

LA INVESTIGACION Y LA PRACTICA DE LA INGENIERIA SISMICA EN MEXICO DESPUES DE LOS SISMOS DE 1985.



LUIS ESTEVA MARABOTO*

INTRODUCCION

Antes de 1985, los ingenieros y los habitantes de la ciudad de México sabían de la gran intensidad que puede adquirir el movimiento del terreno en la superficie de suelos blandos que ocupa una gran porción del Valle de México, asiento de la antigua capital azteca de Tenochtitlán desde 1325, de la capital de la Nueva España desde 1521 y del México independiente a partir de 1821. Sin embargo, ambas partes confiaban en la seguridad sísmica de la ciudad, ya que se aplicaban códigos de construcción razonablemente al día y se contaba con una larga experiencia sobre el comportamiento adecuado de las construcciones sometidas a sismos de gran intensidad. Sin embargo los sucesos de 1985 mostraron que las intensidades podían ser mucho mayores a las observadas en épocas recientes, que la escasez de información en relación con los daños ocurridos en tiempos pasados no permitía llegar a conclusiones acerca del riesgo de las construcciones modernas, y que la influencia de ciclos repetidos de carga podían hacer a los edificios altos significativamente más vulnerables a movimientos del suelo de larga duración de lo que anteriormente se creía con base en pruebas en laboratorio y observaciones de la respuesta sísmica de las estructuras construidas en suelo firme.

* Director y profesor e investigador del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Artículo tomado de un trabajo presentado en la "Pacific Conference on Earthquake Engineering", Wairakei, New Zealand, August 1987; y publicado en el Boletín de la Sociedad Nacional de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda Vol.20, No. 3, septiembre 1987. Traducción del original por S.M.I.S.

Una cuota de varios miles de vidas perdidas, aproximadamente 200 edificios parcial o totalmente destruidos y cerca de 1,000 seriamente dañados hicieron del sismo del 19 de septiembre de 1985 el mayor desastre producido por un terremoto en una ciudad construida de acuerdo con un reglamento de seguridad estructural razonablemente al día. Este hecho ha llamado la atención de diversos grupos de ingenieros, sismólogos, geólogos, científicos en ciencias sociales y funcionarios encargados del control de emergencias, entre otros, que acudieron de todos los rincones del mundo para observar los daños y aprender las lecciones de este hecho excepcional. Se han escrito muchos informes excelentes que describen los tipos de daños, la influencia de las condiciones locales del suelo y los registros típicos del movimiento del terreno, que han servido para comunicar esas lecciones a la comunidad internacional de especialistas.

Este artículo intenta describir el sismo desde la perspectiva de aquellos que han seguido el desarrollo de la práctica de la ingeniería sísmica en México antes de 1985 y que han participado en el esfuerzo de aprender del sismo y transformar esas lecciones en nuevas reglas para el diseño y la construcción de edificaciones, que puedan aplicarse al proceso de reconstrucción inmediata y a la revisión a largo plazo de los códigos de construcción y diseño de edificios.

Este artículo ha sido posible gracias a la amabilidad de varios colegas que han suministrado su información al respecto, la que hemos tratado de ordenar para describir, en unas cuantas páginas, nuestro intento de aprender y nuestros esfuerzos por revisar nuestros reglamentos de construcción.

LA INGENIERIA SISMICA EN MEXICO ANTES DE 1985

En la referencia (1) se presenta un informe del desarrollo de la ingeniería sísmica en la ciudad de México; lo que sigue constituye un resumen.

Con anterioridad a 1985, el sismo más severo desde que existen edificios de altura moderada en la ciudad ocurrió en 1957, cuando se produjo un sismo con magnitud 7.6 a 256 km de distancia epicentral, causando grandes daños, la pérdida de aproximadamente 100 vidas y el colapso de unos cuantos edificios y estructuras de diversos tipos, la mayoría de los cuales mostraban ciertos defectos. La distribución de las construcciones dañadas llamó la atención sobre la influencia de las condiciones locales del suelo en las características de su movimiento y esta influencia fue tomada en cuenta, quizá en forma demasiado tímida, en los subsecuentes códigos de diseño. Inmediatamente

después de este sismo comenzó a generalizarse en la ciudad de México, la aplicación de la ingeniería sísmica moderna.

La actividad sísmica de la zona de subducción en la costa sur de México se encuentra entre las más altas en el mundo. Los movimientos de gran magnitud generados en esa región (Fig. 1) son los principales causantes de los daños sísmicos en el suelo blando de la ciudad de México aunque, como una consecuencia de la gran distancia epicentral, sus intensidades en el suelo firme de la ciudad son en general pequeñas, con aceleraciones del suelo que sólo excepcionalmente exceden al 4 por ciento de la gravedad. Además, se ha identificado una significativa interacción entre placas y otras fuentes sísmicas potenciales, capaces de provocar movimientos de magnitud moderada en la vecindad de la ciudad de México, pero su relevancia no se ha establecido aún.

La evolución de los códigos de diseño sísmico en la ciudad, durante el intervalo comprendido entre 1957 y 1985, fue influida considerablemente por las observaciones realizadas en 1957 y durante varios sismos de intensidad moderada que, en promedio, ocurren cada cinco años.

De registros obtenidos en varios sitios de terreno firme y blando en el Valle de México desde 1959 hasta 1983 (1,2) se establecieron los movimientos del terreno que presentan aceleraciones mayores a ciertos valores prefijados. Los resultados se muestran en la Fig. 2, adaptada de la referencia (2). La aceleración más alta registrada en suelo blando tiene aproximadamente un valor de 0.06 g, estimada para el sismo de 1957 en la base de la Torre Latinoamericana situada en el centro de la ciudad de México. Este valor es aproximadamente un tercio del registrado en 1985 en la vecindad del edificio S.C.T., dentro del área de mayor intensidad. Extrapolando las curvas a periodos de retorno largos se llega a la conclusión de que las aceleraciones máximas, que exceden 0.09 g y 0.14 g y respectivamente, podrían ocurrir en suelo firme y blando, una vez cada 100 años en promedio. Para 250 años los valores serían de 0.14 g y 0.22 g, aproximadamente.

Las aceleraciones de diseño propuestas por los códigos anteriores a 1985 eran consistentes con las experiencias descritas arriba, aunque la intensidad del sismo de 1985 probó que eran excesivamente bajas. La información histórica sobre sismos previos no había sido examinada cuidadosamente antes de 1985, y su interpretación no se halla libre de dificultades debido a que el tipo de estructuras vulnerables a los movimientos típicos del lugar, esto es, edificios de marcos de alto periodo natural de vibración y altura moderada, no existían en la ciudad. El sismo más fuerte, anterior al de 1985, ocurrió quizá en 1858, aunque los códigos aztecas reportan uno de gran intensidad en 1460.

La mayor intensidad entre 1858 y 1985 corresponde, probablemente, al sismo de 1911 ($M = 7.9$, originado en la misma sección de subducción del de 1985), cuando los rieles se pandearon, como ocurrió en 1985. En 1932, uno de magnitud 8.2, la mayor desde 1858, se generó en la costa de Jalisco, cerca del extremo oeste de la zona de subducción, dando lugar a una alta intensidad en la ciudad de México; sin embargo, los daños no fueron particularmente severos, debido a la gran distancia focal, a la relativamente escasa población y a la ausencia de edificios altos. La mayor intensidad en el medio siglo siguiente se dio en 1957, y se han presentado sólo intensidades moderadas desde entonces hasta 1985.

El código en vigor en la ciudad de México en 1957 había sido promulgado en 1942, pero era a menudo olvidado o violado (a veces para mejorar) por ser considerado obsoleto por los ingenieros. El código exigía coeficientes de cortante en la base que podían llegar a 0.1 y dependiendo de la importancia de la estructura, y permitía incrementar en 33 por ciento los esfuerzos permisibles para la superposición de fuerzas de carga vertical y sismo con respecto a aquellos aplicables sólo a carga vertical. Se especificaba una distribución uniforme de fuerzas laterales, pero a menudo, para edificios de altura moderada, se adoptaba una distribución triangular que diera lugar al mismo cortante en la base.

Los edificios para oficinas y departamentos se diseñaban para 0.025y y las estructuras con altura menor de 16 m no requerían de diseño sísmico. Faltaban previsiones en caso de torsión o para tomar en cuenta la influencia de los muros de relleno en la respuesta sísmica. No se tomaba en cuenta la posibilidad de un análisis dinámico, así como el efecto de la distribución de las rigideces relativas para distribuir los cortantes de piso entre los elementos resistentes.

Las observaciones del comportamiento de las estructuras en 1957 condujeron a los ingenieros a reconocer que las aceleraciones del terreno podían ser sustancialmente mayores que aquellas que se creía ocurrirían para intervalos de retorno de aproximadamente 50 años, y que eran factibles incrementos drásticos en la intensidad y duración del movimiento del terreno al filtrarse las ondas sísmicas a través de la arcilla blanda que aparece en gran parte de la ciudad. El daño en las estructuras se atribuyó en gran parte a deficiencias en el análisis, tales como desprestigiar las torsiones y no considerar los valores relativos de las rigideces de los miembros para distribuir los cortantes de piso entre los elementos resistentes.

Unas semanas después del sismo se emitió un código de emergencia. Considerando las condiciones locales del suelo, la ciudad se dividió en tres zonas, de suelo blando, de transición y firme (Fig. 3). Los coeficientes de cortante en la base se incrementaron a valores de 0.05 a 0.10 para edificios ordinarios, de acuerdo con su localización, y se

estipuló una variación lineal de las aceleraciones a lo alto del edificio. Los momentos torsionantes en los pisos debían calcularse con base en excentricidades obtenidas, como la superposición de un valor estático nominal multiplicado por un factor que intentaba cubrir efectos dinámicos y una contribución accidental que intentaba cubrir incertidumbres en las rigideces relativas y en la distribución de cargas vivas.

La rigidez suministrada por muros de mampostería no reforzados, bien fuera confinados por castillos y cadenas o como relleno de marcos estructurales, debería ser explícitamente incorporada en los cálculos de torsión. Se especificaba un límite superior de 0.002 de la altura de un piso como desplazamiento admisible entre niveles, calculado con base en la respuesta lineal a las fuerzas laterales de diseño.

En 1959 se realizó una revisión del Reglamento para las Construcciones después de que las experiencias de 1957 habían sido asimiladas. Debido a que los daños se achacaron principalmente a defectos de construcción y a sobreesimplificaciones de diseño, se concluyó que las normas de emergencia de 1957 penalizaban excesivamente a muchas estructuras sólo porque algunas construcciones atípicas o mal construidas se habían comportado mal.

La revisión terminó en 1966. La microzonificación sísmica se simplificó, incorporando la zona de transición a la zona blanda. De acuerdo con su uso, las estructuras se clasificaron en tres grupos: muy importantes, ordinarias y de bajo riesgo. Según sus características estructurales se propusieron tres tipos: el tipo 1 incluía estructuras de marcos y algunas combinaciones de marcos con muros de cortante o contraventeos; el tipo 2 incluía estructuras con muros de cortante o contraventeos y la tipo 3 cubría los péndulos invertidos y estructuras similares. Los coeficientes de cortante en la base para estructuras ordinarias en suelo firme variaban de 0.06 en el tipo 1 a 0.15 en el tipo 3. Para análisis estático el código especificaba una variación triangular de aceleraciones en la altura del edificio.

Debido a que prevalecen los movimientos del terreno de periodo largo, la importancia de los modos superiores de vibrar en los cortantes de las zonas superiores de los edificios altos se consideró insignificante, y no se incluyó la previsión de especificar una fuerza concentrada en esta parte de la construcción, como se hace en otros códigos.

Por primera vez se especificaron espectros de aceleración para diseño, tanto para suelo firme como para suelo blando (Fig. 4). Ambos presentan una meseta horizontal con una ordenada igual al coeficiente de cortante en la base que corresponde al tipo estructural y a las condiciones locales. La meseta se extiende de 0 a 0.5 sey y de 1 a 2.5 sey de periodo natural para suelo firme y blando respectivamente. Más allá de los límites superiores, las ordenadas decaen con la

potencia -1 de los periodos naturales, pero se establece un límite inferior para el cortante del 60 por ciento del que producirían las fuerzas estáticas. Esta limitación intenta cubrir incertidumbres en los periodos naturales, efectos de segundo orden y la posibilidad de falla en un gran número de modos.

El código de 1966 establece un desplazamiento permisible, relativo entre niveles, de 0.002, excepto donde los elementos que no forman parte integral de la estructura están adecuadamente aislados de ella. Entonces el límite cambia a 0.003 en la zona de suelos blandos y a 0.004 en el resto de la ciudad. Se estipula un espaciamiento mínimo entre el borde de un edificio y su lindero de 3 cm pero no menos que el desplazamiento calculado en el extremo superior incrementado en 0.006 veces la altura de la construcción en suelo blando y 0.004 en otras zonas.

En 1971 se consideró que el código iniciado en 1959 debía revisarse. Esta revisión culminó con el código de 1976, en el que se trata de definir en forma explícita y abierta las ideas que se tienen sobre aspectos como seguridad estructural y comportamiento. Así, se proponían espectros de respuesta lineal como bases de diseño y se permitían reducciones de las fuerzas laterales si se cumplían varios requisitos orientados a obtener cierta ductilidad de las estructuras tanto global como local (Fig. 5). El factor de reducción Q , definido como la relación entre la máxima ordenada del espectro de respuesta correspondiente a un comportamiento lineal y la que corresponde al no lineal, se hace depender del tipo de la estructura, del material y de varios conceptos relativos a detalles de diseño y construcción. Q puede tomarse como 6 para edificios de concreto reforzado o acero, que satisfacen un conjunto de requisitos especiales que intentan prevenir la falla frágil, el pandeo local y el deterioro en las curvas fuerza-desplazamiento. Para edificios ordinarios de marcos de concreto o acero, Q se considera igual a 4, y para estructuras que resisten las fuerzas horizontales con muros de concreto reforzado o mampostería confinada, Q es igual a 2. Con objeto de considerar las incertidumbres que provienen de la distribución no uniforme de los factores de seguridad en lo alto de los edificios, los factores de ductilidad de 4 o 6 se condicionan al requisito de que la mínima relación de la resistencia de diseño de un piso (medida como la que toma en cuenta todos los elementos que contribuyen a la resistencia lateral) a la acción de diseño en ese piso no difiera en más del 35 por ciento y del 20 por ciento del promedio de tales relaciones para todos los pisos, para $Q = 4$ y para $Q = 6$, respectivamente. Algunos de los requisitos especiales establecidos para considerar $Q = 6$, fueron, normalmente, estimados por los ingenieros como demasiado complicados y prefirieron omitirlos, aun a expensas de no poder utilizar un valor de Q mayor de 4. Con pocas excepciones, los requisitos necesarios para utilizar $Q = 4$ no difieren de los que eran aplicables para el diseño por cargas gravitacionales.

El ancho del espectro de respuesta intenta cubrir incertidumbres en los periodos naturales de las estructuras. Para periodos largos las ordenadas espectrales decaen con potencias de 1 , 0.67 y 0.5 de T en los suelos blandos, de transición y firme, respectivamente y, en forma apreciable, más lenta que la observada en los espectros obtenidos de registros. Tienen en cuenta incertidumbres provenientes de los efectos de segundo orden y de la posibilidad de que ocurra un gran número de modos de falla.

El análisis y el diseño de losas planas se basa en la distribución de fajas centrales y de columna. Los momentos positivos en el centro del claro se distribuyen entre la faja central y la de columna, según las relaciones 0.4 y 0.6 respectivamente, mientras que para los momentos negativos en los apoyos las relaciones son 0.25 y 0.75 ; estos coeficientes se aplican en cargas verticales y en cargas laterales. Por lo menos el 25 por ciento del refuerzo de la faja de columna debe pasar dentro del ancho de la columna más un peralte efectivo de la losa a cada lado del paño de la columna; este requisito, a menudo, no se cumplió en la práctica.

Los desplazamientos deben calcularse como el producto del factor de ductilidad supuesto por el desplazamiento correspondiente a la respuesta lineal de la estructura ante las fuerzas sísmicas reducidas. Los límites permisibles a los desplazamientos laterales valuados en esa forma se establecen como 0.016 veces las diferencias en elevación, cuando los elementos que no forman parte de la estructura están unidos a ella de manera de no dañarse por la deformación mencionada, y como 0.008 para otros casos. Los efectos de segundo orden deben considerarse explícitamente en el análisis, cuando el desplazamiento de un piso dividido entre su altura es igual a 0.08 veces la relación del cortante en ese piso a la suma de las cargas verticales sobre él. Con el fin de eliminar el impacto entre construcciones colindantes, la distancia de cada una de ellas a su lindero no debe ser menor que el desplazamiento calculado en el extremo superior de la construcción incrementado en 0.001 , 0.0015 y 0.002 de su altura, para el suelo firme, de transición y blando, respectivamente. Este requisito no fue cumplido en muchos casos por los constructores.

1985: LECCIONES APRENDIDAS Y DUDAS SURGIDAS

Los párrafos que siguen están fundamentalmente basados en el resumen de lecciones y dudas presentadas por el autor en la Ref. 1.

La primera lección consistió en que pueden ocurrir intensidades mucho

mayores a las que se creía antes de 1985, y que existe una probabilidad no despreciable de que ello se repita a intervalos moderados de tiempo. La severidad y la extensión de los daños se debieron grandemente a la discrepancia entre la intensidad real del movimiento del suelo y el valor implícito en los códigos de diseño y en la práctica de la construcción. En las tablas 1-3 se presenta un resumen de daños. La tabla 1 contiene edificios de diferentes tipos que sufrieron colapso o daño severo, la tabla 2 presenta, en porcentaje, los edificios que sufrieron colapso o daño grave en función del número de pisos. Estos porcentajes se refieren a los edificios observados por un equipo del Instituto de Ingeniería de la UNAM, inmediatamente después del sismo (4). La tabla 3 clasifica la falla o daño de acuerdo con sus causas.

Es bien conocido que el registro del movimiento del terreno, obtenido en el estacionamiento del edificio de SCT da lugar a un espectro de respuesta de aceleraciones con ordenadas cercanas a 1g, para 5 por ciento de amortiguamiento y para un rango de periodos de vibración cercanos a 2 seg (6). Por otro lado los códigos, desde 1959 a 1985, exigían diseños para cortantes en la base no mucho mayores de 0.06, para estructuras ordinarias de marcos. Por ello no hay mayor duda acerca de que la gran extensión de los daños se debió a la insuficiencia del código para proteger las estructuras contra la intensidad observada. Esta insuficiencia se refiere tanto a los bajos valores de los coeficientes utilizados como a los mínimos requisitos relativos a detalles constructivos orientados a asegurar un comportamiento dúctil de las estructuras.

Dada la gran diferencia entre la intensidad y la capacidad de diseño, la estabilidad de las construcciones descansó principalmente en las reservas de resistencia no tomadas en cuenta en el diseño, así como en la capacidad de disipación de energía de los miembros estructurales. Por ello, con objeto de mejorar las bases técnicas de la ingeniería sísmica, la explicación de la sobrevivencia de muchos edificios en la ciudad de México en 1985 resulta, por lo menos, tan importante como la determinación de las causas de las fallas observadas.

Debido a que un gran número de las estructuras que fallaron se caracterizaba por presentar irregularidades significativas en la distribución de resistencias y rigideces, se concluyó que tales irregularidades hacen sobresalir las incertidumbres que surgen en la práctica de establecer las respuestas de diseño con base en métodos lineales de análisis dinámico, a pesar de la alta no linealidad que puede esperarse en la respuesta sísmica de sistemas reales. Casos especialmente representativos de tales irregularidades son: el de edificios con planta baja débil (cuando el primer piso tiene un factor de seguridad a cortante significativamente menor que el resto de los pisos, bien sea porque este es muy débil o por que los demás son demasiado resis

tentes), o edificios con grandes excentricidades torsionales. Surgieron dudas en cuanto a si dichas irregularidades deberían ser restringidas y cómo deberían tomarse en cuenta en el diseño. El código de 1976 señala algunos requisitos orientados a prevenir el uso de pisos débiles o a reducir su vulnerabilidad especificando su diseño con mayores coeficientes de cortante. Sin embargo esos requisitos, a menudo, no se tomaron en consideración. Por otro lado, sí se prestaba atención a los requisitos relativos a la respuesta torsional que, con pocos cambios, se incluyeron desde 1957. Como se mencionó antes estos requisitos incluían una amplificación para cubrir efectos dinámicos y una excentricidad accidental para cubrir incertidumbres en rigidez, distribución especial de cargas vivas y rotaciones del terreno.

El alto nivel de seguridad con respecto al colapso observado durante todos los sismos intensos ocurridos durante el último medio siglo había proporcionado un sentimiento de confianza en relación con la práctica usual de la construcción que, como se ha probado ahora, no tenía bases firmes. Como resultado de ello, los ingenieros mexicanos habían hecho a un lado, conscientemente, algunas conclusiones de códigos vigentes en países tales como Japón, Nueva Zelanda y los Estados Unidos, que en las últimas dos décadas incorporaron a su práctica el uso de criterios estrictos para el diseño de detalles constructivos orientados a obtener una capacidad adecuada de disipación de energía referida a estructuras de concreto o acero. El sismo mostró que adoptar una práctica similar podría ser aún más importante en la ciudad de México que en otros lugares, como consecuencia del gran número de ciclos de gran amplitud que son de esperarse en las estructuras sujetas a movimientos del suelo largos y aproximadamente monocromáticos, como los que ocurren en la zona. Una evidencia de ello está en el gran número de columnas falladas, en virtud de que muchas condiciones desfavorables coincidieron y condujeron a una drástica degradación de la resistencia y la rigidez: la influencia de las cargas axiales, incrementadas por fuertes efectos de volteo posiblemente aumentados por el giro de la cimentación; el poco peso de los agregados del concreto que conduce a una baja resistencia a la tensión y por tanto a una mayor posibilidad de degradación; la pobre capacidad confinante de los detalles de refuerzo; los altos esfuerzos de adherencia y la mala restricción al pandeo del refuerzo longitudinal en columnas, como consecuencia del uso de paquetes de varillas. Los efectos $P-\Delta$, propiciados por la degradación en rigidez, pueden haber contribuido significativamente al colapso, como se evidencia en muchos casos de grandes desplazamientos relativos entre pisos y desplomes, visibles tras el sismo.

Aproximadamente 40 por ciento de los colapsos presentaron la falla de uno o más pisos en el tercio superior de la altura de la estructura. En muchos casos el golpeo con estructuras vecinas resultó definitivo. Los datos se asocian a cambios drásticos en la solución estructural o en la capacidad de los miembros de la estructura; a traslapes inadecuados del refuerzo vertical; a la falta de capacidad de columnas de

poco espesor para proporcionar la suficiente longitud de desarrollo que permita que los esfuerzos en el acero longitudinal de las vigas que concurre a ellas puedan transformar el esfuerzo de fluencia de tensión en esfuerzo de fluencia de compresión de una cara de la columna de la otra; o al rápido incremento en la amplitud de la respuesta debido al giro de la base causado por la interacción suelo-estructura. Posteriormente, esta última hipótesis fue descartada como resultado de los estudios teóricos que luego se describen.

Debido a la falta de registros de hundimientos diferenciales previos o de desplomes de edificios, es difícil asegurar la relación entre esas variables y el daño estructural producido por el sismo. En la ciudad de México tomar en cuenta esos efectos tiene más que un interés únicamente académico, como se evidencia con los resultados de los estudios teóricos del efecto del desplome de estructuras que se describe después.

La mayoría de los casos de comportamiento inadecuado no cubierto en los párrafos anteriores puede achacarse a violaciones de las normas o a lagunas evidentes en ellas. Entre las primeras están las cargas vivas excesivas en algunos edificios, el incumplimiento de las limitaciones respecto a los desplazamientos relativos entre niveles, a la escasa separación con edificios adyacentes o a la uniformidad de factores de seguridad en lo alto de los edificios. El diseño y la construcción de losas planas aligeradas presentaban un gran número de defectos en relación con ambos grupos de conceptos. La distribución geográfica de los daños dio lugar a muchos cuestionamientos relativos a la variabilidad de las intensidades a lo largo de la zona de suelo blando de la ciudad: ¿qué tan grande es realmente esta variabilidad?, ¿qué porción de ella es sistemática y cuál puede tener distribuciones diferentes por sismos de distintos orígenes, mecanismos, trayectorias y distribuciones de energía entre diferentes tipos de ondas?, ¿cuán significativa puede haber sido la presencia de restos arqueológicos o estructuras enterradas, los efectos de la interacción suelo-estructura o la modificación de las propiedades del suelo como resultado de las grandes excavaciones cercanas a la estructura de interés?

Finalmente, los casos de falla generalizada de las cimentaciones por haberse excedido la capacidad de carga llamaron la atención hacia la necesidad de estudiar cómo las deformaciones de la cimentación pueden afectar a la respuesta total del sistema y que tan seguros son los criterios actuales de diseño de pilotes de fricción, en relación con el grado de protección que proporcionan contra las consecuencias del deterioro de la adherencia entre el terreno y el pilote. Después del sismo se identificaron muchos casos de asentamientos diferenciales excesivos, y se ha reconocido la importancia potencial de aquellos en los daños del resto de la estructura.

NORMAS DE EMERGENCIA DE 1985

Inmediatamente después de los sismos de 1985 se integró un Comité que tuvo por responsabilidad actualizar el reglamento para las construcciones en la ciudad de México. Este Comité tuvo también la tarea de coordinar los trabajos de investigación que se consideraron relevantes para la revisión del Reglamento.

El Comité decidió llevar a cabo la actualización en dos etapas: una a largo plazo (aproximadamente un año) y otra prácticamente inmediata, omitiendo un código de emergencia que se promulgó cinco semanas después del sismo; su contenido fue respaldado por las conclusiones inmediatas obtenidas de los daños ocurridos.

Las Normas de Emergencia establecían la obligación de reparar las construcciones que sufrieron daños estructurales de importancia de modo que se cumplieran con los nuevos requisitos.

Teniendo en cuenta la gran cantidad de daños observados, pero considerando también los numerosos casos de comportamiento satisfactorio, los coeficientes sísmicos de cortante en la base fueron incrementados en un 67 por ciento para la zona blanda y en un 33 por ciento para la de transición.

Los factores de reducción de resistencias (que se aplican a los valores nominales de las capacidades últimas) sufrieron reducciones que varían entre el 18 y el 33 por ciento para modos de fallas frágiles de estructuras de concreto reforzado y acero; se aplicaron restricciones aún más drásticas para la adherencia entre el suelo y los pilotes de fricción. Se elevaron los valores de diseño de las cargas vivas en edificios de oficinas y se estableció la obligación de colocar en cada piso de los edificios una placa indicando la carga viva permisible.

La posibilidad de adoptar factores de reducción por ductilidad de 6 se eliminó. Para $Q = 4$, los requisitos para detallar estructuras de concreto fueron más estrictos que los que se estipulaban antes para $Q = 6$. Entre los nuevos requisitos son de hacerse notar los que intentan mejorar el confinamiento del concreto: por ejemplo, las columnas de estribos deben tener dimensiones superiores a 30 cm; por lo menos una de cada dos barras debe colocarse en la esquina de un estribo; ninguna barra del refuerzo longitudinal puede estar separada más de 15 cm de otra que esté restringida; los estribos no deben ser menores al número 3 y no deben estar espaciados más de 20 cm o $700 d / \sqrt{f_y}$, donde d es el diámetro de la barra longitudinal, excepto en los cuartos extremos de las columnas, donde deben colocarse a la mitad de esa distancia; el refuerzo de los muros de cortante, proyectado para

resistir la combinación de momentos flexionantes y fuerzas axiales debe estar concentrados en los extremos y los porcentajes de acero deben ser mayores de 0.0075; la colocación del refuerzo debe satisfacer los mismos requisitos que se aplican a las columnas.

El valor de $Q = 4$ se limitó a estructuras de marcos y a aquellas que poseen muros de cortante de concreto siempre que para cada piso la capacidad a fuerzas laterales de los marcos sea por lo menos igual a la mitad del total. Se pidió también que la relación mínima entre la resistencia de un piso y la acción de diseño en él no difiera en más del 30% del promedio de tales relaciones en todos los pisos.

En el caso de las losas planas, el factor permisible de ductilidad se redujo a 3 y se establecieron varios requisitos relacionados con la manera de colocar el refuerzo; por ejemplo, se requiere que el 75% del refuerzo necesario para resistir fuerzas sísmicas pase a través de la sección de columna; el resto debe encontrarse dentro de una zona limitada por un ancho igual a 1.5 veces el peralte efectivo de la losa a partir de la cara de la columna. Con el propósito de mejorar el confinamiento del concreto, deben colocarse estribos espaciados a distancias no mayores a un tercio del peralte efectivo. Debe existir una superficie sólida, que se extienda por lo menos a una distancia de 2 veces el espesor de la losa a partir de las caras de la columna. Adicionalmente, se pide que, con objeto de estimar las deformaciones laterales, la losa debe ser reemplazada por una viga con un ancho efectivo igual al de la columna, incrementando en 3 veces el espesor de la losa.

No se aceptan estructuras que en algún piso den lugar a excentricidades torsionales que excedan el 20% del ancho de ese piso en la dirección de la excentricidad.

La influencia de los daños debidos a asentamientos diferenciales previos debe ser explícitamente tomada en cuenta, y la capacidad lateral de la estructura debe reducirse en consecuencia.

