



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
EN LA RESPUESTA INELASTICA DE UN EDIFICIO

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

presenta

DAVID ANDRES DIAZ NAJERA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D.F.

1991



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

1	INTRODUCCION	
1.1	Antecedentes.....	1
1.2	Objetivos.....	2
2	DESCRIPCION DEL EDIFICIO	
2.1	Ubicación y descripción.....	4
2.2	Resultados experimentales.....	4
2.3	Sistemas de rigidización propuestos.....	6
2.3.1	Estructuración esquelética.....	7
2.3.2	Sistema de rigidización a base de muros de mampostería.....	7
2.3.3	Sistema de rigidización a base de muros de concreto.....	8
2.3.4	Sistema de rigidización a base de diagonales de acero.....	8
2.3.5	Sistema de rigidización a base de diagonales de acero con mecanismos disipadores de energía.....	9
3	DESCRIPCION DE LOS PROGRAMAS DE ANALISIS	
3.1	Antecedentes.....	10
3.2	Programa SUPER-ETABS.....	10
3.3	Programa DRAIN-2D.....	12
4	INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL EDIFICIO	
4.1	Generalidades.....	15
4.2	Modelación matemática del edificio.....	18
4.3	Características dinámicas de los sistemas de rigidización propuestos.....	23

4.4	Características dinámicas de los sistemas de rigidización propuestos colocados en la crujía central.....	25
4.5	Comentarios.....	26
5	RESPUESTA INELASTICA DEL EDIFICIO	
5.1	Generalidades.....	27
5.2	Respuesta inelástica de los modelos propuestos.....	30
5.2.1	Daños.....	30
5.2.2	Desplazamientos.....	32
5.2.3	Cortantes.....	34
5.2.4	Momentos de volteo.....	36
5.3	Respuesta inelástica de los modelos con refuerzo en la crujía central.....	37
5.4	Comentarios.....	40
6	CONCLUSIONES	41
	REFERENCIAS	44
	TABLAS Y FIGURAS	48

PREAMBULO

A lo largo de toda una vida se vive una serie de logros y fracasos, los cuales proporcionan momentos de gran dicha o de profunda tristeza. Es esto lo que da sentido a la vida.

La consecución de este trabajo representa uno de esos momentos importantes en mi vida, y como tal, es que deseo dedicar este esfuerzo a mis padres, Sr. Edilberto Díaz D. y la Sra. Graciela Nájera S., a quienes agradezco infinitamente el haberme dado el ser, el darme una formación integral a base de su ejemplo de trabajo y dedicación, así como el haberme proporcionado la oportunidad de cursar y concluir la carrera de ingeniería civil no obstante los sacrificios que ello les implicó.

A mis hermanos, por constituirse en un valioso apoyo espiritual y por soportar mis momentos difíciles.

Deseo hacer un reconocimiento a la amistad y apoyo que durante los años de la carrera he recibido por parte de mi amigo Gerardo Rodríguez, cuya ayuda en muchos sentidos resultó definitiva para la terminación de mis estudios.

Por último quiero agradecer a todos mis amigos, "los incansables", a quienes no nombro por temor a omitir algún nombre, el apoyo y amistad que me han brindado durante este tiempo, los cuales deseo conservar durante toda mi vida.

A TODOS, GRACIAS.

1 INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Ante la presencia de grandes temblores que asuelan a nuestra capital, la naturaleza sui géneris de la arcilla muy deformable del Valle de México se manifiesta principalmente en dos tipos de fenómenos, como son la gran amplificación de las ondas que llegan al valle, muy selectiva en función de los periodos dominantes de cada sitio, así como el efecto de la interacción suelo-estructura, que alcanza niveles muy superiores a los que se presentan en otras ciudades del mundo.

La importancia de la naturaleza del suelo en la respuesta sísmica de las estructuras ha sido demostrada en muchos sismos, pero una comprensión razonable de los factores implicados solo ha empezado a darse recientemente.

En general, en terrenos firmes la frecuencia es más alta que en terrenos blandos, lo que indica que el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, sintiéndose el movimiento en forma más violenta y rápida que en terrenos blandos, donde es más lento; los desplazamientos y la duración total suelen ser mucho mayores en el terreno blando [1].

Durante los sismos de septiembre de 1985 acontecidos en la ciudad de México, la parte más dañada de la misma se ubicó dentro de la zona del lago, zona caracterizada por un

estrato de tipo arcilloso cuya profundidad varía entre 30 y 40 m [2]. Para este intervalo de profundidades, el periodo de vibración del suelo es cercano a los 2 segundos [3]. La coincidencia de los periodos dominantes del subsuelo y de las estructuras causó el fenómeno de resonancia, lo que se tradujo en un severo incremento en los movimientos a que fueron sometidas las estructuras. De esta forma se explica el que edificios de entre 8 a 15 niveles, cuyos periodos naturales de vibración se aproximan a los 2 segundos, sufrieron en general más daños que otros de características diferentes.

