4.2, y así introducir los efectos de las excentricidades torsionales de diseño; los centros de masa desplazados son los de las tablas 4.13 y 4.14, para ambas condiciones de apoyo.

Las coordenadas modificadas para el centro de masa del nivel j , son:

$$X^*_{CMj1} = X_{Tj} + E_{d1x} = X_{Tj} + [1.5 e_{cxj} + (0.1 b) (\text{signo } e_{cxj})]$$

$$X^*_{CMj2} = X_{Tj} + E_{d2x} = X_{Tj} + [e_{cxj} - (0.1 b) (\text{signo } e_{cxj})]$$

$$Y^*_{CMj1} = Y_{Tj} + E_{d1y}$$

$$Y^*_{CMj2} = Y_{Tj} + E_{d2y}$$

Los resultados se tienen en las tablas 4.13 y 4.14 para la condición de empotramiento en PB e interacción suelo-estructura, respectivamente.

22. Hacer cambios de las coordenadas de los centros de masa desplazados, en el archivo de datos, es sencillo; el resto de información (geometría, dimensiones, etc) no sufre cambio. Las fuerzas sísmicas son las de la tabla 4.4.
23. En este ejemplo su aplicación resultó poco significativa.
24. Para el cálculo de los periodos de la tabla 4.15 se consideraron los cambios necesarios para obtener las propiedades de masa, de acuerdo a la nueva posición del centro de masa de cada nivel y condición de apoyo supuesta.

Con estos resultados se trata de mostrar la variación de esta propiedad dinámica, según se alteren las condiciones de torsión y de la flexibilidad de la base.

Para el sismo en la dirección Y los efectos de torsión son más importantes; la influencia de la interacción suelo-estructura es ligeramente mayor para el sismo en la dirección X.

25: Ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, según la sección 4 de las NTC-S.

Se obtuvieron con computadora con base en el modelo matemático tridimensional del edificio, con y sin la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura, y los de torsión. Se calcularon con y sin los efectos de las deformaciones axiales de las columnas para hacer ver su influencia en la revisión del estado límite de servicio (deformaciones angulares de entrepiso); esta revisión debe hacerse sin considerar los acortamientos o alargamientos de las columnas.

Se propone que al revisar la seguridad ante la condición de servicio se analice el modelo restringiendo las deformaciones axiales de las columnas, pero ante las fuerzas sísmicas F_s del análisis con los efectos de dichas deformaciones.

Se verificó la bondad de la metodología propuesta y aplicada en este ejemplo para calcular los efectos de torsión, a partir de los centros de masa desplazados, al comparar las respuestas con las obtenidas con el programa de computadora de la ref 4; las diferencias fueron prácticamente nulas. Dichas comparaciones no se muestran, pero se procedió de forma similar que en el ejemplo 2. Lo anterior se hizo sólo para la condición de base fija.

26. Sólo se presentan los resultados de algunas vigas y columnas tipo para mostrar las diferencias con y sin los efectos de la interacción suelo-estructura, y los de la torsión. Incluyen los efectos de las deformaciones axiales de los miembros estructurales verticales.

Son resultados de los análisis sísmicos con el espectro modificado por interacción (se conoce T_s) con ordenadas espectrales reducidas por el factor Q' . Las fuerzas sísmicas con las que se obtuvieron estos elementos mecánicos se determinaron de un análisis dinámico modal espectral, incluidos los efectos de las deformaciones axiales de las columnas, ante un movimiento de traslación pura, con y sin la influencia de la flexibilidad de la base (caso A); las fuerzas sísmicas dinámicas F_i de este tipo de análisis son dependientes de los diferentes modos de vibrar de cada dirección del edificio.

Posteriormente, con las fuerzas F_i del caso A, se hicieron los análisis sísmicos estáticos para las diferentes posiciones de los centros de masa, según las excentricidades torsionales del código (casos C y D), para las dos condiciones de apoyo.

Las respuestas del caso B, con y sin base flexible, se obtuvieron de un análisis sísmico dinámico modal espectral. En este tipo de análisis sólo se está tomando en cuenta la influencia de los efectos de la excentricidad calculada, e_c .

TABLA 4.1 CÁLCULO DE LAS ORDENADAS DE ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B, ZONA III, $Q = 1$ y 3 , T_s CONOCIDO Y DESCONOCIDO

T (s)	$T_s = 1.6$ s (conocido)			T_s (desconocido)		
	$Q = 1$	$Q = 3$		$Q = 1$	$Q = 3$	
	a	Q'	a/Q'	a	Q'	a/Q'
0.00	0.100	1.000	0.100	0.100	1.000	0.100
0.10	0.147	1.313	0.112	0.150	1.333	0.113
0.20	0.194	1.625	0.119	0.200	1.667	0.120
0.30	0.241	1.938	0.124	0.250	2.000	0.125
0.40	0.288	2.250	0.128	0.300	2.333	0.129
0.50	0.334	2.563	0.130	0.350	2.667	0.131
0.60	0.381	2.875	0.133	0.400	3.000	0.133
0.64	0.400	3.000	0.133	0.400	3.000	0.133
1.92	0.400	3.000	0.133	0.400	3.000	0.133
2.40	0.320	3.000	0.107	0.400	3.000	0.133
2.80	0.274	3.000	0.091	0.400	3.000	0.133
3.20	0.240	3.000	0.080	0.400	3.000	0.133
3.60	0.213	3.000	0.071	0.400	3.000	0.133
3.90	0.197	3.000	0.066	0.400	3.000	0.133
4.00	0.192	3.000	0.064	0.390	3.000	0.130

Ordenadas espectrales entre la aceleración de la gravedad (sección 3 de la NTC-S):

$$\begin{aligned}
 a &= (1 + 3T/T_s)c/4, & \text{si } T < T_s \\
 a &= c, & \text{si } T_s < T < T_b \\
 a &= (T_b/T)'c, & \text{si } T > T_b
 \end{aligned}$$

T_s conocido:

$$\begin{aligned}
 T_s &= 0.64 \text{ s} \\
 T_b &= 1.92 \text{ s} \\
 r &= 1.0 \\
 c &= 0.4 \\
 Q &= 3.0
 \end{aligned}$$

Factor reductivo (sección 4 de las NTC-S):

$$\begin{aligned}
 Q' &= Q, & \text{si se desconoce } T \text{ o si } T \geq T_s \\
 Q' &= 1 + (T/T_s)(Q-1), & \text{si } T < T_s
 \end{aligned}$$

T_s desconocido:

$$\begin{aligned}
 T_s &= 0.6 \text{ s} \\
 T_b &= 3.9 \text{ s} \\
 r &= 1.0 \\
 c &= 0.4 \\
 Q &= 3.0
 \end{aligned}$$

TABLA 4.2 ALTURAS, PESOS, CENTROS DE MASA Y CÁLCULO DE LA ALTURA (h_{cg}) DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LOS DIFERENTES PESOS DE LA CONSTRUCCIÓN

Nivel	Entrepiso	h_i (m)	H_i (m)	W_i (t)	Centro de masa		$W_i H_i$ (t-m)
					X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	
10			43.25	459.0	8.0	16.0	19,851.8
	10	3.50					
9			39.75	551.3	8.0	16.0	21,913.8
	9	3.50					
8			36.25	572.8	8.0	16.0	20,763.3
	8	3.50					
7			32.75	582.0	8.0	16.0	19,059.8
	7	3.50					
6			29.25	581.5	8.0	16.0	17,008.0
	6	3.50					
5			25.75	1,139.9	16.0	16.0	29,352.7
	5	3.50					
4			22.25	1,179.8	16.0	16.0	26,249.7
	4	3.50					
3			18.75	1,221.7	16.0	16.0	22,906.9
	3	3.50					
2			15.25	1,241.7	16.0	16.0	18,935.8
	2	3.50					
1			11.75	1,282.3	16.0	16.0	15,067.0
	1	5.00					
PB			6.75	1,615.0	16.0	16.0	10,900.9
	PB	3.75					
Sót.			3.00	1,896.7	16.0	16.0	5,690.0
	Sót.	3.00					
Cim.		---	---	1,481.6	16.0	16.0	---
Sumas				13,805.1			227,699.6

X_{CM} Y Y_{CM} son las coordenadas de los centros de masa teóricos, sin desplazar para incluir los efectos de torsión en planta

$$h_{cg} = (227,699.6)/(13,805.1) = 16.49 \text{ m} \approx 0.38 \text{ (altura total)}$$

TABLA 4.3 REVISIÓN POR CORTANTE BASAL, EMPOTRAMIENTO EN PB E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN LAS DIRECCIONES X Y Y

Dirección del sismo	Empotramiento en PB	Interacción suelo-estructura
X	$T_{1X} = 0.930 \text{ s}$ $T_s < T_{1X} < T_b$ $\therefore a = c = 0.4$ $V_o = 1,130.65 \text{ t} < 0.8 a W_o/Q'$ $\therefore \text{factor} = 1,174.91/1,130.65 = 1.039$	$T_{1X} = 1.155 \text{ s}$ $T_s < T_{1X} < T_b$ $\therefore a = c = 0.4$ $V_o = 1,521.32 \text{ t} > 0.8 a W_o/Q'$ $\therefore \text{factor} = 1.0$
Y	$T_{1Y} = 0.910 \text{ s}$ $T_s < T_{1Y} < T_b$ $\therefore a = c = 0.4$ $V_o = 1,157.22 \text{ t} < 0.8 a W_o/Q'$ $\therefore \text{factor} = 1,174.91/1,157.22 = 1.015$	$T_{1Y} = 1.143 \text{ s}$ $T_s < T_{1Y} < T_b$ $\therefore a = c = 0.4$ $V_o = 1,539.69 \text{ t} > 0.8 a W_o/Q'$ $\therefore \text{factor} = 1.0$

V_o = Fuerza cortante basal (entrepiso PB-N1)

$W_o = 13,805.10 - (1481.60 + 1896.70 + 1615.00) = 8,811.80 \text{ t}$ (valor de W hasta antes de la PB de la estructura)

$T_s = 0.64 \text{ s}; T_b = 1.92 \text{ s}$

$Q' = 3 \times 0.8 = 2.4$

Para $T_s < T_1 < T_b$: $a = c = 0.4$

$0.8 a W_o/Q' = 0.8 (0.4) (8,811.80)/(2.4) = 1,174.91 \text{ t}$

TABLA 4.4 FUERZAS SÍSMICAS Y CORTANTES DE ENTREPISO, EMPOTRAMIENTO EN PB E INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN LAS DOS DIRECCIONES

Nivel	Entrepiso	Empotramiento en PB				Interacción suelo-estructura			
		Sismo en X		Sismo en Y		Sismo en X		Sismo en Y	
		V_{ix} (t)	F_{ix} (t)	V_{iy} (t)	F_{iy} (t)	V_{ix} (t)	F_{ix} (t)	V_{iy} (t)	F_{iy} (t)
10	10	135.70	135.70	131.33	131.33	143.84	143.84	137.15	137.15
9	9	280.70	145.00	273.06	141.73	306.07	162.23	294.22	157.07
8	8	411.55	130.85	403.43	130.37	457.98	151.91	443.92	149.70
7	7	524.25	112.70	518.33	114.90	592.80	134.82	579.71	135.79
6	6	614.70	90.45	613.66	95.33	706.44	113.64	697.13	117.42
5	5	761.40	146.70	769.43	155.77	899.39	192.95	898.46	201.33
4	4	890.80	129.40	907.53	138.10	1080.60	181.21	1087.18	188.72
3	3	1002.40	116.60	1024.20	116.67	1250.08	169.48	1261.43	174.25
2	2	1085.40	83.00	1110.48	86.28	1398.69	148.61	1413.93	152.50
1	1	1130.65	45.25	1157.22	46.74	1521.32	122.63	1539.69	125.76
PB	PB	---	---	---	---	1613.17	91.85	1634.37	94.68
Sót.	Sót.	---	---	---	---	1752.91	139.74	1778.34	143.97
Cim.	Cim.	---	---	---	---	1865.29	112.38	1892.32	113.98

Son resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral

TABLA 4.5 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES, EMPOTRAMIENTO EN PB, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN DIRECCIÓN X