Se exige la intervención de un supervisor, independiente del contratista, en todas las edificaciones del grupo "A" y "B" más altas que 15 m o que tienen un área mayor a 3,000 m². Finalmente, los cambios de destino de una construcción requieren la aprobación de las autoridades de la ciudad, después de un estudio detallado realizado por un ingeniero registrado, que establezca que las condiciones de seguridad no son inferiores a aquellas que correspondían al destino inicial.

DISTRIBUCION LOCAL DE INTENSIDADES

Cuando se compara la zona de concentración de mayores daños en 1985 con la correspondiente a los sismos de 1957 y 1979, la coincidencia es casi perfecta; sin embargo, se identificaron algunas desviaciones y se expresaron preocupaciones en relación con la necesidad de entender como varían los movimientos del suelo a lo largo del valle, en función de los tipos de ondas que llegan desde la fuente donde se producen.

Los datos obtenidos de los instrumentos que registraron el sismo del 19 de septiembre de 1985 mostraron que la variación de las intensidades era mucho más pronunciada que la que se muestra en el mapa de microregionalización de la figura 3, que está fuertemente ligado a los espesores de las formaciones de arcilla en cada lugar. Una mirada a los datos obtenidos y a los espectros de respuesta de las referencias 5 y 6 confirman este hecho. Inmediatamente después del sismo se demostró que las peculiaridades de los acelerogramas y los espectros en varios lugares del valle de México no se podían explicar en todos los casos en términos del modelo simple unidimensional de ondas de cortante viajando verticalmente: la contribución de las ondas de superficie, con todas sus implicaciones referentes a la posibilidad de interferencia, constructivas o destructivas, de las ondas en diferentes regiones del valle, no se pueden despreciar.

En ausencia de informes (instrumentales suficientes), se han sugerido puntos de vista complementarios; uno consiste en formular un modelo matemático del valle de México y de las regiones vecinas y estudiar como se amplifican diferentes trenes de ondas en diferentes puntos en la superficie del terreno a través del valle, otro consiste en un intento de interpretar los daños observados en cada punto como una medida de las intensidades locales. La primera idea requiere de esfuerzos extremadamente grandes, tanto orientados a la exploración para determinar las características geotécnicas del valle como para la formulación de modelos matemáticos lo suficientemente detallados para reproducir las complejas trayectorias de amplificación sugeridas por los datos instrumentales y por la distribución de daños. Independientemente de la magnitud del esfuerzo, se realizan con éxito estudios en esta dirección, pero los resultados obtenidos hasta ahora están relacionados principalmente con la construcción de modelos y con el desarrollo de herramientas de cómputo más que con la representación cuantitativa de las características de amplificación. El resto de esta sección está dedicado a describir el uso de la información de daños para obtener un mapa de intensidades.

La referencia 7 describe el trabajo de un numeroso grupo de estudiantes de ingeniería, encabezados por Jesús Iglesias, de la Universidad Autónoma Metropolitana en la ciudad de México, que analizó la información sobre edificios dañados, y la transformó en intensidades,

obteniendo así un mapa que muestra su variación, y la relaciona con las propiedades locales del suelo en una forma sustancialmente más detallada que las previamente consideradas. La primera etapa del estudio empezó expresando la intensidad como la densidad de edificios dañados no mayores de cuatro pisos. La densidad mencionada fue definida como la relación entre el número de edificios dañados en el grupo considerado y la superficie cubierta por los edificios de ese mismo grupo. Varias simplificaciones implícitas en esta idea son obvias, pero solamente una será discutida aquí: dado que la resistencia de los edificios incluidos en la muestra no es tomada en consideración, las zonas de mayores intensidades que resultan coinciden con aquellas localizadas en donde se ubican las construcciones más viejas y con el más alto grado de deterioro. Por ello, este método fue sustituido por el que se explica a continuación.

En la segunda etapa, las intensidades sísmicas se midieron por la resistencia de las estructuras que sufrieron un daño severo. Con objeto de establecer un procedimiento basado en esta idea, se desarrollaron dos grupos de criterios. El primero incluyó criterios para clasificar los datos en varios niveles y el segundo tuvo que ver con el problema de estimar la resistencia sísmica de los edificios existentes. El primer conjunto de criterios condujo a clasificar los daños en cuatro niveles, de cero a tres, donde el nivel 0 significa solamente daños no estructurales, y el nivel 3 significa daños estructurales severos, incluyendo, por ejemplo, grietas mayores a 1 mm en elementos de concreto reforzado; la formación de grietas grandes en muros de mampostería; la falla del recubrimiento del concreto y el pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros; el agrietamiento de capiteles; la deformación de columnas o edificios como un conjunto, cuando ésta es mayor del 1% de la altura correspondiente; y grandes asentamientos. El nivel 2 corresponde a daños estructurales sustanciales, se incluyen, por ejemplo, grietas entre 0.5 mm y 1 mm de espesor en elementos de concreto reforzado o de 3 mm a 10 mm en muros de mampostería. Desafortunadamente, no se da ninguna indicación referente a la extensión de estos tipos de fallas a lo largo de la estructura.

En la referencia 7 se presenta un método simplificado para estimar la resistencia sísmica de estructuras existentes, junto con su calibración con respecto a un criterio más detallado. Ambos métodos conducen a determinar el cortante en la base que un edificio dado puede resistir cuando se permite que sus pisos lleguen a sus capacidades últimas. El método más preciso estima los cortantes de piso haciendo uso de un análisis modal y obteniendo las capacidades de los pisos con métodos de análisis al límite en estructuras a base de marcos. El método aproximado supone que la variación de los cortantes de piso sigue una configuración del tipo usado en un análisis sísmico estático convencional y obtiene las capacidades de piso añadiendo en forma burda las contribuciones de los varios elementos estructurales que intervienen en cada una de esas contribuciones y que se multiplica por un factor de participación menor que la unidad, con objeto de

tomar en cuenta el hecho de que las curvas esfuerzo-deformación de sus miembros no son elastoplásticas y que su máximo no se alcanza simultáneamente.

El criterio simplificado se aplicó a una muestra de 162 edificios que resultó de dos submuestras: una incluye edificios para los cuales se dio permiso de reparación por parte de las autoridades de la ciudad, y la otra se obtuvo de una lista de edificios reportados como dañados a las mismas autoridades. El número de edificios inicialmente revisados fue muy alto, pero después la lista se depuró con objeto de incluir solamente aquellos no mayores de 10 pisos para los cuales la información necesaria para aplicar el método simplificado era completa y confiable; el número de edificios que quedó fue de 54 con un nivel de daños 3; 7 con un nivel de daños 2, y 1 con un nivel de daños menor. Para la segunda submuestra los números fueron 20, 9 y 71 respectivamente.

Las resistencias nominales de edificios con un nivel de daños de 3 se usaron para definir un mapa de intensidades; los correspondientes a otros niveles de daños se usaron para sugerir nuevos coeficientes sísmicos de diseño.

Expresada como fracción de la gravedad, la resistencia de los edificios con niveles de daños de 3, tiene un valor de 0.122 y un coeficiente de variación de 0.33. Si las resistencias nominales se afectan por un factor de corrección que intenta cubrir irregularidades, deformaciones iniciales, etc., la media resulta ser de 0.088 y el coeficiente de variación de 0.3. Si se consideran separadamente los sistemas de losas planas y los sistemas de vigas y columnas de concreto reforzado las medias son 0.091 y 0.087 respectivamente. En edificios con daños no severos, la media es de 0.0166 y el coeficiente de variación de 0.4.

Las resistencias obtenidas como se describe anteriormente se muestran con círculos en la figura 6. La ausencia de círculos en algunas áreas no necesariamente implica una intensidad baja, ya que puede resultar de la ausencia de edificios vulnerables. Se preparó un mapa de intensidades en el área del centro de la ciudad y en los distritos vecinos usando los valores con círculo (Fig. 7). En la parte sur de la ciudad, pocos edificios sufrieron colapso o daños de nivel 3, pero debido a la poca densidad de edificios vulnerables en esa área la muestra local fue demasiado pequeña como para permitir trazar un plano detallado tal como se hizo para la zona del área centro. Por ello la zona indicada en el mapa de la figura 7, de la parte sur de la ciudad se trazó tomando en cuenta conocimientos anteriores en relación con las propiedades del suelo en esa zona, en adición a las intensidades que se derivaron de la resistencia de edificios severamente dañados. Contrariamente a concepciones previas, las intensidades cambiaron muy rápidamente dentro del área del centro. Un punto de intensidades anormalmente bajas coincide con el área que originalmente ocupó la

antigua Tenochtitlán y después las construcciones coloniales. La presencia de un suelo más duro, incluyendo una capa gruesa de rellenos arqueológicos, ha sido argüida como una razón para la existencia de este punto.

Dentro de la zona limitada al oeste por la zona de transición y al este por la zona de baja intensidad del centro de la ciudad, las intensidades son significativamente mayores que en otras zonas con condiciones locales del suelo similares.

Directamente al sur de la ciudad se observó otro punto de alta intensidad. Una mirada a la localización de las tres áreas de gran intensidad en la figura 7 muestra que están limitadas en sus extremos este y oeste bien sea por zonas de suelo firme o por zonas cubiertas por poblados antiguos (Fig. 8), en que el suelo se sabe que es más rígido que en las zonas aledañas.

Por ello se ha especulado que los puntos de alta intensidad pueden haber sido resultado de ondas de superficie que se reflejan de uno a otro lado entre los extremos este y oeste de esos puntos.

Finalmente, el mapa de microregionalización de la Fig. 9 se preparó teniendo como base los mapas de intensidad de la Fig. 7. Difiere del de la Fig. 3 en que la zona de suelo blando se subdivide en dos zonas y abarca porciones de lo que era la zona de transición.

COMPARACION ENTRE LA RESPUESTA ESPERADA Y EL COMPORTAMIENTO OBSERVADO

La posibilidad de establecer normas para el diseño óptimo de estructuras sujetas a movimientos sísmicos depende en gran parte, entre otras cosas, de nuestra capacidad para hacer predicciones probabilísticas consistentes de la respuesta de esas estructuras a su excitación por el movimiento del suelo. En general, ello requiere la definición de complejos modelos de sistemas no lineales. Gracias al progreso espectacular de los equipos de cómputo, nuestra capacidad para manejar esos modelos es, con mucho, más avanzada que nuestro conocimiento respecto a las propiedades dinámicas de los sistemas que se modelan.

Desafortunadamente, antes de septiembre de 1985 no había en México instrumentos de medición de movimientos sísmicos en los pisos superiores de los edificios. Por ello, nuestra información relativa a la amplitud de la respuesta estructural de construcciones específicas se limita a la descripción del tipo e intensidad de los daños. Estudios detallados de la respuesta de edificios específicos durante los sismos de 1985 se están realizando, tanto en México como en otros paí-

ses, que tienden a comparar la respuesta esperada con la observada.

El autor ha tenido acceso solamente a aquellos que se realizan en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Un ejemplo de ello se describe a continuación (Ref. 8).

El edificio que contiene las oficinas administrativas del Sistema de Transporte Colectivo (Metro) es una estructura de concreto reforzado construida alrededor del año de 1970. Tiene diez pisos, sobre el terreno, una planta baja y dos pisos, como apéndices, para maquinaria. Su planta es rectangular de 36 m por 18 m (Fig. 10), con cuatro claros de nueve metros en la dirección longitudinal y tres claros de seis metros en la dirección transversal. El sistema estructural consiste en marcos rígidos en ambas direcciones, pero dos sistemas de marco-muros paralelos a la dirección transversal se localizan en ambos extremos del edificio. Los sistemas de piso están constituidos por losas y trabes coladas monolíticamente; las losas tienen 10 cm de espesor. El edificio está cimentado sobre pilotes de fricción de 22 m de largo, que reciben las cargas de la estructura a través de un cajón rígido de concreto de 3 m de peralte, localizado bajo la planta baja.

La estructura fue diseñada para un coeficiente de cortante en la base de 0.06, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones de 1966. La resistencia nominal del concreto es de 250 kg/cm² y el refuerzo está constituido por varillas torcidas en frío, con un esfuerzo en el límite de fluencia de 4,000 kg/cm² aunque, en algunas vigas, se observa acero no torcido, probablemente por una modificación de las especificaciones del proyecto original. Las dimensiones típicas de las columnas son de 50 x 90 cm en los niveles inferiores y de 50 x 60 o 50 x 90 en los superiores. Con algunas excepciones, las vigas son de 40 cm de ancho y 90 de peralte. El espesor de los muros cortantes varía de 40 a 25 cm. Los detalles de refuerzo fueron planeados y construidos cuidadosamente, tanto en los elementos estructurales como en las juntas (Figs. 11 y 12).

Los porcentajes de refuerzo varían del 1 al 4.5%. Los estribos son del número 3 o 4 a 30 o 40 cm, con una separación de la mitad de ésta en los extremos de las columnas. El refuerzo típico de las trabes se muestra en la Fig. 13.

En la dirección transversal, el edificio se mantuvo prácticamente sin daños.

Aparecen desconchamientos del concreto en los extremos de muchas vigas situados en el lecho inferior, próximos a las caras de las columnas. En algunos lugares las varillas perdieron su recubrimiento o muestran signos de pandeo local. Algunas columnas en los pisos 4 y 6 sufrieron agrietamiento diagonal y las de la planta baja muestran trazas de articulaciones en su parte inferior, correspondiendo en todos los

casos a fuerzas cortantes paralelas a la dirección longitudinal del edificio. En la parte inferior de las columnas de esquina que constituyen los bordes verticales de los muros cortantes ocurrió separación del concreto y pandeo del acero.

Los periodos fundamentales de vibración en las dos direcciones ortogonales principales se determinaron después del sismo utilizando la respuesta a vibraciones ambientales. Las observaciones se hicieron estando el edificio prácticamente vacío, el recubrimiento del refuerzo se había eliminado de varias columnas y el plafond se había removido en diversos sitios. Los periodos medidos fueron de 1.3 seg en la dirección transversal y de 2.1 seg. en la longitudinal, que podrían compararse con los calculados para la estructura sin daños de 0.96 y 1.59 respectivamente.

Los esfuerzos tendientes a calcular la respuesta estructural siguieron dos líneas: una intentando calibrar los requisitos del Código de 1966 (que fue aplicado en el diseño del edificio) y las Normas de Emergencia de 1985 con el comportamiento observado; la otra trata de comprobar la capacidad de métodos de análisis no lineales para predecir el comportamiento estructural. Siguiendo la primera línea, la relación entre la acción y la capacidad, esto es, la relación de la fuerza interna nominal actuante en una sección crítica a la capacidad nominal, fue determinada por medio de un análisis dinámico modal cumpliendo con los requisitos de los reglamentos mencionados.

El rango de valores, que incluye la relación mencionada para columnas, muros y vigas cuando se aplican los reglamentos de 1966 y de 1985, se muestra en la tabla siguiente:

MIEMBROS	ACCION	REGLAMENTO 1966	NORMAS DE EMERGENCIA 1985
Columnas	Fuerza axial	0.57 - 0.72	1.85 - 2.23
	Momento	0.56 - 0.72	1.91 - 2.21
	Cortante	0.32 - 0.41	1.14 - 1.36
Muros de cortante (extremo inferior)	Fuerza axial	0.97	1.75
	Momento	1.03	2.56
	Cortante	0.41	1.05
Vigas	Momento +	0.54 - 0.65	1.96 - 2.38
	Momento -	0.56 - 0.65	1.45 - 1.79
	Cortante	0.36 - 0.43	0.81 - 1.1

Según esta tabla, la estructura cumplía con el Código de 1966, pero es insegura si se aplican las normas de emergencia de 1985.

Puede observarse que los valores de las relaciones acción/capacidad para momentos flexionantes en la parte inferior de los muros de cortante son los mayores, lo que no es consistente con lo observado en estos elementos, que no sufrieron daños.

Esta inconsistencia aparente puede explicarse fácilmente. Los momentos flexionantes en las partes inferiores de los muros de cortante son mucho menores que los que se calculan bajo la hipótesis de empotramiento en la base. Esto también significa que la contribución de muros de cortante esbeltos para rigidizar estructuras e incrementar la resistencia lateral de los pisos inferiores puede ser significativamente menor que la que se derivaría de la hipótesis mencionada.

La información que condujo a las relaciones acción/capacidad de la tabla puede también usarse para obtener la capacidad "permisible" de cortante en la base, de modo que las fuerzas sísmicas que se obtendrían de un análisis elástico no excedan de la capacidad de ninguna sección crítica de la estructura. Para la componente del movimiento del suelo, actuando en la dirección longitudinal, el coeficiente de capacidad permisible en la base es de 0.1 aproximadamente.

En la dirección transversal es de 0.073 en el caso de la flexocompresión y de 0.19 en el de la cortante en muros.

Los coeficientes buscados en el diseño fueron de 0.078 y 0.104 en las direcciones mencionadas.

Con objeto de hacer comparaciones más refinadas entre la respuesta predicha y el comportamiento observado, se calculó la respuesta de un modelo no lineal de uno de los marcos longitudinales del edificio sometido a la componente este-oeste del movimiento del terreno del registro obtenido en el lugar de la SCT el 19 de septiembre de 1985, utilizando el programa DRAIN-2D, suponiendo un comportamiento elasto-plástico no degradable de las articulaciones plásticas en los extremos de los miembros de los marcos e incorporando el efecto $P - \Delta$. Las masas asociadas a los pisos del marco estudiado se obtuvieron de modo que condujeran a las tres frecuencias naturales más bajas y a la misma respuesta dinámica lineal que tendría el edificio completo en la misma dirección. Los estudios se orientaron a predecir las regiones donde se tuviera un comportamiento no lineal y a comparar las demandas locales de ductilidad calculadas con el tipo y la severidad de los daños. Las cargas muertas, las vivas y la resistencia de los miembros supuestos para los modelos de la estructura no incluyeron ningún factor de carga o coeficiente de reducción como pedirían las especificaciones estructurales de diseño.

El sistema estudiado se consideró sujeto al movimiento del terreno registrado en el intervalo de tiempo comprendido entre los 30 y los 80 segundos, que incluye los ciclos de mayor amplitud. Se realizaron estudios de la respuesta dinámica paso a paso para tres suposiciones diferentes: comportamiento elástico, comportamiento inelástico concentrado en articulaciones plásticas en las vigas manteniéndose las columnas elásticas y comportamiento inelástico incluyendo articulaciones plásticas en las vigas y en las columnas. En lo sucesivo estos tipos de comportamiento se designarán como L, NLB y NLBC respectivamente. En todos los casos, el amortiguamiento viscoso fue tomado como del 5% del crítico, referido a periodos naturales de pequeña intensidad.

La historia de los desplazamientos en el piso superior del edificio muestra que las amplitudes para los tres tipos de comportamiento considerado son sólo ligeramente diferentes, con el valor máximo de 42 cm para el sistema NLBC. Estos valores corresponden a ángulos de desplazamiento lateral promedios de 0.011 y 0.0095, respectivamente, los cuales son menores que el valor 0.012 permitido por el Reglamento de 1987 en los casos en que los elementos no estructurales están aislados de la estructura y mayores que 0.006, permitidos por el mismo Código para otros casos. Los efectos $P - \Delta$ fueron poco importantes.

La figura 14 muestra la localización de algunas secciones críticas para las cuales se obtuvieron las historias con el tiempo para cortante y para demandas de ductilidad local. Con el objeto de calcular estas demandas se introdujeron las variables siguientes:

$$\text{-- Curvatura de fluencia} \quad \phi_y = \frac{M_y}{EI} \quad (1)$$

$$\text{-- Curvatura plástica} \quad \phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} \quad (2)$$

$$\text{-- Ductilidad local:} \quad \mu_L = \frac{\phi_y + \theta_p}{l_y} \quad (3)$$

En estas ecuaciones, M_y es el momento de fluencia, E e I son los módulos de elasticidad y el momento de inercia de la sección total, θ_p es la rotación plástica en una articulación, l_p es la longitud de dicha articulación. En el caso de columnas, M_y es función de la carga axial, dado el diagrama de interacción correspondiente. En lo que sigue se muestran los detalles de los estudios de respuesta y su comparación con el comportamiento observado, haciendo referencia a la figura 14.

SECCION 1 DE COLUMNA. Esta corresponde al extremo inferior de una columna de planta baja. Las cargas axiales fluctúan entre 200 y 500 toneladas, y los momentos de fluencia en ambos extremos de ese intervalo son de 130 y 120 toneladas metro aproximadamente (Fig. 15). La máxima rotación plástica es de 0.015 radianes, que corresponde a valores de la ductilidad local de 7.57 de 7.55 y 14.06, dependiendo de si ρ se toma como el peralte de la columna o como la mitad de ese valor, cuando se aplica la ecuación 2. Los daños en las localizaciones correspondientes consisten únicamente en trazas de articulaciones plásticas, un hecho que habla bien del grado de confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal.

En la figura 16 se muestra la historia de la fuerza cortante, actuando en la sección, para modelos de comportamiento NLB y NLBC. Como se esperaba, la posibilidad de articulaciones en los extremos de la columna reduce las fuerzas cortantes pero la diferencia con el caso NLB no es muy importante. La capacidad de la sección VR es escasamente excedida en dos ocasiones, lo cual está de acuerdo con la ausencia reportada de agrietamientos diagonales en miembros similares a éste.

SECCION 3 DE COLUMNA. Esta es una columna interior de la planta baja. Las rotaciones de las articulaciones plásticas, los factores de seguridad con respecto a cortante y la severidad y tipo de los daños son similares a los reportados para la sección de la columna 1.

SECCION 23 DE COLUMNA. Esta es una columna interior localizada en el 5o. piso. La historia de respuesta mostrada en las figuras 17 y 18 corresponde al caso NLBC. Se observó que el momento flexionante tiene una capacidad que está lejos de ser alcanzada, pero el cortante tiene una capacidad VR que se alcanza varias veces pero no se excede. Los informes de daños mencionan la ocurrencia de agrietamientos diagonales en esta sección.

SECCION 1 DE VIGA. Está localizada en el primer piso, cercana a una columna exterior. Las demandas de ductilidad son del orden de 10 a 20, según con que ρ se tome como el peralte de la viga o la mitad de él (Figs. 19 y 20). Las fuerzas cortantes son mucho menores que VR. Los desconchamientos del concreto y pandeos locales del refuerzo observado en las articulaciones son consistentes con las demandas de ductilidad predichas.

SECCION 17 DE VIGA. Esta es una sección del extremo exterior de una viga localizada en el 5o. piso. Las demandas de ductilidad en el caso NLBC llegaron a valores de 13 para ρ igual a la mitad del peralte de la viga.

Las fuerzas cortantes son significativamente menores que VR. El comportamiento observado es similar al de la viga de la sección 1.

La extensión de la región de la estructura afectada por un comportamiento no lineal es muy grande, como se ve en la figura 21, que muestra la secuencia de formación de articulaciones plásticas.

Desafortunadamente, la información disponible no fue suficiente para saber cuantas articulaciones se activaron simultáneamente.

En resumen, los estudios anteriores muestran muy buena concordancia entre la respuesta prevista y el comportamiento observado. Esto puede deberse, al menos parcialmente, a la simplicidad y regularidad del sistema estudiado. Desafortunadamente no puede decirse mucho en relación con una concordancia cuantitativa, excluyendo, quizá las observaciones relativas a la ausencia de agrietamientos diagonales en los casos en que las fuerzas cortantes calculadas fueron mucho menores que las capacidades correspondientes. Una comparación cuantitativa entre las demandas locales de ductilidad previstas y los daños locales observados solamente será posible tras crear bancos de información basados en los resultados de pruebas de laboratorio; con objeto de realizar comparaciones cuantitativas entre las respuestas locales o globales predichas con los correspondientes valores reales requeriríamos contar con registros instrumentales adecuados. De ahí la necesidad de implementar programas ambiciosos de instrumentación en estructuras complejas, para medir deformaciones y aceleraciones producidas por sismos intensos en diversas localizaciones, miembros y secciones.

RELACION ENTRE LOS DAÑOS OBSERVADOS Y LOS FACTORES DE SEGURIDAD EN MIEMBROS INDIVIDUALES

Independientemente del gran valor de los estudios de respuestas dinámicas no lineales para entender el comportamiento sísmico de estructuras reales, los esfuerzos de modelado y cómputo que demandan son suficientes para hacer difícil su aplicación generalizada para hacer comparaciones entre las respuestas previstas y observadas. Es por ello que se ha recurrido también a comparar los factores nominales de seguridad en determinadas secciones y el comportamiento local correspondiente.

Lo que sigue es el resumen de un estudio presentado en la referencia 8, que cubre seis estructuras, cada una de ellas diseñada y construida, bien sea con el Reglamento para la ciudad de México de 1966 (C66)

o con su revisión de 1976 (C76).

Considerando que el hecho de cumplir con las Normas de Emergencia de 1985 (E85) sería un buen indicador de seguridad adecuada respecto a un sismo similar al de 1985, se estimó la respuesta de las estructuras mencionadas ante ese sismo por medio de un análisis modal lineal y una excitación representada por el espectro especificado en las Normas de Emergencia de 1985.

Algunas de las conclusiones más importantes son las siguientes:*

a) Los estudios de respuesta de modelos lineales no conducen a estimaciones aplicables a sistemas no lineales, especialmente en los casos en que se presentan grandes zonas de comportamiento inelástico al actuar excitaciones severas. Cuando mucho, los modelos lineales pueden proporcionar información cualitativa en relación con la ubicación de las zonas más vulnerables de los sistemas estructurales. Sin embargo, no predicen el comportamiento de elementos individuales cuando las fuerzas internas que actúan en ellos sufren incrementos súbitos resultado de redistribuciones de esfuerzos asociados a la falla frágil de otros miembros.

b) Se confirmó un principio bien conocido de la ingeniería sísmica: usar factores de seguridad asociados a modos de falla frágil mayores que los que corresponden a las fallas dúctiles puede ser tan importante como adoptar coeficientes adecuados de cortante en la base.

c) Los detalles relativos a la colocación del refuerzo longitudinal y al grado de confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal en columnas, contribuyen significativamente a restringir los daños producidos por grandes deformaciones alternantes.

d) El refuerzo de la unión de losas a columnas y el refuerzo transversal de los nervios de losas planas aligeradas deben mejorarse sustancialmente.

*La versión original de este artículo incluye un apéndice en donde se describe en detalle el comportamiento de las seis estructuras estudiadas en la Ref. 8.

COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES

Esta sección tiene su base en la referencia 9, que contiene información acerca del criterio de diseño y factores de seguridad para un conjunto de 11 edificios con daños moderados o severos, asociados a un funcionamiento deficiente de la cimentación. El ejemplo incluye el colapso de un edificio como consecuencia de la capacidad insuficiente de la cimentación respecto al volteo.

El diseño y construcción de cimentaciones en el área de suelos blandos de la ciudad de México plantea problemas insólitos, como consecuencia de la baja resistencia al corte de la arcilla, su alta compresibilidad, la aparición de asentamientos regionales de la superficie del terreno en el valle de México y la frecuencia e intensidad de los temblores. La baja resistencia y alta compresibilidad de las arcillas lleva a una gran variedad de soluciones tales como cimentaciones superficiales, cimentaciones compensadas o parcialmente compensadas y combinaciones de ellas con pilotes de fricción o de punta (Fig. 22). La aparición de asentamientos regionales provoca la emersión de cimentaciones apoyadas sobre los estratos profundos resistentes y la sobrecarga por fricción negativa de pilotes de punta y de pilas.

Las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas se usan sólo para sostener estructuras ligeras. En general, su comportamiento durante los temblores de 1985 fue satisfactorio, con excepción de aquellos casos con obvias deficiencias constructivas. Se observaron, sin embargo, muchos ejemplos de asentamientos diferenciales con estructuras con cimentaciones superficiales, resultado de su interacción con estructuras adyacentes más pesadas. En la mayoría de los casos, el sismo sólo acentuó el proceso que había empezado bajo la acción de cargas permanentes.

Algunas cimentaciones superficiales parcialmente compensadas mostraron un asentamiento substancial no uniforme, produciendo la inclinación del edificio. En general, el comportamiento deficiente de las cimentaciones de este tipo puede atribuirse a presiones de contacto excesivo para cargas verticales (implicando asentamientos excesivos y factores de seguridad bajos con respecto a la falla al corte) y una inclinación inicial resultado de las excentricidades en las cargas, suelos heterogéneos y bombeos por grandes intervalos de tiempo en excavaciones cercanas.

En las cimentaciones compensadas parte del peso transmitido de la estructura a los estratos resistentes del suelo se compensa con el peso desalojado del suelo excavado al construir la estructura de la cimentación. Lo más común es utilizar un cajón hueco constituido por losas de concreto reforzado en su parte superior e inferior, muros de

retención alrededor y para rigidizar una retícula de trabes en dos direcciones. A menudo el espacio creado por el cajón hueco se usa como sótano. La losa inferior se halla generalmente algunos metros bajo la superficie del terreno natural. De acuerdo a la porción del peso total de la estructura que sea compensada, la cimentación puede ser parcial o totalmente compensada o aún sobrecompensada.

Las causas de un mal comportamiento de cimentaciones compensadas son similares a aquellas que se presentan en las cimentaciones superficiales. Especialmente significativos fueron los casos de presiones netas excesivas, transmitidas al suelo y consecuentemente los grandes asentamientos producidos por las cargas permanentes. La superposición de excesivos esfuerzos verticales con elevados esfuerzos cíclicos de corte pueden incrementar sustancialmente las deformaciones no lineales, las cuales se convierten en grandes deformaciones residuales y por consiguiente en grandes asentamientos (9). Esto puede explicar los casos de grandes asentamientos verticales en algunos edificios, algunos de los cuales no eran tan esbeltos como para sufrir de los problemas de momento de volteo. Un concepto imprevisto adicional en la mayoría de los casos estudiados es la aparición de agua dentro del cajón de cimentación, lo que incrementa el peso del edificio.