Recientemente, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [4], emitido en 1987, marca un primer paso para tener en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura en el diseño sísmico, por medio de su apéndice Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo [5], el cual se limita a modificar el periodo y modo fundamental de vibración y consecuentemente los espectros de diseño [6], representando de cualquier forma un gran avance para garantizar una mayor seguridad en futuras estructuras que se construyan en la ciudad de México, donde el efecto de interacción suelo-estructura representa un factor de suma importancia para la realización de análisis sísmicos.

1.2 Objetivos

En este trabajo se estudia la respuesta de una estructura de 9 niveles ubicada en la ciudad de México, considerando como excitación el sismo del 19 de septiembre

de 1985. A la vez, se considera a la estructura mediante cinco diferentes sistemas de rigidización, las cuales se detallan posteriormente.

Se lleva a cabo una comparación entre la respuesta de la estructura considerándola con base empotrada (base rígida) y la respuesta de la estructura considerando el efecto de interacción suelo-estructura al presentarse la excitación sísmica antes mencionada. Lo anterior con la finalidad de poder establecer la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del edificio.

2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

2.1 Ubicación y descripción

El edificio en estudio tiene nueve niveles y se ubica en la zona de transición de la Ciudad de México (fig 1). Presenta una estructuración a base de marcos de concreto y losa reticular, con muros de mampostería en la zona de elevadores y en los ejes longitudinales de colindancia (fig 2). Las dimensiones en planta son de 9.70 por 14.60 m, con una altura de 2.85 m en el primer entrepiso y de 2.65 m en los siguientes. Cuenta con un sistema de cimentación formado por una losa apoyada sobre pilotes de punta.

Las resistencias nominales de los materiales utilizados son de 4200 kg/cm^2 para el límite elástico del acero de refuerzo y de 250 kg/cm^2 para la resistencia a la compresión del concreto.

La frecuencia fundamental del terreno donde se encuentra desplantada la estructura es de aproximadamente 0.88 Hz [7].

2.2 Resultados experimentales

Durante los sismos de septiembre de 1985, este edificio presentó daños considerables en todos los muros de

mampostería situados en la zona de elevadores, sin apreciarse fallas en elementos estructurales (vigas y columnas) ni en cimentación. Se considera que la presencia de pilotes de punta en la cimentación evitó movimientos importantes de la misma.

A partir de este comportamiento, se llevó a cabo el análisis de vibración ambiental del edificio para su estructuración original [8]. Este método experimental consiste en medir las vibraciones en la estructura producidas por solicitaciones de carácter ambiental, como lo son el tránsito de vehículos y el viento, por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos.

El equipo de medición queda formado esencialmente por:

- a) Acelerómetros de alta sensibilidad
- b) Sistema de cables para transmitir la señal
- c) Acondicionadores de señal
- d) Filtros para evitar frecuencias nocivas
- e) Analizador de espectros de Fourier

El uso del analizador de espectros obedece al hecho de que el análisis de las señales en el dominio de la frecuencia proporciona información muy valiosa para la identificación de las características dinámicas de una estructura.

De entre la información que este equipo proporciona se destacan los espectros de potencia de las señales, funciones de transferencia en amplitud y fase, así como funciones de coherencia entre las señales.

Con la correcta interpretación de la información obtenida es posible determinar las características

dinámicas de un sistema estructural, fundamentalmente las frecuencias naturales de vibración, las configuraciones modales y los niveles de amortiguamiento estructural.

Al aplicar esta técnica de análisis al edificio en estudio, y una vez interpretada la información [8], se encontró que las frecuencias fundamentales en las direcciones transversal (T) y longitudinal (L) presentan valores de 0.88 y 1.23 Hz, respectivamente.

Con esto se advierte que existe una concordancia entre la frecuencia fundamental del terreno ($F_s = 0.88$ Hz) con la propia de la estructura en la dirección transversal ($F_r = 0.88$ Hz), lo cual podría, en primera instancia, explicar el daño severo en los muros de mampostería del cubo de elevadores. De aquí que se considere necesario un estudio de reestructuración del edificio.

2.3 Sistemas de rigidización propuestos

Se describen a continuación los sistemas de rigidización que se proponen para ser aplicados al análisis del edificio en estudio, los cuales son:

- Estructuración esquelética (EE)
- Estructuración con muros de mampostería (MM)
- Estructuración con muros de concreto (MC)
- Estructuración con diagonales de acero (DI)
- Estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía (DE)

2.3.1 Estructuración esquelética (EE)

Esta estructuración no considera sistema de refuerzo alguno en los marcos transversales para la zona de elevadores y escaleras, ya que de acuerdo con los resultados obtenidos con el estudio de vibración ambiental, es la dirección transversal la que presenta problemas de resonancia con la frecuencia fundamental del suelo. Con este sistema se busca mayor flexibilidad en la estructura, tratando de evitar la resonancia con el movimiento del suelo.