Entrepiso	Fuerza cortante (t)												
	N° de hilera de columna												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
10	5.99	14.35	6.80	---	---	5.99	14.35	6.80	---	---	5.99	14.35	6.80
9	14.59	26.45	15.10	---	---	14.59	26.45	15.10	---	---	14.59	26.45	15.10
8	20.12	41.06	21.13	---	---	20.12	41.06	21.13	---	---	20.12	41.06	21.13
7	27.05	50.90	26.90	---	---	27.05	50.90	26.90	---	---	27.05	50.90	26.90
6	31.80	54.79	36.35	---	---	31.80	54.79	36.35	---	---	31.80	54.79	36.35
5	9.18	27.86	35.14	54.31	25.79	9.18	27.86	35.14	54.31	25.79	9.18	27.86	35.14
4	24.67	44.56	45.58	41.67	21.68	24.67	44.56	45.58	41.67	21.68	24.67	44.56	45.58
3	24.29	48.35	50.24	51.69	25.91	24.29	48.35	50.24	51.69	25.91	24.29	48.35	50.24
2	26.25	54.16	55.00	55.20	26.47	26.35	54.16	55.00	55.20	26.47	26.35	54.16	55.00
1	38.41	49.62	49.54	50.00	38.56	38.41	49.62	49.54	50.00	38.56	38.41	49.62	49.54

Son resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral

TABLA 4.5 (Continuación)

Entrepiso	Fuerza cortante (t)												Total
	N° de hilera de columna												
	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
10	---	---	5.99	14.35	6.80	---	---	5.99	14.35	6.80	---	---	135.70
9	---	---	14.59	26.45	15.10	---	---	14.59	26.45	15.10	---	---	280.70
8	---	---	20.12	41.06	21.13	---	---	20.12	41.06	21.13	---	---	411.55
7	---	---	27.05	50.90	26.90	---	---	27.05	50.90	26.90	---	---	524.25
6	---	---	31.80	54.79	36.35	---	---	31.80	54.79	36.35	---	---	614.70
5	54.31	25.79	9.18	27.86	35.14	54.31	25.79	9.18	27.86	35.14	54.31	25.79	761.40
4	41.67	21.68	24.67	44.56	45.58	41.67	21.68	24.67	44.56	45.58	41.67	21.68	890.80
3	51.69	25.91	24.29	48.35	50.24	51.69	25.91	24.29	48.35	50.24	51.69	25.91	1002.40
2	55.20	26.47	26.25	54.16	55.00	55.20	26.47	26.35	54.16	55.00	55.20	26.47	1085.40
1	50.00	38.56	38.41	49.62	49.54	50.00	38.56	38.41	49.62	49.54	50.00	38.56	1130.65

TABLA 4.6 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES, EMPOTRAMIENTO EN PB, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN DIRECCIÓN Y

Entrepiso	Fuerza cortante (t)													
	Nº de hilera de columna													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
10	3.88	3.88	3.90	---	---	11.32	11.32	11.35	---	---	13.34	13.34	13.35	---
9	11.87	11.87	11.89	---	---	22.03	22.03	22.05	---	---	23.19	23.19	23.20	---
8	15.86	15.86	15.89	---	---	33.71	33.72	33.74	---	---	35.28	35.29	35.30	---
7	22.01	22.01	23.03	---	---	42.51	42.51	42.53	---	---	43.71	43.71	43.71	---
6	28.15	28.15	28.19	---	---	49.08	49.08	49.12	---	---	50.03	50.03	50.06	---
5	11.56	11.57	11.63	25.13	25.22	32.07	32.07	32.15	50.85	50.95	33.46	33.46	33.51	51.27
4	24.85	24.85	24.85	22.31	22.31	45.73	45.73	45.73	42.36	42.36	46.59	46.59	46.58	42.81
3	25.12	25.12	25.14	26.39	26.42	50.36	50.36	50.39	51.84	51.87	51.21	51.21	51.23	52.26
2	26.94	26.94	26.95	27.06	27.07	55.91	55.91	55.92	56.05	56.07	56.21	56.21	56.22	56.10
1	39.34	39.34	39.35	39.46	39.46	50.93	50.93	50.93	51.04	51.05	50.69	50.69	50.70	50.74

Son resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral

TABLA 4.6 (Continuación)

Entrepiso	Fuerza cortante (t)											
	N° de hilera de columna											
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	Total
10	---	11.32	11.32	11.35	---	---	3.88	3.88	3.90	---	---	131.33
9	---	22.03	22.03	22.05	---	---	11.87	11.87	11.89	---	---	273.06
8	---	33.71	33.72	33.74	---	---	15.86	15.86	15.89	---	---	403.43
7	---	42.51	42.51	42.53	---	---	22.01	22.01	22.03	---	---	518.33
6	---	49.08	49.08	49.12	---	---	28.15	28.15	28.19	---	---	613.66
5	51.33	32.07	32.07	32.15	50.85	50.95	11.56	11.57	11.63	25.13	25.22	769.43
4	42.80	45.73	45.73	45.73	42.36	42.36	24.85	24.85	24.85	22.31	22.31	907.53
3	52.27	50.36	50.36	50.39	51.84	51.87	25.12	25.12	25.14	26.39	26.42	1024.20
2	56.10	55.91	55.91	55.92	56.05	56.07	26.94	26.94	26.95	27.06	27.07	1110.48
1	50.74	50.93	50.93	50.93	51.04	51.05	39.34	39.34	39.35	39.46	39.46	1157.22

TABLA 4.7 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES, INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN DIRECCIÓN X

Entrepiso	Fuerza cortante (t)													
	N° de hilera de columna													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
10	6.17	15.51	7.52	---	---	5.93	15.18	7.41	---	---	5.89	15.12	7.39	---
9	15.81	29.07	16.65	---	---	15.64	28.83	16.56	---	---	15.61	28.79	16.53	---
8	22.26	45.97	23.80	---	---	22.02	45.63	23.69	---	---	21.99	45.58	23.67	---
7	30.51	57.86	30.61	---	---	30.28	57.54	30.49	---	---	30.25	57.49	30.48	---
6	36.37	63.12	42.21	---	---	36.15	62.78	42.11	---	---	36.12	62.74	42.10	---
5	10.51	32.89	42.73	64.63	29.74	10.19	32.49	42.69	64.58	29.54	10.16	32.44	42.69	64.59
4	29.23	53.86	56.07	51.34	25.96	29.12	53.46	56.03	51.29	26.02	29.09	53.42	56.02	51.29
3	30.49	59.99	63.54	64.90	32.57	29.38	59.60	63.48	64.94	31.66	29.35	59.56	63.48	64.94
2	29.86	70.76	72.73	73.02	30.32	32.78	70.06	72.70	72.79	33.45	32.77	70.02	72.70	72.80
1	57.66	65.42	66.12	66.41	57.91	49.93	65.24	66.11	66.51	50.32	49.91	65.23	66.10	66.51
PB	---	---	---	---	---	-47.51	-44.10	-42.57	-42.96	-47.24	-47.59	-44.10	-42.57	-42.95
Sótano	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Cimentación	74.88	74.46	74.46	74.46	74.88	74.81	74.46	74.46	74.46	74.81	74.81	74.46	74.46	74.46

Son resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral

TABLA 4.7 (Continuación)

Entre- piso	Fuerza cortante (t)																
	N° de hilera de columna											Eje de cimentación*					Total
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	A	B	C	D	E	
10	---	5.93	15.18	7.41	---	---	6.17	15.51	7.52	---	---	---	---	---	---	---	143.84
9	---	15.64	28.83	16.56	---	---	15.81	29.07	16.65	---	---	---	---	---	---	---	306.07
8	---	22.02	45.63	23.69	---	---	22.26	45.97	23.80	---	---	---	---	---	---	---	457.98
7	---	30.28	57.54	30.49	---	---	30.51	57.86	30.61	---	---	---	---	---	---	---	592.80
6	---	36.15	62.78	42.11	---	---	36.37	63.12	42.21	---	---	---	---	---	---	---	706.44
5	29.53	10.19	32.49	42.69	64.58	29.54	10.51	32.89	42.73	64.63	29.74	---	---	---	---	---	899.39
4	26.02	29.12	53.46	56.03	51.29	26.02	29.23	53.86	56.07	51.34	25.96	---	---	---	---	---	1080.60
3	31.65	29.38	59.60	63.48	64.94	31.66	30.49	59.99	63.54	64.90	32.57	---	---	---	---	---	1250.08
2	33.46	32.78	70.06	72.70	72.79	33.45	29.86	70.76	72.73	73.02	30.32	---	---	---	---	---	1398.69
1	50.31	49.93	65.24	66.11	66.51	50.32	57.66	65.42	66.12	66.41	57.91	---	---	---	---	---	1521.32
PB	-47.32	-47.51	-44.10	-42.57	-42.96	-47.24	---	---	---	---	---	1143.23	---	---	---	1143.23	1613.17
Sót.	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	350.83	350.69	349.87	350.69	350.83	1752.91
Cim.	74.81	74.81	74.46	74.46	74.46	74.81	74.88	74.46	74.46	74.46	74.88	---	---	---	---	---	1865.29

*Incluye columnas, muros de contención y contrarribes, según sea el eje

TABLA 4.8 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES, INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, EFECTOS DE TRASLACIÓN PURA, SISMO EN DIRECCIÓN Y

Entrepiso	Fuerza Cortante (t)													
	N° de hilera de columna													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
10	3.48	3.46	3.46	---	---	11.93	11.89	11.90	---	---	15.01	14.95	14.95	---
9	12.45	12.45	12.45	---	---	23.78	23.78	23.78	---	---	25.61	25.61	25.62	---
8	17.03	17.01	17.02	---	---	37.18	37.13	37.14	---	---	39.68	39.61	39.61	---
7	24.22	24.21	24.21	---	---	47.62	47.58	47.59	---	---	49.66	49.59	49.60	---
6	31.58	31.56	31.59	---	---	55.84	55.79	55.83	---	---	57.62	57.55	57.58	---
5	13.35	13.07	13.12	28.33	28.64	37.88	37.61	37.69	59.16	59.47	40.11	40.03	40.10	60.73
4	29.15	29.08	29.07	26.37	26.32	54.97	54.68	54.68	51.07	51.22	56.51	56.45	56.44	52.27
3	31.23	30.15	30.17	31.76	32.74	62.11	61.86	61.90	63.84	63.97	63.87	63.79	63.81	65.22
2	30.39	33.38	33.40	33.73	30.57	72.59	72.05	72.06	72.51	72.90	73.36	73.31	73.32	73.38
1	58.42	50.65	50.65	50.89	58.61	66.63	66.54	66.55	66.84	66.82	66.85	66.83	66.84	66.98
PB	---	-48.01	-48.08	-47.83	---	---	-44.13	-44.12	-43.92	---	---	-43.16	-43.16	-43.04
Sótano	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Cimentación	75.97	75.89	75.89	75.89	75.97	75.54	75.54	75.54	75.54	75.54	75.54	75.54	75.54	75.54

Son resultados del análisis sísmico dinámico modal espectral

TABLA 4.8 (Continuación)

Entre- piso	Fuerza cortante (t)																Total
	N° de hilera de columna											Eje de cimentación*					
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	1	2	3	4	5	
10	---	11.93	11.89	11.90	---	---	3.48	3.46	3.46	---	---	---	---	---	---	---	137.15
9	---	23.78	23.78	23.78	---	---	12.45	12.45	12.45	---	---	---	---	---	---	---	294.22
8	---	37.18	37.13	37.14	---	---	17.03	17.01	17.02	---	---	---	---	---	---	---	443.92
7	---	47.62	47.58	47.59	---	---	24.22	24.21	24.21	---	---	---	---	---	---	---	579.71
6	---	55.84	55.79	55.83	---	---	31.58	31.56	31.59	---	---	---	---	---	---	---	697.13
5	60.85	37.88	37.61	37.69	59.16	59.47	13.35	13.07	13.12	28.33	28.64	---	---	---	---	---	898.46
4	52.29	54.97	54.68	54.68	51.07	51.22	29.15	29.08	29.07	26.37	26.32	---	---	---	---	---	1087.18
3	65.28	62.11	61.86	61.90	63.84	63.97	31.23	30.15	30.17	31.76	32.74	---	---	---	---	---	1261.43
2	73.40	72.59	72.05	72.06	72.51	72.90	30.39	33.38	33.40	33.73	30.57	---	---	---	---	---	1413.93
1	66.99	66.63	66.54	66.55	66.84	66.82	58.42	50.65	50.65	50.89	58.61	---	---	---	---	---	1539.69
PB	---	---	-44.13	-44.12	-43.92	---	---	-48.01	-48.08	-47.83	---	---	1157.41	---	---	1158.50	1634.37
Sót.	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	356.04	355.29	355.29	355.29	356.43	1778.34
Cim.	75.54	75.54	75.54	75.54	75.54	75.54	75.97	75.89	75.89	75.89	75.97	---	---	---	---	---	1892.32