El comportamiento de las cimentaciones a base de pilotes de punta fue en general satisfactorio, aunque en la mayoría de los casos el suelo próximo a la periferia de la construcción sufriera asentamientos significativos. Sin embargo hay evidencia de problemas más serios que pueden afectar cimentaciones de este tipo. Lo más importante de ellas es el aplastamiento del concreto en la cabeza de los pilotes producido por la combinación de carga axial y momento flexionante, causadas por las fuerzas sísmicas laterales, y puede ser crítico en aquellos casos donde la cabeza del pilote ha emergido fuera de la superficie del terreno natural, que sigue un proceso de asentamiento regional.

Un pequeño número de edificios cimentados sobre pilotes de punta sufrieron inclinaciones después del sismo. En algunos casos esto fue causado por la penetración de los pilotes en los estratos resistentes de apoyo y en otros pocos ejemplos el problema fue atribuido a la falla estructural de los pilotes de madera que comenzaron a ser usados hace unos cuarenta años.

Los pilotes de fricción son comúnmente empleados en combinación con cimentaciones parcialmente compensadas. Se identificaron dos formas de comportamiento deficiente: a) asentamientos repentinos de construcciones pesadas, con grandes dimensiones en planta, donde las cargas netas adicionales transmitidas al sistema suelo-pilote fueron mayores que las permisibles por el reglamento actual para diseño de cimentaciones. b) inclinación permanente, incluyendo un caso de colapso aunado con el volteo de estructuras esbeltas.

Los especialistas de la ciudad de México que diseñaron cimentaciones de este tipo estuvieron de acuerdo en considerar que nuestro conocimiento del comportamiento de esos sistemas está lejos de ser satisfactorio y en que existen serias dudas con respecto a como los esfuerzos verticales y laterales son transmitidos al suelo a través de los pilotes y de la losa de cimentación, así como acerca de la interacción entre ambos sistemas y en la comprensión del mecanismo de falla.

Por otro lado, es muy probable que la adherencia entre suelo y pilote se deteriore en muchos casos durante el temblor, pero este fenómeno no necesariamente explica el mal funcionamiento de los casos estudiados en detalle en la Ref. 22.

Un común denominador de los ejemplos de funcionamiento inadecuado de las cimentaciones es que no cumplían con el criterio y especificaciones en vigor antes del temblor. Sin embargo, esto no significa que cumplir con aquellos criterios hubiera sido suficiente para un funcionamiento satisfactorio. Por lo contrario, el sismo ha sacado a luz la necesidad de mejorar sustancialmente nuestro conocimiento acerca del comportamiento de suelos blandos sometidos a altos esfuerzos cíclicos. Similarmente, deben realizarse esfuerzos muy grandes enfocados a entender el fenómeno de pérdida de fricción entre pilote y suelo sujetos a cargas cíclicas.

En México y en todas partes del mundo estos dos problemas están en los programas de investigación. El estudio de otros problemas importantes, tales como la participación combinada de cimentaciones parcialmente compensadas y pilotes de fricción para resistir cargas verticales y momentos de volteo, está todavía por empezar.

RESPUESTA TORSIONAL NO LINEAL

Como se muestra en la tabla 3, el 15% de los edificios que sufrieron colapso o daños severos fueron identificados por una clara asimetría en su rigidez y 42% de los del primer grupo eran edificios localizados en esquinas.

Muchos de estos edificios fueron construidos con marcos de concreto reforzado, con muros de tabique ordinario, actuando como muros de relleno o de cortante, a lo largo de las colindancias. Así, la estructura resistente a fuerzas laterales de tales edificios consiste en dos sistemas de marcos rígidos convencionales en dos direcciones ortogonales, más dos diafragmas rígidos en las colindancias que no daban a la calle. En la mayoría de los casos el modelo del daño sugiere que

las altas amplitudes de vibración torsional desempeñan un papel importante. Dado que había sido práctica común, puesta en marcha después del temblor de 1957, tomar en cuenta la respuesta torsional de acuerdo con un análisis lineal, incluyendo tanto excentricidades estáticas y accidentales como amplificaciones dinámicas, se especuló que pudieron haber ocurrido altas vibraciones torsionales, significativamente mayores que las predichas por la teoría lineal.

Se está realizando un estudio sistemático de la respuesta torsional de sistemas no lineales. La primera etapa se ha concentrado en un sistema elastoplástico de un solo nivel, con una planta similar a la que se muestra en la figura 23 (10). La resistencia lateral es suministrada por tres elementos de cortante con comportamiento elastoplástico. El centro de rigidez, CS, se supone que coincide con el centroide del área en planta, mientras que el centro de masas, CM, se encuentra a una distancia e_s alejada de él. Esta distancia es la excentricidad estática convencional llamada aquí "excentricidad de rigideces" para distinguirla de la "excentricidad de resistencias", e_r que es la distancia entre el centroide de la resistencia de los elementos de corte y el centro de masas.

Se escogió un conjunto de estructuras, cada una con un valor característico e_s , en un rango de $0 - 0.4 b$, donde b es el ancho de la estructura, paralelo a la excentricidad. Cada estructura fue diseñada de acuerdo con el reglamento de 1976, y las resistencias de los elementos en los extremos fueron incrementados para así obtener valores predeterminados de e_r . A fin de tomar en cuenta las incertidumbres acerca de e_s y e_r , para cada uno de sus valores se hicieron dos hipótesis tocantes a la localización real del centro de masa a distancias de $\pm 0.1b$ de su valor nominal.

Cada una de las estructuras fue sometida a fuertes movimientos con componentes únicas paralelas a la dirección de los elementos de cortante. Su respuesta, incluyendo oscilaciones torsionales, se obtuvo por integración paso a paso. La máxima demanda de ductilidad en cualquiera de los elementos de cortante se comparó con el valor correspondiente a un sistema simétrico en los mismos periodos naturales en traslación y torsión que una estructura asimétrica, y diseñada para el mismo espectro de respuesta. Resultados típicos para la componente EW del registro de la SCT del 19 de septiembre de 1985 se presentan en las Figs. 24 - 26, que muestran relaciones de las demandas de ductilidad mencionadas antes para periodos de traslación (iguales a los correspondientes periodos de torsión) de 0.5, 1.0 y 1.5 seg en diferentes combinaciones de e_s y e_r . Las figuras muestran que cuando se tienen excentricidades en resistencias mucho menores que en las rigideces pueden requerirse demandas excesivas de ductilidad. La última revisión del Reglamento de Construcciones de la ciudad de México responde a este problema ligando e_r con e_s .

DISCONTINUIDADES EN RESISTENCIA Y RIGIDEZ: PRIMER PISO DEBIL

Cuando se escribió el Reglamento de 1976 era bien conocido por muchos ingenieros que las fuertes discontinuidades en resistencia y rigidez a lo alto de los edificios pueden afectar drásticamente la distribución de demandas de ductilidad en los diferentes niveles. Aun cuando se tenía muy poca información cuantitativa, preocupaba esa distribución para casos particulares, era claro que una distribución no uniforme de los factores de seguridad a través de todo el edificio disminuye la disipación de energía cinética por comportamiento histérico de aquellos miembros que contenían los mayores factores de seguridad, a expensas de concentrar la disipación de energía requerida en los miembros con los menores factores de seguridad y por consiguiente incrementando excesivamente las demandas de ductilidad en ellos. Por eso, el Reglamento de 1976 establecía como condición para utilizar reducciones altas, basándose en un comportamiento dúctil, que el factor de seguridad en cualquier nivel no fuera menor que en más de un cierto porcentaje dado, que el promedio de aquellos factores de seguridad en todos los niveles. Ese porcentaje fue determinado en 20% en las estructuras con elevada ductilidad, para las que se podía aplicar un factor de reducción de $1/6$, y en 35% para las estructuras de marcos comunes a los cuales corresponda un factor de reducción de un $1/4$.

Los casos más peligrosos de discontinuidades fuertes en resistencia y rigidez se presentan en edificios con un primer piso libre y por consiguiente débil. Muchas construcciones de esa clase existían en la ciudad de México, principalmente en unidades habitacionales, en las zonas más densamente construidas, donde el primer piso se usa como estacionamiento mientras los pisos superiores albergan departamentos. Un gran porcentaje de aquellas construcciones no cumplían los requisitos del Reglamento de 1976 relativos a factores de seguridad uniformes, bien porque fueron construidos antes de que el reglamento estuviera en vigor o porque los diseñadores no estaban bien informados acerca de las implicaciones de este problema.

Ocho por ciento de las construcciones que sufrieron colapso o daños severos en septiembre de 1985 poseían un primer piso libre. No es claro si las fallas se debieron a concentraciones desfavorables de demandas de ductilidad, acentuadas por fuertes variaciones en los factores de seguridad o, simplemente, a los bajos valores de aquellos factores de seguridad en el primer nivel. Tratando de encontrar respuestas generales a estas preguntas, se emprendió un programa teórico sobre la respuesta dinámica no lineal de sistemas con un primer nivel débil. El programa incluye dos partes, la primera es un estudio sistemático de un gran número de sistemas de cortante con dos grados de libertad, las propiedades de los cuales están escogidas para reproducir

cir la respuesta dinámica lineal del modo fundamental de sistemas de cortante, representativo de edificios altos (11). La segunda parte subraya los detalles de las historias de respuesta de un conjunto de sistemas de cinco y doce niveles (12).

Los sistemas estudiados en la primera parte fueron diseñados de acuerdo con las Normas de Emergencia de 1985, con un factor de seguridad de uno y fueron sometidos a la componente EW del registro de la SCT. Se escogieron sistemas de dos grados de libertad equivalentes a edificios con 7, 12 y 25 niveles y periodos fundamentales de 0.7, 1.4 y 2.0 segundos respectivamente. Entre otros casos, se definió un conjunto de estructuras elastoplásticas de modo que en todos los miembros del conjunto la rigidez de entrepiso fuera proporcional a los factores de seguridad de entrepiso (Fig. 27). Los valores absolutos de la rigidez se determinaron de modo de producir los periodos requeridos. En algunos miembros de este conjunto no se satisficieron las especificaciones acerca de las máximas deformaciones permisibles de entrepiso. De acuerdo con la figura 27, las demandas de ductilidad en el primer piso son muy sensibles a la relación entre los factores de seguridad en la parte superior e inferior del edificio así como a sus periodos iniciales naturales en el caso de las deformaciones pequeñas. Existe un rango de las relaciones entre los factores de seguridad para los cuales el efecto es crítico.

Se definió otro conjunto de sistemas de dos grados de libertad para representar los casos de edificios que fueron diseñados a base de sistemas de marcos con factores de seguridad uniformes en toda su altura, pero que están contruidos de modo que los muros de relleno no se hallan adecuadamente aislados de la estructura, como se especificó en el proyecto. Una estructura en esas condiciones con el primer entrepiso libre, permanecerá con la resistencia y rigidez en ese entrepiso como se dio en el diseño original, pero en los pisos superiores ambas propiedades tendrán valores mayores a las que el proyecto requiere. Para estudiar esos casos, los sistemas originales fueron definidos como si poseyeran factores de seguridad uniformes y dos tipos de variación de rigidez (Fig. 28). Entonces las rigideces y factores de seguridad fueron incrementados en una cantidad constante en todos los pisos, excepto en el primero, de modo que la relación del incremento de la rigidez a la rigidez del primer piso fuera igual a la relación del incremento del factor de seguridad a su valor en el primer piso. Como resultado, los periodos naturales se modificaron como se muestra en la figura 28, y los desplazamientos laterales lineales del primer piso sufrieron pequeñas variaciones (Fig. 29). Después de que se hizo esto, se definieron los sistemas equivalentes elastoplásticos de dos grados de libertad, y se calcularon sus respuestas no lineales despreciándose los efectos P - delta. Algunos resultados se muestran en la figura 30. Cualitativamente esos resultados son similares a los de la figura 27.

Las figuras 31 y 32 muestran la sensibilidad de la respuesta a los

efectos P-delta y a la degradación de rigidez. La figura 31 corresponde a sistemas uniformes y la figura 32 a algunos donde la rigidez y los factores de seguridad en los pisos superiores fueron multiplicados por 3. El eje horizontal representa el factor de seguridad en el primer entrepiso y el eje vertical representa su desplazamiento lateral. La degradación de rigidez se representó con el modelo de Takeda y según se muestra en la figura 31, puede ser un factor determinante en controlar la respuesta de algunos sistemas con efectos P-delta significativos. Estos resultados remarcan las grandes incertidumbres involucradas en la predicción de la respuesta dinámica de estructuras reales, y en particular la necesidad de estudios sistemáticos de sus propiedades fuerza-desplazamiento bajo la acción de cargas alternadas de gran amplitud.

La complejidad de las interacciones involucradas en el problema puede verse en las figuras 33-35, tomadas de la Ref. 12, que corresponden a la segunda parte del programa de investigación mencionado antes. Las figuras 33 y 34 corresponden a un sistema de cinco masas con periodos naturales fundamentales de 0.63 y 2.0 segundos, respectivamente y la Fig. 35 corresponde a un sistema de doce masas. Para $T = 0.63$ segundos la respuesta del sistema uniforme es mayor que para el sistema con pisos superiores más rígidos y más pesados; lo contrario es verdad para $T = 2.0$ sey. La figura 33 muestra que la respuesta del sistema uniforme con $T = 0.63$ segundos tiene definido claramente un periodo dominante de 2.2 segundos, que prácticamente coincide con el periodo dominante de la excitación. Por otro lado, la respuesta de un sistema no uniforme muestra que frecuencias mayores a las de la excitación contribuyen significativamente a la respuesta. La explicación de estas discrepancias parece clara: el sistema uniforme se ablanda a medida que responde y el ablandamiento envuelve a ambos pisos, superior y primero, haciendo coincidir el periodo de la respuesta con el de la excitación, mientras que el sistema no uniforme con pisos superiores más pesados ablandan significativamente solo el primer entrepiso, pero ese ablandamiento no es suficiente para ampliar el periodo efectivo del sistema para hacerlo coincidir con el de la excitación. El efecto contrario se observa en las figuras 34 y 35 para sistemas con un periodo inicial igual a 2.0 y 1.4 segundos, respectivamente: los sistemas que son más pesados en sus pisos superiores responden con el mismo periodo que el de la excitación y por consiguiente los desplazamientos de sus primeros pisos son mayores, mientras que los sistemas que son más débiles en sus pisos superiores responden con periodos dominantes más grandes que los de la excitación y por lo consiguiente con amplitudes menores.

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Muchos edificios fallaron en sus pisos superiores, más que en sus bases, como consecuencia de chocar con las construcciones vecinas; pero en muchos casos de falla en las porciones superiores pudieron no ser debidos a golpeteo: pudiera ser que el giro de la cimentación producido por la interacción suelo-estructura en los edificios altos fuera responsable de exigir demandas de ductilidad y aceleraciones excesivas en sus cimas. En un intento de confirmar o rebatir esta hipótesis se llevó a cabo un estudio paramétrico sobre la respuesta dinámica paso a paso de un conjunto de sistemas elastoplásticos de cortante con dimensiones, masas y periodos naturales que caían en los rangos comunes en edificios en la ciudad de México.

Las variables estudiadas incluían el número de pisos (10, 15 y 20), el periodo fundamental suponiendo una base rígida (1, 1.5, 2 sey), y la variación de la rigidez a lo alto de los edificios (constante y linealmente decreciente hacia arriba). La masa por unidad de altura del edificio se conservó constante en todos los casos y la relación altura-ancho se tomó igual a 3. Las fuerzas laterales de diseño fueron las especificadas por las Normas de Emergencia de 1985 para edificios con factores de ductilidad igual a 4 y localizados en el área de suelo blando. Las fuerzas se obtuvieron con métodos convencionales de análisis modal, suponiendo una base rígida. El factor de seguridad para los cortantes en los pisos en algunos casos fue tomado como una constante en toda la altura del edificio, mientras que en otros se incrementó sistemáticamente hasta la cima, para representar las condiciones en edificios reales, donde las dimensiones de algunos elementos que contribuyen a la resistencia lateral no decrecen tan rápido como las cortantes de diseño.

La excitación estudiada fue la componente EW del registro de la SCT de septiembre 19 de 1985. Todos los sistemas considerados tenían periodos fundamentales (despreciando la interacción suelo-estructura) más cortos o iguales que el periodo dominante del movimiento del suelo (2 sey). La rigidez dinámica del suelo, incluyendo la contribución de los pilotes de fricción, se calculó siguiendo dos criterios distintos (13, 14). Algunos resultados se muestran en las figuras 36 a 39, para periodos naturales de 1 a 2 segundos y dos valores diferentes para los factores de seguridad. Las figuras 36 a 38 muestran las demandas de ductilidad en el caso de una base rígida y para dos hipótesis diferentes respecto a rigidez dinámica de la cimentación. La Fig. 39 muestra las relaciones de las demandas de ductilidad incluyendo los efectos de interacción suelo-estructura a aquellas correspondientes a sistemas de base rígida.

Se obtuvieron las siguientes conclusiones, incluyendo algunos resultados no mostrados en las figuras 36 a 39.

- a) En general, la relación de ductilidades entre bases flexibles y rígidas crece hacia arriba. En el extremo superior del edificio es mayor que la unidad.
- b) Las demandas de ductilidad decrecen hacia arriba. Nunca alcanzan valores excesivos en el extremo superior de la estructura.
- c) Para periodos naturales cortos, la influencia de la interacción suelo-estructura es más pronunciada en los edificios con rigidez decreciente hacia arriba. Para periodos naturales largos, la influencia es más pronunciada si se trata de edificios con rigidez constante.
- d) La interacción suelo-estructura puede exigir ductilidades excesivas en los pisos más bajos de edificios con periodos cortos.

Los resultados que llevaron a las conclusiones anteriores tomaron en cuenta periodos naturales no mayores que el periodo dominante del terreno. De acuerdo con ellas, la interacción suelo-estructura debe descartarse como la causa mayor de falla en los pisos superiores de edificios; es necesario investigar posibles alternativas de las causas que produzcan este problema.

DESPLOME DE ESTRUCTURAS

Un gran número de edificios de la ciudad de México presentan desplomes como consecuencia bien sea de excentricidades de las cargas verticales respecto al centroide de la cimentación o por las características irregulares del terreno sobre el que se apoyan. Es por ello significativo determinar la importancia que estos desplomes puedan tener en el comportamiento dinámico de las construcciones. Si un edificio con gráfica carga-deformación simétrica ante acciones laterales se inclina en un ángulo α , su capacidad lateral como una función del coeficiente de cortante en la base decrecerá en la dirección de la inclinación pero se incrementará en forma similar en la dirección contraria. El resultado es una estructura con una gráfica carga-deformación asimétrica. Estimulados por la necesidad de reforzar un edificio que resultó con un desplome por la acción de los sismos de 1985, se analizaron varios modelos elastoplásticos simples con curvas carga-deformación asimétricas y respuesta no lineal ante la acción de una excitación en la base (15).

La figura 40 muestra las demandas de ductilidad de un conjunto de sistemas con periodo fundamental de 2 seg, con capacidad nominal de cortante en la base igual a 0.1. La excitación fue la componente

este-oeste del registro de SCT del sismo de 1985 y un conjunto de simulaciones de esa misma componente. El eje horizontal representa los grados de asimetría, esto es, las diferencias entre las capacidades laterales en dos direcciones opuestas. Para el caso considerado, las inclinaciones de 0.01 incrementan las demandas de ductilidad esperadas de 4 a más de 20. Obviamente, este efecto no podía olvidarse durante la revisión del capítulo de diseño sísmico del Reglamento para las Construcciones de la ciudad de México.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 1987

El comité que formuló el Reglamento de Emergencia de 1985 se mantuvo en funciones con el fin de encargarse de hacer una revisión más detallada y cuidadosa de los documentos anteriores y redactar un nuevo Reglamento ya revisado. Con este fin se promovió un proceso de investigación en diferentes direcciones, se obtuvieron recursos y se iniciaron los estudios cuyos resultados se hicieron llegar a los responsables de los diferentes capítulos del Reglamento. Aunque muchas dudas no fueron resueltas y muchas lecciones aún no han sido digeridas, los documentos fueron entregados a asociaciones de ingenieros con el fin de obtener los comentarios de sus miembros. Los comentarios fueron analizados e incorporados y la versión final se imprimió en junio de 1987, y fue legalizada poco después.

La revisión fue muy general y no estuvo restringida a los aspectos de ingeniería solamente. En relación con temas de seguridad estructural, se introdujeron cambios importantes en los capítulos que tratan, entre otras cosas, la definición de cargas, con los requisitos de diseño para varios tipos de materiales y elementos estructurales, con requisitos de calidad y con el criterio específico para el diseño y el análisis sísmico. Los comentarios siguientes se refieren sólo a los criterios de análisis y diseño sísmico, aunque tocan superficialmente otros temas.

Comparando con el Reglamento de 1976, la revisión de 1987 incluye, como las Normas de Emergencia de 1985, mayores intensidades de diseño, criterios más estrictos para detallar los elementos estructurales y las conexiones, mejorando así su capacidad para resistir grandes deformaciones alternadas; criterios más estrictos para el control de calidad de materiales, en particular del concreto, y, para la supervisión de campo, se definieron más claramente las responsabilidades concernientes al mantenimiento y cambios en el uso de las construcciones, etc.

Los siguientes son algunos de los cambios más importantes del capítulo de diseño sísmico.

CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES

Con el propósito de normar la seguridad, las estructuras se clasificaban en tres grupos: el grupo A que abarca estructuras muy importantes, cuya falla costaría muchas vidas o grandes pérdidas materiales o culturales; el grupo B que incluye edificios de oficinas ordinarias y departamentos, y el grupo C que comprende estructuras provisionales y aquellas cuya falla traería sólo consecuencias menores. En la versión actual desaparece el grupo C y el grupo B se divide en dos, según la importancia de las estructuras: el subgrupo B1 incluye construcciones de más de 30 m de altura o con una superficie mayor de 6,000 m² de área construida para los edificios ubicados en suelo firme o en zonas de transición, así como la que tienen una altura mayor de 15 m o una superficie mayor de 3,000 m² en los edificios situados en la zona del lago; el grupo B2 incluye el resto de las construcciones del grupo B. Las construcciones en el grupo A deben diseñarse para coeficientes de cortante sísmico basal 50% más alto que los del grupo B. Las construcciones en el grupo A y el subgrupo B1 requieren contar, además de un director general de la obra, con un corresponsable de la seguridad estructural, cuya responsabilidad incluye el proyecto de diseño estructural, incluyendo la cimentación; la ejecución de la excavación, cimentación y estructura; la calidad y el control de materiales y de procedimientos constructivos y de todos los conceptos relativos a la seguridad estructural involucrados en el proyecto y ejecución de los elementos no estructurales.

ANALISIS SISMICO

Como en la versión anterior, el reglamento permite dos posibilidades de análisis estático (uno no toma en cuenta el periodo fundamental natural y el otro permite reducciones en los coeficientes de cortante basal, de acuerdo con la estimación del periodo con cocientes de Schwarz) en el caso de estructuras menores a 60 m de altura; y acepta un método simplificado para las estructuras menores de 13 m de altura, que satisface algunos requisitos adicionales. Se exige un análisis dinámico en todos los otros casos.

MICROZONIFICACION

La distribución de intensidades obtenidas en la Ref. 7, indica que dentro del área inicialmente cubierta por la antigua ciudad azteca, las intensidades sísmicas observadas fueron significativamente más bajas que fuera de ella, y por otro lado, en algunas partes de las zonas II y III (transición y blanda, respectivamente) la intensidad fue significativamente más alta que en el resto de esas mismas zonas, tanto en los sismos de 1985 como en los de 1957 y 1979. Sin embargo, no se consideró adecuado elevar los coeficientes de diseño de esas

áreas de mayor intensidad con respecto al resto de la zona III, por varios factores (coeficientes sísmicos sensiblemente más altos que antes, factores de reducción de resistencia más reducidos, requisitos más estrictos para el factor de reducción relacionado con la respuesta no lineal) que ya contribuían a elevar las fuerzas en las estructuras diseñadas de acuerdo con el nuevo Reglamento. En vista de la falta de suficiente confirmación teórica, tampoco se juzgó adecuado especificar coeficientes de diseño más bajos para el área de menor intensidad. Sin embargo, los datos mostrados en la Ref. 7 permitieron especificar que la zona III se extienda para cubrir algunas áreas que estrictamente de acuerdo con las características de condiciones locales del suelo deberían ser incluidas en la zona II. La razón de este incremento en las intensidades es la posible ocurrencia de efectos de amplificación local no predichos por el modelo simple de propagación unidimensional de ondas.

El hecho de que las intensidades fueron más altas en ciertas porciones de la zona III (ver Fig. 7) se reflejó en el nuevo Apéndice opcional a las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento, que permiten reducir las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones en términos del valor local del periodo fundamental del suelo, en cualquier punto en las zonas II y III, excluyendo la subzona de más alta intensidad en la Fig. 9.

ESPECTROS DE RESPUESTA

Los nuevos espectros de diseño resultaron de una envolvente que incluye una serie de espectros producidos por las magnitudes máximas que tienen alta probabilidad de poder generarse en las fuentes sísmicas cercanas a la ciudad de México. También están basados en la calibración del comportamiento observado de estructuras con distintas capacidades durante los terremotos de 1985. En las estructuras de la nueva zona III, ahora definida, las ordenadas máximas del espectro de respuesta de aceleración para sistemas lineales se elevaron en 67%, las de la zona II en 60%, con respecto a la versión de 1976 (Fig. 5), mientras que las de la zona I no se modificaron. Así, los nuevos valores son 0.40 g, 0.32 g y 0.16 g. La meseta horizontal del espectro, similar a la mostrada en la Fig. 5 ahora se extiende de 0.2 a 0.6 segundos en la zona I, de 0.3 a 1.5 segundos en la zona II y de 0.6 a 3.9 segundos en la zona III. Como antes, el ancho de cada una de esas mesetas intenta cubrir incertidumbres sobre periodos calculados, tanto de la estructura como del suelo y para tener en cuenta la influencia de la interacción suelo-estructura. Se añadió el apéndice opcional antes mencionado donde se puede permitir el uso de un espectro de respuesta más angosto, basado en valores locales del periodo dominante del suelo y supone que la interacción suelo-estructura será explícitamente tomada en cuenta en el análisis dinámico.

FACTORES DE RESISTENCIA

Se mantuvieron factores similares a los propuestos en el Reglamento de Emergencia para penalizar las resistencias asociadas con modelos de falla frágil.

REGULARIDAD

Una de las muchas lecciones que enseñaron los terremotos de 1985 fue que las estructuras irregulares son más sensibles a las incertidumbres asociadas a las simplificaciones inherentes a los métodos convencionales de análisis estructural que las estructuras regulares. Por eso se estipula un grupo de condiciones para clasificar una estructura como regular. Las estructuras no regulares se penalizan en lo concerniente al valor de los factores de reducción de cortante basal.

Los requisitos de regularidad incluyen, por ejemplo, los siguientes:

- a) La planta debe ser "aproximadamente" simétrica con respecto a cada uno de los dos ejes ortogonales. Esta simetría se aplica tanto a masas, como a distribuciones de resistencias y rigidez.
- b) Las relaciones de altura a anchura y de longitud a anchura deben ser menores que 2.5
- c) La planta no debe tener salientes o entrantes en cualquier dirección mayores al 20% de la dimensión del edificio paralela a esa dirección. Similarmente, se aplican restricciones a las dimensiones de los huecos en planta de las losas de piso. Además, estos huecos no deben producir asimetrías excesivas y su posición en planta no debe variar de un piso a otro.
- d) Los sistemas de piso y techo deben ser lo suficientemente rígidos y fuertes como para transmitir fuerzas sísmicas a los elementos resistentes.
- e) Los pesos y las áreas de un piso determinado deben caer entre el 70 y el 100 por ciento de los valores correspondientes al piso inmediatamente abajo de él. Esta restricción no se aplica al último piso superior.
- f) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales, así como por trabes o losas planas.
- g) Las resistencias laterales de un nivel dado no deben exceder

dos veces el valor de las del nivel inferior.

- h) La excentricidad torsional no debe exceder, en cualquier nivel, una décima del ancho del edificio en el nivel, en la dirección paralela a la excentricidad.

FACTORES DE COMPORTAMIENTO SISMICO

Estos corresponden al precedente "factor de ductilidad", Q , del Reglamento de 1976. Su designación se cambió a fin de hacer hincapié en que no toman sólo en cuenta la capacidad de los materiales y elementos estructurales para desarrollar un comportamiento dúctil, sino que también toman en cuenta varios otros conceptos, tales como la degradación de resistencias y/o rigidez y las incertidumbres ligadas a la predicción de la respuesta y de los mecanismos de falla de las estructuras. Estos factores se emplean para calcular los números Q' , por los cuales se dividen las ordenadas del espectro de diseño en el caso de las respuestas lineales para obtener espectros de diseño que tomen en cuenta respuestas no lineales. Cuanto mayores son los factores mencionados, mayores serán las reducciones que pueden aplicarse a un espectro lineal. (En periodos naturales menores que T_a , Q' varía linealmente de 1 en $T = 0$ a $Q' = Q$ en $T = T$; si T es mayor que T_a , $Q' = Q$). En el Reglamento anterior, el mayor "factor de ductilidad" era de 6. En el actual, el mayor "factor de comportamiento sísmico" es 4, y su aplicabilidad se restringe a estructuras que cumplan condiciones aun más estrictas que las previamente impuestas a $Q = 6$. Además, los valores de Q' deben reducirse en 20% para sistemas que no cumplan las condiciones de regularidad descritas anteriormente.