2.3.2 Sistema de rigidización a base de muros de mampostería (MM)

Es el sistema original que presenta la estructura y con el cual se busca calibrar el modelo matemático, con base en las características dinámicas obtenidas mediante las pruebas de vibración ambiental.

La mampostería utilizada en este sistema de rigidización es el tabique rojo recocido, cuyas propiedades mecánicas se obtuvieron de acuerdo a las referencias 9 y 10. Los muros tienen una longitud de 2 m y altura libre de 2.5 m en el primer piso y de 2.25 m para los siguientes entrepisos.

2.3.3 Sistema de rigidización a base de muros de concreto (MC)

Esta estructuración considera la presencia de muros de concreto para los marcos transversales en la zona de elevadores y escaleras, sustituyendo los muros de mampostería.

Los muros de concreto tienen las mismas longitudes y alturas que las especificadas para los muros de mampostería, pero con un espesor de 15 cm.

2.3.4.- Sistema de rigidización a base de diagonales de acero (DI)

Como otra opción de sistema de rigidización se considera el uso de diagonales de acero, las cuales se ubican en la zona de elevadores y escaleras. Dichas diagonales son de acero A-36, formadas por doble ángulo de 6" x 6" x 3/8" cada una y considerando una longitud de contraventéo de 3.28 m. Se consideró un módulo de elasticidad del acero $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y un esfuerzo de fluencia $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$.

2.3.5 Sistema de rigidización a base de diagonales de acero con mecanismos disipadores de energía (DE)

Se propone el uso de dispositivos disipadores de energía colocadas en las diagonales de acero descritas en el punto

anterior. Estos dispositivos se han estudiado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM [11], y en la actualidad se prueban en un prototipo experimental [12]. Están basados en el comportamiento bilineal de soleras de acero dobladas en forma de óvalo, como se muestra en la figura 3.

El dispositivo presenta un comportamiento histerético experimental como el que se muestra en las figuras 4a, 4b y 4c, donde se observa que presenta ciclos estables, sin pérdida de rigidez ni resistencia. Estos disipadores han sido probados para 100 ciclos a toda su capacidad (+/- 2.5 cm) sin mostrar deterioro apreciable. Al ser probados a desplazamientos menores de 1 cm, se rebasan los 1000 ciclos sin mostrar deterioro. Esto da prueba de su resistencia a la fatiga cuando los esfuerzos son bajos.

3 DESCRIPCION DE LOS PROGRAMAS DE ANALISIS

3.1 Antecedentes

En la época actual, donde los avances científicos y tecnológicos se han prodigado tanto en cantidad como en calidad, estos prácticamente han acabado con la capacidad de asombro del ser humano; quizá sea la cibernética la ciencia que ha mostrado un desarrollo más espectacular, lo cual la ha llevado a convertirse en herramienta prácticamente indispensable en todas las ciencias, no pudiendo ser la ingeniería la excepción. Dentro del campo de la ingeniería civil, y más específicamente la ingeniería de diseño, la computación digital ha prestado una ayuda fundamental mediante el desarrollo de numerosos programas que permiten idealizar las estructuras. Tales programas otorgan un mayor número de soluciones a los problemas que surgen en el análisis, comportamiento y diseño de las estructuras. De entre los programas existentes, se han seleccionado para el desarrollo de esta tesis al SUPER-ETABS [13] y el DRAIN-2D [14], de los cuales se presenta a continuación una breve descripción.

3.2 Programa SUPER-ETABS

Este programa realiza el análisis lineal de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas. La

formalidad de un modelo eficiente y la solución del problema se lleva a cabo por la idealización del edificio como un sistema de subestructuras a base de marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales se consideran infinitamente rígidos en su propio plano.

El SUPER-ETABS es capaz de realizar el análisis estático y/o dinámico, considerando tres grados de libertad por diafragma, obteniendo así desplazamientos, giros, cortantes de entrepiso y momentos de volteo acumulados, todo esto por nivel; considerando para el análisis los efectos P-Δ.

El programa puede considerar en el análisis los siguientes elementos:

- a) Elementos columna. - Para este tipo de elemento se requieren propiedades tales como el módulo de elasticidad, área axial, área de cortante y el momento de inercia. La zona rígida de la unión de las columnas con las vigas es considerada a fin de reducir la longitud efectiva de las columnas sobre ambos ejes.
- b) Elementos viga. - También requieren de propiedades como el módulo de elasticidad, inercia a la flexión y los factores de rigidez K_{ii} , K_{jj} y K_{ij} . Las deformaciones por cortante son consideradas al introducir el área de cortante.
- c) Elementos muro. - Requieren de propiedades tales como el módulo de elasticidad, módulo de cortante, momento de inercia, área de la sección bruta y área efectiva de cortante. El programa puede considerar el

comportamiento del muro ya sea por deformación por cortante puro o por flexión, según se desee en el análisis. El muro de cortante puro utiliza el área de sección transversal y no el área de cortante efectiva, para calcular los valores de rigideces y esfuerzos.