*Incluye columnas, muros de contención y contrarabes, según sea el eje

TABLA 4.9 COORDENADAS DE LOS CENTROS DE TORSIÓN (X_T , Y_T) Y EXCENTRICIDADES TEÓRICAS (e_e) A NIVEL DE PISO, EMPOTRAMIENTO EN PB

Nivel	Entrepiso	Centro de Torsión		e_{cx} (m)	e_{cy} (m)
		X_T (m)	Y_T (m)		
10		8.00	16.00	0.00	0.00
	10	8.00	16.00	0.00	0.00
9		8.00	16.00	0.00	0.00
	9	8.00	16.00	0.00	0.00
8		8.00	16.00	0.00	0.00
	8	8.00	16.00	0.00	0.00
7		8.00	16.00	0.00	0.00
	7	8.00	16.00	0.00	0.00
6		8.00	16.00	0.00	0.00
	6	8.00	16.00	0.00	0.00
5		60.27	16.00	-44.27	0.00
	5	18.58	16.00	-2.58	0.00
4		-1.10	16.00	17.10	0.00
	4	15.59	16.00	+0.41	0.00
3		20.58	16.00	-4.58	0.00
	3	16.16	16.00	-0.16	0.00
2		14.27	16.00	1.73	0.00
	2	16.01	16.00	-0.01	0.00
1		16.10	16.00	-0.10	0.00
	1	16.01	16.00	-0.01	0.00

Excentricidades teóricas:

$$e_{cx} = X_{CM} - X_T$$

$$e_{cy} = Y_{CM} - Y_T$$

Las coordenadas de las posiciones de los centros de torsión y excentricidades teóricas a nivel de entrepiso sólo se muestran para fines comparativos

TABLA 4.10 COORDENADAS DE LOS CENTROS DE TORSIÓN (X_T , Y_T) Y EXCENTRICIDADES TEÓRICAS (e_c) A NIVEL DE PISO, INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Nivel	Entrepiso	Centro de torsión		e_{cx} (m)	e_{cy} (m)
		X_T (m)	Y_T (m)		
10		8.00	16.00	0.00	0.00
	10	8.00	16.00	0.00	0.00
9		8.00	16.00	0.00	0.00
	9	8.00	16.00	0.00	0.00
8		8.00	16.00	0.00	0.00
	8	8.00	16.00	0.00	0.00
7		8.00	16.00	0.00	0.00
	7	8.00	16.00	0.00	0.00
6		8.00	16.00	0.00	0.00
	6	8.00	16.00	0.00	0.00
5		54.96	16.00	-38.96	0.00
	5	18.52	16.00	0.00	0.00
4		1.80	16.00	14.20	0.00
	4	15.62	16.00	0.38	0.00
3		19.51	16.00	-3.51	0.00
	3	16.16	16.00	-0.16	0.00
2		14.89	16.00	1.11	0.00
	2	16.02	16.00	-0.02	0.00
1		15.96	16.00	0.04	0.00
	1	16.02	16.00	-0.02	0.00
PB		16.00	16.00	0.00	0.00
	PB	16.01	16.00	-0.01	0.00
Sót.		15.87	16.00	0.13	0.00
	Sót.	16.00	16.00	0.00	0.00
Cim.		15.95	16.00	0.05	0.00
	Cim.	16.00	16.00	0.00	0.00

Excentricidades teóricas:

$$e_{cx} = X_{CM} - X_T$$

$$e_{cy} = Y_{CM} - Y_T$$

Las coordenadas de las posiciones de los centros de

torsión y excentricidades teóricas a nivel de entrepiso

sólo se muestran para fines comparativos

TABLA 4.11 EXCENTRICIDADES DE DISEÑO A NIVEL DE PISO (E_{d1} , E_{d2}),
EMPOTRAMIENTO EN PB

Nivel	Entrepiso	Sismo en dirección X		Sismo en dirección Y	
		E_{d1y} (m)	E_{d2y} (m)	E_{d1x} (m)	E_{d2x} (m)
10		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	10	3.20	-3.20	1.60	-1.60
9		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	9	3.20	-3.20	1.60	-1.60
8		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	8	3.20	-3.20	1.60	-1.60
7		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	7	3.20	-3.20	1.60	-1.60
6		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	6	3.20	-3.20	1.60	-1.60
5		3.20	-3.20	-41.07	-69.61
	5	3.20	-3.20	0.62	-7.07
4		3.20	-3.20	28.85	13.90
	4	3.20	-3.20	3.82	-2.79
3		3.20	-3.20	-1.38	-10.07
	3	3.20	-3.20	3.04	-3.44
2		3.20	-3.20	5.80	-1.47
	2	3.20	-3.20	3.19	-3.22
1		3.20	-3.20	3.10	-3.35
	1	3.20	-3.20	3.19	-3.22

Sismo en dirección X:

$$b = 32 \text{ m}$$

$$E_{d1y} = 1.5 e_{cy} + 0.1 b \text{ (signo } e_{cy})$$

$$E_{d2y} = e_{cy} - 0.1 b \text{ (signo } e_{cy})$$

$$E_{d1x}, E_{d1y} = \text{Máximo de } (E_{d1}, E_{d2})$$

$$E_{d2x}, E_{d2y} = \text{Mínimo de } (E_{d1}, E_{d2})$$

Sismo en dirección Y:

$$b = 32 \text{ m hasta el nivel 5, y 16 m del nivel 6 al 10}$$

$$E_{d1x} = 1.5 e_{cx} + 0.1 b \text{ (signo } e_{cx})$$

$$E_{d2x} = e_{cx} - 0.1 b \text{ (signo } e_{cx})$$

Los resultados a nivel de entrepiso sólo se muestran para fines comparativos

TABLA 4.12 EXCENTRICIDADES DE DISEÑO A NIVEL DE PISO (E_{d1} , E_{d2}),
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Nivel	Entre-piso	Sismo en dirección X		Sismo en dirección Y	
		E_{d1y} (m)	E_{d2y} (m)	E_{d1x} (m)	E_{d2x} (m)
10		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	10	3.20	-3.20	1.60	-1.60
9		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	9	3.20	-3.20	1.60	-1.60
8		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	8	3.20	-3.20	1.60	-1.60
7		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	7	3.20	-3.20	1.60	-1.60
6		3.20	-3.20	1.60	-1.60
	6	3.20	-3.20	1.60	-1.60
5		3.20	-3.20	-35.76	-61.64
	5	3.20	-3.20	0.68	-6.98
4		3.20	-3.20	24.50	11.00
	4	3.20	-3.20	3.77	-2.82
3		3.20	-3.20	-0.31	-8.47
	3	3.20	-3.20	3.04	-3.44
2		3.20	-3.20	4.87	-2.09
	2	3.20	-3.20	3.18	-3.23
1		3.20	-3.20	3.26	-3.16
	1	3.20	-3.20	3.18	-3.23
PB		3.20	-3.20	3.20	-3.20
	PB	3.20	-3.20	3.19	-3.22
Sót.		3.20	-3.20	3.40	-3.07
	Sót.	3.20	-3.20	3.20	-3.20
Cim.		3.20	-3.20	3.28	-3.15
	Cim.	3.20	-3.20	3.20	-3.20

Sismo en dirección X:

$$b = 32 \text{ m}$$

$$E_{d1y} = 1.5 e_{cy} + 0.1 b \text{ (signo } e_{cy})$$

$$E_{d2y} = e_{cy} - 0.1 b \text{ (signo } e_{cy})$$

$$E_{d1x}, E_{d1y} = \text{Máximo de } (E_{d1}, E_{d2})$$

$$E_{d2x}, E_{d2y} = \text{Mínimo de } (E_{d1}, E_{d2})$$

Sismo en dirección Y:

$$b = 32 \text{ m hasta el nivel 5, y 16 m del nivel 6 al 10}$$

$$E_{d1x} = 1.5 e_{cx} + 0.1 b \text{ (signo } e_{cx})$$

$$E_{d2x} = e_{cx} - 0.1 b \text{ (signo } e_{cx})$$

Los resultados a nivel de entrepiso sólo se muestran para fines comparativos

TABLA 4.13 COORDENADAS MODIFICADAS DE LOS CENTROS DE MASA, EMPOTRAMIENTO EN PB

Nivel	Opción E_{d1}		Opción E_{d2}	
	X^*_{CM1} (m)	Y^*_{CM1} (m)	X^*_{CM2} (m)	Y^*_{CM2} (m)
10	9.60	19.20	6.40	12.80
9	9.60	19.20	6.40	12.80
8	9.60	19.20	6.40	12.80
7	9.60	19.20	6.40	12.80
6	9.60	19.20	6.40	12.80
5	19.20	19.20	-9.34	12.80
4	27.75	19.20	12.80	12.80
3	19.20	19.20	10.51	12.80
2	20.07	19.20	12.80	12.80
1	19.20	19.20	12.75	12.80

$$X^*_{CM1} = X_T + E_{d1x}; \quad Y^*_{CM1} = Y_T + E_{d1y}$$

$$X^*_{CM2} = X_T + E_{d2x}; \quad Y^*_{CM2} = Y_T + E_{d2y}$$

TABLA 4.14 COORDENADAS MODIFICADAS DE LOS CENTROS DE MASA, INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Nivel	Opción E_{d1}		Opción E_{d2}	
	X^*_{CM1} (m)	Y^*_{CM1} (m)	X^*_{CM2} (m)	Y^*_{CM2} (m)
10	9.60	19.20	6.40	12.80
9	9.60	19.20	6.40	12.80
8	9.60	19.20	6.40	12.80
7	9.60	19.20	6.40	12.80
6	9.60	19.20	6.40	12.80
5	19.20	19.20	-6.68	12.80
4	26.30	19.20	12.80	12.80
3	19.20	19.20	11.04	12.80
2	19.76	19.20	12.80	12.80
1	19.26	19.20	12.80	12.80
PB	19.20	19.20	12.80	12.80
Sótano	19.27	19.20	12.80	12.80
Cimentación	19.23	19.20	12.80	12.80

$$X^*_{CM1} = X_T + E_{d1x}; \quad Y^*_{CM1} = Y_T + E_{d1y}$$

$$X^*_{CM2} = X_T + E_{d2x}; \quad Y^*_{CM2} = Y_T + E_{d2y}$$

TABLA 4.15 COMPARACIÓN DE PERIODOS NATURALES DE VIBRACIÓN CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y DE LA TORSIÓN PARA DIFERENTES CONDICIONES DE POSICIÓN DE LOS CENTROS DE MASA DE CADA PISO

Dirección dominante	Modo	Periodo de vibración, T_i (s)							
		Base rígida				Base flexible			
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
X	1	0.930	0.930	0.978	0.929	1.155	1.155	1.181	1.156
	2	0.409	0.409	0.463	0.463	0.536	0.536	0.557	0.551
Y	1	0.910	0.967	0.913	1.252	1.143	1.172	1.147	1.355
	2	0.387	0.397	0.394	0.394	0.514	0.519	0.506	0.509
TORSIÓN (Θ)	1	---	0.671	0.740	0.690	---	0.720	0.781	0.799
	2	---	0.311	0.308	0.349	---	0.338	0.333	0.414

Base rígida : Empotramiento en planta baja (PB)

Base flexible : Efectos de la interacción suelo-estructura

(Periodos calculados con fórmula para base flexible: $T_{1x} = 1.25$ s; $T_{1y} = 1.28$ s)

Caso A: Resultados ante un movimiento de traslación pura (un solo grado de libertad por piso)

Caso B: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masas sin desplazar (solo efectos de la excentricidad teórica)

Caso C: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d1}

Caso D: Resultados ante un movimiento de tres grados de libertad por piso (dos de traslación y un giro), y centros de masa desplazados según la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 4.16

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS TOTALES (MULTIPLICADOS POR Q = 3, EN CM), CON Y SIN LOS EFECTOS DE: 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, 2) TORSIÓN SEGÚN EL CÓDIGO, Y 3) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS. SISMO EN LA DIRECCIÓN X.