En el reglamento de 1987, Q puede ser 4 en el diseño de edificios que satisfagan los siguientes requerimientos:

- a) Su resistencia lateral es suministrada por marcos de acero o concreto reforzado o bien por combinaciones de estos elementos con marcos contraventeados o muros de cortante; pero los marcos solos deben ser lo suficientemente resistentes para tomar el 50% de las fuerzas laterales especificadas (el valor anterior equivalente para $Q = 4$ era 25%).
- b) La rigidez de los muros ligados a la estructura debe ser incluida en el análisis, pero su contribución puede ser tomada en cuenta únicamente si estos muros están contruidos con piezas sólidas.
- c) La suma de las contribuciones a la resistencia lateral de marcos, contravientos y muros de cortante de concreto reforzado, despreciando la contribución de los muros de mampostería, no deberá ser menor que el 80% de la fuerza lateral

especificada. (Esta restricción toma en cuenta la vulnerabilidad de los muros de mampostería a la degradación bajo la acción de cargas alternadas).

- d) El cociente mínimo de la resistencia lateral permisible a la acción de fuerzas cortantes en cualquier nivel dado no debe ser menor en más de 20% al promedio de dichos cocientes en todos los niveles. (Una restricción similar con el mismo límite superior, fue especificada en el Reglamento de 1976 en el caso de $Q = 6$. Para $Q = 4$, el límite superior era 35%, pero en muchas ocasiones no se cumplió.) Esta restricción intenta prevenir la ocurrencia de demandas excesivas de ductilidad en la base de los edificios que tienen un primer piso débil.
- e) Las especificaciones que deben cumplir los elementos de concreto reforzado y acero están indicadas en los capítulos correspondientes del Reglamento de Construcciones para elementos dúctiles. Son similares a los anteriormente especificados si $Q = 6$.

Si se cumplen sólo los requisitos b, c y e, Q debe considerarse como 3. Este mismo valor se aplica a losas planas y otros marcos que satisfagan los requisitos mencionados. Las losas planas deben cumplir con los requisitos de diseño especificados en el capítulo de estructuras de concreto reforzado.

A otras estructuras se aplica los valores más bajos de Q .

EXCENTRICIDADES TORSIONALES

Los resultados de los estudios sobre la respuesta torsional no lineal de sistemas de un piso condujeron a algunos cambios significativos en el criterio para calcular los efectos de torsión. Se consideran dos tipos de excentricidades torsionales en un piso dado: la convencional "excentricidad de rigidez, e_s ", que se define como la distancia entre el centro de rigideces en la dirección perpendicular a la excentricidad y la línea de acción de la fuerza cortante en el nivel de interés; y una nueva "excentricidad de resistencias, e_r ", similar a la anterior, pero con la palabra "rigidez" sustituida por "resistencia". De los resultados mencionados se concluyeron que si Q se considera igual a 3, debe imponerse la restricción de que las resistencias de los elementos deben ser tales que e_r y e_s tengan el mismo signo y e_r sea al menos tan grande como $e_s - 0.2b$, donde b es la dimensión del nivel de interés, en la dirección paralela a la excentricidad.

En el caso de $Q = 3$, la condición es que e_r y e_s tengan el mismo signo, pero el límite inferior para e_r debe ser $e_s - 0.1b$.

Una revisión posterior del problema destacó que los análisis de respuesta dinámica en que se basaron las recomendaciones del párrafo anterior no cubrían adecuadamente los intervalos de valores significativos de las diversas variables. Por esta razón y en aras de simplicidad, se optó finalmente por eliminar las restricciones relativas a e_r , poner un tope de $0.2b$ a la excentricidad e_s para aquellos casos en que se tome igual a mayor que 3, y estipular que para estas estructuras deberá considerarse que el efecto de la torsión se puede incrementar cuando algunos de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total incurrieren en el rango no lineal o fallen.

Estudios previos sobre respuestas torsionantes lineales de sistemas de pisos sencillos sirvieron para obtener un factor de amplificación de 1.5 aplicado a excentricidades estáticas de modo de obtener excentricidades dinámicas (16). Sin embargo, hay casos, tal como el de una torre simétrica localizada en una posición asimétrica sobre un cuerpo bajo, donde las excentricidades estáticas son cero y las excentricidades dinámicas son finitas. Obviamente, estos casos no pueden manejarse utilizando un factor de amplificación. Por la carencia de resultados de respuesta dinámica, se especifica que la excentricidad torsional de diseño en cualquier piso no puede considerarse menor a la mitad de la máxima excentricidad torsional estática de cualquier nivel bajo él, y el momento torsionante de diseño en un nivel no puede ser menor a la mitad del máximo calculado para cualquier nivel superior del de interés.

GRAFICAS FUERZA-DESPLAZAMIENTO ASIMETRICAS E INCLINACION DE ESTRUCTURAS

Los resultados de la Fig. 40 son tomados en cuenta cualitativamente exigiendo que los factores de reducción de resistencias para el diseño de elementos de estructuras con gráficas fuerza-desplazamiento asimétricas sean divididos entre la cantidad $1 + 2.5 dQ$, donde d es el valor absoluto de la diferencia del coeficiente de fuerza cortante resistido por la estructura en dos sentidos opuestos.

Con objeto de verificar la seguridad de las estructuras existentes, la influencia de la inclinación inicial del edificio en la disminución de la resistencia lateral en una dirección y el incremento en la dirección opuesta se toma en cuenta pidiendo que las fuerzas para el diseño ante fuerzas laterales en condiciones ordinarias sean multiplicadas por $1 + 5Qf$, si f es mayor que 0.01, donde f es el ángulo de inclinación.

CORTANTE DE DISEÑO MINIMO

En el capítulo sobre análisis dinámico se especifica que el cortante basal no debe ser menor que el 80% del producto del peso del edificio por la ordenada del espectro de respuesta lineal dividido entre Q' . Esta restricción intenta proteger las estructuras de las incertidumbres en la predicción de respuestas dinámicas de sistemas reales.

ESTRUCTURAS EXISTENTES

Todas las estructuras pertenecientes al grupo A que no cumplan con el Reglamento de Emergencia o con el Reglamento actual deben ser reforzadas de acuerdo con el más reciente. Estos requisitos también se aplican a estructuras del grupo B para las cuales hay dudas concernientes a la seguridad con respecto a la falta o a estados límite de servicio, bien sea porque aquellas construcciones fueran seriamente dañadas en 1985 o por cualquier otra razón.

CONCLUSIONES

Inmediatamente después de los terremotos de 1985 se supo que sus intensidades fueron mucho mayores que las previstas por el Reglamento de Construcciones vigente, pero también que muchos casos de colapso o daño serio pudieron evitarse con un pequeño esfuerzo adicional en el cuidado de los detalles y en el control de calidad. Los requisitos del Reglamento de Construcciones de 1987 son una prueba de esta lección, previamente observada en muchas ocasiones y en muchos lugares, pero no lo suficientemente escuchada o recordada.

Además, confirmando lecciones previas, los terremotos plantearon nuevas preguntas y reforzaron otras referentes a la habilidad de los ingenieros para predecir la respuesta de sistemas complejos. Preguntas en esta línea varían desde aquellas que provienen de nuestros conocimientos imperfectos acerca del comportamiento de los elementos y los sistemas estructurales bajo cargas alternadas, hasta la influencia de irregularidades en la distribución de masas, rigideces y factores de seguridad sobre la distribución de demandas de ductilidad. Por un lado, algunos resultados de los estudios de respuesta dinámica presentados en este documento muestran que las respuestas mencionadas son extremadamente sensibles a la variación de parámetros de comportamiento acerca de los cuales no sabemos mucho; por otro lado, las condiciones bajo las cuales un sistema complejo sujeto a excitaciones dinámicas severas cesa de responder sin colapso no están claras y por lo tanto nuestros esfuerzos para determinar la seguridad con respecto al colapso en términos probabilísticos tienen que incluir grandes incertidumbres que reflejan nuestra ignorancia. Esperamos que se

aprenderá mucho acerca de las propiedades mecánicas dinámicas de los edificios después de que se tengan los resultados de los estudios de calibración del comportamiento observado en edificios específicos con respecto a su respuesta predicha, pero lamentamos que la ausencia de instrumentos para registrar movimientos fuertes, capaces de medir aceleraciones y deformaciones en diferentes lugares de los edificios, nos hayan privado de la posibilidad de hacer estudios sobre la identificación de las propiedades de sistemas estructurales bajo condiciones de grandes deformaciones cíclicas.

Nuestros estudios sistemáticos sobre las respuestas dinámicas no lineales de edificios irregulares muestran que la predicción de la distribución de las demandas locales de ductilidad están influenciadas por incertidumbres mayores de lo que se creía. Aunque se han identificado algunas tendencias respecto a la influencia de las excentricidades torsionales y las variaciones agudas en los factores de seguridad relacionados con los cortantes de entrepiso, aún deben realizarse estudios paramétricos suficientemente amplios, incluyendo modelos diferentes a los de cortante.

El progreso de los estudios dirigidos a estimar la influencia de los efectos P-delta, rigideces y degradación de resistencias y la interacción suelo-estructura es ínfimo.

Las variaciones locales en la intensidad del movimiento del suelo presentaron un patrón mucho más complicado a los que predecían los modelos convencionales.

Las complejidades surgieron en parte por las heterogeneidades locales de pequeña escala y en parte por la contribución de trenes de ondas distintos a los considerados por modelos unidimensionales. Un programa en proceso incluye la formulación de un modelo en tres dimensiones del Valle de México y la obtención de movimientos calculados en diferentes puntos sobre la superficie del suelo para diferentes trenes de ondas. Los resultados de estos estudios servirán para redefinir los mapas de microzonificación propuestos en el último Reglamento de Construcciones.

RECONOCIMIENTOS

Gran parte de la información usada en este artículo está basada en el trabajo ejecutado por varios colegas del autor, quienes se lo proporcionaron generosamente. Deseo expresar mi agradecimiento en particular a J. Avila, G. Ayala, R. Gómez, J. Iglesias, R. Meli, J.M. Mendoza y S.E. Ruiz. La colaboración de J. López y E. Mendoza en algunos estudios de respuesta estructural se reconoce, asimismo, ampliamente.

REFERENCIAS

1. Esteva, L., "The practice of earthquake engineering in México City and its revision in the lighth of the observations from the 1985 earthquakes", Proc. 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston (1980).
2. Rascón, O.A. y Muñiz, C., Análisis Sísmico de tuberías enterradas, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 494 (1986).
3. Meli, R. y Rosenblueth, E., "the 1985 Earthquake: causes and effects in México City", Concrete International, ACI, Detroit, mich, 8 (5), 12.
4. Meli, R. and Miranda, E., "Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México, Parte I. Evaluación de daños", Instituto de Ingeniería, UNAM (1980).
5. Singh, S.K., Mena, E. y Castro, R., "Some aspects of source characteristic of tthe 19 september, 1985, Michoacán Earthquake and ground motion amplification in and near México City from strong motion data", Submitted for publication in the Bulletin of the seismological Society of America (1980).
6. Mena, E., Carmona, C., Delgado, R., Alcántara, L. y Domínguez, D., Catálogo de acelerogramas procesados del sismo del 19 de septiembre de 1985. Parte I: Ciudad de México, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 497, México (1980).
7. Iylesias, J., Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la ciudad de México, Universidad Autónoma Metropolitana, México (1987).
8. Avila, J., "Evaluation of the behavior of buildings damaged during the september 1985 earthquakes", Informe en vias de completarse, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987).
9. Mendoza, M.J. y Auvinet, G., Comportamiento de cimentaciones de edificios en la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987).
10. Gómez, R., Ayala, G. y Jaramillo, J.D., Respuesta sísmica de edificios asimétricos, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987).
11. Esteva, L. y López, J., Respuesta sísmica de edificios de cortante con planta baja débil, Informe de un trabajo en vias de completarse, Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987).
12. Diederich, R. y Ruiz, S.E., Influencia de un piso bajo débil en la seguridad sísmica de edificios, Instituto de Ingeniería, México (1987).
13. Novak, M., "Vertical vibration of floating piles", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 103, EMI (Feb 1977), 153-168.
14. "Reylamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México (1987).
15. Ruiz, S.E., Rosenblueth, E., y Diederich, R., "Ductility demands of structures with asymmetric resistance", Comunicación personal de un trabajo en proceso en el Instituto de Ingeniería, UNAM, México (1987).
10. Rosenblueth, E., y Elorduy, J., "Responses of linear systems to certain transient disturbances", Proc. Fourth World Conf. Earth. Engrg., Santiago de Chile (1969), 1, A-1,185-190.

TABLA 1. RESUMEN ESTADISTICO DE EDIFICIOS DAÑADOS*

TIPO DE ESTRUCTURA	GRADO DE DAÑO	AÑO CUANDO SE CONSTRUYO			NO. DE NIVELES				TOTAL
		<1957	57-76	1976 >	<5	6-10	11-15	16 >	
MARCOS DE ACERO	COLAPSO	7	3	0	4	3	1	2	10
	SEVERO	1	1	0	0	0	2	0	0
MARCOS DE CONCRETO REFORZADO	COLAPSO	27	51	4	27	46	8	1	82
	SEVERO	16	23	6	10	28	6	1	45
LOSA PLANA ALIGERADA	COLAPSO	8	62	21	36	49	5	1	91
	SEVERO	4	22	18	5	26	12	1	44
MUROS DE CARGA DE MAMPOSTERIA	COLAPSO	6	5	2	11	2	0	0	13
	SEVERO	9	13	1	22	1	0	0	23
O T R O S	COLAPSO	4	8	2	12	2	0	0	14
	SEVERO	0	4	2	2	4	0	0	6
T O T A L	COLAPSO Y SEVERO	82	192	56	129	161	34	6	330

* Según la Referencia 4.

TABLA 2. PORCENTAJES DE COLAPSO O DANOS SEVEROS*

NUMERO DE NIVELES	POR CIENTO DE CASOS DE COLAPSO O DANOS SEVEROS
1-2	0.9 %
3-5	1.3
6-8	8.4
9-12	13.6
> 12	10.5
TOTAL	1.4

TABLA 3. CAUSAS DE FALLA*

CARACTERISTICA OBSERVADA	POR CIENTO DE CASOS
MARCADA ASIMETRIA EN RIGIDEZ	15 %
EDIFICIOS DE ESQUINA	42
PRIMER PISO DEBIL	8
COLUMNAS CORTAS	3
MASA EXCESIVA	9
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES PREVIOS	2
FUNCIONAMIENTO INSATISFACTORIO DE CIMENTACION	13
GOLPETEO	15
DANOS PREVIOS AL TEMBLOR	5
PENETRACION EN LOSAS PLANAS	4
FALLA EN PISOS SUPERIORES	38
FALLA EN PISOS INTERMEDIOS	40

* Según la Referencia 4.

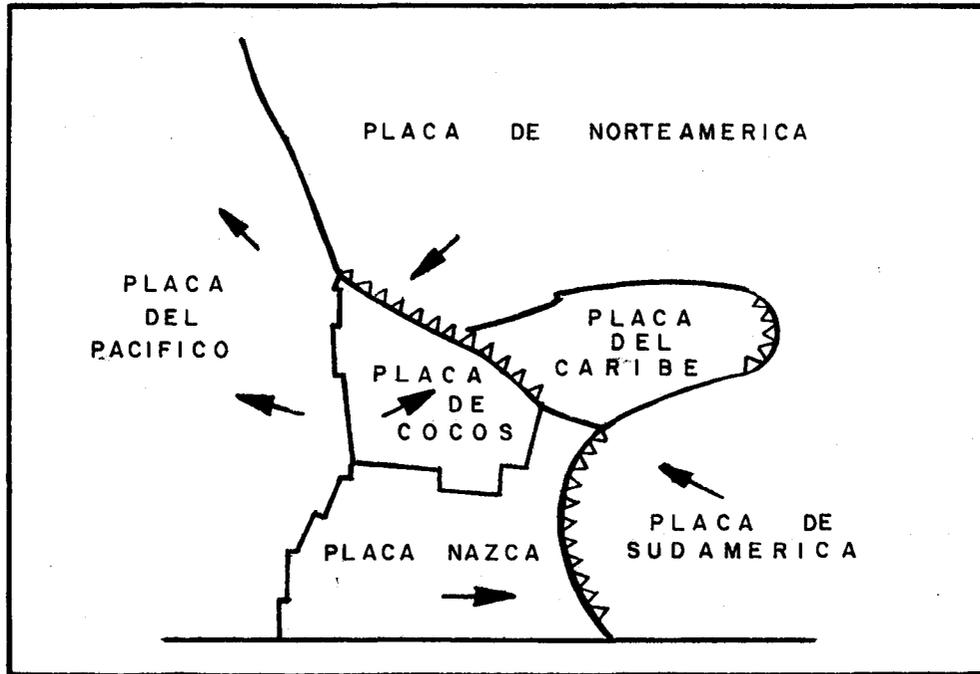
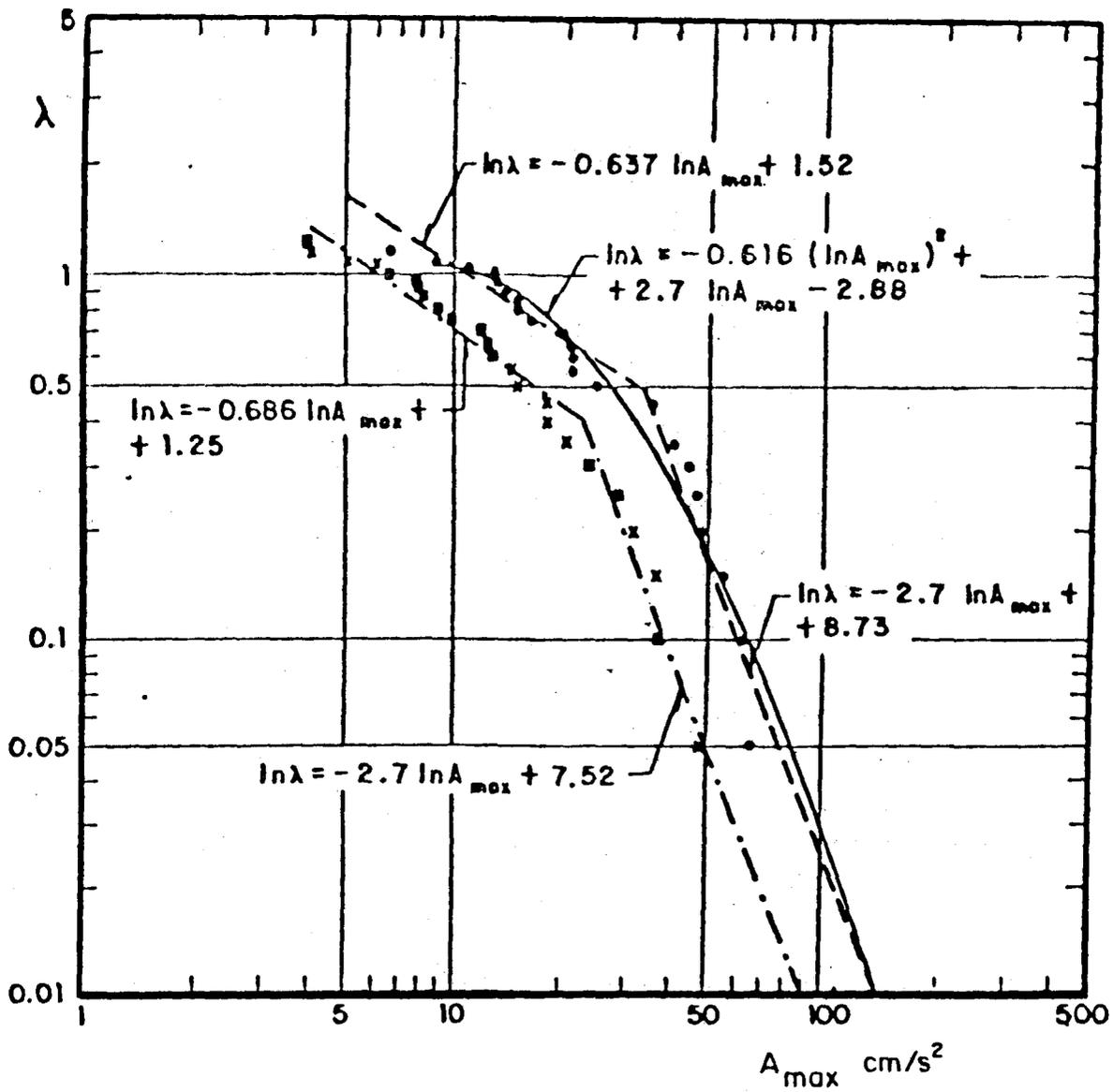


FIG. 1

LIMITES ENTRE LAS PLACAS MAS IMPORTANTES EN LA REGION DE MEXICO Y CENTROAMERICA.



- VALORES ESTIMADOS EN SUELO BLANDO
- x VALORES ESTIMADOS EN SUELO DURO
- VALORES ESTIMADOS EN SUELO DURO

FIG 2 RELACIONES DE EXCEDENCIA DE LAS ACELERACIONES DEL SUELO EN EL VALLE DE MEXICO.

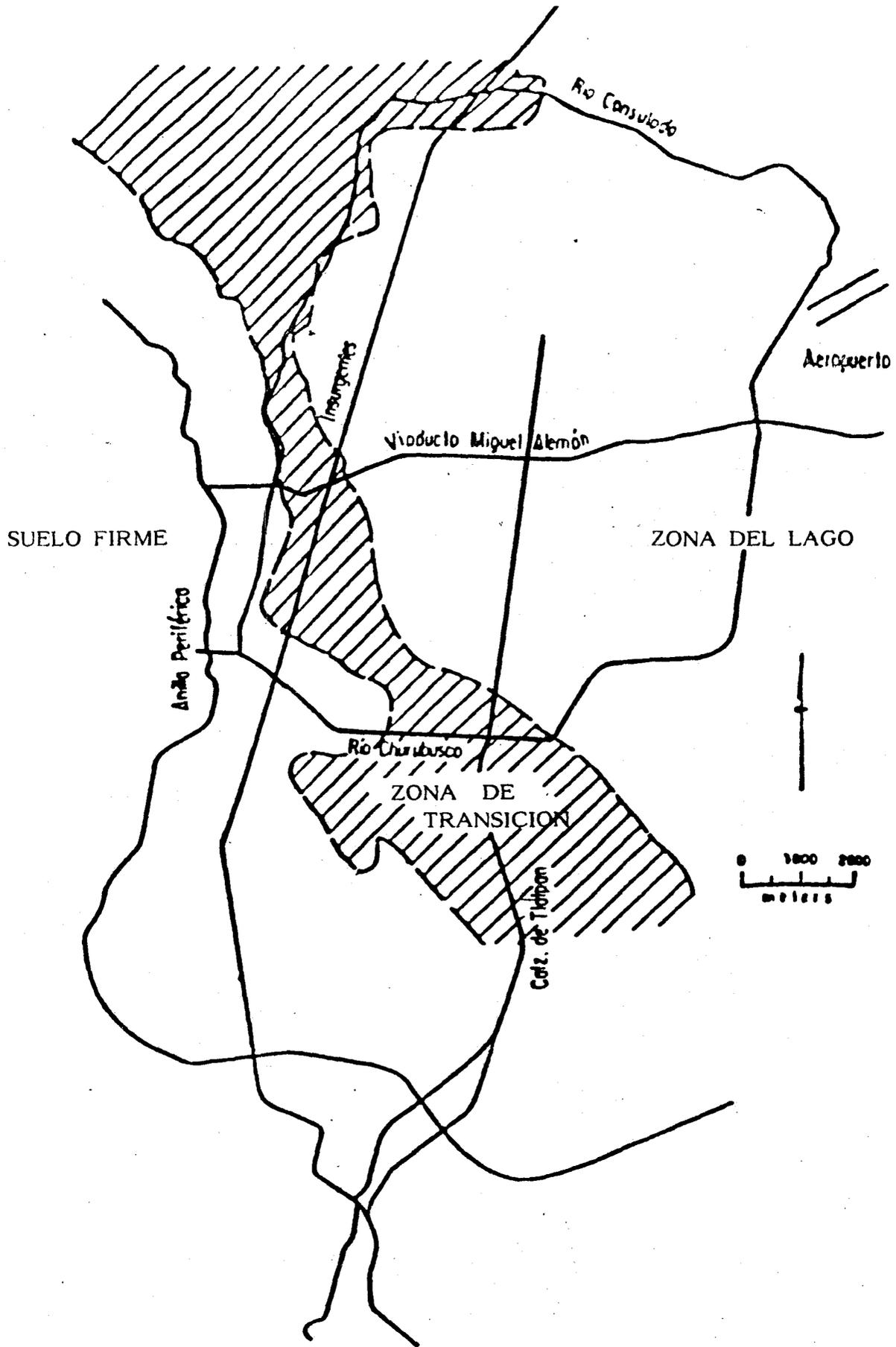
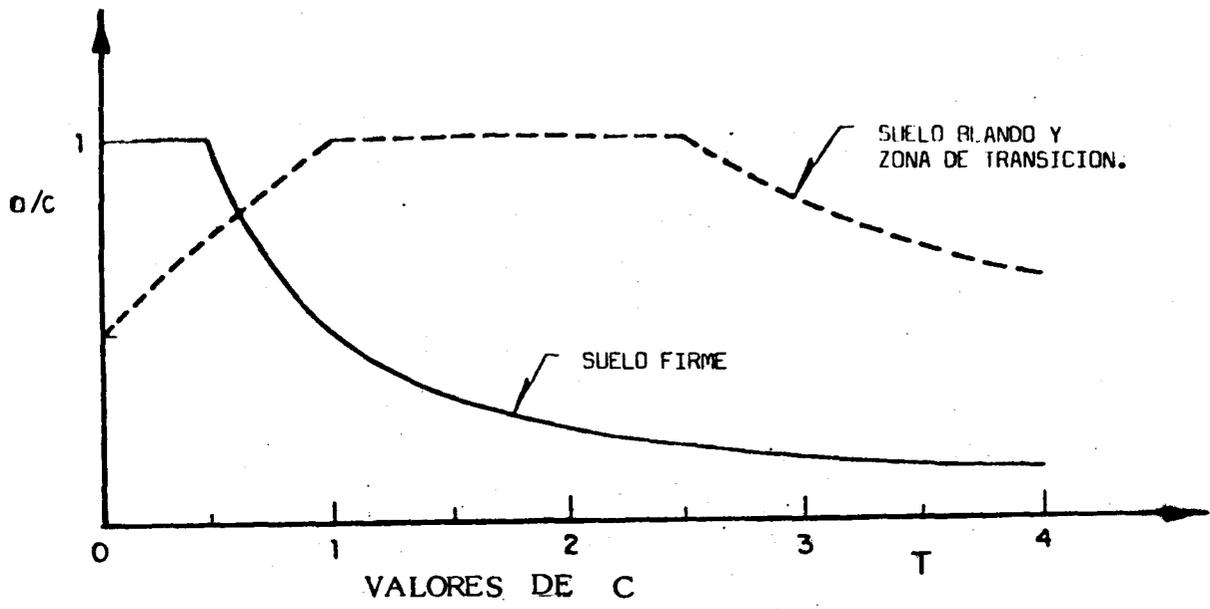


Fig 3 MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE MEXICO (REF. 3)



	ZONA BLANDA Y DE TRANS.	FIRME
MARCOS	0.06	0.04
MUROS DE CORTANTE	0.08	0.08
PENDULO INVERTIDO	0.15	0.10

Fig 4 ESPECTROS DE DISEÑO SEGUN EL REGLAMENTO DE 1966.