- d) Elementos diagonal.- Estos elementos únicamente transmiten fuerza axial, por lo cual es necesario especificar sólomente su módulo de elasticidad y el área de la sección transversal.

3.3 Programa DRAIN-2D

Este programa realiza el análisis dinámico no lineal de estructuras planas, de cualquier configuración y sujetas a movimientos sísmicos. El programa consiste en una serie de subrutinas "base", mediante las cuales se lleva a cabo el análisis dinámico paso a paso. Alternativamente pueden ser desarrolladas subrutinas para elementos estructurales de diferentes tipos en forma independiente para ser agregados al programa base. Se han desarrollado subrutinas que permiten la orientación arbitraria de elementos tipo armadura (como las diagonales de acero) y de elementos viga-columna, así como subrutinas para elementos de muros de relleno y para elementos de conexiones semirígidas.

La estructura se idealiza como el ensamble de un conjunto de elementos discretizados en un plano. El análisis se realiza mediante el método directo de rigideces, con los desplazamientos nodales como desconocidos. Cada nudo posee

tres grados de libertad, como en un análisis de marco plano. Se puede especificar a cualquier grado de libertad como restringido, es decir, tener desplazamiento relativo respecto al suelo igual a cero. Alternativamente, los desplazamientos rotacionales o traslacionales de cualquier grupo de nudos pueden especificarse para tener valores idénticos, en cuyo caso se asigna el mismo número de grados de libertad a todos estos desplazamientos.

La masa de la estructura es concentrada en los nudos, por lo tanto, resulta una matriz de masas diagonal. La excitación sísmica se define mediante historias de tiempo-aceleración. Se considera que los puntos de apoyo se mueven en fase. Se han desarrollado subrutinas para los siguientes elementos:

- a) Elementos armadura. - Solo tienen cedencia en tensión y pandeo elástico en compresión.
- b) Elementos viga-columna. - Su sección transversal puede ser variable y reforzada. Estos elementos ceden por medio de la formación de articulaciones plásticas en sus extremos. La interacción entre fuerza axial y momento puede considerarse dentro del programa para secciones transversales de elementos tipo acero o concreto reforzado. Los valores de momentos de empotramiento pueden ser especificados, el efecto P- Δ se puede considerar en el programa al incluir una rigidez geométrica basada en la fuerza axial que se produce bajo cargas estáticas.
- c) Elementos con conexiones semirígidas. - Se considera una relación bilineal de momento-rotación.

d) Elementos muro de cortante.- Se representan como muros de relleno. El elemento muro solo tiene rigidez a la fuerza cortante, y puede ceder y/o fallar de manera frágil.

4 INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL EDIFICIO

4.1 Generalidades

Para evaluar con mayor veracidad la respuesta sísmica de una estructura en un sitio dado deben conocerse las propiedades dinámicas del sistema combinado suelo-estructura. La naturaleza del subsuelo puede afectar a la respuesta de la estructura de las siguientes maneras:

- a) Puede ocurrir el fenómeno de "amplificación del suelo", en el cual se modifica la excitación sísmica al transmitirse del lecho de roca a la cimentación, a través de los estratos del suelo. Esto puede causar una atenuación o amplificación del movimiento.
- b) Las propiedades dinámicas de la estructura empotrada en su base pueden ser modificadas significativamente por la deformabilidad del suelo sobre el cual se desplanta la misma. Esto incluirá cambios en las formas modales y en los periodos de vibración.
- c) Una parte significativa de la energía vibracional de la estructura soportada de manera flexible puede disiparse por amortiguamiento del material y amortiguamiento por radiación en el medio de apoyo.

Los casos b) y c) son estudiados bajo el título general de interacción suelo-estructura (ISE), que puede definirse como la relación de la respuesta interdependiente entre una estructura y su suelo de apoyo.

Debido a las dificultades que presenta el establecer modelos analíticos de este tipo de sistemas, por lo general se ignoran los efectos de interacción suelo-estructura, considerando a las estructuras como apoyadas rígidamente en su base. Sin embargo, estudios recientes han producido avances considerables en el conocimiento de estos efectos , así como en las técnicas analíticas disponibles [15].