Nivel	Empotramiento en PB (base rígida)							Base flexible						
	Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas			Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D
10	16.83*	16.83*	17.91* [20.97] ₂₅	17.91* [20.97] ₁	16.11*	16.76* [19.77] ₂₅	16.76* [19.77] ₁	27.18*	27.18*	28.17* [31.89] ₂₅	28.17* [31.89] ₁	25.56*	26.67* [30.33] ₂₅	26.67* [30.33] ₁
9	15.98	15.98	16.98 [19.86]	16.98 [19.86]	15.39	16.05 [18.90]	16.05 [18.90]	26.22	26.22	27.06 [30.60]	27.06 [30.60]	24.78	25.83 [29.34]	25.83 [29.34]
8	14.61	14.61	15.45 [18.03]	15.45 [18.03]	14.13	14.73 [17.28]	14.73 [17.28]	24.66	24.66	25.32 [28.53]	25.32 [28.53]	23.37	24.36 [27.54]	24.36 [27.54]
7	12.84	12.84	13.50 [15.72]	13.50 [15.72]	12.48	12.98 [15.18]	12.98 [15.18]	22.68	22.68	23.07 [25.86]	23.07 [25.86]	21.48	22.35 [25.11]	22.35 [25.11]
6	10.74	10.74	11.22 [12.96]	11.22 [12.96]	10.49	10.86 [12.60]	10.86 [12.60]	20.31	20.31	20.40 [22.65]	20.40 [22.65]	19.20	19.89 [22.14]	19.89 [22.14]
5	8.70	8.70	9.03 [10.35]	9.03 [10.35]	8.49	8.82 [10.14]	8.82 [10.14]	17.97	17.97	17.79 [19.56]	17.79 [19.56]	16.89	17.46 [19.23]	17.46 [19.23]
4	7.17	7.17	7.38 [8.49]	7.38 [8.49]	6.99	7.23 [8.34]	7.23 [8.34]	16.11	16.11	15.81 [17.28]	15.81 [17.28]	15.09	15.57 [17.04]	15.57 [17.04]
3	5.49	5.49	5.64 [6.48]	5.64 [6.48]	5.37	5.55 [6.39]	5.55 [6.39]	14.10	14.10	13.65 [14.79]	13.65 [14.79]	13.11	13.47 [14.64]	13.47 [14.64]
2	3.75	3.75	3.84 [4.41]	3.84 [4.41]	3.66	3.78 [4.38]	3.78 [4.38]	11.88	11.88	11.28 [12.12]	11.28 [12.12]	10.92	11.19 [12.00]	11.19 [12.00]
1	1.95	1.95	1.98 [2.28]	1.98 [2.28]	1.89	1.98 [2.28]	1.98 [2.28]	9.48	9.48	8.79 [9.24]	8.79 [9.24]	8.58	8.73 [9.18]	8.73 [9.18]
PB	---	---	---	---	---	---	---	6.57	6.57	5.70 [5.70]	5.70 [5.70]	5.70	5.70 [5.70]	5.70 [5.70]
Sót	---	---	---	---	---	---	---	6.48	6.48	5.58 [5.58]	5.58 [5.58]	5.58	5.58 [5.58]	5.58 [5.58]
Cim.	---	---	---	---	---	---	---	6.42	6.42	5.55 [5.55]	5.55 [5.55]	5.55	5.55 [5.55]	5.55 [5.55]

PB Planta Baja

* Desplazamiento horizontal referido al centro de masa de cada nivel y medido en la dirección del sismo

[] Desplazamiento horizontal referido a la hilera de la columna / (ver fig 4.1)

Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura

Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)

Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_d

Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_d

TABLA 4.17

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS TOTALES (MULTIPLICADOS POR Q = 3, EN CM), CON Y SIN LOS EFECTOS DE: 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, 2) TORSIÓN SEGÚN EL CÓDIGO, Y 3) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS. SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Nivel	Empotramiento PB (base rígida)							Base flexible						
	Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas			Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D
10	15.60*	16.14*	16.41*	19.62*	15.03*	15.69*	18.84*	25.77*	27.15*	26.16*	30.18*	25.23*	25.17*	29.13*
		[19.17]	[16.50]	[22.47]	[16.38]	[15.78]	[21.66]		[30.03]	[26.16]	[33.63]	[26.91]	[25.17]	[32.52]
9	14.97	15.54	15.72	18.90	14.49	15.09	18.27	25.02	26.43	25.35	29.37	24.63	24.51	28.47
		[18.51]	[15.87]	[21.72]	[15.84]	[15.24]	[21.03]		[29.25]	[25.44]	[32.76]	[26.28]	[24.57]	[31.83]
8	13.86	14.52	14.52	17.73	13.53	14.01	17.19	23.79	25.20	24.03	28.02	23.49	23.31	27.27
		[17.34]	[14.79]	[20.46]	[14.85]	[14.28]	[19.89]		[27.93]	[24.21]	[31.35]	[25.14]	[23.49]	[30.57]
7	12.42	13.20	12.99	16.17	12.24	12.60	15.78	22.20	23.61	22.29	26.28	21.93	21.72	25.68
		[15.81]	[13.38]	[18.81]	[13.56]	[12.98]	[18.39]		[26.16]	[22.62]	[29.46]	[23.61]	[22.05]	[28.83]
6	10.65	11.52	11.13	14.28	10.59	10.83	13.98	20.22	21.57	20.13	24.09	19.98	19.68	23.61
		[13.86]	[11.67]	[16.77]	[11.91]	[11.37]	[16.44]		[23.94]	[20.64]	[27.12]	[21.60]	[20.19]	[26.61]
5	8.82	7.80	8.61	17.73	7.62	8.40	17.49	18.12	17.34	17.28	27.24	16.29	16.98	26.85
		[11.70]	[9.78]	[14.43]	[10.08]	[9.57]	[14.19]		[21.45]	[18.42]	[24.36]	[19.35]	[18.06]	[24.00]
4	7.29	6.45	6.78	8.16	6.27	6.66	8.01	16.29	15.57	15.24	16.74	14.55	15.00	16.47
		[9.54]	[7.89]	[11.82]	[8.22]	[7.74]	[11.67]		[18.84]	[16.17]	[21.27]	[17.01]	[15.90]	[21.00]
3	5.61	4.95	5.49	6.75	4.83	5.40	6.66	14.25	13.59	13.44	13.65	12.63	13.29	14.67
		[7.26]	[5.94]	[9.00]	[6.27]	[5.85]	[8.91]		[16.05]	[13.83]	[17.85]	[14.46]	[13.65]	[17.67]
2	3.81	3.36	3.72	4.23	3.30	3.66	4.20	12.03	11.43	11.19	11.82	10.50	11.07	11.73
		[4.89]	[4.02]	[6.09]	[4.23]	[3.96]	[6.03]		[13.08]	[11.37]	[14.22]	[11.76]	[11.28]	[14.13]
1	1.98	1.74	1.95	2.19	1.71	1.92	2.19	9.63	9.12	8.76	9.12	8.25	8.73	9.06
		[2.52]	[2.07]	[3.15]	[2.19]	[2.04]	[3.12]		[10.02]	[8.85]	[10.41]	[8.91]	[8.79]	[10.38]
PB	---	---	---	---	---	---	---	6.66	6.30	5.79	5.79	5.46	5.79	5.79
		---	---	---	---	---	---		[6.33]	[5.79]	[5.82]	[5.46]	[5.79]	[5.82]
Sót.	---	---	---	---	---	---	---	6.57	6.18	5.67	5.67	5.34	5.67	5.67
		---	---	---	---	---	---		[6.21]	[5.67]	[5.67]	[5.37]	[5.67]	[5.67]
Cim.	---	---	---	---	---	---	---	6.51	6.15	5.64	5.64	5.31	5.64	5.64
		---	---	---	---	---	---		[6.15]	[5.64]	[5.64]	[5.31]	[5.64]	[5.64]

PB Planta Baja

* Desplazamiento horizontal referido al centro de masa de cada nivel y medido en la dirección del sismo

[] Desplazamiento horizontal referido a la hilera de la columna 1 (ver fig 4.1)

Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura

Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)

Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{dt}

Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{dz}

TABLA 4.18

COMPARACIÓN DE RELACIONES DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO MÁXIMO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, CON Y SIN LOS EFECTOS DE: 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, 2) LA TORSIÓN SEGÚN EL CÓDIGO, Y 3) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS. SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Entrepiso	Empotramiento en PB (base rígida)							Base flexible						
	Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas			Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D
9-10	0.0024*	0.0024*	[0.0032] ₂₅	[0.0032] ₁	0.0021*	[0.0025] ₂₅	[0.0025] ₁	0.0027*	0.0027*	[0.0037] ₂₅	[0.0037] ₁	0.0022*	[0.0028] ₂₅	[0.0028] ₁
8-9	0.0037	0.0037	[0.0052]	[0.0052]	0.0036	[0.0046]	[0.0046]	0.0045	0.0045	[0.0059]	[0.0059]	0.0040	[0.0051]	[0.0051]
7-8	0.0051	0.0051	[0.0066]	[0.0066]	0.0047	[0.0060]	[0.0060]	0.0057	0.0057	[0.0076]	[0.0076]	0.0054	[0.0069]	[0.0069]
6-7	0.0060	0.0060	[0.0079]	[0.0079]	0.0057	[0.0074]	[0.0074]	0.0068	0.0068	[0.0092]	[0.0092]	0.0065	[0.0085]	[0.0085]
5-6	0.0059	0.0059	[0.0075]	[0.0075]	0.0057	[0.0070]	[0.0070]	0.0067	0.0067	[0.0088]	[0.0088]	0.0066	[0.0083]	[0.0083]
4-5	0.0044	0.0044	[0.0053]	[0.0053]	0.0043	[0.0051]	[0.0051]	0.0053	0.0053	[0.0065]	[0.0065]	0.0051	[0.0063]	[0.0063]
3-4	0.0047	0.0047	[0.0057]	[0.0057]	0.0046	[0.0056]	[0.0056]	0.0057	0.0057	[0.0071]	[0.0071]	0.0057	[0.0069]	[0.0069]
2-3	0.0050	0.0050	[0.0059]	[0.0059]	0.0049	[0.0057]	[0.0057]	0.0063	0.0063	[0.0076]	[0.0076]	0.0063	[0.0075]	[0.0075]
1-2	0.0051	0.0051	[0.0061]	[0.0061]	0.0051	[0.0060]	[0.0060]	0.0069	0.0069	[0.0082]	[0.0082]	0.0067	[0.0081]	[0.0081]
PB-1	0.0039	0.0039	[0.0046]	[0.0046]	0.0038	[0.0046]	[0.0046]	0.0058	0.0058	[0.0071]	[0.0071]	0.0058	[0.0070]	[0.0070]
Sót-PB	---	---	---	---	---	---	---	0.0002	0.0002	[0.0003]	[0.0003]	0.0003	[0.0003]	[0.0003]
Cim.-Sót	---	---	---	---	---	---	---	0.0002	0.0002	[0.0001]	[0.0001]	0.0001	[0.0001]	[0.0001]

PB Planta Baja

* Valores máximos de Δ_n/h_n , referidos al centro de masa de cada nivel y medidos en la dirección del sismo

[], Valores máximos de Δ_n/h_n , referidos a la hilera de la columna i y medidos en la dirección del sismo

Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura

Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)

Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}

Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 4.19

COMPARACIÓN DE RELACIONES DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO MÁXIMO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO, CON Y SIN LOS EFECTOS DE: 1) LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, 2) LA TORSIÓN SEGÚN EL CÓDIGO, Y 3) LAS DEFORMACIONES AXIALES DE LAS COLUMNAS. SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Entre-piso	Empotramiento en PB (base rígida)							Base flexible						
	Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas			Con deformaciones axiales de columnas				Sin deformaciones axiales de columnas		
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso B	Caso C	Caso D
9-10	0.0018*	[0.0019]	[0.0018]	[0.0021]	[0.0015]	[0.0015]	[0.0018]	0.0021*	[0.0022]	[0.0021]	[0.0025]	[0.0018]	[0.0017]	[0.0020]
8-9	0.0032	[0.0033]	[0.0031]	[0.0036]	[0.0028]	[0.0027]	[0.0033]	0.0035	[0.0038]	[0.0035]	[0.0040]	[0.0033]	[0.0031]	[0.0036]
7-8	0.0041	[0.0044]	[0.0040]	[0.0047]	[0.0037]	[0.0037]	[0.0043]	0.0045	[0.0051]	[0.0045]	[0.0054]	[0.0044]	[0.0041]	[0.0050]
6-7	0.0051	[0.0056]	[0.0049]	[0.0058]	[0.0047]	[0.0046]	[0.0056]	0.0057	[0.0063]	[0.0057]	[0.0067]	[0.0057]	[0.0053]	[0.0063]
5-6	0.0052	[0.0062]	[0.0054]	[0.0067]	[0.0052]	[0.0051]	[0.0064]	0.0060	[0.0071]	[0.0063]	[0.0079]	[0.0064]	[0.0061]	[0.0075]
4-5	0.0044	[0.0062]	[0.0054]	[0.0075]	[0.0053]	[0.0052]	[0.0072]	0.0052	[0.0075]	[0.0064]	[0.0088]	[0.0067]	[0.0062]	[0.0086]
3-4	0.0048	[0.0065]	[0.0056]	[0.0081]	[0.0056]	[0.0054]	[0.0079]	0.0058	[0.0080]	[0.0067]	[0.0098]	[0.0073]	[0.0064]	[0.0095]
2-3	0.0051	[0.0068]	[0.0055]	[0.0083]	[0.0058]	[0.0054]	[0.0082]	0.0063	[0.0085]	[0.0070]	[0.0104]	[0.0077]	[0.0068]	[0.0101]
1-2	0.0052	[0.0068]	[0.0056]	[0.0084]	[0.0058]	[0.0055]	[0.0083]	0.0069	[0.0087]	[0.0072]	[0.0109]	[0.0081]	[0.0071]	[0.0107]
PB-1	0.0040	[0.0050]	[0.0041]	[0.0063]	[0.0044]	[0.0041]	[0.0062]	0.0059	[0.0074]	[0.0061]	[0.0092]	[0.0069]	[0.0060]	[0.0091]
Sót-PB	---	---	---	---	---	---	---	0.0002	[0.0003]	[0.0003]	[0.0004]	[0.0002]	[0.0003]	[0.0004]
Cim.-Sót	---	---	---	---	---	---	---	0.0002	[0.0002]	[0.0001]	[0.0001]	[0.0002]	[0.0001]	[0.0001]

PB Planta Baja

* Valores máximos de Δ_d/h_i , referidos al centro de masa de cada nivel y medidos en la dirección del sismo

[] Valores máximos de Δ_d/h_i , referidos a la hilera de la columna 1 y medidos en la dirección del sismo

Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura

Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)

Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}

Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 4.20 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y TORSIONANTES DE VIGAS TIPO, CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE: A) TRASLACIÓN PURA (CORTANTE DIRECTO), B) LA EXCENRICIDAD TEÓRICA e_c , C) LA EXCENRICIDAD DE DISEÑO E_{d1} , D) LA EXCENRICIDAD DE DISEÑO E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Nivel	Trabe	Sismo en dirección X											
		Momento flexionante (t-m)								Momento torsionante (t-m)			
		Extremo izquierdo				Extremo derecho							
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
1	1	77.08 (106.55)	77.08 (106.55)	61.78 (85.83)	92.15 (127.24)	74.54 (101.97)	74.54 (101.97)	59.80 (82.12)	89.19 (121.79)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.18 (0.27)	0.18 (0.27)
	21	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	15.31 (22.00)	15.31 (19.66)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	14.82 (21.12)	14.82 (18.77)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.18 (0.20)	0.18 (0.34)
	37	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	15.29 (21.33)	15.29 (20.38)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	14.80 (20.46)	14.80 (19.50)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.18 (0.20)	0.18 (0.34)
5	1	62.78 (72.87)	62.78 (72.87)	49.01 (57.30)	75.86 (88.61)	61.24 (71.04)	61.24 (71.04)	47.79 (55.82)	74.06 (86.43)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.17 (0.21)	0.17 (0.21)
	21	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	11.98 (14.88)	11.98 (13.02)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	11.65 (14.46)	11.65 (12.60)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.17 (0.21)	0.17 (0.21)
	37	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	11.58 (13.95)	11.58 (13.14)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	11.08 (13.35)	11.08 (12.53)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.14 (0.18)	0.14 (0.18)
8	1	58.60 (64.63)	58.60 (64.63)	42.10 (46.68)	74.62 (82.59)	55.91 (61.61)	55.91 (61.61)	40.21 (44.48)	71.31 (78.75)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.22 (0.24)	0.22 (0.24)
	21	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	8.50 (10.09)	8.50 (8.55)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	8.11 (9.61)	8.11 (8.09)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.22 (0.24)	0.22 (0.24)

() Resultados con efectos de la interacción suelo-estructura
La ubicación de las traveses se muestra en la fig 4.1

- Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura
- Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)
- Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}
- Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 4.21 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y TORSIONANTES DE VIGAS TIPO, CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE: A) TRASLACIÓN PURA (CORTANTE DIRECTO), B) LA EXCENTRICIDAD TEÓRICA e_c , C) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d1} , D) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Nivel	Trabe	Sismo en dirección Y											
		Momento flexionante (t-m)								Momento torsionante (t-m)			
		Extremo izquierdo				Extremo derecho							
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
1	1	0.0 (0.0)	21.51 (39.27)	4.81 (1.92)	49.00 (59.41)	0.0 (0.0)	20.83 (37.60)	4.66 (1.80)	47.44 (56.90)	0.0 (0.0)	0.26 (0.58)	0.06 (0.11)	0.60 (0.85)
	21	69.36 (103.56)	100.48 (138.22)	83.71 (111.18)	128.04 (168.79)	67.06 (99.07)	97.24 (132.29)	81.01 (106.39)	123.91 (161.59)	0.0 (0.0)	0.26 (0.52)	0.06 (0.04)	0.60 (0.78)
	37	70.01 (104.47)	58.16 (75.54)	74.91 (106.28)	30.62 (48.70)	67.71 (99.96)	56.28 (72.24)	72.50 (101.69)	29.64 (46.52)	0.0 (0.0)	0.26 (0.52)	0.06 (0.04)	0.60 (0.78)
5	1	0.0 (0.0)	20.12 (34.11)	11.54 (11.81)	38.85 (43.26)	0.0 (0.0)	19.46 (33.12)	11.06 (11.28)	37.67 (41.87)	0.0 (0.0)	0.25 (0.46)	0.14 (0.16)	0.49 (0.58)
	21	55.98 (69.52)	54.41 (67.50)	72.93 (83.78)	98.37 (113.03)	54.41 (67.50)	78.37 (95.36)	70.77 (81.24)	95.47 (109.58)	0.0 (0.0)	0.25 (0.46)	0.14 (0.16)	0.49 (0.58)
	37	52.02 (64.88)	35.31 (38.72)	43.14 (50.76)	16.41 (19.98)	49.76 (61.96)	33.79 (37.00)	41.29 (48.50)	15.69 (19.07)	0.0 (0.0)	0.27 (0.44)	0.17 (0.20)	0.51 (0.59)
8	1	0.0 (0.0)	0.22 (25.82)	8.12 (9.53)	7.57 (7.40)	0.0 (0.0)	0.24 (24.63)	7.79 (9.17)	7.18 (6.93)	0.0 (0.0)	0.01 (0.36)	0.11 (0.12)	0.11 (0.13)
	21	43.16 (49.84)	46.52 (53.42)	42.41 (46.17)	50.55 (54.82)	41.07 (47.34)	44.28 (50.69)	40.37 (43.82)	48.10 (51.96)	0.0 (0.0)	0.01 (0.36)	0.11 (0.12)	0.11 (0.13)

() Resultados con efectos de la interacción suelo-estructura
La ubicación de las traveses se muestra en la fig 4.1

Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura

Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)

Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}

Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 4.22 COMPARACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE COLUMNAS TIPO, CON Y SIN EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE: A) TRASLACIÓN PURA (CORTANTE DIRECTO), B) LA EXCENTRICIDAD TEÓRICA e_c , C) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d1} , D) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN X

Entre-piso	Hilera de columnas	Extremo	Sismo en la dirección X											
			Elemento mecánico											
			M_x (t-m)				M_y (t-m)				M_z (t-m)			
			Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
PB-1	1	Inf.	138.21 (193.13)	138.21 (193.13)	110.39 (155.89)	164.38 (230.20)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	27.03 (37.65)	27.03 (36.82)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.65 (2.46)	1.65 (2.46)
		Sup.	17.62 (40.29)	17.62 (40.29)	14.19 (32.62)	21.75 (47.85)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	3.85 (8.18)	3.85 (7.18)				
	3	Inf.	154.94 (190.03)	154.94 (190.03)	123.96 (153.31)	184.54 (227.77)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.01 (0.13)	0.01 (0.22)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.65 (2.46)	1.65 (2.46)
		Sup.	46.28 (79.24)	46.28 (79.24)	37.14 (62.56)	55.86 (92.27)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.02 (0.16)	0.02 (0.21)				
	5	Inf.	138.47 (193.57)	138.47 (193.57)	110.61 (156.26)	164.69 (230.70)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	27.04 (37.39)	27.04 (37.05)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.65 (2.46)	1.65 (2.46)
		Sup.	18.06 (41.01)	18.06 (41.01)	14.56 (33.23)	22.28 (48.67)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	3.86 (7.93)	3.86 (7.52)				
4-5	1	Inf.	11.53 (11.82)	11.53 (11.82)	10.91 (11.40)	12.28 (12.47)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	3.13 (3.72)	3.13 (2.90)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.21 (1.45)	1.21 (1.45)
		Sup.	10.64 (14.09)	10.64 (14.09)	11.83 (15.18)	9.33 (13.12)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	4.64 (6.13)	4.64 (5.30)				
	3	Inf.	43.41 (51.14)	43.41 (51.14)	36.80 (43.13)	50.60 (59.44)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	2.22 (2.40)	2.22 (2.68)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.21 (1.45)	1.21 (1.45)
		Sup.	46.32 (57.84)	46.32 (57.84)	40.59 (50.33)	52.29 (65.57)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	5.63 (6.34)	5.63 (6.63)				
	5	Inf.	26.00 (28.36)	26.00 (28.36)	21.06 (22.97)	31.16 (33.96)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	5.52 (6.27)	5.52 (5.83)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.21 (1.45)	1.21 (1.45)
		Sup.	39.92 (47.31)	39.92 (47.31)	32.00 (38.05)	47.68 (56.87)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	8.03 (9.77)	8.03 (9.23)				
7-8	1	Inf.	18.31 (19.56)	18.31 (19.56)	13.12 (14.06)	23.41 (25.06)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	2.68 (3.16)	2.68 (2.49)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.17 (1.32)	1.17 (1.32)
		Sup.	32.96 (37.91)	32.96 (37.91)	23.56 (26.63)	41.98 (47.40)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	4.86 (5.80)	4.86 (5.09)				
	3	Inf.	20.00 (22.01)	20.00 (22.01)	14.54 (16.04)	25.50 (27.98)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	2.92 (3.28)	2.92 (3.05)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	1.17 (1.32)	1.17 (1.32)
		Sup.	34.09 (38.82)	34.09 (38.82)	24.51 (28.09)	43.37 (49.55)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	4.84 (5.59)	4.84 (5.35)				

TABLA 4.22 (Continuación)

Entre- piso	Hilera de columnas	Sismo en la dirección X											
		Elemento Mecánico											
		P (t)				V _x (t)				V _y (t)			
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
PB-1.	1	169.85 (205.94)	169.85 (205.94)	160.56 (195.54)	179.13 (216.44)	38.36 (57.66)	38.36 (57.66)	30.76 (46.55)	45.96 (68.65)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	7.63 (11.32)	7.63 (10.87)
	3	69.18 (76.12)	69.18 (76.12)	60.10 (66.22)	78.26 (86.04)	49.57 (66.12)	49.57 (66.12)	39.78 (53.30)	59.36 (79.02)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.01 (0.07)	0.01 (0.11)
	5	99.45 (126.18)	99.45 (126.18)	99.59 (126.34)	99.31 (126.10)	38.53 (57.91)	38.53 (57.91)	30.90 (46.79)	46.16 (68.98)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	7.63 (11.19)	7.63 (11.01)
4-5	1	89.03 (101.42)	89.03 (101.42)	79.39 (90.60)	98.68 (112.30)	8.69 (10.51)	8.69 (10.51)	8.92 (10.43)	8.47 (10.04)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	3.05 (3.86)	3.05 (3.22)
	3	74.52 (84.57)	74.52 (84.57)	64.70 (73.45)	84.35 (95.70)	35.35 (42.73)	35.35 (42.73)	30.36 (36.65)	40.35 (49.02)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	3.08 (3.43)	3.08 (3.65)
	5	15.74 (18.55)	15.74 (18.55)	15.85 (18.70)	15.62 (18.45)	25.86 (29.74)	25.86 (29.74)	20.80 (23.93)	30.91 (35.54)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	5.31 (6.29)	5.31 (5.91)
7-8	1	29.82 (33.07)	29.82 (33.07)	25.92 (28.79)	33.71 (37.36)	20.02 (22.26)	20.02 (22.26)	14.38 (15.96)	25.65 (28.41)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	2.96 (3.51)	2.96 (2.97)
	3	31.83 (35.80)	31.83 (35.80)	27.69 (31.16)	35.97 (40.44)	21.16 (23.80)	21.16 (23.80)	15.31 (17.31)	27.01 (30.40)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	3.05 (3.48)	3.05 (3.29)