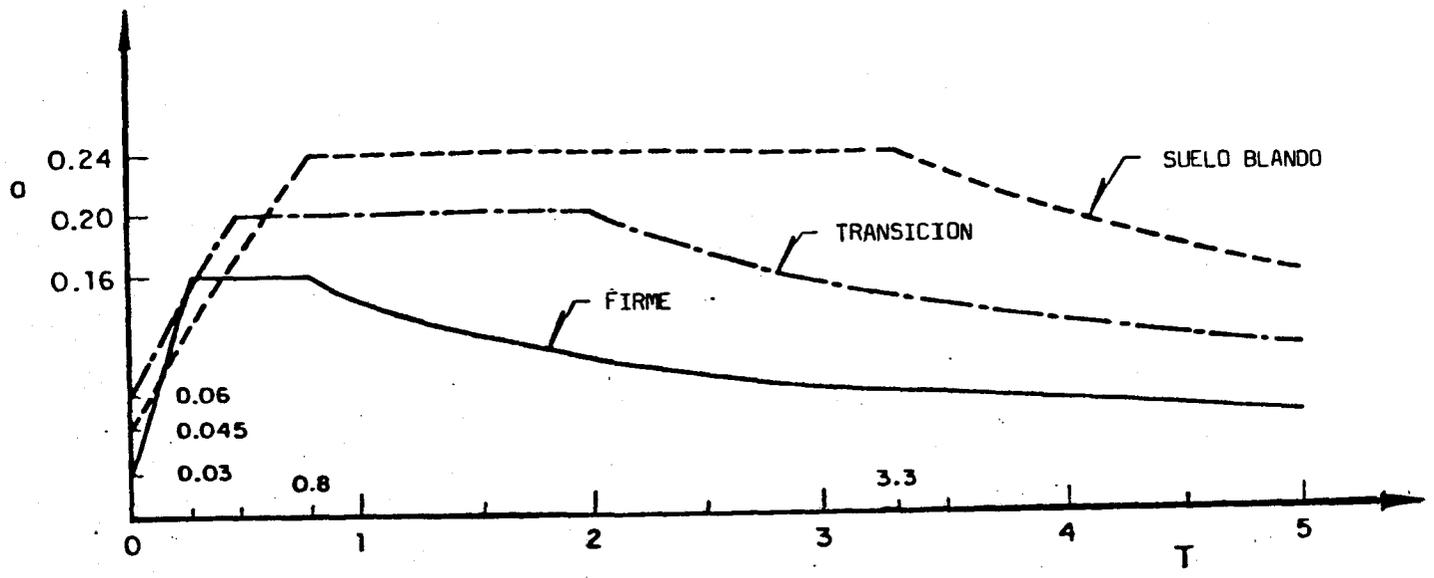


Fig 5 ESPECTROS DE DISEÑO SIN REDUCIR POR DUCTILIDAD DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO DE 1976.

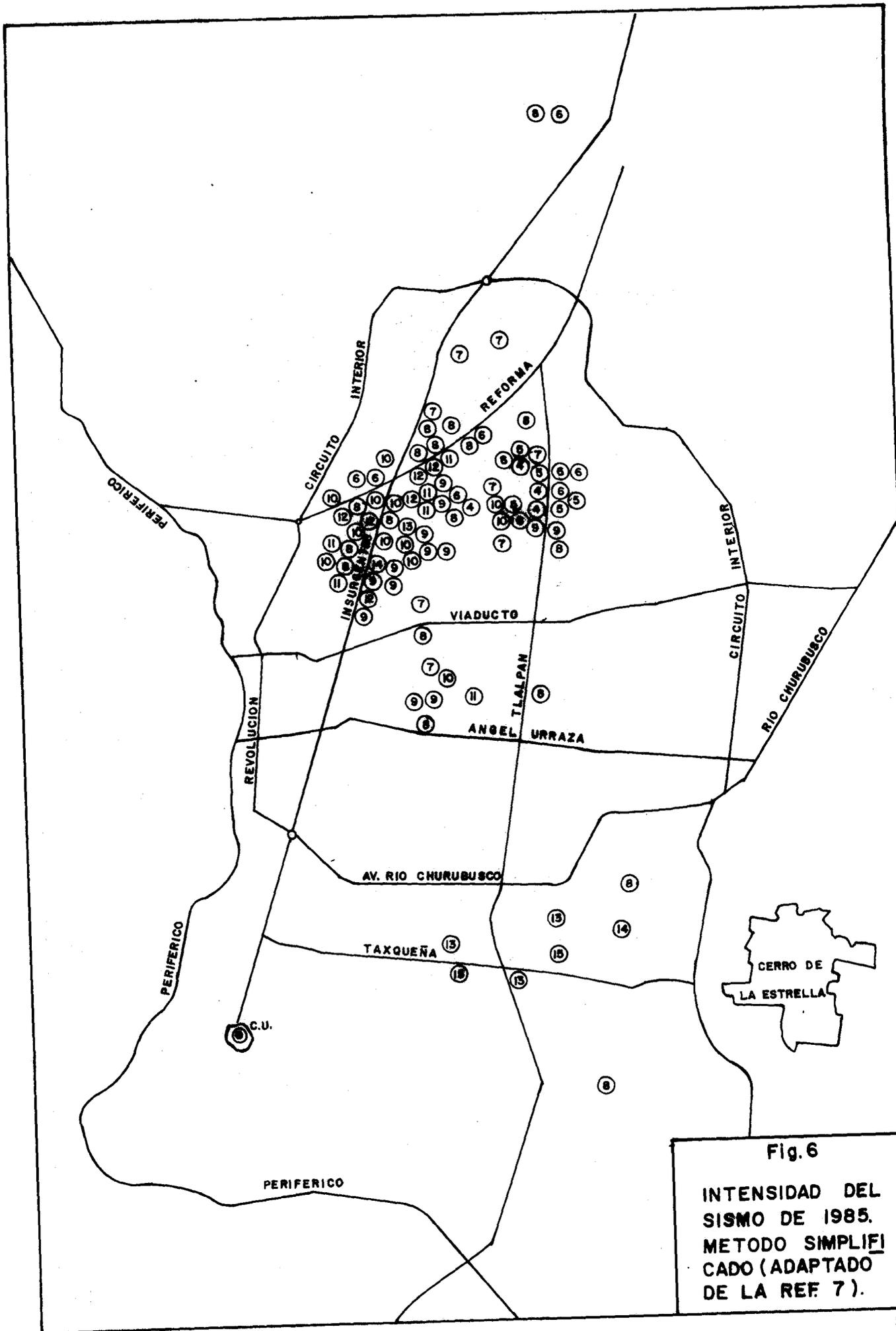
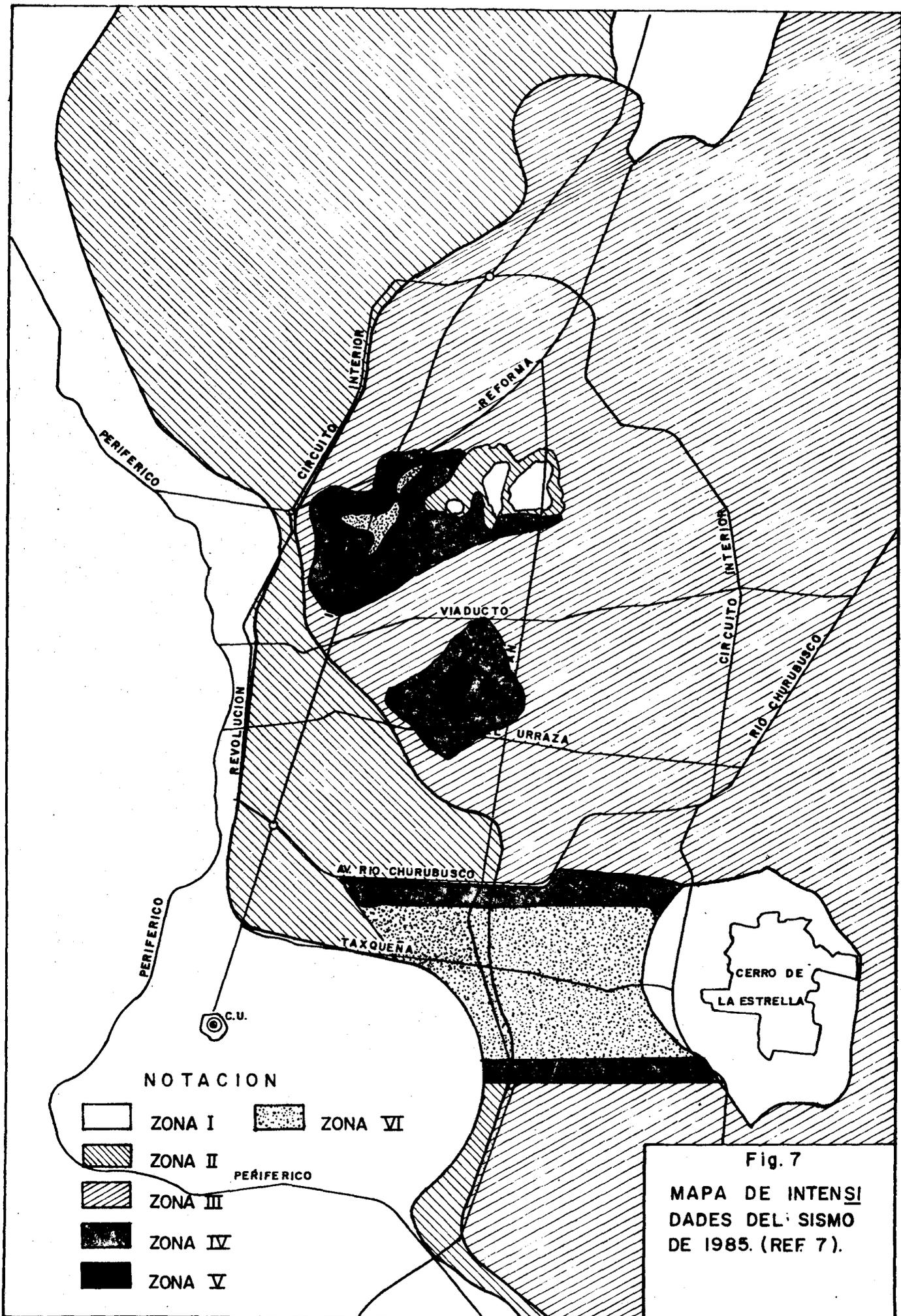


Fig. 6
 INTENSIDAD DEL
 SISMO DE 1985.
 METODO SIMPLIFICADO (ADAPTADO
 DE LA REF 7).



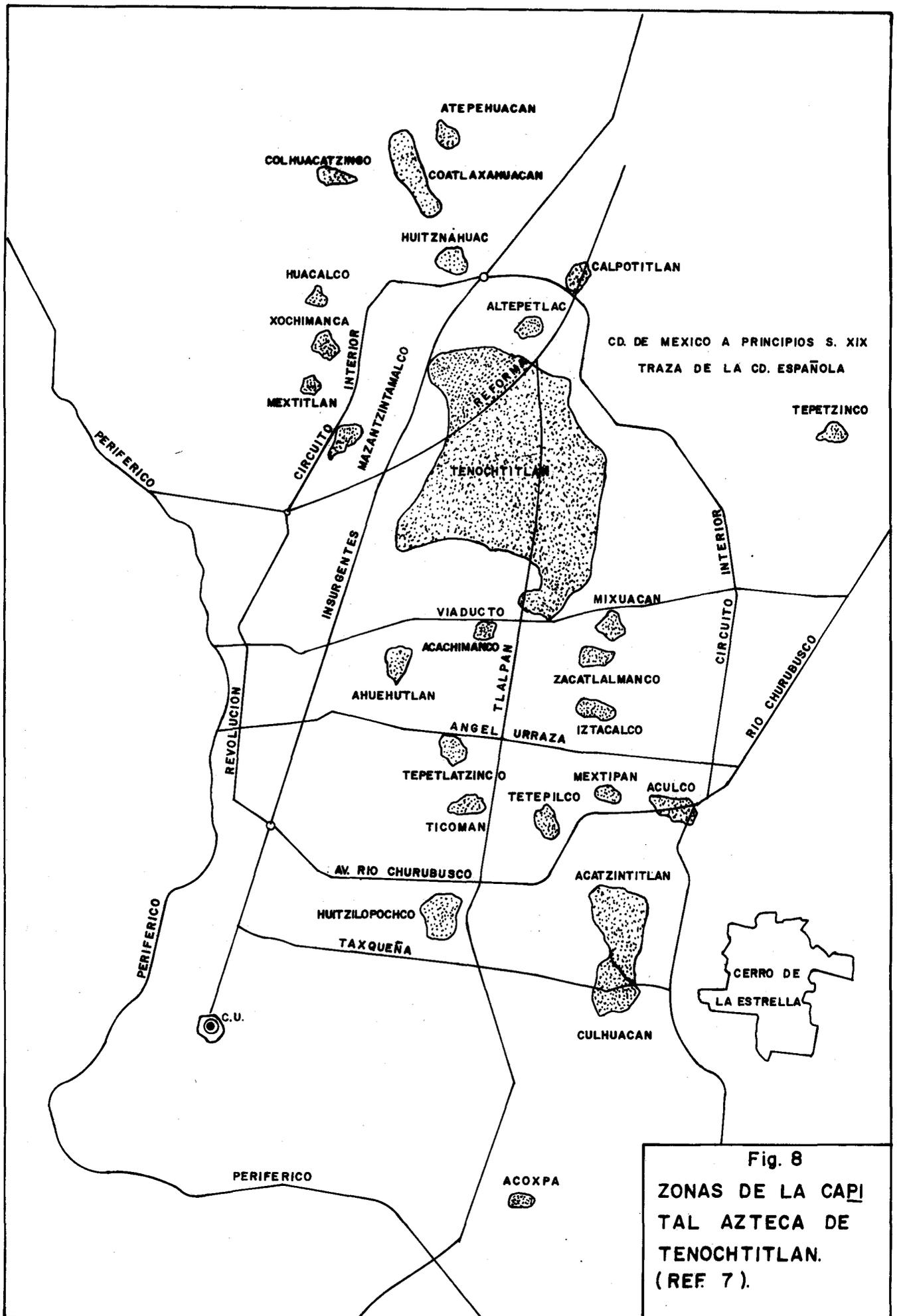
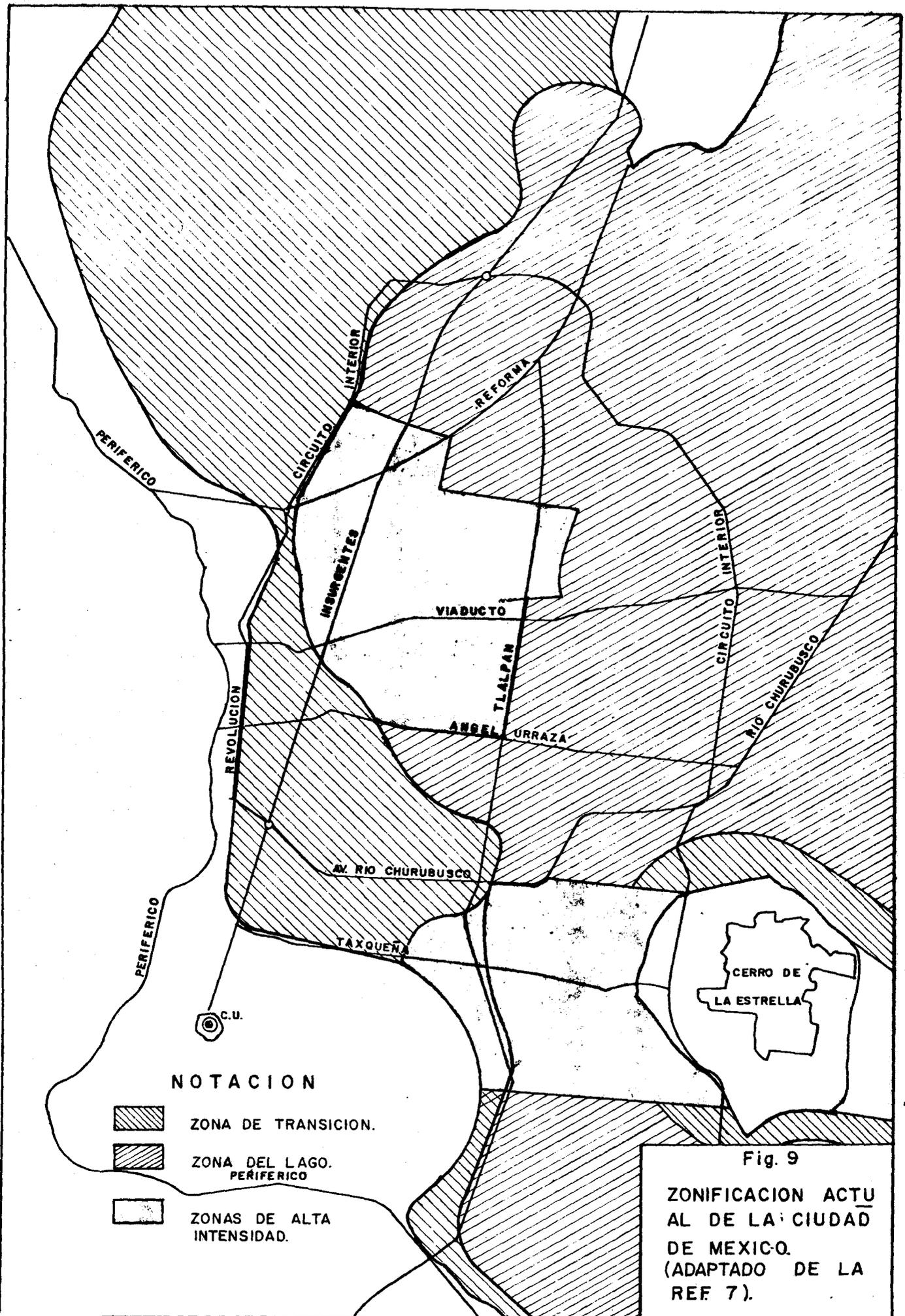


Fig. 8
 ZONAS DE LA CAPITAL AZTECA DE TENOCHTITLAN.
 (REF. 7).



NOTACION

-  ZONA DE TRANSICION.
-  ZONA DEL LAGO PERIFERICO
-  ZONAS DE ALTA INTENSIDAD.

Fig. 9

ZONIFICACION ACTUAL DE LA CIUDAD DE MEXICO.
(ADAPTADO DE LA REF. 7).

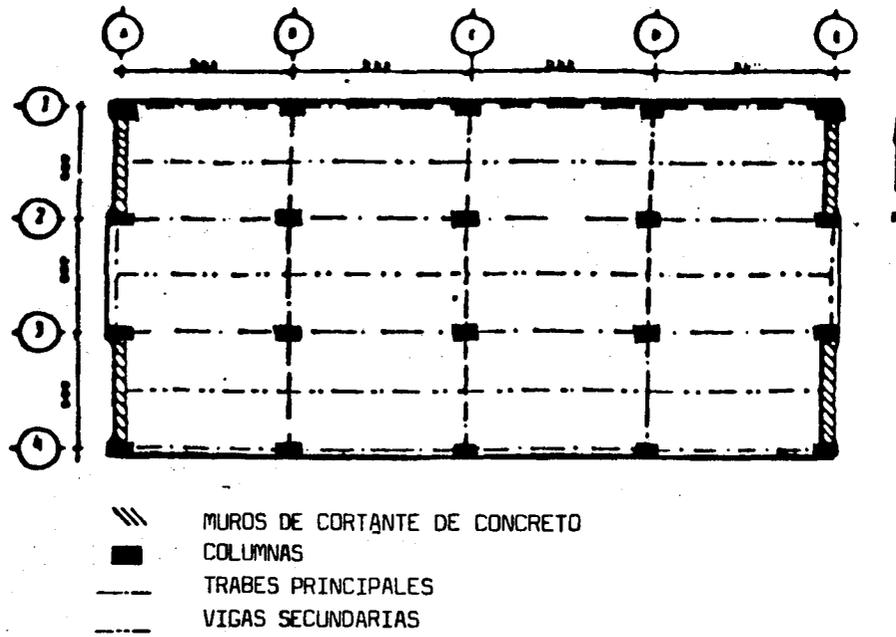


FIG 10 PLANTA DEL EDIFICIO DEL STC

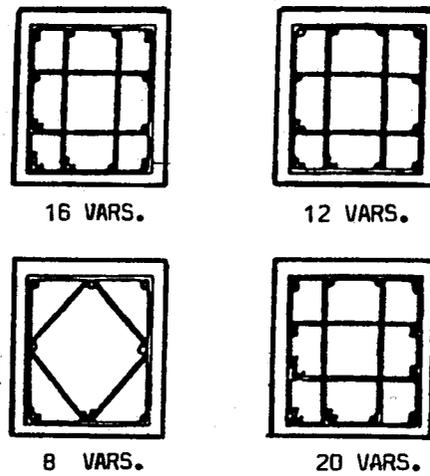


FIG 11 DETALLES DE REFUERZO DE COLUMNAS EN EL EDIFICIO DEL STC (REF 8).

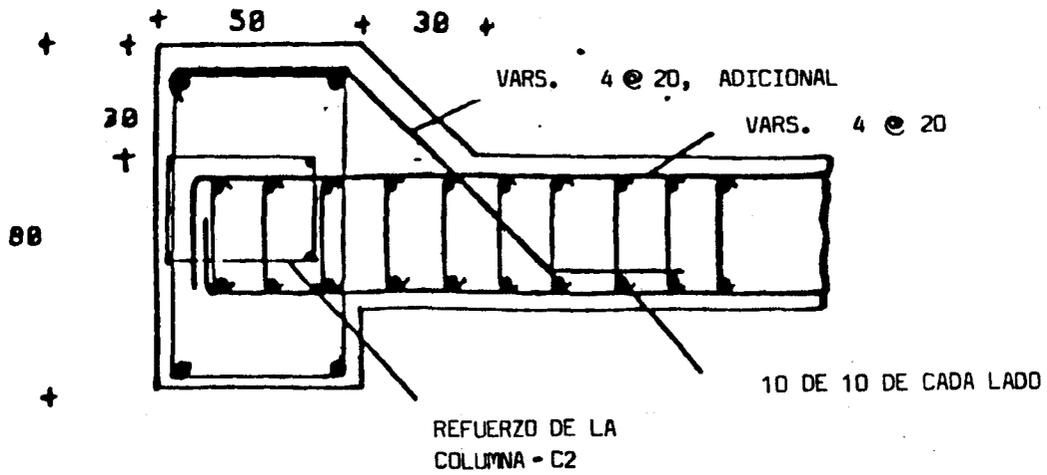


FIG 12 - REFUERZO DE MUROS DE CORTANTE EN EL EDIFICIO DEL STC (REF 8).

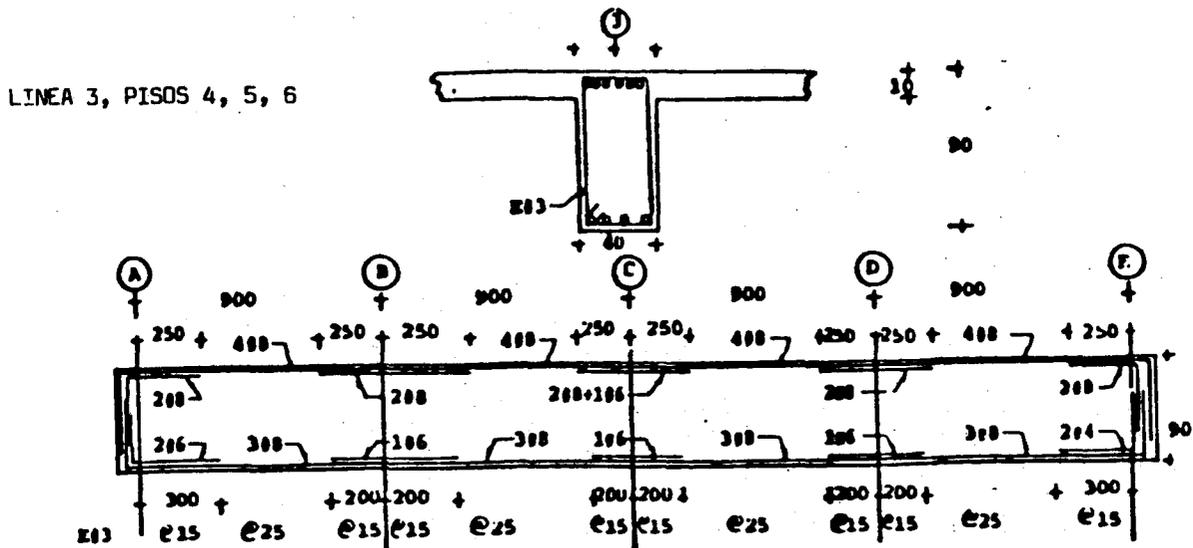


FIG 13 REFUERZO TIPICO DE VIGAS PRINCIPALES EN EL EDIFICIO DEL STC (REF 8).

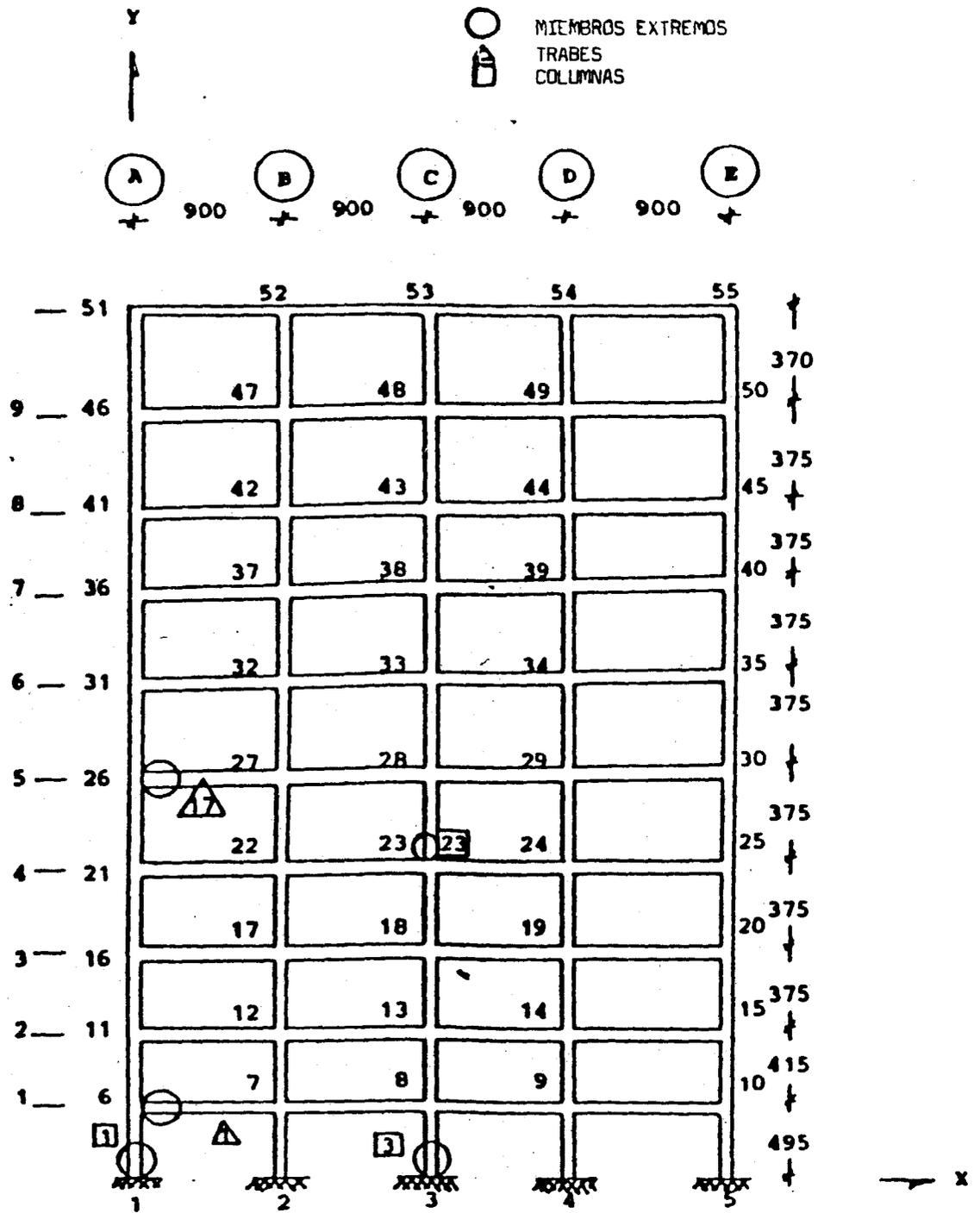


FIG 14 SECCIONES ESTUDIADAS, EN EL EDIFICIO DEL STC (REF 8).