Un modelo dinámico adecuado del suelo requiere la representación de la rigidez del suelo, el amortiguamiento del material y el amortiguamiento por radiación, tomando en cuenta la no-linealidad y la variación en las propiedades del suelo en tres dimensiones. Aún cuando existen varias técnicas analíticas para manejar diferentes aspectos del comportamiento del suelo antes mencionados, todas adolecen de combinaciones variables de alto costo o imprecisión. De ahí que existan dificultades para elegir un modelo analítico para el suelo en cualquier proyecto dado.

Entre los métodos usados para la modelación del fenómeno de ISE se distinguen el método del elemento finito y el de semiespacio. Cada método tiene sus ventajas y limitaciones, y en ocasiones las evaluaciones obtenidas por ambos difieren significativamente para una determinada excitación [1].

El método del elemento finito modela el sistema suelo-estructura como se indica esquemáticamente en la figura 5. Este método permite considerar el amortiguamiento por radiación y el carácter tridimensional de la estructura, con la ventaja de admitir cambios en las rigideces del suelo tanto vertical como horizontalmente, para ser formulados explícitamente.

El método del semiespacio modela al sistema suponiendo que la estructura se apoya en un semiespacio infinito (figs 6a y 6b). La simplificación más usada consiste en representar el semiespacio con una serie de parámetros equivalentes de masa, rigidez y amortiguamiento concentrados en la base de la cimentación (fig 6b). La evaluación de estas constantes se basa en determinar la respuesta de la estructura apoyada en el semiespacio y definir las constantes con las que se reproduciría la misma si los parámetros se colocaran en la base de la estructura. Expresiones típicas para la evaluación de las constantes de rigidez se pueden encontrar, por ejemplo, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal emitido en 1987 [4], las cuales se transcriben en la tabla 1.

Una vez determinados los parámetros equivalentes, el análisis dinámico es llevado a cabo especificándose el movimiento a que estará sujeto el sistema estructural. Para facilitar el cálculo se acostumbra asumir que el movimiento es el mismo en todos los puntos de la base de la cimentación. En este método se presentan dificultades para representar con precisión los efectos tanto del amortiguamiento del material como el proporcionado por radiación, ya que es probable que la cantidad total del amortiguamiento viscoso equivalente de la cimentación exceda considerablemente el de la superestructura. Generalmente es necesario establecer un término medio entre los valores de la estructura y los del suelo.

Una representación más complicada de este método consiste en representar las constantes de rigidez y amortiguamiento como funciones de impedancia [15], las cuales toman en cuenta la dependencia de los valores de las constantes respecto a la frecuencia de excitación, además

de proporcionar un medio muy útil para considerar el efecto de amortiguamiento por radiación.

4.2 Modelación matemática del edificio

Para el desarrollo de los modelos matemáticos tridimensionales del edificio se utilizó el programa SUPER-ETABS, con siete marcos planos diferentes de nueve niveles cada uno, cuya ubicación en planta se muestra en la figura 7. Todos los modelos resultan simétricos en su dirección transversal, mientras que en la dirección longitudinal se observa que se presenta asimetría.

Para el desarrollo de esta tesis se trabajó a base de modelos de marco plano, los cuales servirán para obtener la respuesta elástica e inelástica de la estructura a través del uso del programa DRAIN-2D. Para la elaboración de dichos modelos se seleccionó el marco tipo 2 ubicado en la dirección transversal por ser esta dirección la más crítica de la estructura, como se ha establecido en el capítulo 2. Para poder establecer que un marco plano resulta representativo de la estructura debe verificarse que éste presente por sí solo las mismas características dinámicas del edificio. Esto implica la determinación de la cantidad de masa que debe asociarse al marco con respecto a la masa total de la estructura, para lo cual es necesario conocer el porcentaje de la rigidez del marco plano respecto a la de la estructura original. Dado que el programa SUPER-ETABS no proporciona en forma explícita los valores de rigidez asociados a cada marco plano, estos se determinan en forma indirecta definiendo el porcentaje de carga (cortante) que

absorbe el marco en cuestión al someter a una carga lateral al edificio.

A partir de la obtención del porcentaje de la fuerza cortante que absorbe el marco tipo 2, se obtuvo la masa equivalente que le corresponde, multiplicando el porcentaje mencionado por la masa traslacional del edificio para cada sistema de rigidización.

Los tipos de secciones, así como las propiedades de trabes y columnas que conforman al marco tipo 2 se especifican en la tabla 2. La figura 8 muestra su distribución en el marco.

El cortante basal total y el porcentaje de cortante basal que toman los marcos transversales para cada estructuración, se obtuvieron de la referencia 16 y se reproducen en la tabla 3.