() Resultados con efectos de la interacción suelo-estructura
 La ubicación de las columnas se muestra en la fig 4.1
 M_x, M_y Momentos flexionantes de las direcciones X y Y, respectivamente
 M_t Momento torsionante

X, Y Sistema de ejes global
 V_x, V_y Fuerzas cortantes de las direcciones X y Y, respectivamente
 P Fuerza normal

Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura
 Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_c (sin código)
 Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}
 Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

TABLA 4.23 COMPARACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE COLUMNAS TIPO, CON Y SIN EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE: A) TRASLACIÓN PURA (CORTANTE DIRECTO), B) LA EXCENTRICIDAD TEÓRICA e_c , C) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d1} , D) LA EXCENTRICIDAD DE DISEÑO E_{d2} . SISMO EN LA DIRECCIÓN Y

Entre-piso	Hilera de columnas	Extremo	Sismo en la dirección Y											
			Elemento mecánico											
			M_x (t-m)				M_y (t-m)				M_r (t-m)			
			Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
PB-1	1	Inf.	0.0 (0.0)	37.19 (69.73)	7.55 (3.35)	85.47 (105.26)	124.02 (186.70)	177.81 (264.55)	148.15 (198.45)	226.10 (300.93)	0.0 (0.0)	2.30 (4.70)	0.49 (0.30)	5.26 (7.06)
		Sup.	0.0 (0.0)	4.58 (12.37)	0.32 (1.18)	11.11 (19.27)	15.80 (38.95)	23.14 (49.82)	18.84 (40.26)	29.70 (60.76)				
	3	Inf.	0.0 (0.0)	41.91 (70.71)	8.68 (4.37)	96.07 (106.41)	124.03 (160.59)	140.62 (160.60)	140.62 (168.06)	140.62 (168.06)	0.0 (0.0)	2.30 (4.70)	0.49 (0.30)	5.26 (7.06)
		Sup.	0.0 (0.0)	12.56 (27.20)	2.23 (0.97)	29.04 (41.18)	15.81 (34.93)	18.56 (35.33)	18.55 (36.81)	18.57 (36.83)				
	5	Inf.	0.0 (0.0)	37.18 (70.22)	7.51 (3.84)	85.46 (105.78)	124.21 (187.14)	103.64 (137.2)	133.31 (192.23)	55.35 (90.27)	0.0 (0.0)	2.30 (4.70)	0.49 (0.30)	5.26 (7.06)
		Sup.	0.0 (0.0)	4.55 (12.97)	0.25 (0.62)	11.10 (19.89)	16.12 (39.40)	14.35 (30.92)	18.65 (42.31)	7.80 (21.80)				
4-5	1	Inf.	0.0 (0.0)	14.05 (15.58)	16.21 (18.10)	18.94 (20.67)	11.93 (13.19)	25.73 (29.91)	26.77 (29.21)	31.25 (33.70)	0.0 (0.0)	2.25 (3.61)	1.35 (1.49)	4.27 (4.94)
		Sup.	0.0 (0.0)	19.93 (22.72)	17.64 (19.10)	32.25 (36.57)	13.55 (19.34)	35.66 (44.43)	30.48 (36.28)	50.63 (60.00)				
	3	Inf.	0.0 (0.0)	25.86 (34.40)	23.31 (26.57)	40.69 (46.86)	11.99 (12.83)	11.74 (13.64)	10.73 (10.47)	12.24 (12.14)	0.00 (0.0)	2.25 (3.61)	1.35 (1.49)	4.27 (4.94)
		Sup.	0.0 (0.0)	32.63 (41.89)	25.64 (28.64)	55.14 (64.18)	13.65 (19.14)	15.84 (23.92)	13.08 (16.72)	18.36 (22.69)				
	5	Inf.	0.0 (0.0)	11.48 (16.85)	11.72 (13.64)	17.01 (18.96)	22.98 (26.14)	12.01 (14.77)	12.09 (11.97)	5.69 (5.37)	0.0 (0.0)	2.25 (3.61)	1.35 (1.49)	4.27 (4.94)
		Sup.	0.0 (0.0)	14.39 (23.15)	8.09 (9.02)	27.96 (32.13)	36.07 (45.66)	25.26 (27.85)	31.68 (37.88)	11.43 (14.35)				
7-8	1	Inf.	0.0 (0.0)	0.56 (8.28)	4.45 (5.27)	1.58 (1.21)	12.30 (13.58)	12.98 (14.05)	11.76 (12.20)	13.98 (14.39)	0.0 (0.0)	0.02 (1.90)	0.55 (0.61)	0.61 (0.70)
		Sup.	0.0 (0.0)	0.08 (14.73)	2.97 (3.46)	4.65 (4.81)	24.72 (29.20)	26.67 (31.72)	24.28 (27.06)	29.10 (32.33)				
	3	Inf.	0.0 (0.0)	0.03 (8.93)	2.65 (2.77)	2.68 (3.07)	12.33 (13.36)	13.55 (14.16)	14.96 (15.32)	12.15 (12.32)	0.0 (0.0)	0.02 (1.90)	0.55 (0.61)	0.61 (0.70)
		Sup.	0.0 (0.0)	0.56 (15.33)	4.26 (4.71)	5.40 (6.29)	24.75 (28.98)	26.59 (28.45)	28.98 (31.97)	24.18 (26.61)				

TABLA 4.23 (Continuación)

Entre- piso	Hilera de columnas	Sismo en la dirección Y											
		Elemento Mecánico											
		P (t)				V _x (t)				V _y (t)			
		Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
PB-1	1	143.13 (185.76)	158.21 (180.16)	162.80 (195.96)	153.49 (185.62)	0.0 (0.0)	10.31 (20.27)	1.94 (0.54)	23.85 (30.75)	39.34 (58.42)	49.62 (73.14)	41.23 (59.06)	63.16 (89.31)
	3	140.86 (177.29)	157.09 (180.44)	152.44 (178.96)	162.34 (189.86)	0.0 (0.0)	13.45 (24.18)	2.70 (1.32)	30.89 (36.44)	39.35 (50.65)	39.31 (48.33)	39.30 (50.59)	39.31 (50.60)
	5	89.61 (121.86)	100.53 (120.96)	100.63 (126.05)	100.29 (125.71)	0.0 (0.0)	10.30 (20.54)	1.92 (0.79)	23.84 (31.03)	39.46 (58.61)	29.13 (41.47)	37.52 (57.91)	15.59 (27.67)
4-5	1	69.74 (83.60)	75.34 (81.58)	80.11 (90.08)	70.50 (79.43)	0.0 (0.0)	13.32 (14.92)	13.28 (14.59)	20.07 (22.45)	11.56 (13.35)	24.07 (28.96)	22.45 (25.68)	32.11 (36.74)
	3	69.12 (80.49)	76.20 (86.74)	71.14 (78.00)	81.97 (90.47)	0.0 (0.0)	22.34 (29.86)	19.20 (21.65)	37.58 (43.55)	11.63 (13.12)	10.81 (14.19)	9.34 (10.66)	12.00 (13.66)
	5	14.21 (17.82)	15.47 (17.55)	15.54 (18.09)	15.31 (17.82)	0.0 (0.0)	10.14 (15.67)	7.77 (8.88)	17.64 (20.03)	25.22 (28.64)	14.61 (16.11)	17.17 (19.55)	6.71 (7.73)
7-8	1	21.26 (24.52)	23.73 (24.64)	24.97 (27.13)	21.20 (23.05)	0.0 (0.0)	0.19 (8.98)	2.91 (3.42)	2.44 (2.36)	15.86 (17.03)	15.55 (17.92)	14.13 (15.39)	16.89 (18.32)
	3	21.36 (23.68)	23.49 (26.09)	21.39 (22.38)	25.76 (27.42)	0.0 (0.0)	0.19 (9.50)	2.71 (2.93)	3.17 (3.67)	15.89 (17.02)	15.74 (16.62)	17.23 (18.55)	14.25 (15.27)

() Resultados con efectos de la interacción suelo-estructura
 La ubicación de las columnas se muestra en la fig 4.1
 M_x, M_y Momentos flexionantes de las direcciones X y Y, respectivamente
 M_t Momento torsionante

X, Y Sistema de ejes global
 V_x, V_y Fuerzas cortantes de las direcciones X y Y, respectivamente
 P Fuerza normal

Caso A: Incluye solo los efectos ante un movimiento de traslación pura
 Caso B: Incluye solo los efectos de la excentricidad teórica o calculada, e_t (sin código)
 Caso C: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d1}
 Caso D: Incluye los efectos de la excentricidad de diseño E_{d2}

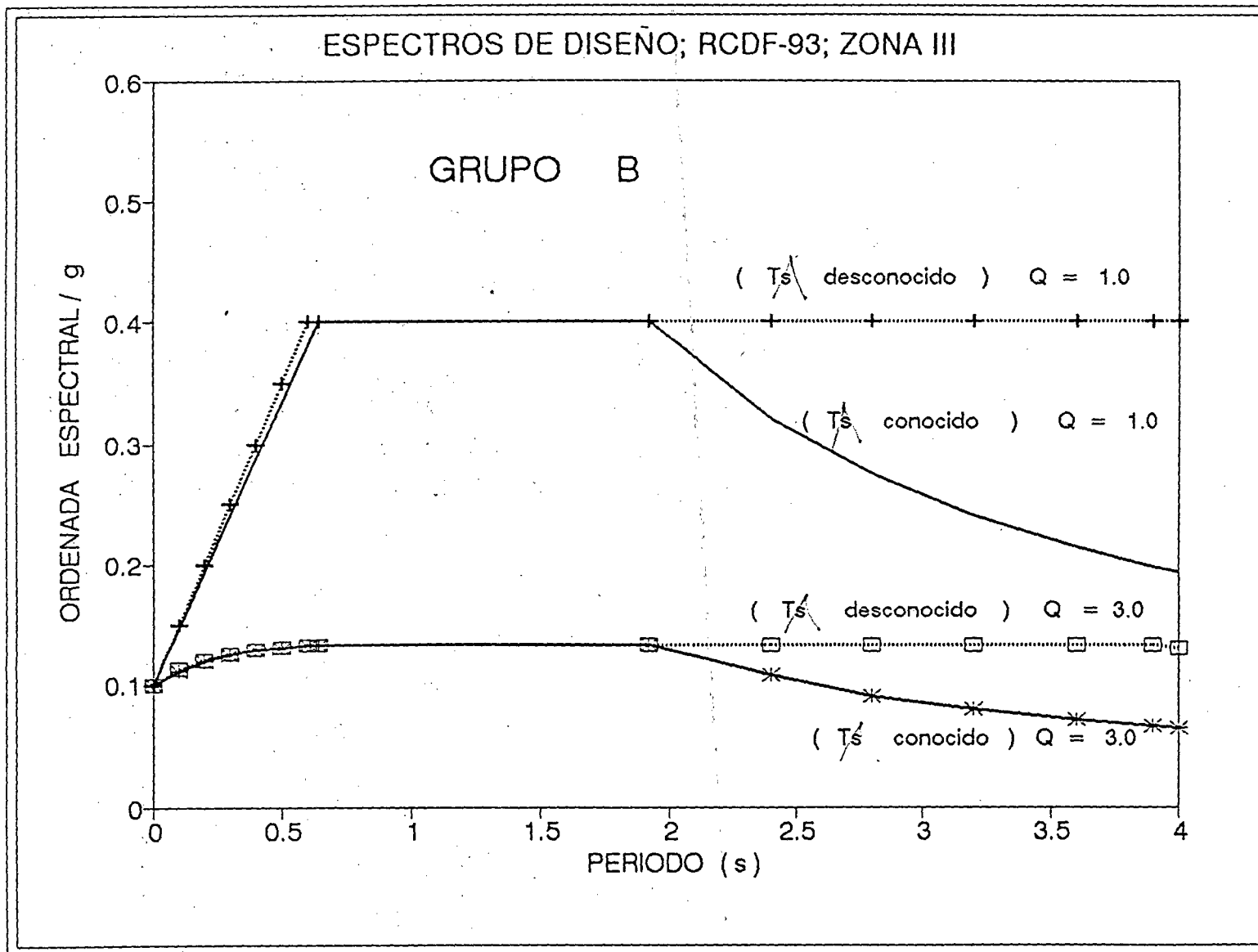


FIG 4.2 ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA $Q = 1$ Y $Q = 3$, ZONA III (COMPRESIBLE), GRUPO B, T_s CONOCIDO Y DESCONOCIDO