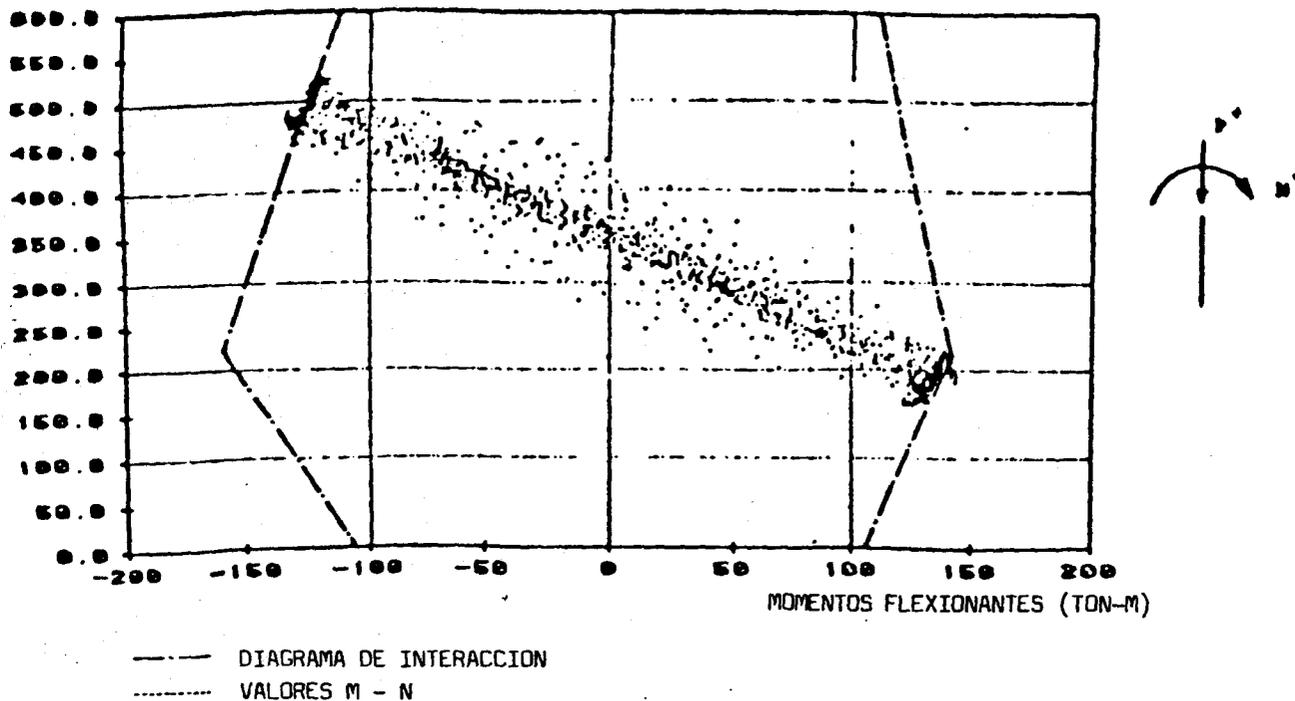


FIG 15 VALORES DE M - N EN LA SECCION DE COLUMNA 1 (REF 8)

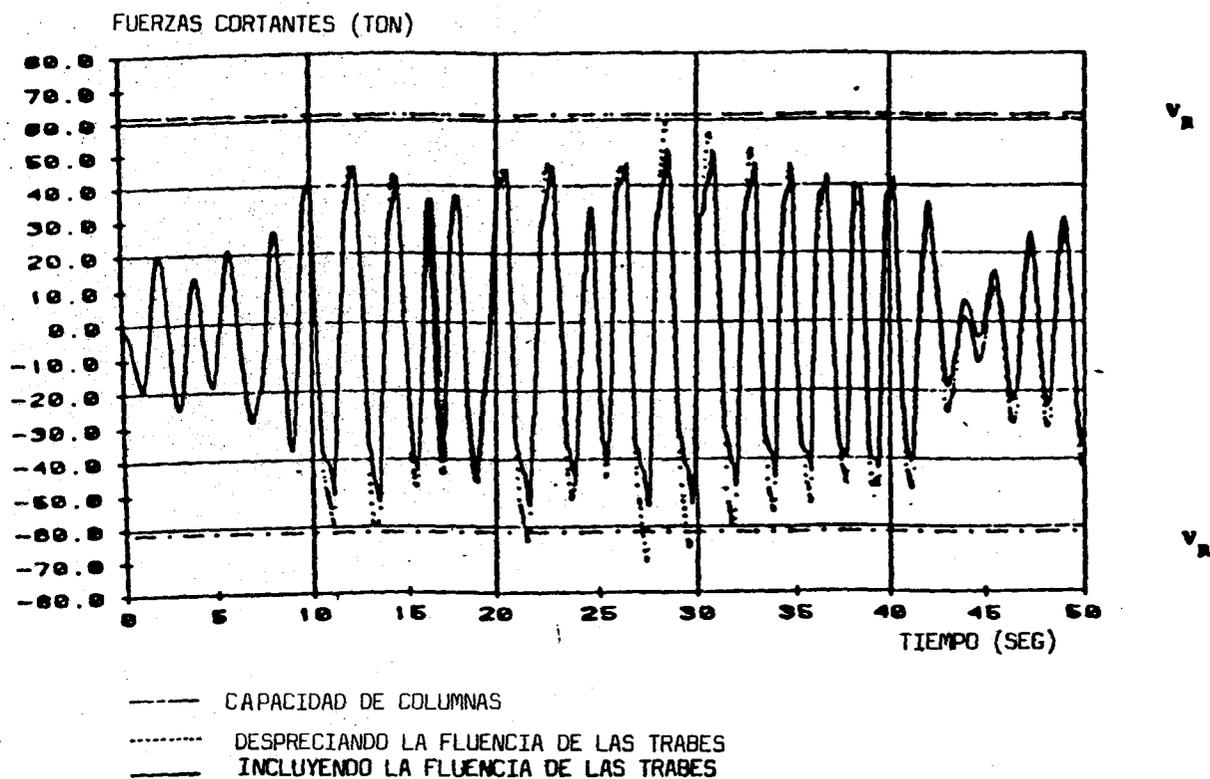


FIG 16 HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN LA SECCION DE COLUMNA 1 (REF 8).

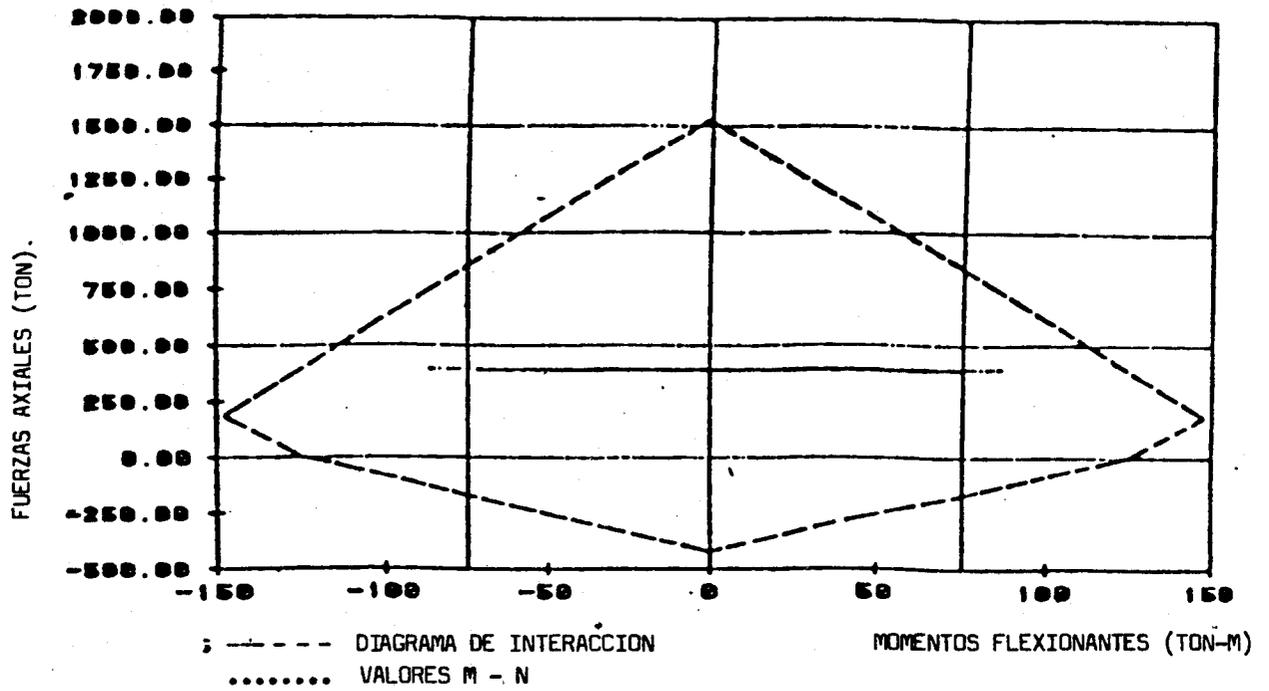


FIG 17 VALORES M - N, SECCION DE COLUMNA 23 (REF 8).

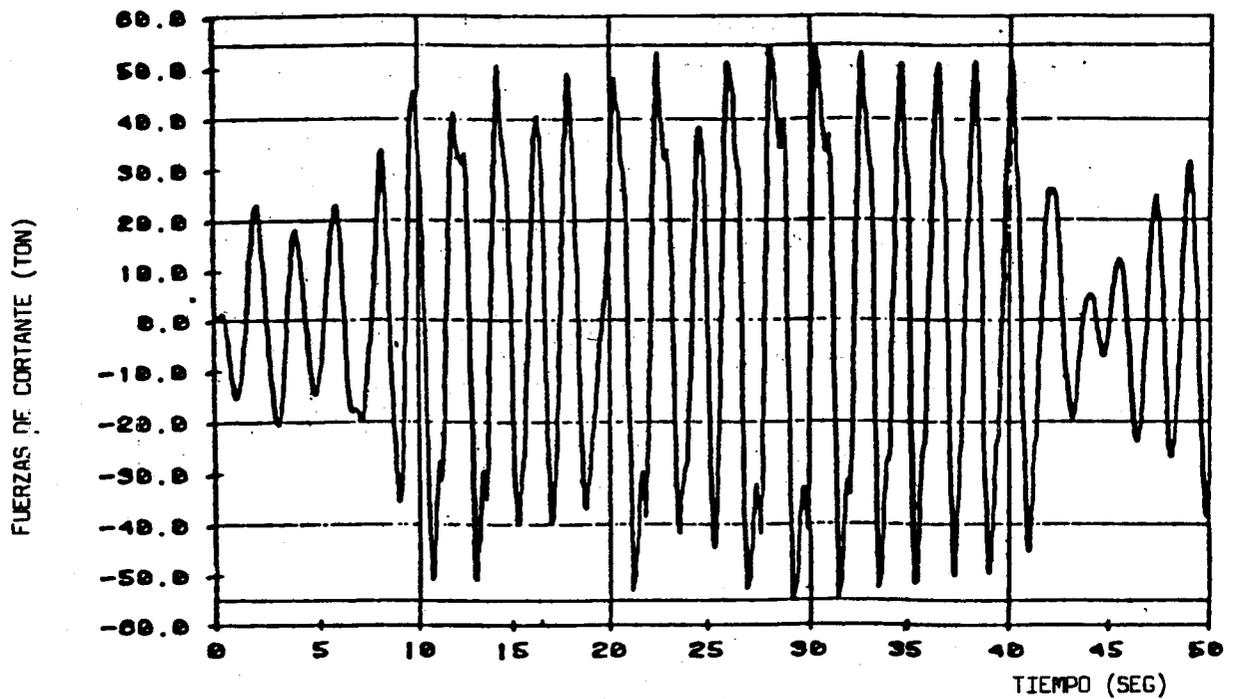


FIG 18 HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN LA SECCION DE COLUMNA 23, INCLUYENDO LA FLUENCIA DE LAS TRABES.

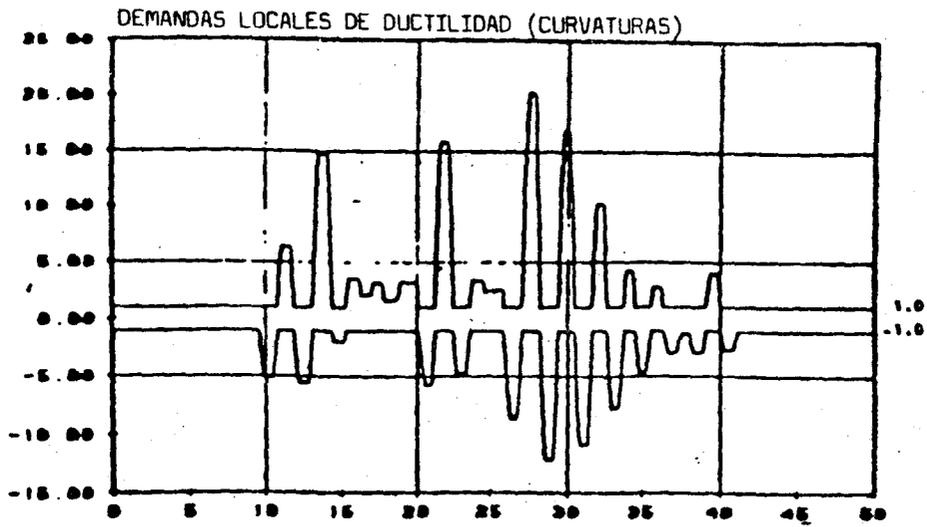


FIG 19 DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA SECCION DE VIGA 1, $l_p = 0.5 d$ (REF 8).

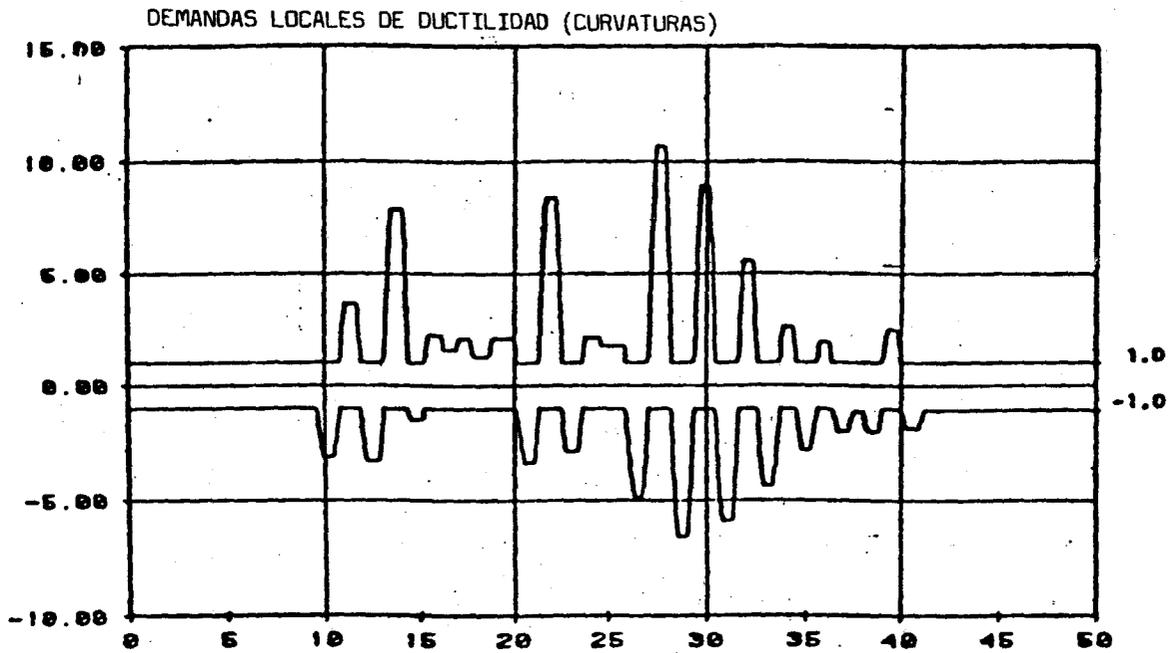


FIG 20 DEMANDAS LOCALES DE DUCTILIDAD EN LA SECCION DE VIGA 1, $l_p = 1d$

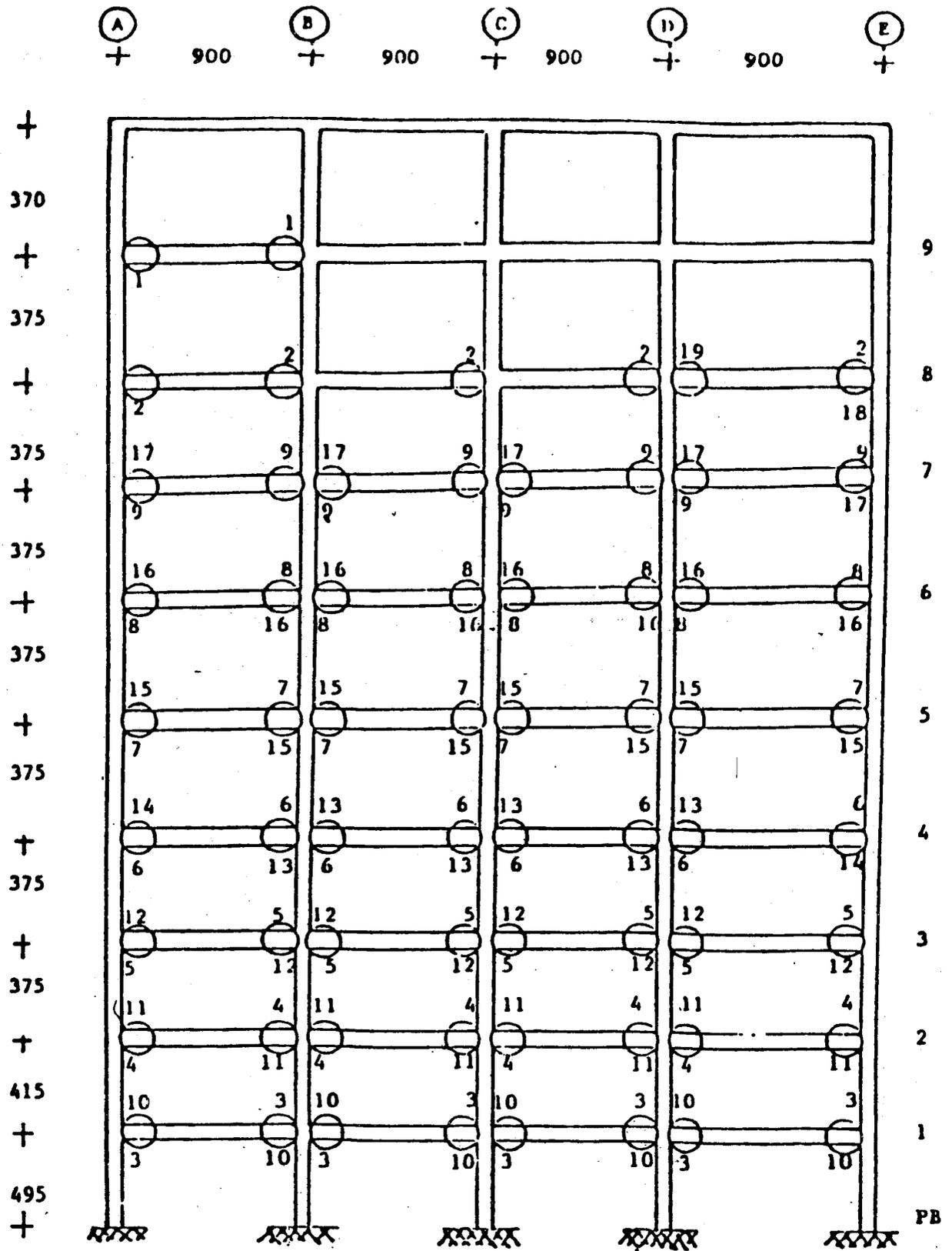


FIG 21 SECUENCIA DE APARICION DE ARTICULACIONES PLASTICAS, EDIFICIO STC (REF 8).

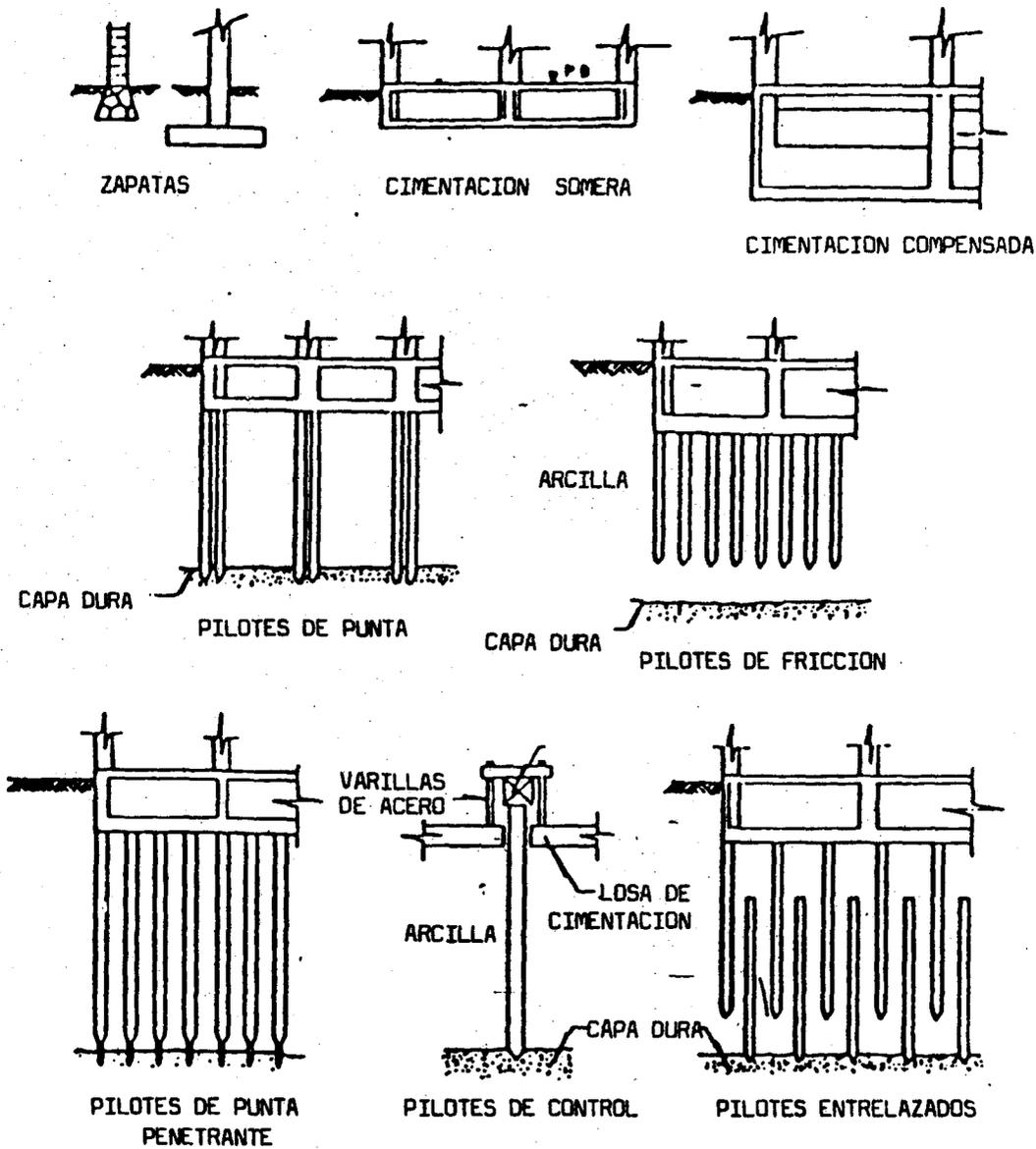


FIG 22 TIPOS DE CIMENTACIONES USADAS EN LA ZONA DEL LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO (REF 9).

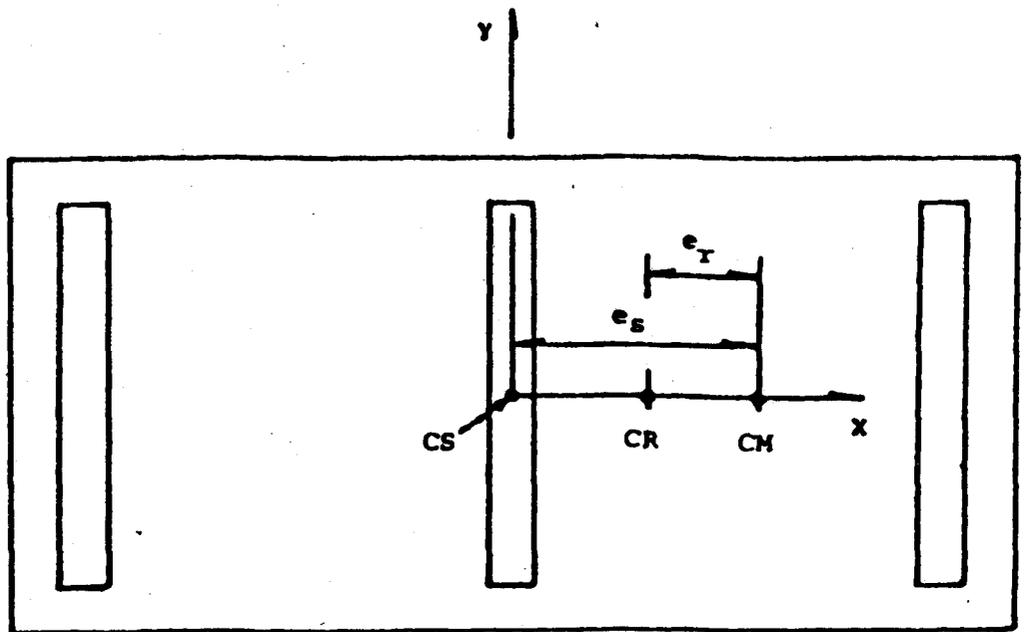


Fig 23 PLANTA DE UN SISTEMA CON_EXCENRICIDADES DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA (REF 10).

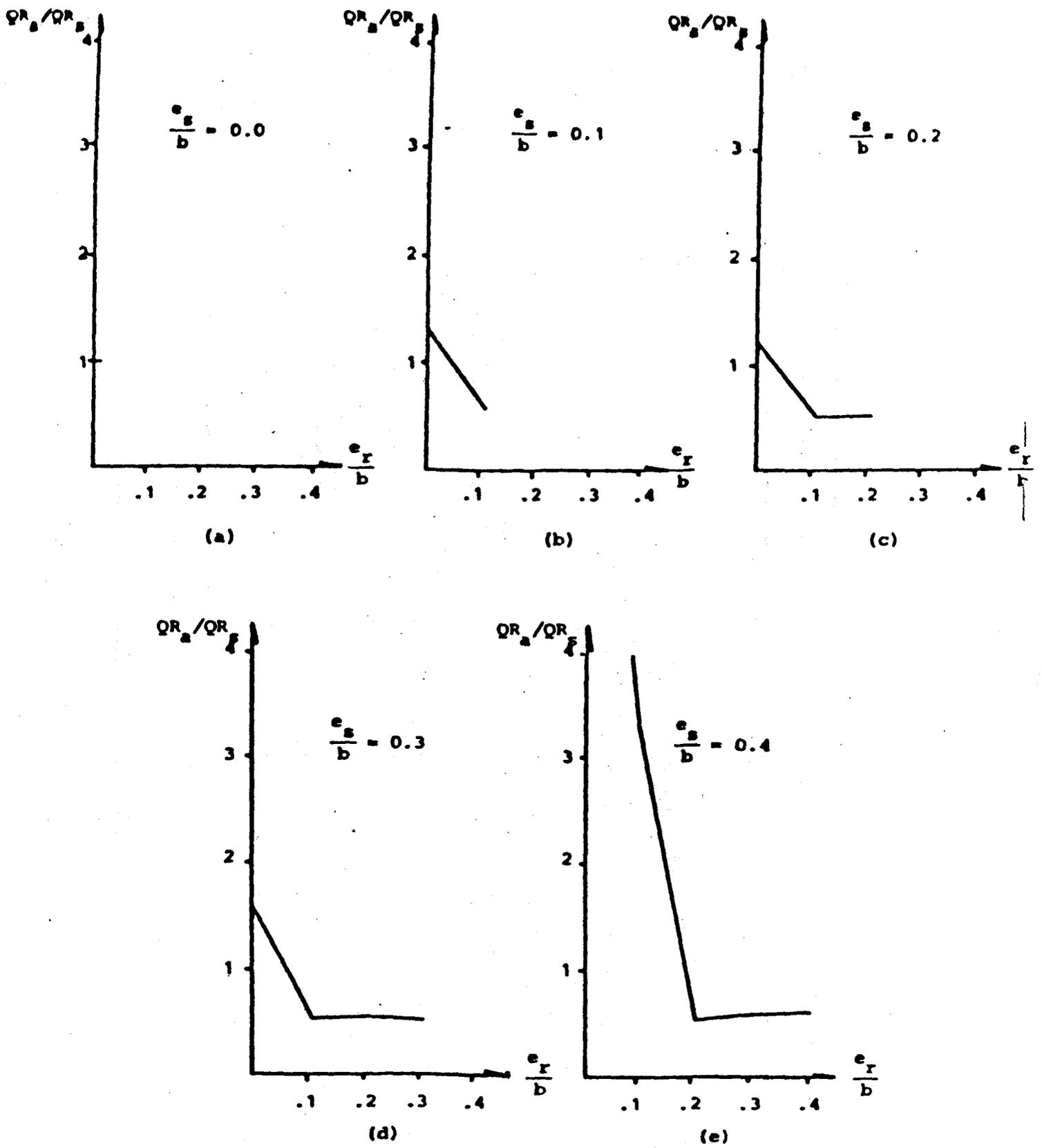


FIG 24 DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN SISTEMAS EXCENTRICOS
 $T = 0.5$ SEG (REF 10).