Para modelar el efecto de ISE en el edificio se utiliza en este trabajo el método del semiespacio, con el modelo que se muestra en las figuras 9 y 10. Las constantes de rigidez del suelo se calcularon con las recomendaciones del RCDF-87. De acuerdo a lo especificado en dicho reglamento, los valores de K_x y K_r dependen de la zona donde se ubique la estructura, de la profundidad de desplante y del tipo de cimentación, además de los parámetros R_x , R_r y G , los cuales se definen como:

$$R_x = (A / \pi)^{1/2}$$
$$R_r = (4I / \pi)^{1/4}$$

donde:

R_x y R_r = Radios equivalentes

A = Area de la superficie neta de cimentación

I = Momento de inercia de la superficie neta de cimentación respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza
 G = Módulo de rigidez del suelo

Dado que los programas usados no permiten la inclusión en forma directa de las rigideces del suelo en los modelos matemáticos, estas se representan mediante elementos estructurales ficticios ubicados en la base de la estructura, tales que proporcionen dichas rigideces.

Se procedió a la obtención de las áreas para las 2 columnas ficticias (consideradas como doblemente articuladas) ubicadas en los extremos de la base del marco tipo 2 (figs 9 y 10), las cuales representan a la rigidez del suelo. Debido a lo anterior, el marco se modeló matemáticamente como un marco de 10 niveles. Dichas áreas se calcularon mediante el procedimiento descrito a continuación (fig 11).

Sabiendo que:

$$F = \frac{E A r}{L} \delta \quad \text{--- (1)}$$

Proponiendo valores de E, L y δ (los cuales deben ser considerados en el modelo matemático), se obtiene un valor de $F = n A r$; donde n es un valor numérico resultante del producto $(E/L) \times (\delta)$. Si además se sabe que:

$$M = F d \quad \text{--- (2)}$$

y también:

$$M = K r \alpha \quad \text{--- (3)}$$

Donde:

M = Momento

F = Rigidez

d = Brazo de palanca

K_r = Rigidez rotacional

α = Giro (en radianes).

K_r, d y α son valores conocidos; F es el valor obtenido de (1). Igualando (2) y (3):

$$n A_T d = K_r \alpha$$

$$A_T = \frac{K_r \alpha}{n d}$$

Teniéndose de esta manera el valor para el área transversal de las columnas ficticias.

Para el caso de la rigidez horizontal del suelo, el programa SUPER-ETABS permite incluir directamente el valor de la rigidez traslacional K_x. Para modelar en el programa DRAIN-2D esta rigidez lateral, se considera un elemento horizontal tipo armadura (doblemente articulado) a nivel del suelo en uno de los extremos del marco, para el cual se calcula un área equivalente que proporcione la rigidez requerida. Esta área se obtiene de la siguiente forma:

$$K_x = \frac{E A_T}{L}$$

Nuevamente, proponiendo valores para E y L:

$$A_T = \frac{K_x L}{E}$$

Se consideró además la presencia de un elemento viga de rigidez infinita (proporcionando área transversal e inercia

muy grande) a nivel de la base de la estructura original para ambos modelos matemáticos.

Como una forma de calibrar estos modelos matemáticos, se crearon otros modelos, en los cuales se consideraron a las columnas ficticias adicionales como de área infinita, con la finalidad de representar a la estructura como empotrada en su base. Los resultados obtenidos del análisis de estos modelos debían concordar con los obtenidos de la referencia [16]. Además, se corroboró la correlación para los valores del periodo natural de la estructura considerando ISE obtenidos del modelo matemático contra los obtenidos en la forma que proporciona el RCDF-87, la cual se expresa como:

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

donde:

T_1 = Periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza, corregido por interacción con el suelo.

T_0 = Periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre base rígida.

T_x = Periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

T_r = Periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

Este proceso se siguió para todas las estructuraciones propuestas.

4.3 Características dinámicas de los sistemas de rigidización propuestos (crujía extrema)

Una vez elaborados los modelos matemáticos de la estructura se estimaron las características dinámicas de los mismos para sus diferentes estructuraciones, al considerarla con base rígida y con el efecto de ISE. En la tabla 4 se presenta un resumen completo de los resultados obtenidos en esta etapa de análisis.

La estructuración esquelética presenta un periodo natural de 1.199 s cuando se considera con base rígida. Al incluir en la modelación el efecto de ISE el periodo natural obtenido es 1.618 s, lo cual indica un aumento en el mismo con respecto al modelo con base rígida del 35%.

Es notorio el hecho de que el periodo de la estructura para este sistema de rigidización al considerarlo con base rígida es muy similar al del terreno donde se ubica, y que al considerar el efecto de ISE el periodo de la estructura aumenta, alejándose del propio del terreno. En principio este hecho podría hacer pensar en un efecto benéfico para la estructura, ya que de esta manera se evita que se presente el efecto de resonancia, pero el verdadero resultado de esto se constatará en el siguiente capítulo.