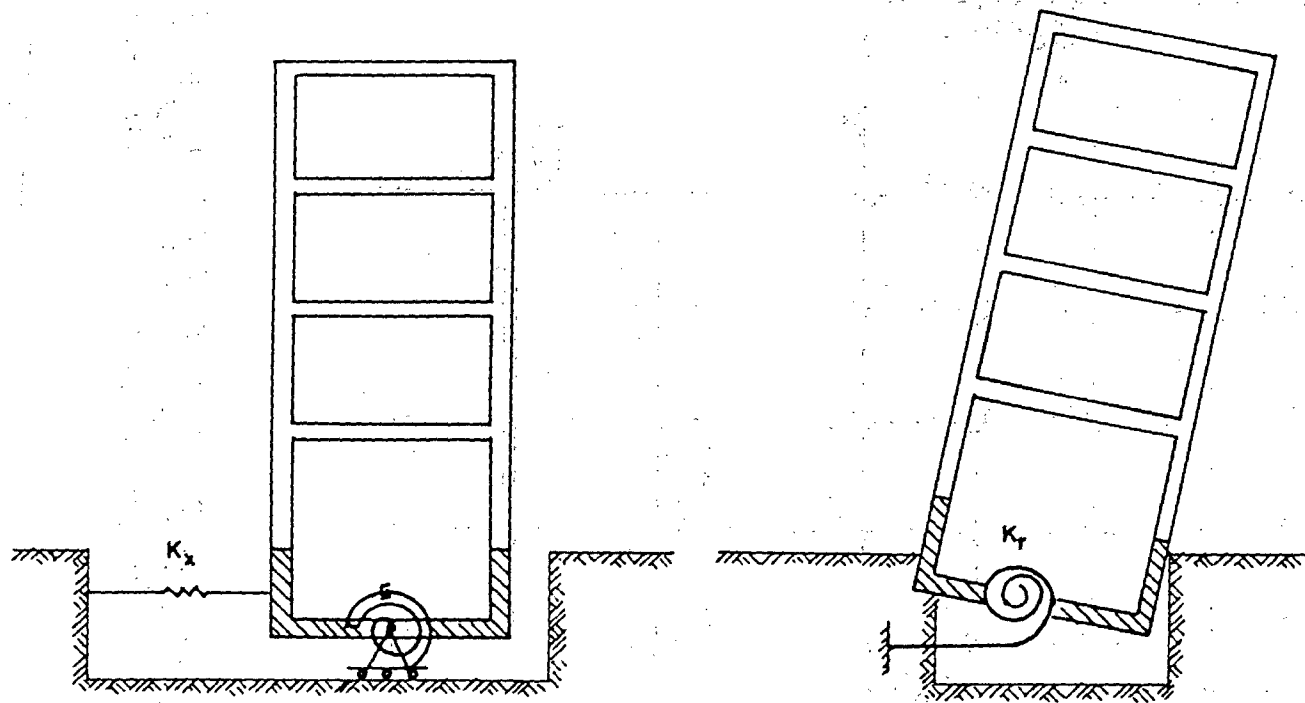


FIG 4.3 MOVIMIENTOS DE CUERPO RÍGIDO PARA INCLUIR LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

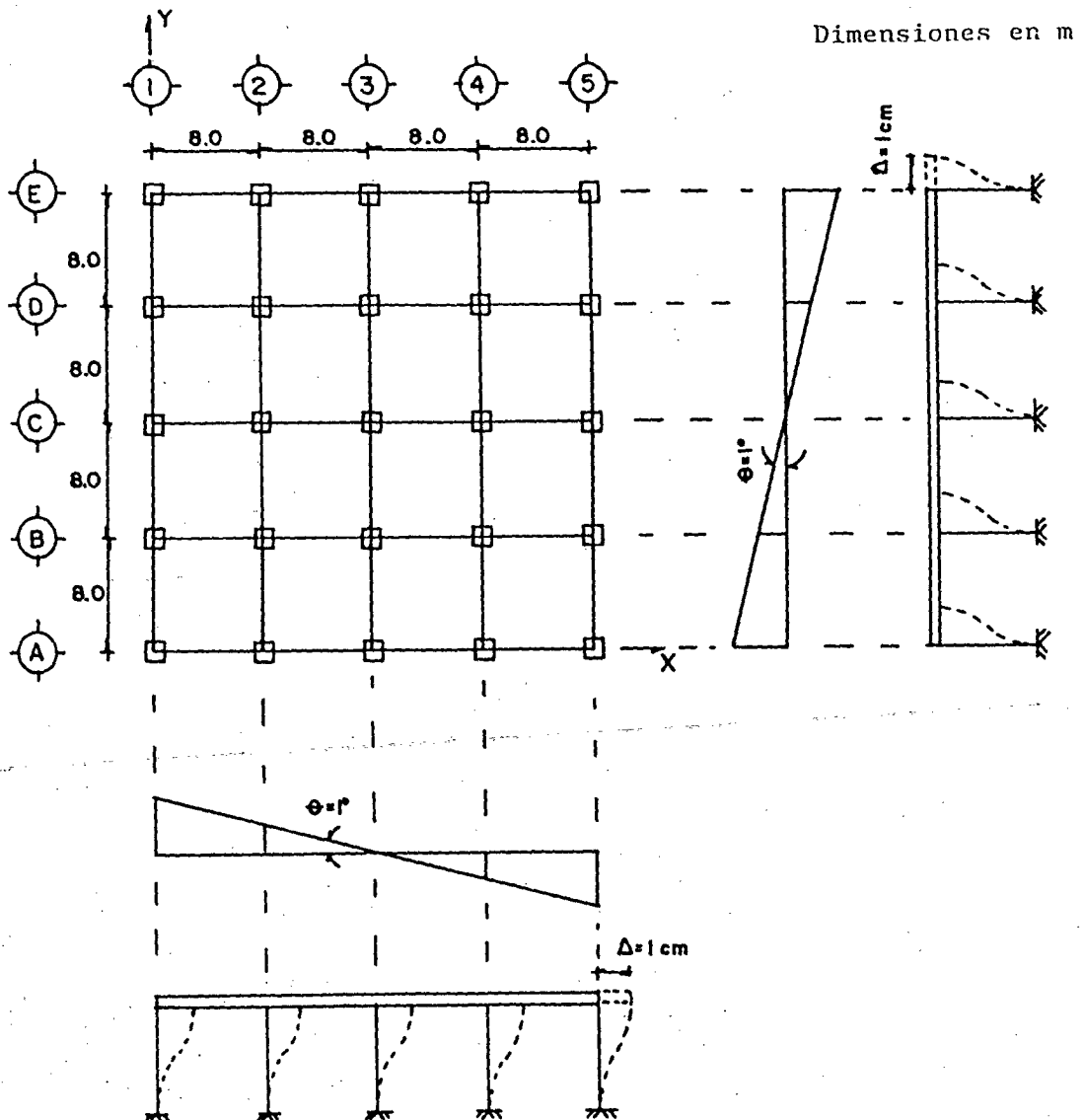


FIG 4.4 CONSIDERACIONES PARA MODELAR LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PISO FICTICIO E INCLUIR LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

EJEMPLO 4; NTC-SISMO-RCDF93
 ZONA III; Q=3; GRUPO B; FI=0.8

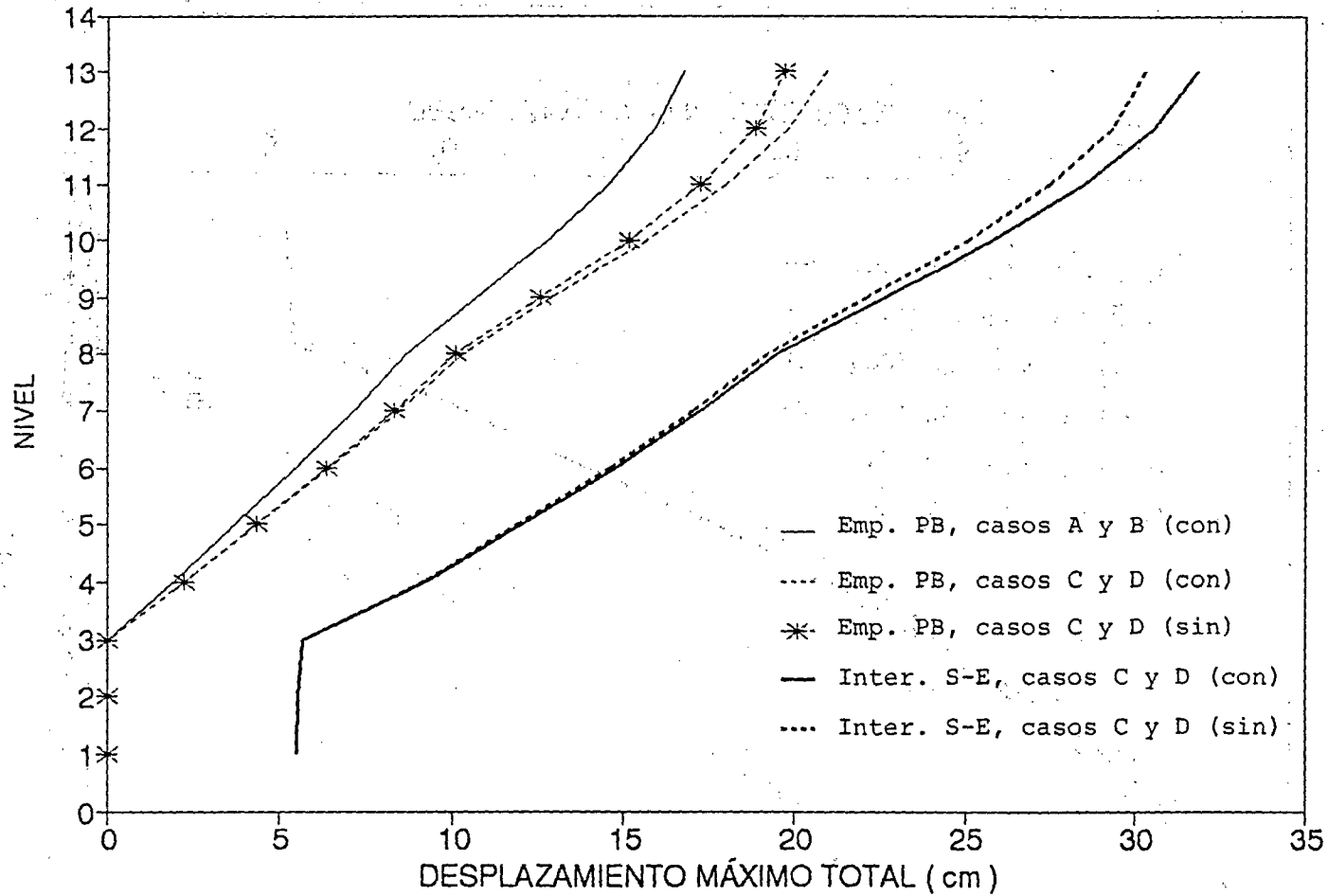


FIG 4.5 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS TOTALES CON Y SIN LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE LAS DEFORMACIONES AXIALES DE COLUMNAS, SISMO EN DIRECCIÓN X