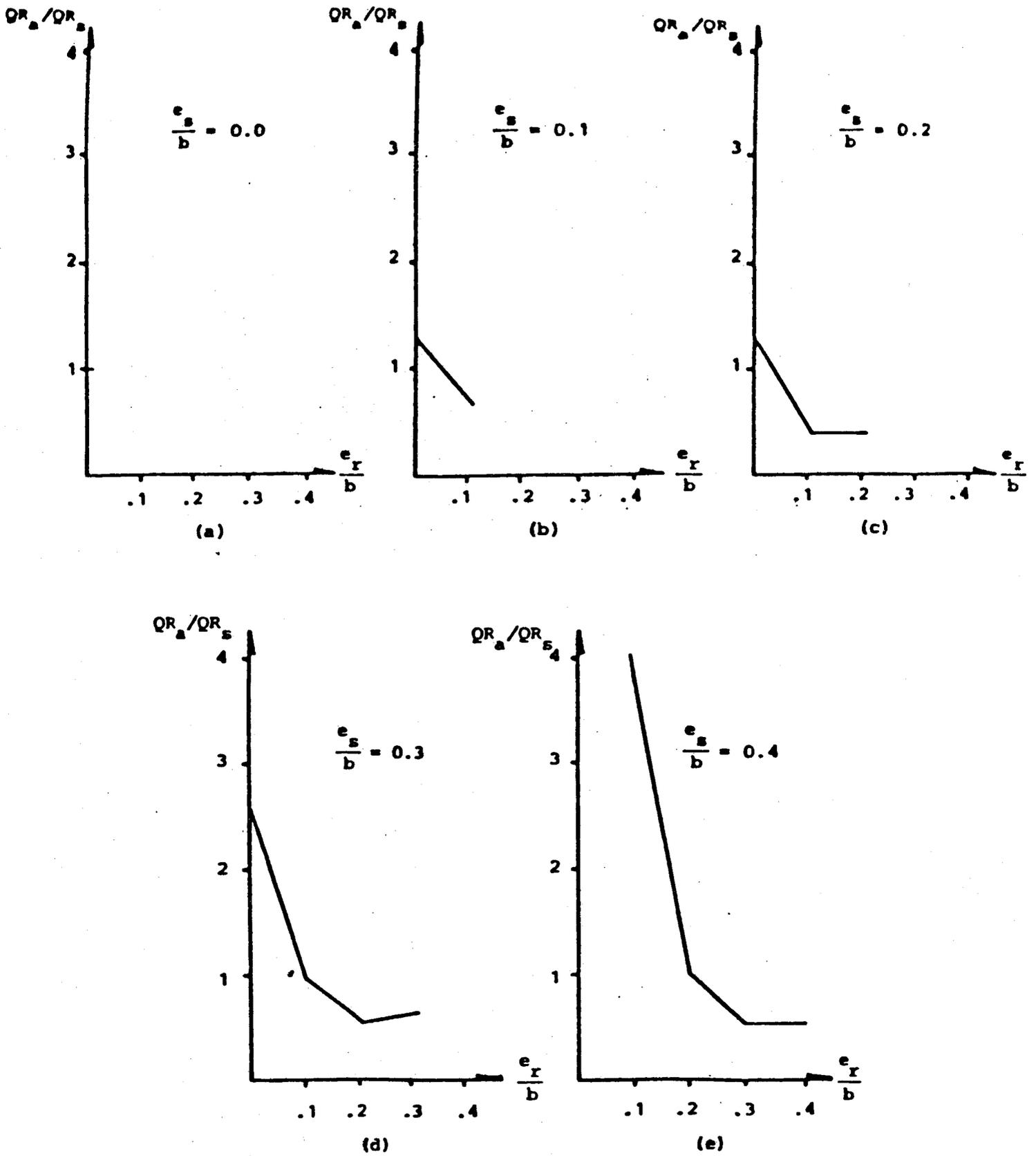


FIG 25 DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN SISTEMAS EXCENTRICOS
T = 1.0 SEG (REF 10).

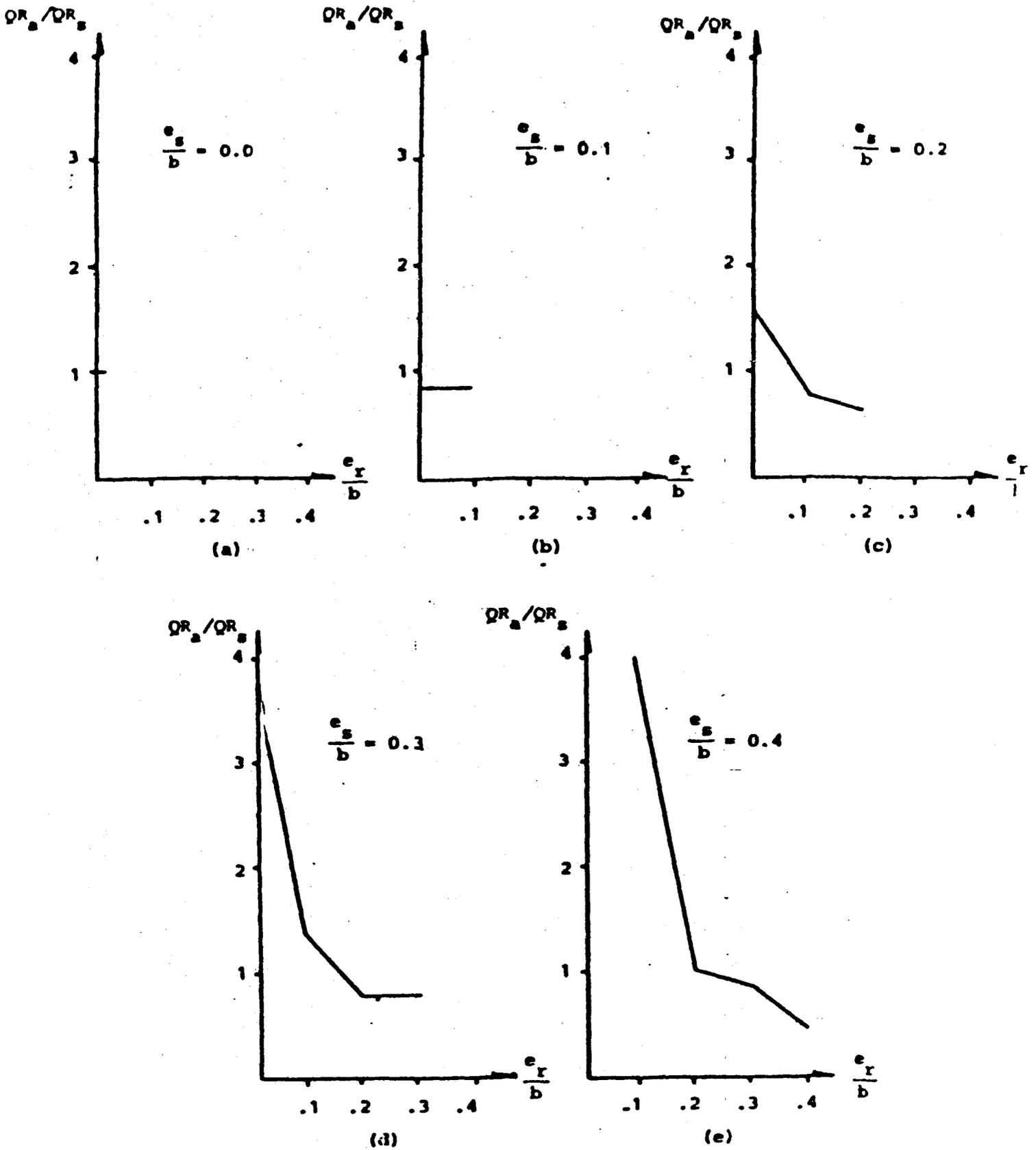


FIG 26 DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN SISTEMAS EXCENTRICOS
 $T = 1.5$ SEC (REF 10).

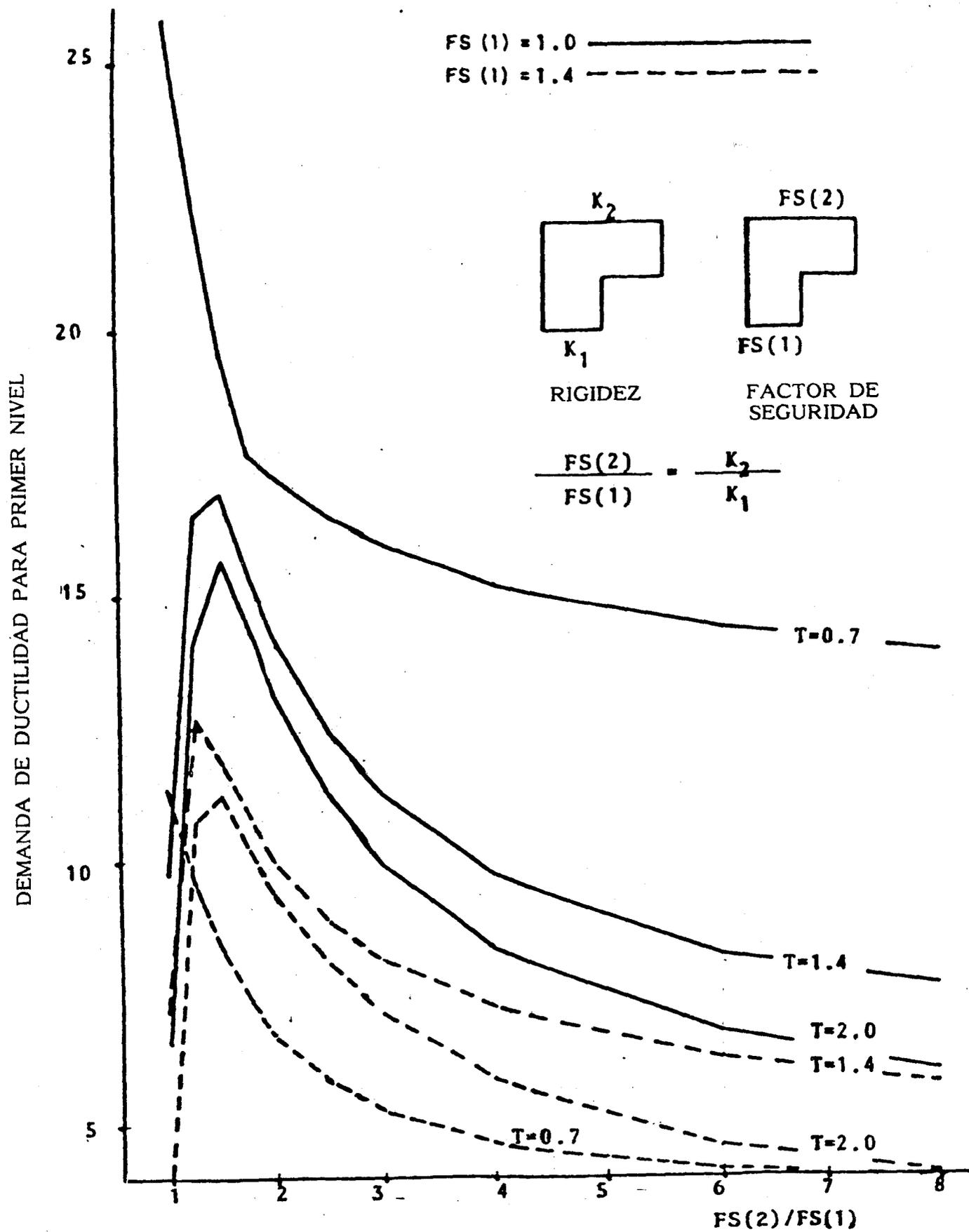


FIG 27 DEMANDAS DE DUCTILIDAD PARA PERIODOS NATURALES CONSTANTES.

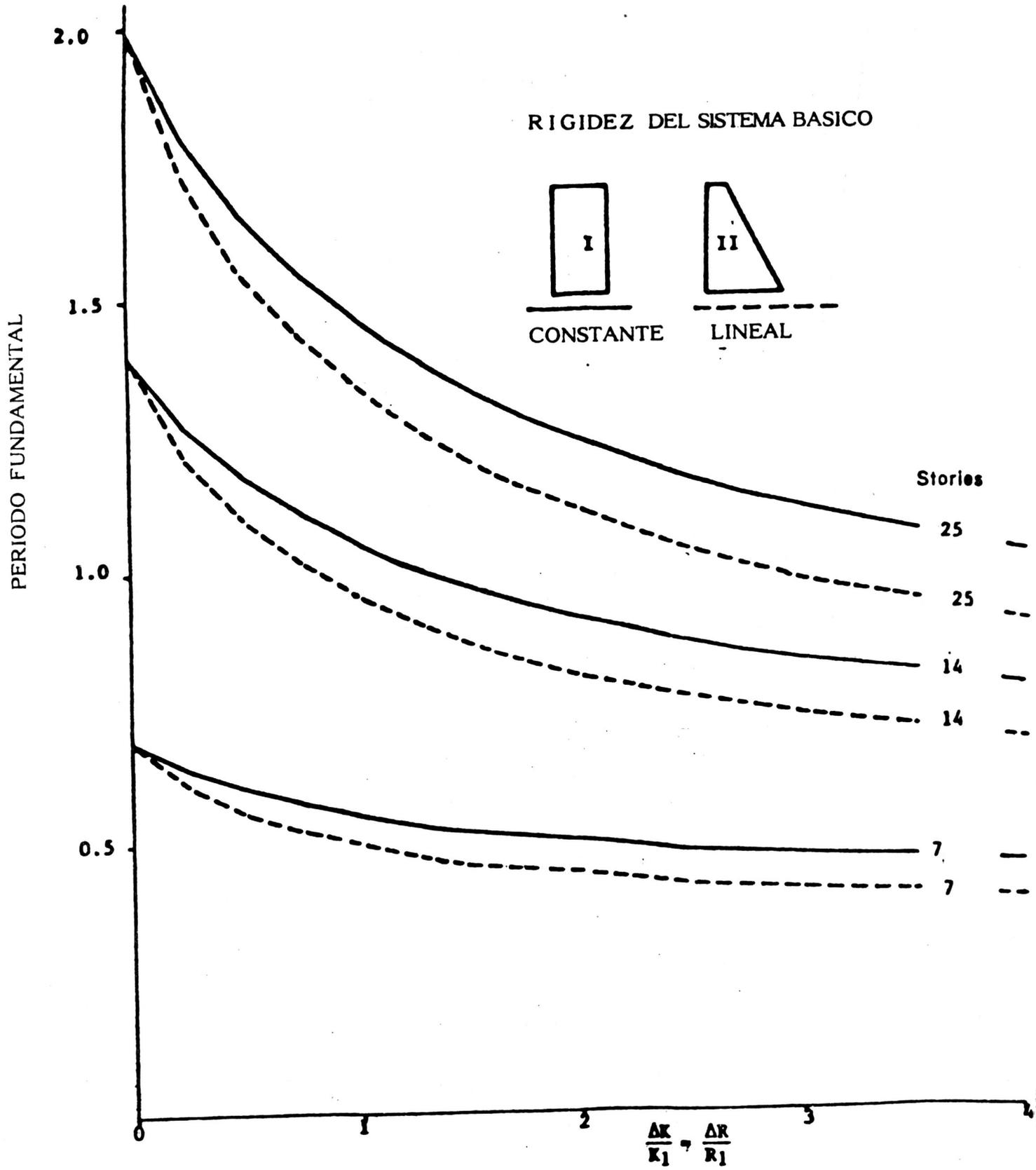
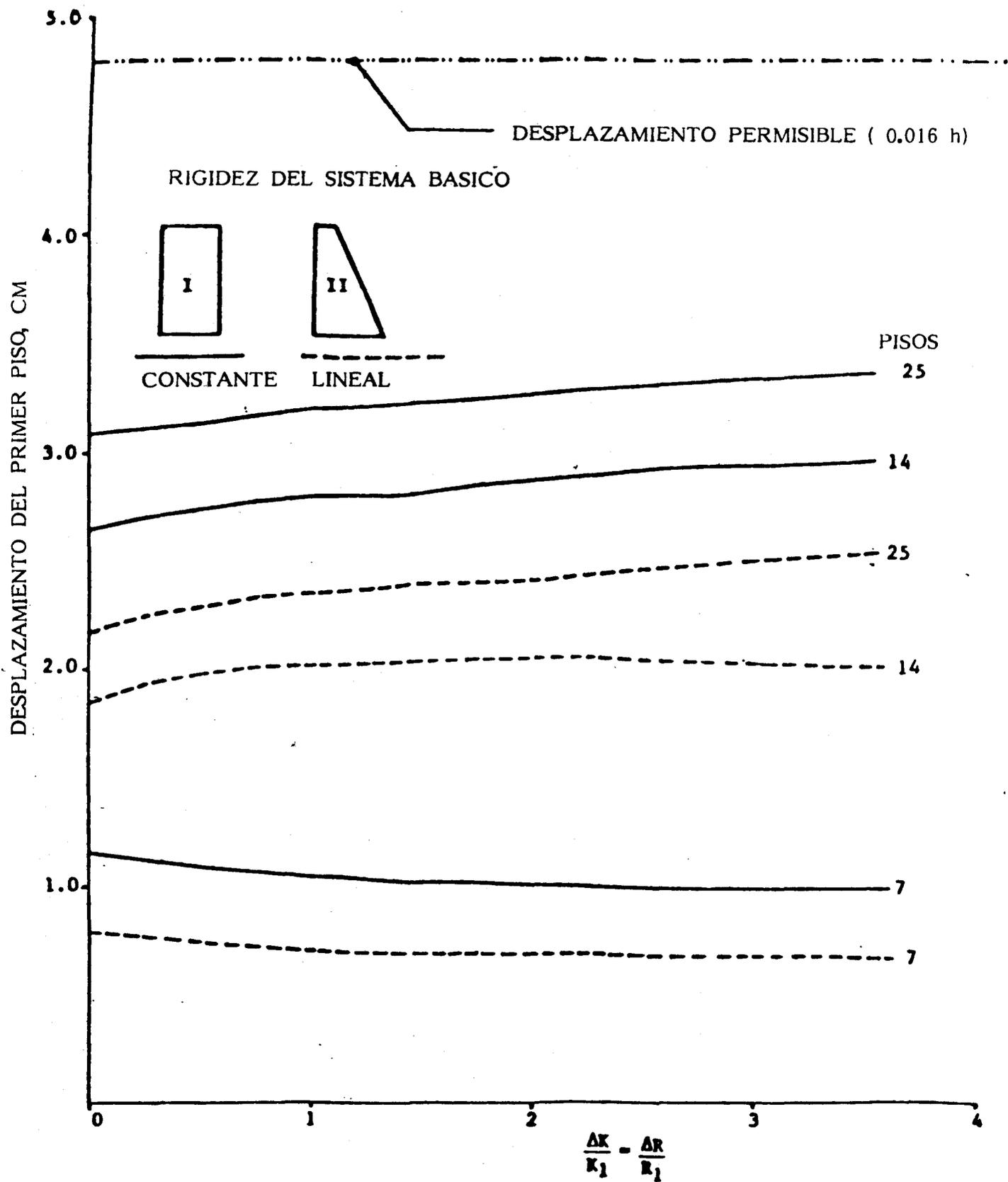


FIG 28 VARIACION DEL PERIODO NATURAL CON $\Delta K/K_1$



--- FIG 29 VARIACION DE LA RESPUESTA LINEAL CON $\Delta K/K_1$

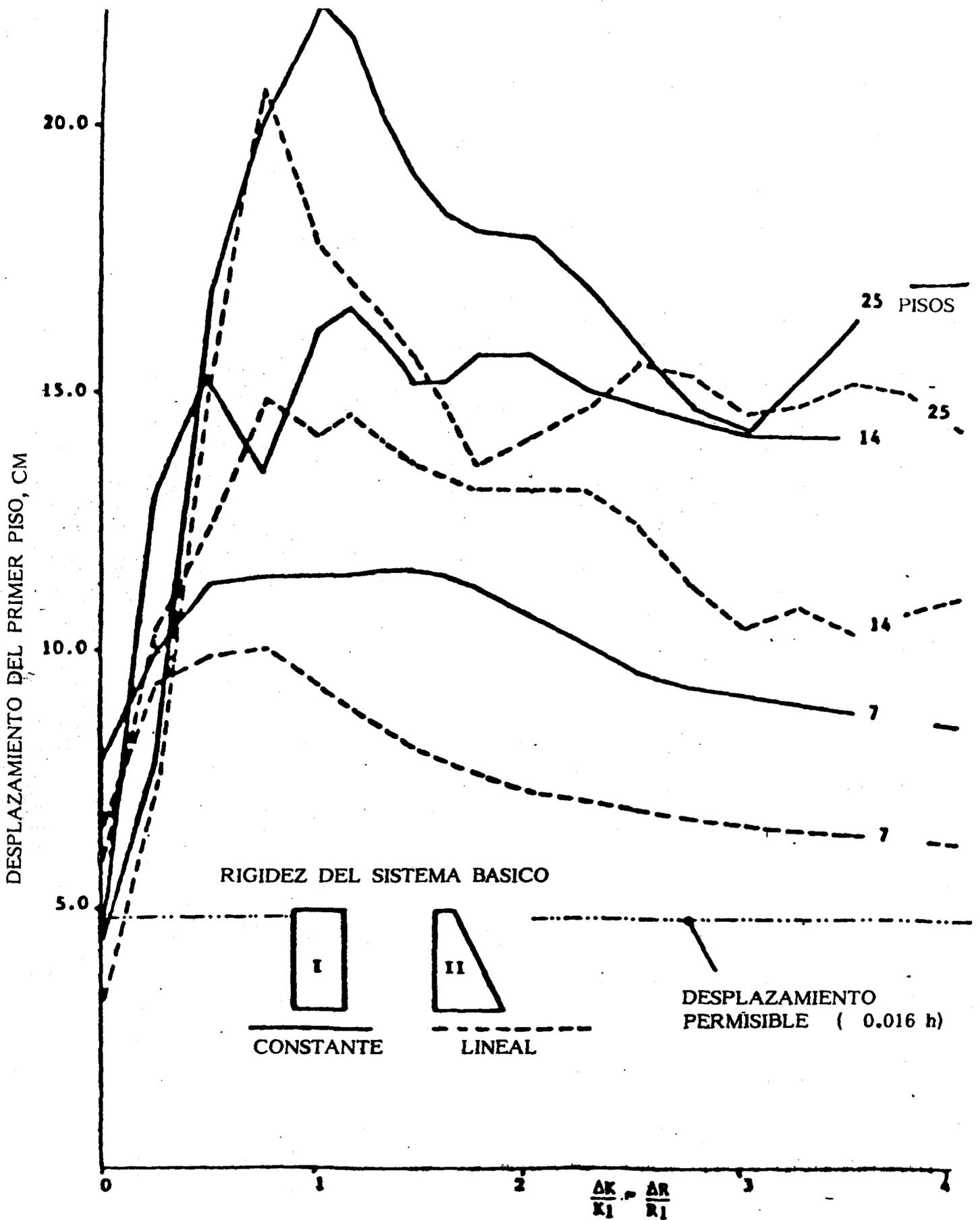
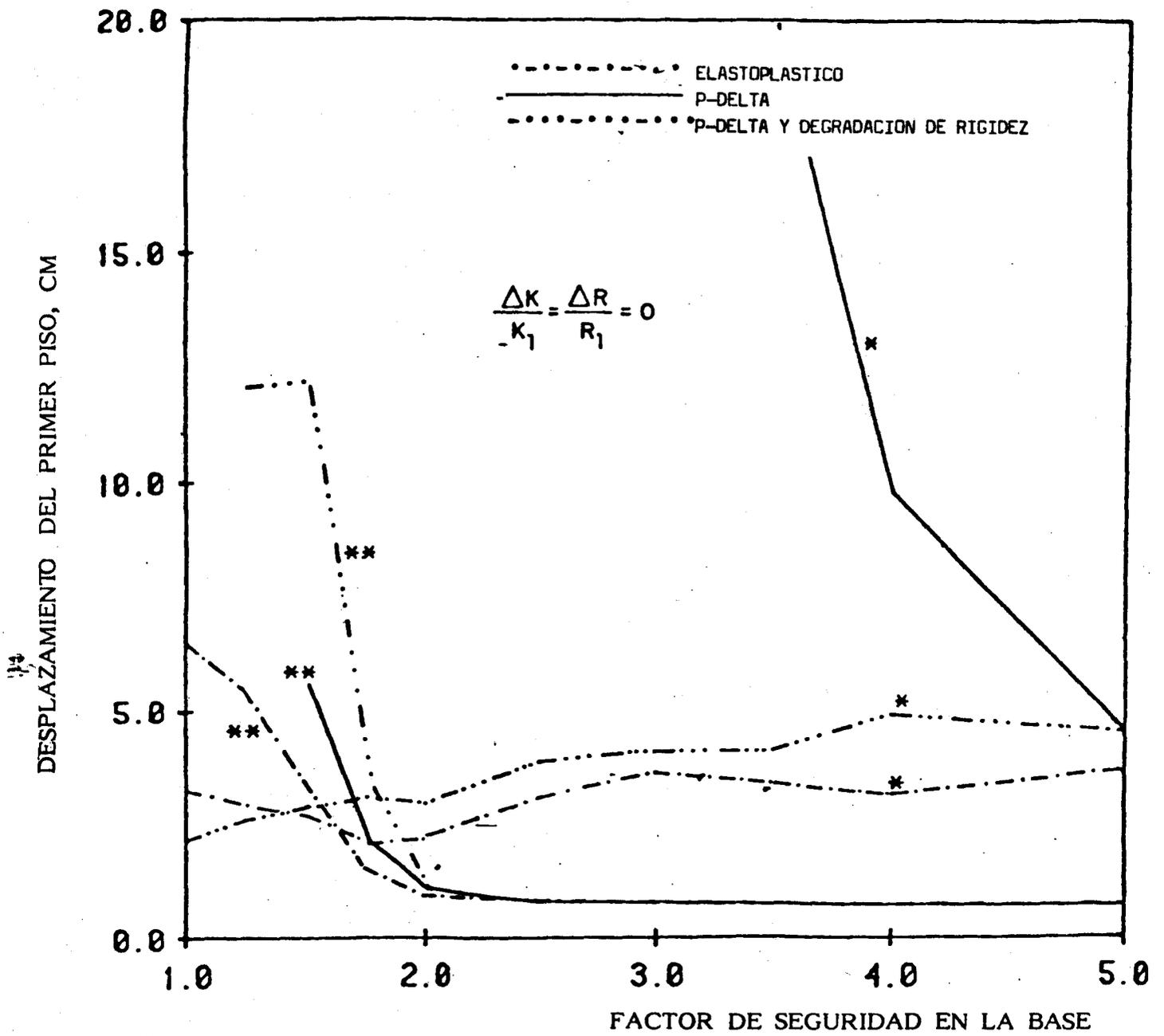


FIG 30 RESPUESTA ESTRUCTURAL CON PERIODO NATURAL MODIFICADO.



* SISTEMA EQUIVALENTE, 25 PISOS T = 2.0 SEG.
 ** SISTEMA EQUIVALENTE, 7 PISOS T = 0.7 SEG.

FIG 31 INFLUENCIA DE P-DELTA Y DE LA DEGRADACION DE LA RIGIDEZ.