Al analizar matemáticamente el modelo para la estructuración con muros de mampostería se obtiene que al considerarlo con base rígida se presenta un periodo de 1.150 s, mientras que al incluir el efecto de ISE el periodo es de 1.589 s, presentándose en este caso un incremento del 38%. Se puede notar que los periodos para esta estructuración y para la estructuración esquelética son

muy similares. La razón principal de esta similitud radica en que al considerar un sistema de rigidización para el modelo con muros de mampostería, se tiene una mayor rigidez de la estructura, pero también se tiene una mayor masa total del edificio, existiendo de tal manera un efecto de compensación.

En el caso de la estructuración con muros de concreto se aprecia una modificación considerable de los periodos fundamentales respecto a las dos estructuraciones anteriores, como lo muestran los resultados obtenidos del análisis matemático, los cuales son de 1.050 s considerando base rígida y 1.510 s al incluir el efecto de ISE, lo cual representa un incremento en el periodo de aproximadamente 44%.

Para la estructuración con diagonales de acero, el análisis matemático arrojó un resultado de 1.052 s con base rígida y 1.506 s considerando el efecto de ISE, esto es un aumento del 43%. Estos resultados son prácticamente iguales a los obtenidos para la estructuración con muros de concreto, lo cual denota un nivel de rigidez prácticamente igual entre ambas estructuraciones.

Por lo que respecta a la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía, se considera el análisis de la estructura como si esta se rigidizara con las mismas diagonales analizadas en la estructuración anterior, pero ahora contando además con la presencia de mecanismos disipadores de energía. La configuración del sistema diagonal-mecanismos disipadores de energía se muestra en las figuras 12 y 13.

Para configurar el modelo matemático de este sistema de

rigidización es necesario determinar un área equivalente de todo el sistema diagonal-mecanismo disipador, con la finalidad de modelarlo como un solo elemento. Para este trabajo se usó el área determinada en la referencia 16 de acuerdo al procedimiento y justificación que en la misma se efectúan.

De acuerdo a la referencia mencionada, el sistema diagonal-mecanismo disipador se modeló con la misma área utilizada para las diagonales de acero, esto es, 56.25 cm^2 . Por tanto, los periodos de la estructuración considerando base rígida y considerando el efecto de ISE son los mismos que para la estructuración con diagonales de acero, como se muestra en la tabla 4, ya que la masa considerada en el análisis de estos sistemas de rigidización es prácticamente la misma por la poca variación que existe en la diagonal al añadir a esta los mecanismos disipadores de energía.

4.4 Características dinámicas de los sistemas de rigidización propuestos colocados en la crujía central

Para ampliar más el estudio analítico de los sistemas de rigidización propuestos, se plantea la alternativa de colocar estos en la crujía central, para comparar su comportamiento respecto a su colocación en el cubo de elevadores y escaleras (crujía extrema derecha), y así tener una perspectiva más amplia de la respuesta y comportamiento de los sistemas propuestos.

Se parte de las mismas consideraciones en lo que

respecta a las propiedades mecánicas, cambiando solamente algunas propiedades geométricas puesto que esta crujía es de mayor longitud.

En la tabla 5 se resumen los resultados obtenidos para estos cuatro análisis adicionales, ya que la estructuración esquelética permanece igual.

En la figura 14 se muestran las configuraciones estructurales de los modelos para el análisis del marco tipo 2.

4.5 Comentarios

Resulta importante resaltar que para cualquier sistema de rigidización el periodo fundamental de vibración se incrementa en forma notable si se considera el efecto de interacción suelo-estructura. Para los sistemas de rigidización propuestos, se obtiene en promedio un incremento del 40.6% en el periodo al considerar el efecto de ISE respecto a la consideración de base rígida.

Otro hecho que llama la atención es que en cuanto más rígida resulta la estructura, mayor resulta el incremento porcentual en el periodo al considerar el efecto de ISE.

5 RESPUESTA INELASTICA DEL EDIFICIO

5.1 Generalidades

En este capítulo se efectúa el análisis inelástico del edificio, al ser sometido a una excitación sísmica de características similares a las que se presentaron durante los sismos de septiembre de 1985. El acelerograma utilizado para este análisis se obtuvo mediante la discretización del subsuelo sobre el cual se desplanta la estructura. Se analizó entonces el periodo fundamental del terreno y el acelerograma presente en la superficie al filtrarse la señal en la base del sistema. Esta señal en la base se tomó como la presente en la Ciudad Universitaria, durante el sismo de septiembre de 1985.

Las figuras 15, 16 y 17 muestran el acelerograma, espectro de Fourier y espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5% del crítico, respectivamente, obtenidos a partir de la excitación sísmica.