EJEMPLO 4; NTC-SISMO-RCDF93
 ZONA III; Q=3; GRUPO B; FI=0.8

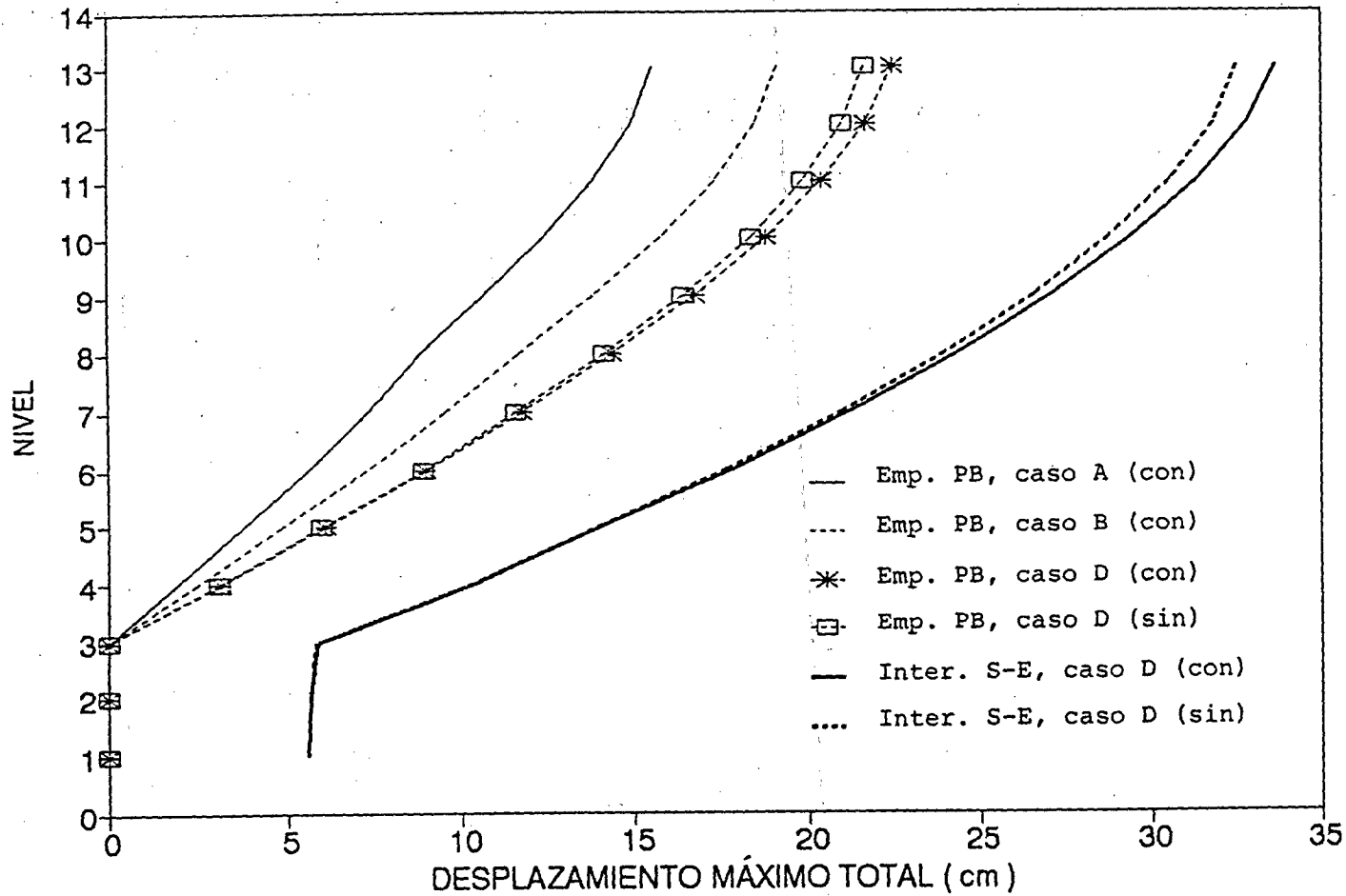


FIG 4.6 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS TOTALES CON Y SIN LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE LAS DEFORMACIONES AXIALES DE COLUMNAS, SISMO EN DIRECCIÓN Y

EJEMPLO 4; NTC-SISMO-RCDF93
 ZONA III; Q=3; GRUPO B; FI=0.8

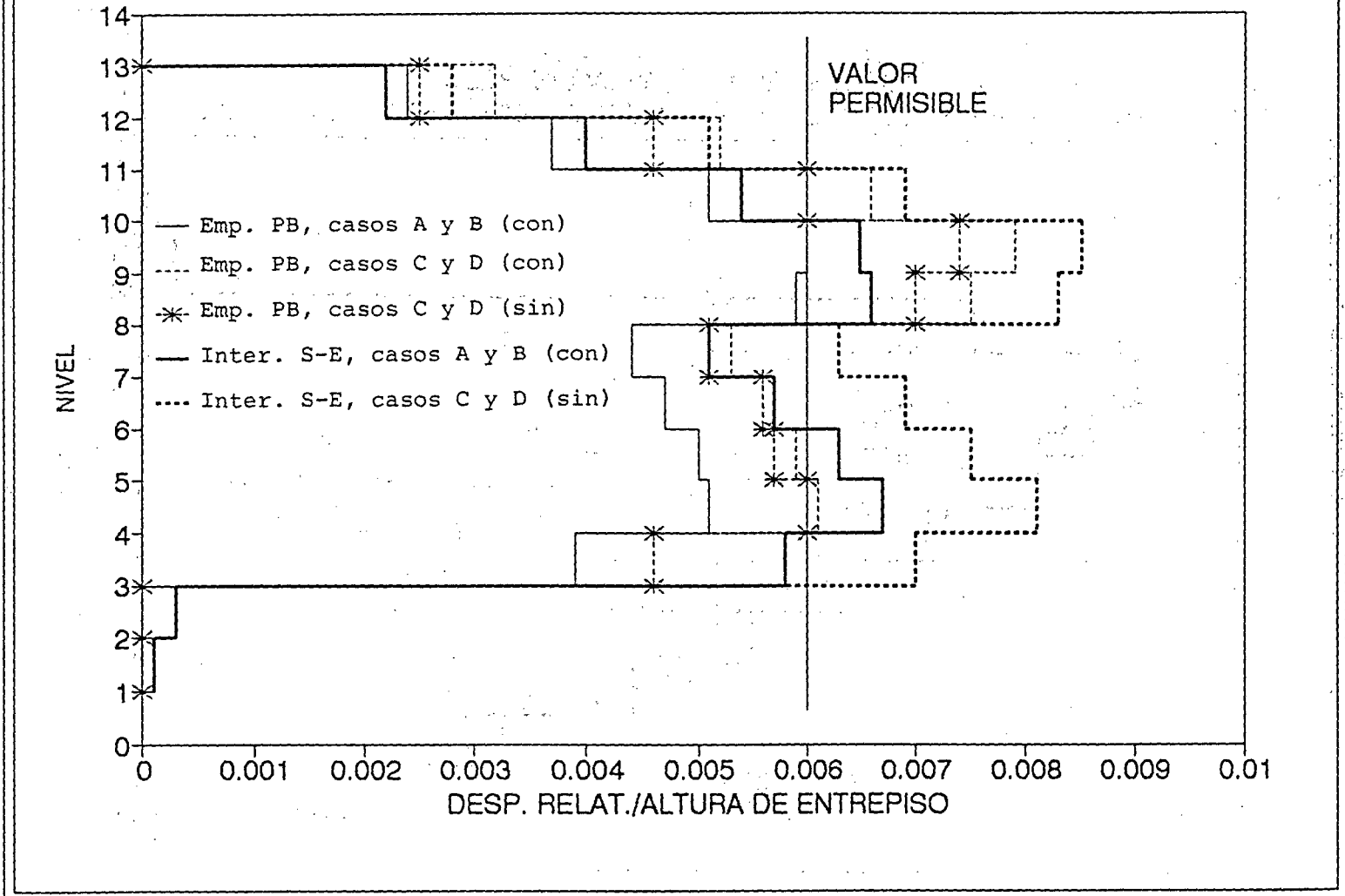


FIG 4.7 COMPARACIÓN DE RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE LAS DEFORMACIONES AXIALES DE COLUMNAS, SISMO EN DIRECCIÓN X

EJEMPLO 4; NTC-SISMO-RCDF93
 ZONA III; Q=3; GRUPO B; FI=0.8

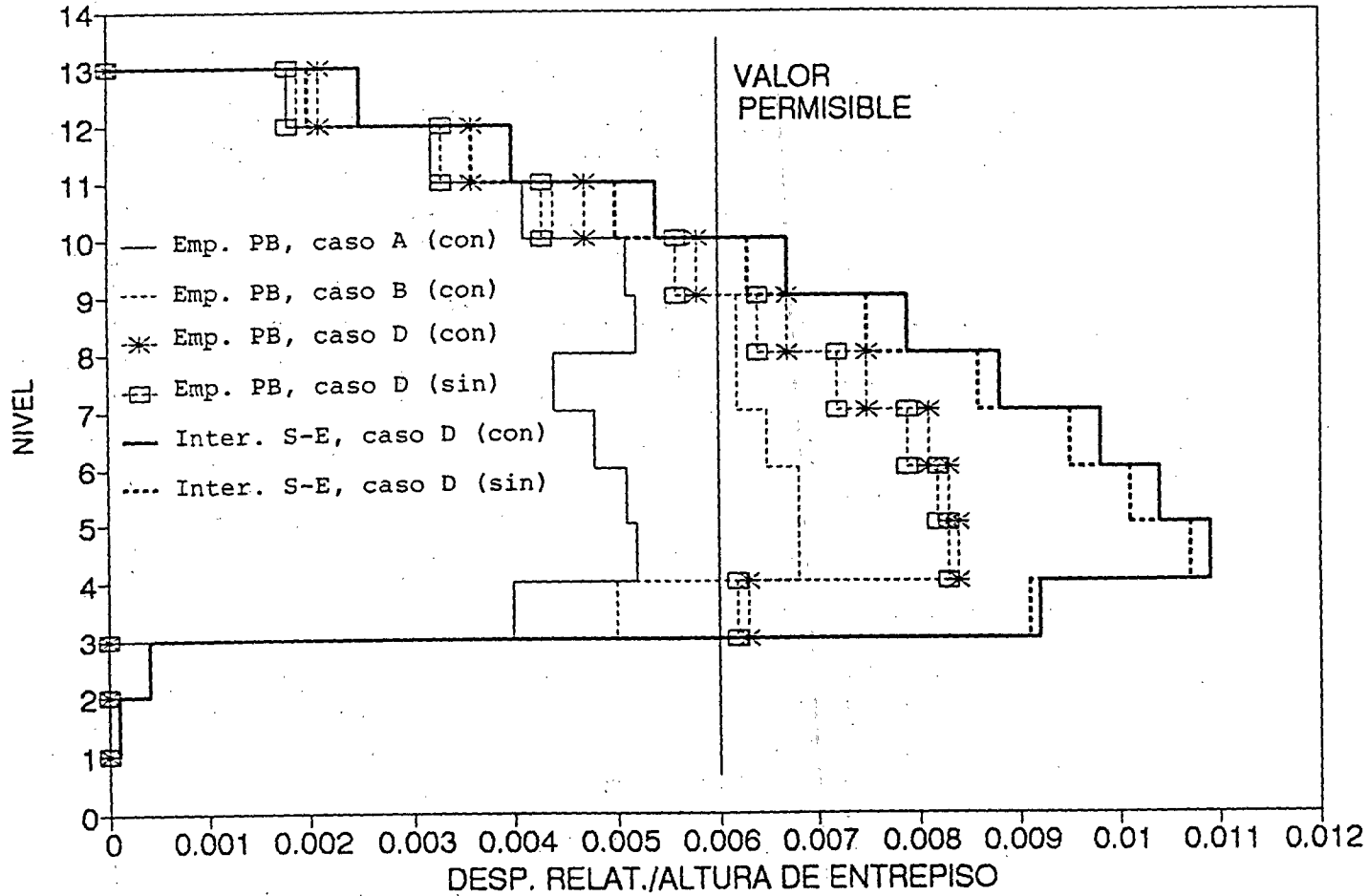


FIG 4.8 COMPARACIÓN DE RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE ALTURA DE ENTREPISO CON Y SIN LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y LOS DE LAS DEFORMACIONES AXIALES DE COLUMNAS, SISMO EN DIRECCIÓN Y

REFERENCIAS

1. Rosenblueth, E y Gómez, R, "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° ES-7, México (1991)
2. Avila, J A, Gallegos, H y Díaz J L, "Criterios para incluir los efectos de torsión en la respuesta sísmica de estructuras tridimensionales", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol 1, Acapulco, México (1989)
3. Wilson, E L and Habibullah, A, "ETABS, A User´s manual", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California (1989)
4. Damy, J, "Programa de Análisis Sísmico de Edificios por Computadora", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1986)
5. Wilson, E L, Der Kiureghian, A and Bayo E P, "A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 9, pp 187-194 (1981)

RECONOCIMIENTO

Este trabajo se realizó con el patrocinio del Departamento del Distrito Federal. Emilio Rosenblueth corrigió la primera versión. Oscar de Buen y Eduardo Miranda revisaron su contenido final; sus sugerencias y observaciones fueron muy valiosas.