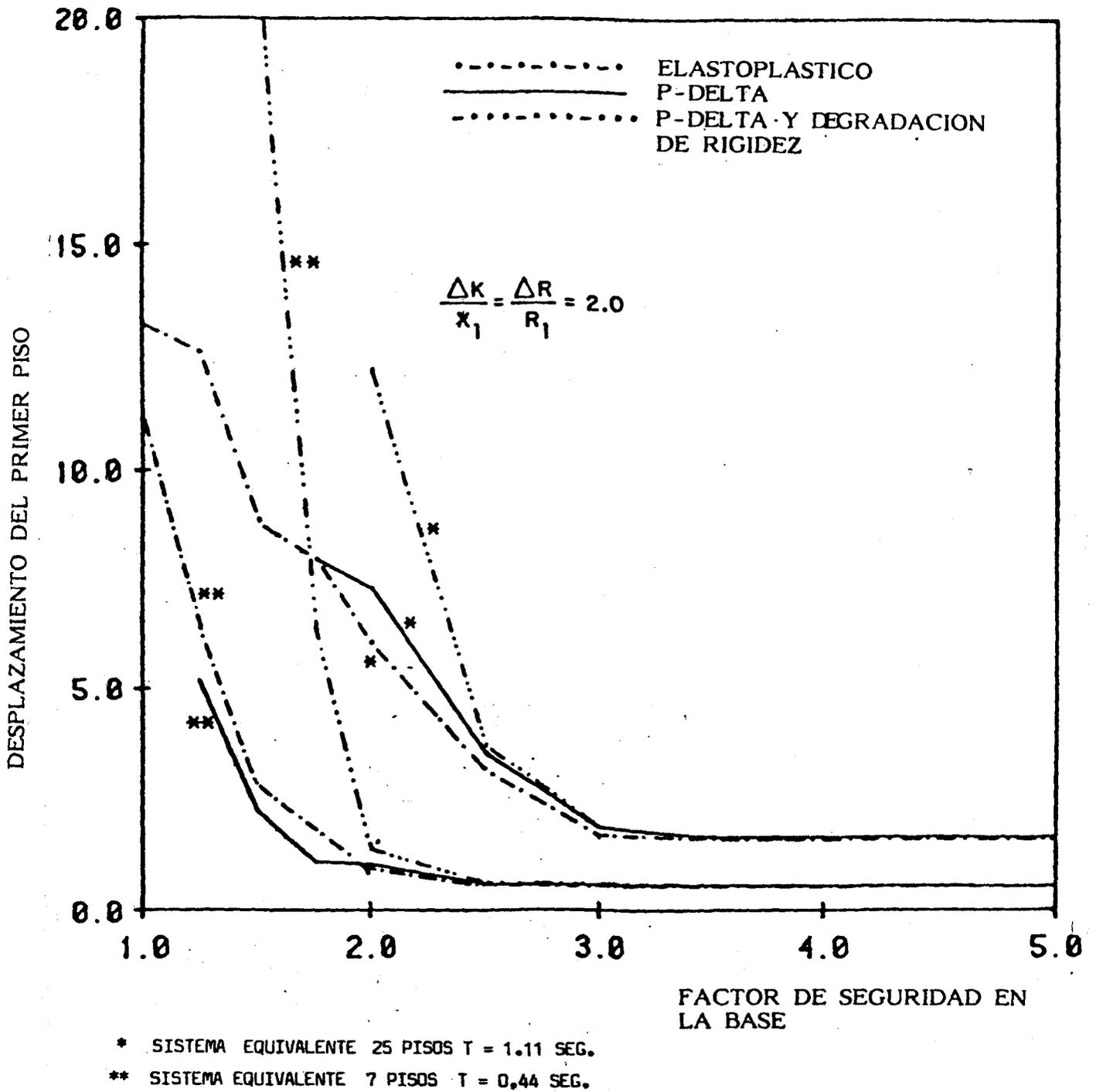


FIG 32 INFLUENCIA DE LOS EFECTOS P-DELTA Y DE DEGRADACION DE RIGIDEZ

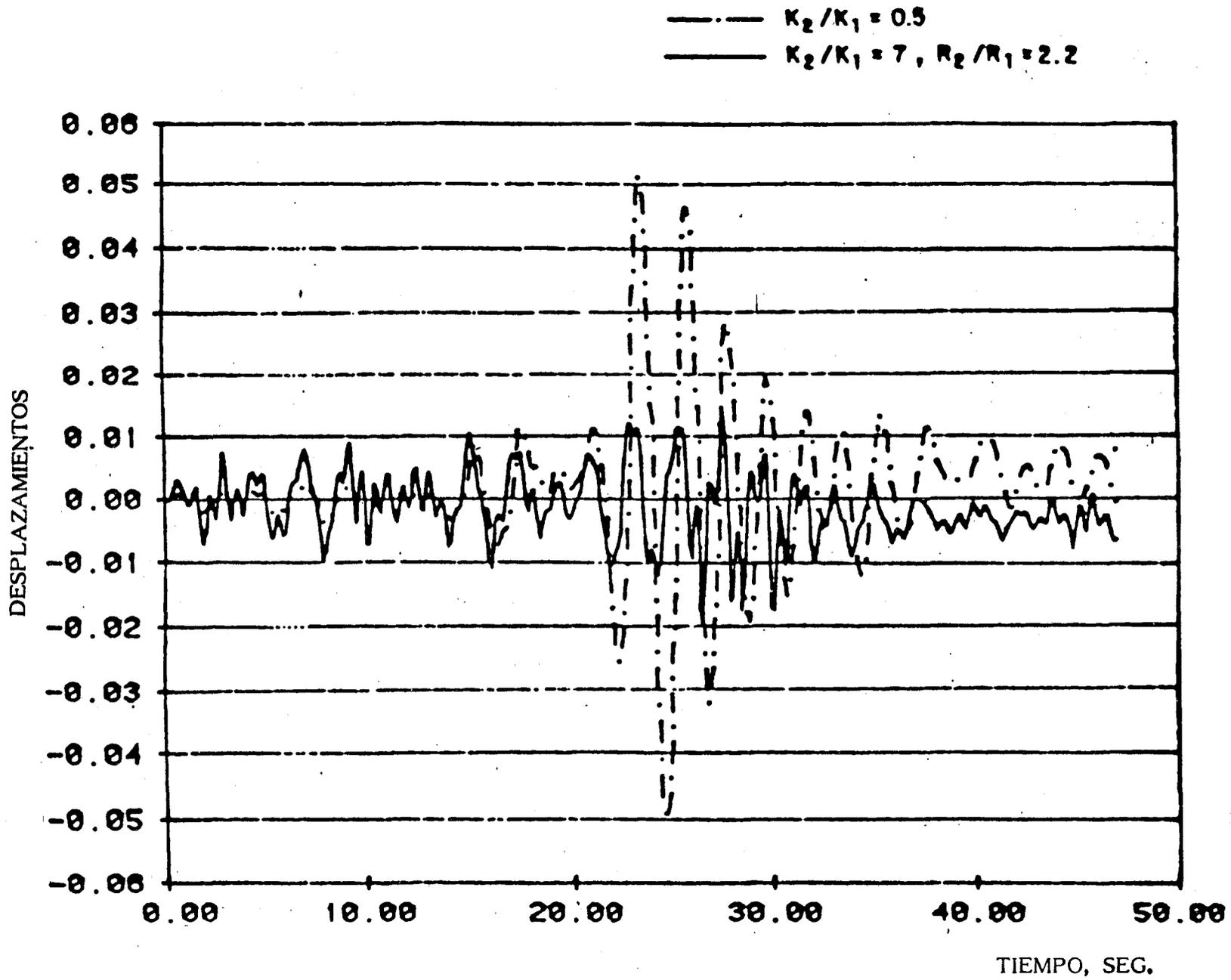


FIG. 33 DESPLAZAMIENTO DEL PRIMER PISO, $T = 0.63$ SEG (REF 12).

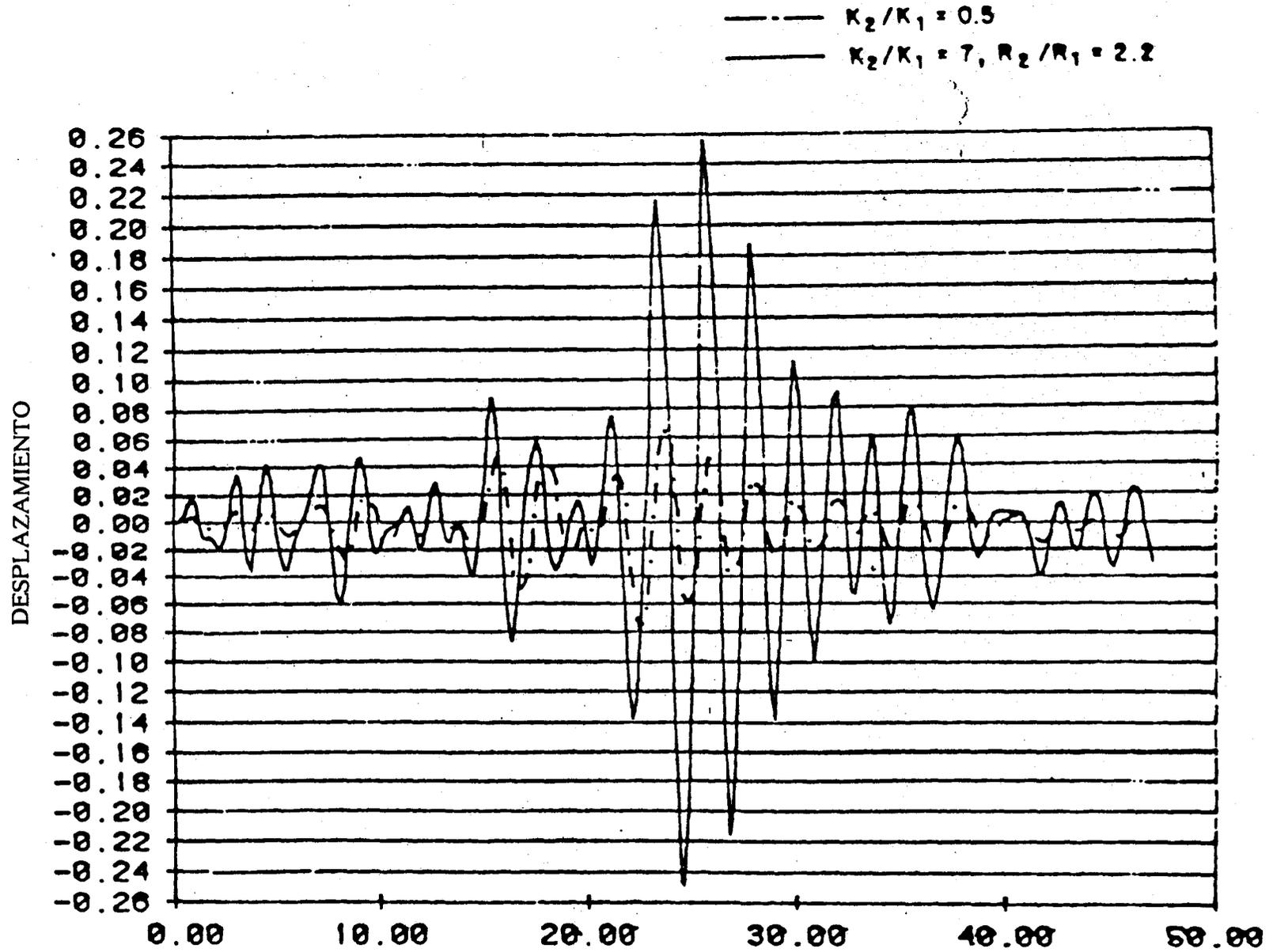


FIG 34 DESPLAZAMIENTO DEL PRIMER PISO, $T = 2.0$ SEG (REF 12).

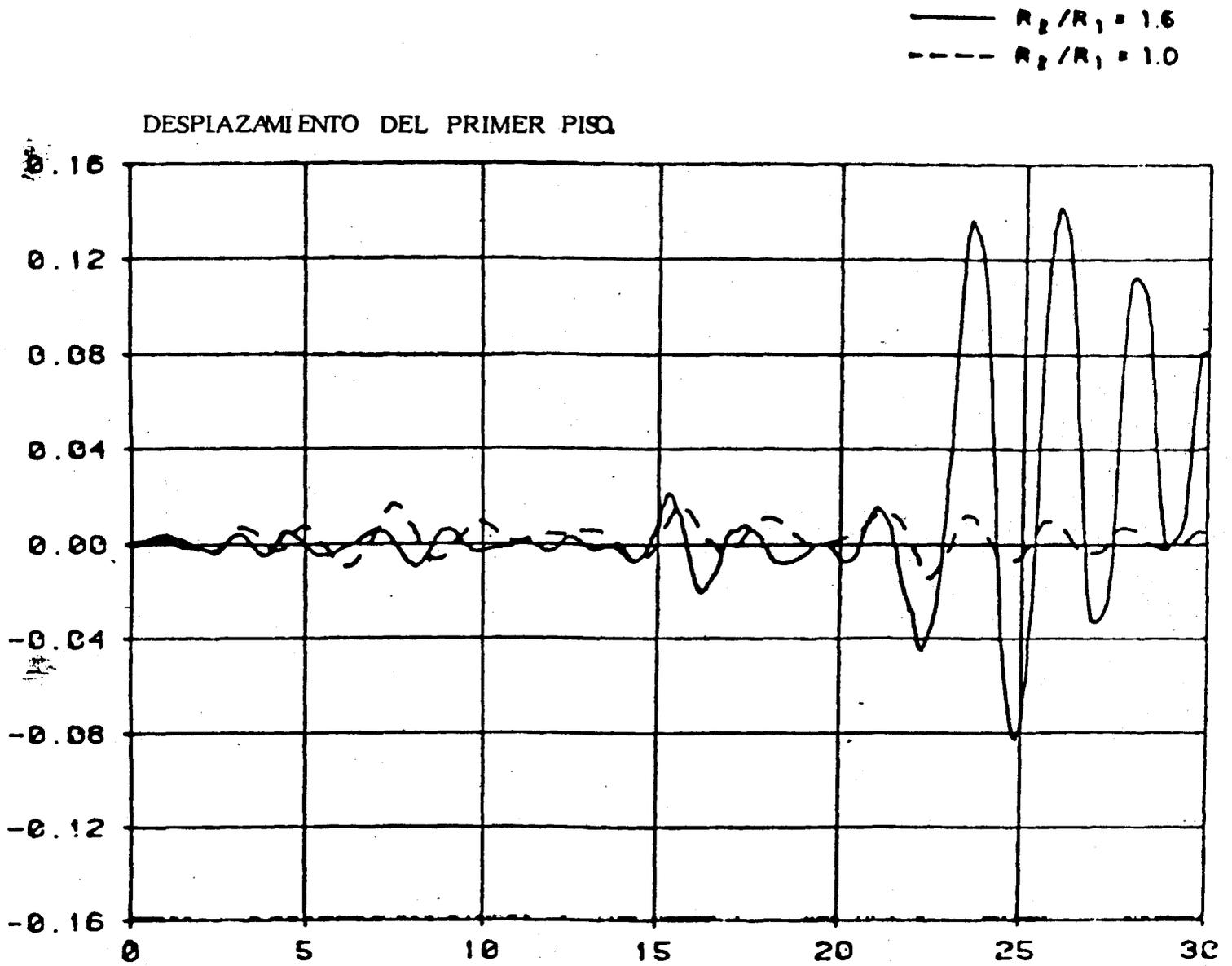


FIG 35 DESPLAZAMIENTO DEL PRIMER PISO, T = 1.4 SEG (REF 12).

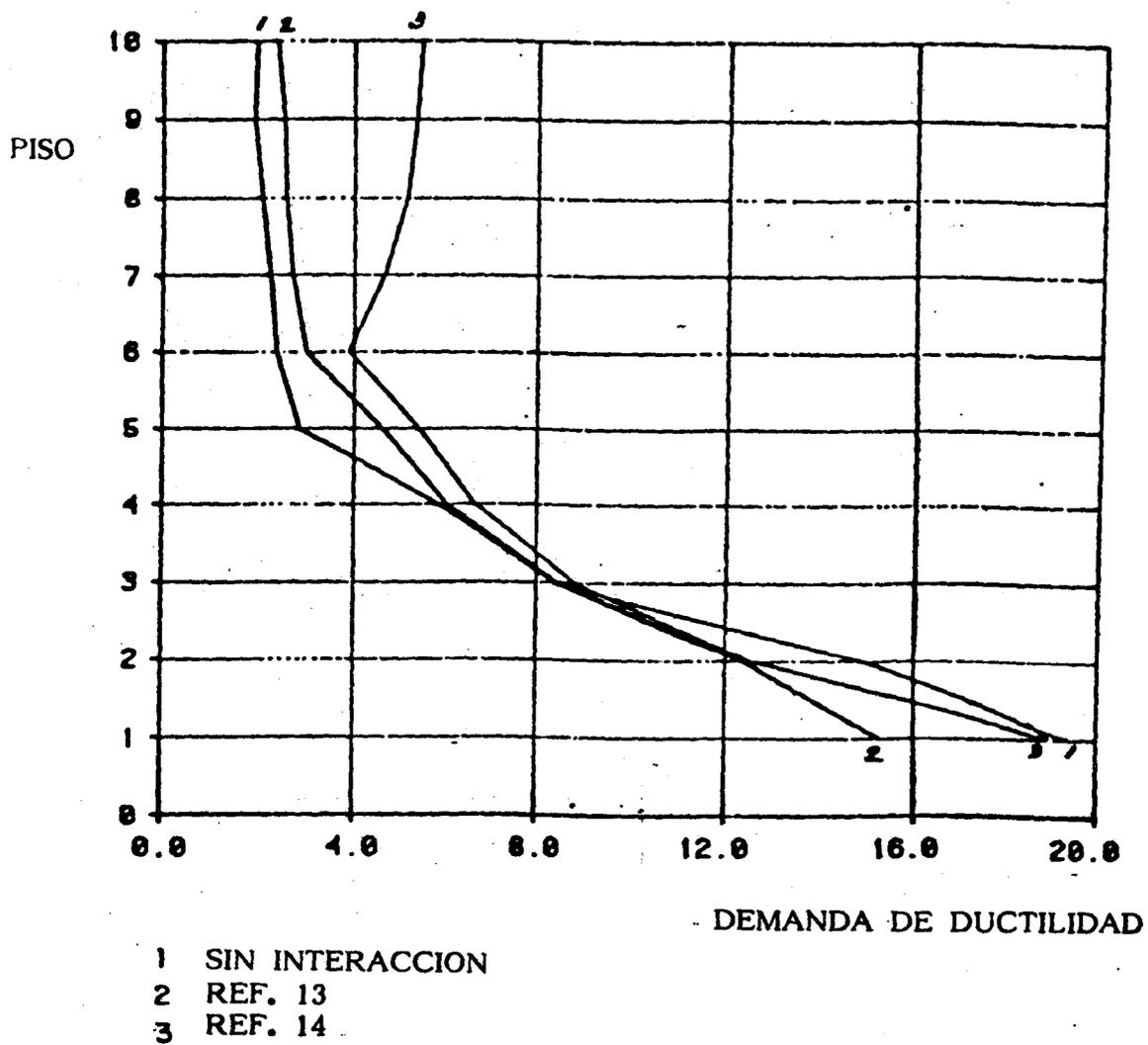


Fig 36 DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN SISTEMAS CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA T = 1 SEG. K CONSTANTE, FS = 1

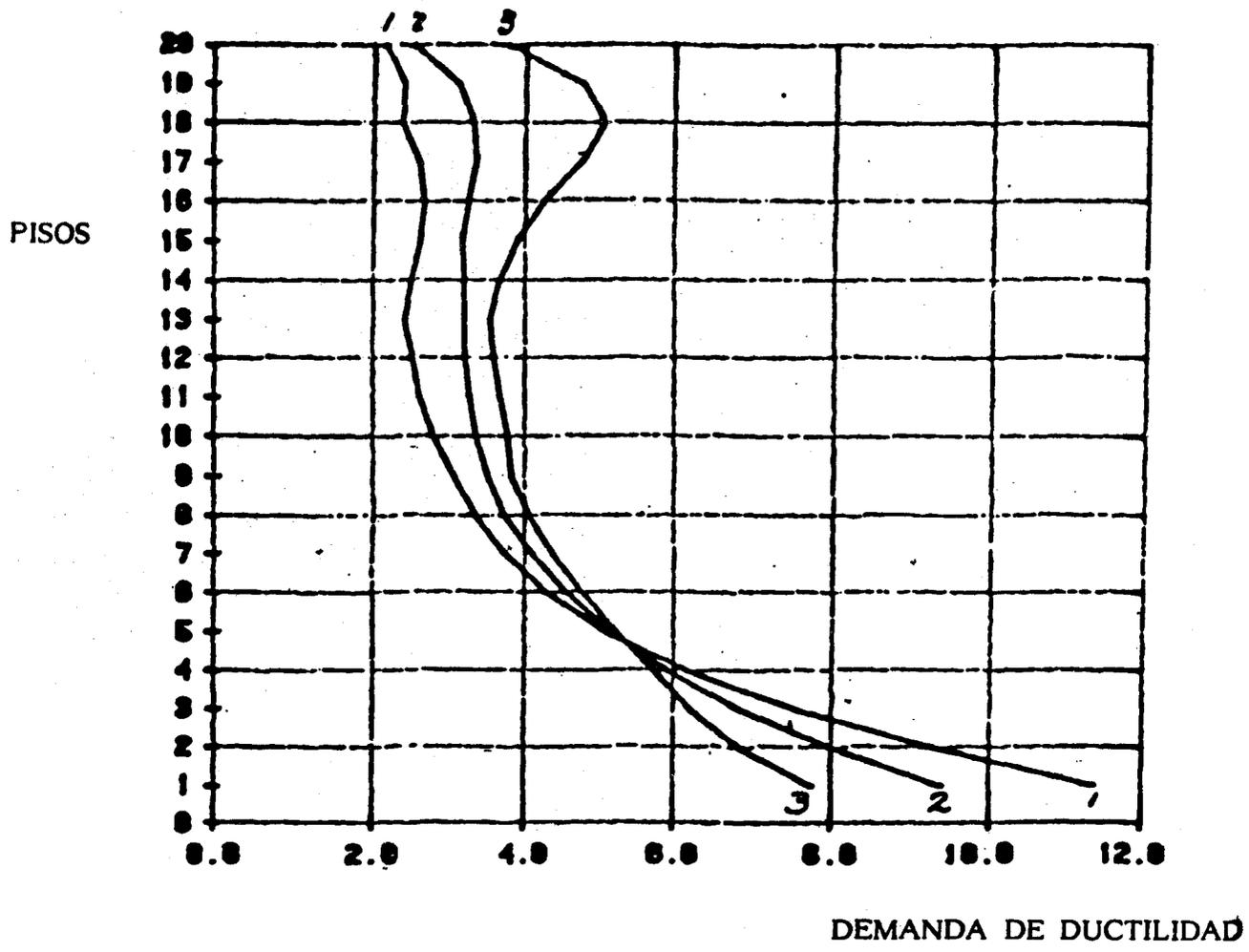


FIG 37 DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN SISTEMAS CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA. T = 2 SEG. K LINEAL, FS = 1.

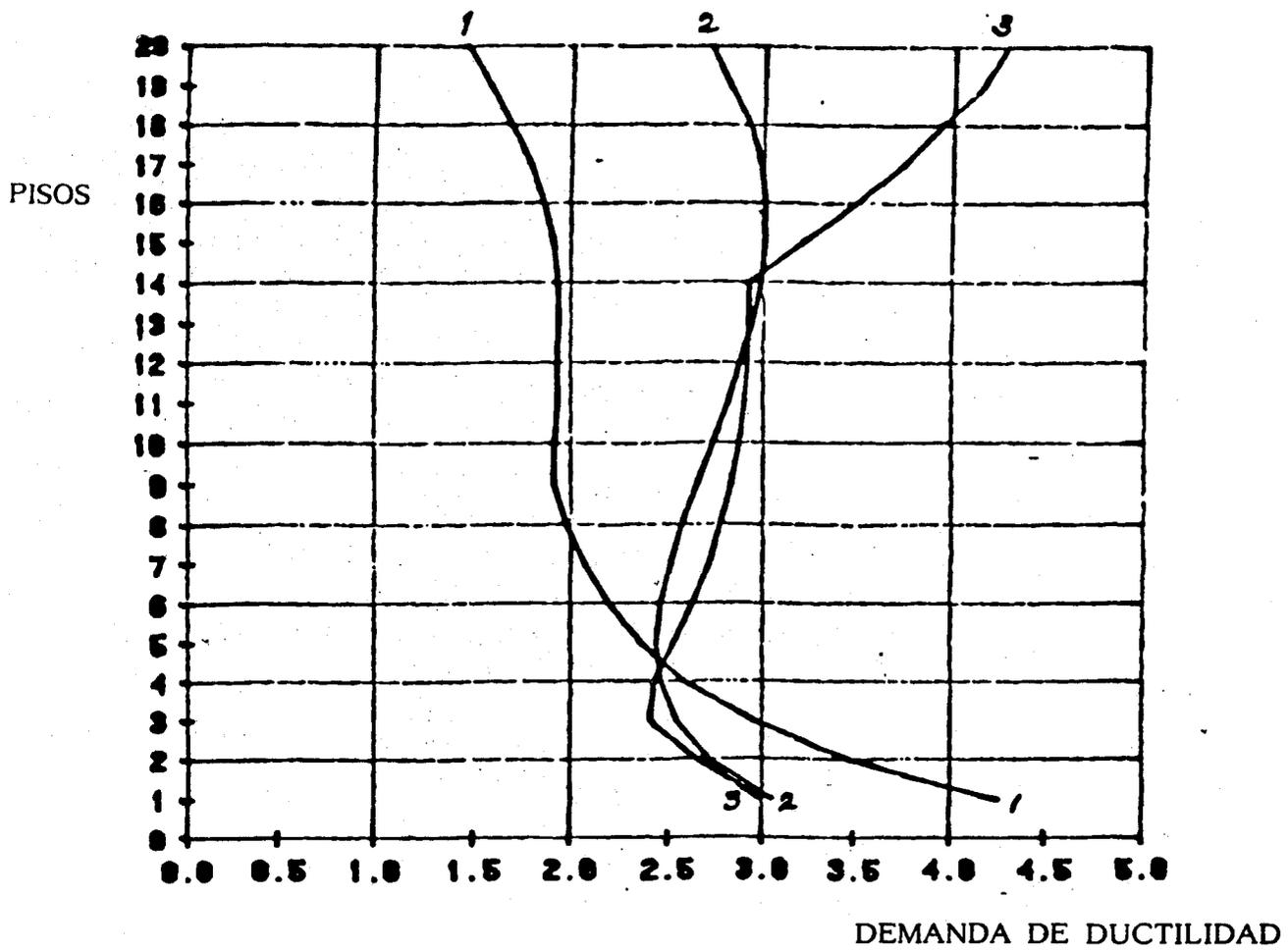


FIG 38 DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN SISTEMAS CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA. $T = 2.0$ SEG. K CONSTANTE, $FS = 1.5$.

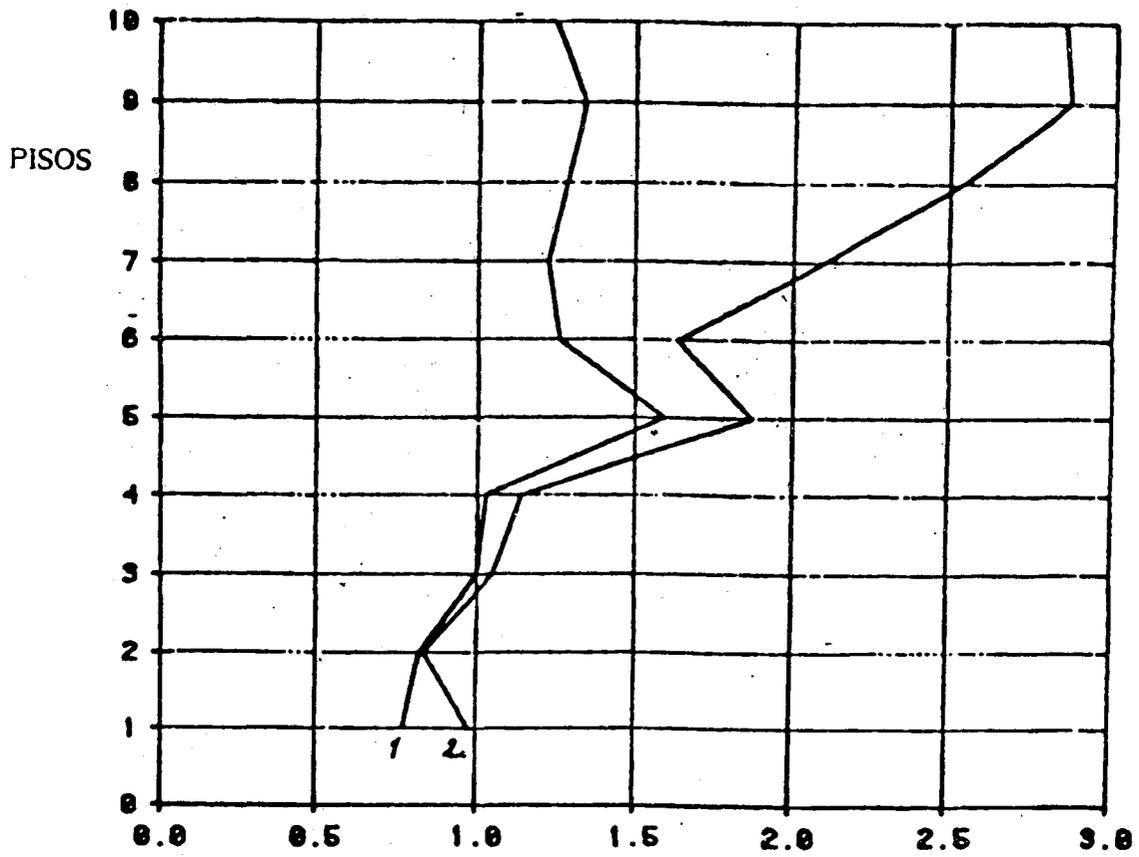


FIG 39 RELACION DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD SIN INTERACCION T = 1 SEG, K CONSTANTE, FS = 1.

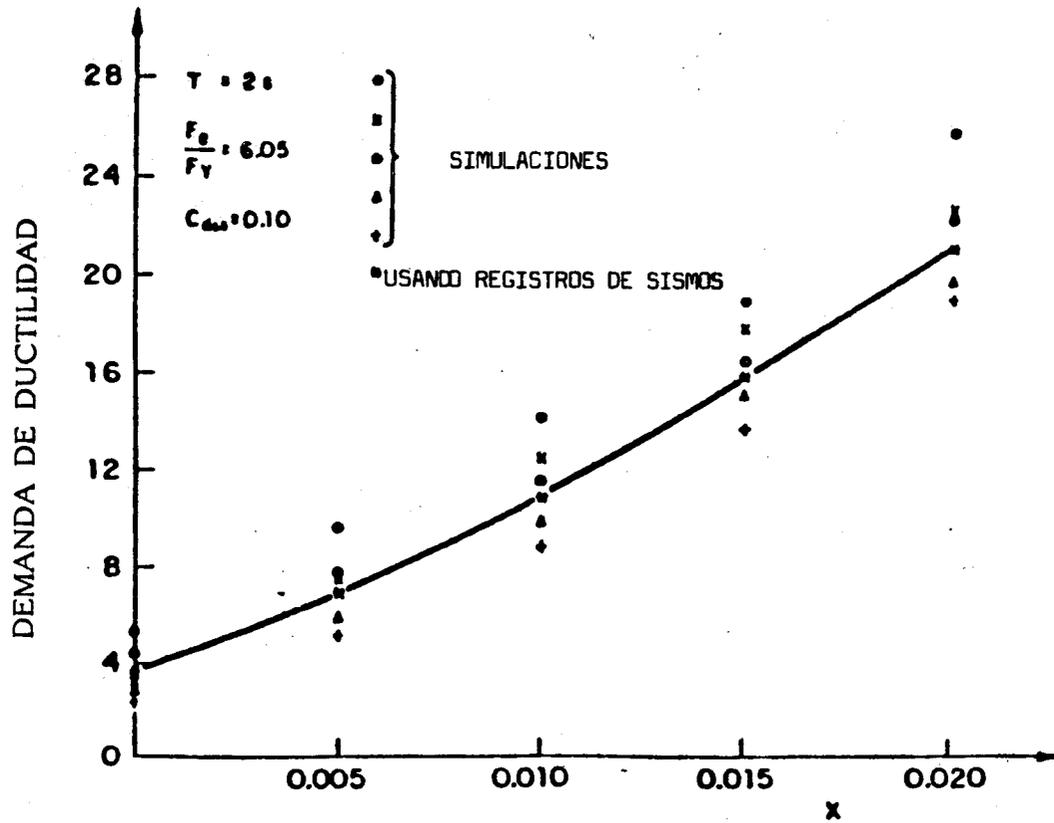


FIG 40 DEMANDAS DE DUCTILIDAD CON RESISTENCIA ASIMETRICA (REF 15).