Se analizan los sistemas de rigidización ya especificados en capítulos anteriores, con la colocación de estos en la zona de elevadores y escaleras, así como en la crujía central. Se lleva al cabo el análisis considerando base rígida así como el análisis considerando ISE. Estos análisis tienen por objetivo el estimar la influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento del edificio, analizando la respuesta de las diferentes estructuraciones propuestas. Para todas las

estructuraciones se efectúa además el análisis lineal , es decir, se considera que no se forman articulaciones plásticas en ningún elemento estructural, con la finalidad de tener esta respuesta como referencia.

El análisis inelástico de los modelos matemáticos del edificio se realizó mediante el programa DRAIN-2D. Las consideraciones más importantes de estos modelos son las siguientes:

- 1.- Para los modelos en los cuales se considera base rígida, los nudos en la base se especificaron como nudos sin desplazamiento.
- 2.- Para los modelos en que se considera el efecto de ISE, se introduce un nivel adicional en la base, considerando en este la existencia de elementos biarticulados, además de simular la rigidez lateral del suelo con otro elemento biarticulado colocado horizontalmente a nivel de la base original de la estructura.
- 3.- En los nudos de la estructura ubicados en los niveles siguientes a la base se consideran desplazamientos idénticos en el grado de libertad en la dirección X (para los nudos de un mismo nivel), mientras que en los grados de libertad en Y y rotación se tienen desplazamientos diferentes.
- 4.- Las masas se concentran en los nudos ubicados en la primera línea de columna del marco. Por considerar nudos con desplazamientos idénticos únicamente en dirección del grado de libertad en X, la masa concentrada asociada a este desplazamiento será

uniformemente distribuida en todos los nudos del mismo nivel.

- 5.- Se considera la acción de cargas estáticas antes de ser aplicadas las cargas dinámicas. Por medio de esta acción se obtienen los patrones de fuerzas de empotramiento.
- 6.- La existencia de zonas rígidas en las uniones viga-columna es tomada en cuenta, además, se incluye el efecto P-Δ.
- 7.- La excitación sísmica para el análisis se encuentra registrada en gales (cm/s^2), por lo que esta es multiplicada por un factor de 0.01 para transformarla en m/s^2 y de esta forma ser congruente con las demás unidades utilizadas en el análisis. El intervalo de tiempo para el cálculo de las historias de desplazamientos, cortantes en la base y momentos de volteo, se especificó a cada 0.02 s.
- 8.- Se ha considerado para el análisis un valor para el módulo de elasticidad de $13000\sqrt{f'c}$, con el fin de uniformizar con los datos considerados en los estudios de vibración ambiental practicados en el edificio. Es evidente que este valor puede cambiar al presentarse niveles de esfuerzo mayores que los que existen en la vibración ambiental, pero desafortunadamente el programa de análisis no considera estas variaciones.
- 9.- No se ha considerado para el análisis el caso de secciones agrietadas; se trabajó con la sección transversal neta por considerar que el cambio en el

factor de rigidez no era significativo.

5.2 Respuesta inelástica de los modelos propuestos

En los siguientes puntos se analiza la respuesta de los modelos con los sistemas de rigidización colocados en la zona de elevadores y escaleras como resultado del análisis inelástico.

5.2.1 Daños

A continuación se muestra en forma tanto cuantitativa como cualitativa el daño estructural de los diferentes marcos analizados, una vez ocurrida la excitación sísmica. El daño estructural se muestra a través del factor de daño (FD) [17 ,18], el cual se define como :

$$FD = \frac{\text{Número de elementos con cedencia}}{\text{Número total de elementos}}$$

Este factor de daño resulta representativo del comportamiento de cada sistema de rigidización en la respuesta de la estructura, de aquí la importancia de mostrarlo. Para el caso de este trabajo, se ha considerado un número total de 63 elementos (vigas y columnas).

Refiriéndonos a los modelos estudiados, se tiene que para el caso de la estructuración esquelética considerando base rígida se presenta un $FD=36.5\%$, y al considerar el

efecto de ISE, este factor se eleva hasta $FD=49\%$, es decir, se incrementa en casi 13 puntos porcentuales, llevándolo a constituirse en un factor de daño bastante considerable, ya que indica que prácticamente es la mitad de los elementos los que llegan a la cedencia; si bien, la gran mayoría de estos son vigas (22), por lo cual la estructura no presenta colapso.

En el caso del modelo con muros de mampostería y considerando base rígida, se tiene un $FD=32\%$, que aunque menor al de la estructuración esquelética es aún bastante alto. Al considerar para este caso el efecto de ISE, nuevamente el FD se amplifica y alcanza un valor $FD=44.4\%$, pero nuevamente la gran mayoría de los elementos con cedencia son vigas. Del comportamiento de los muros, se observa que en el caso de base rígida, 8 de los 9 muros llegan a la falla, mientras que al considerar el efecto de ISE, todos los muros fallan. Es de importancia señalar que el comportamiento presentado por esta estructuración, que como ya se ha dicho constituye la estructuración original del edificio, presenta una notable correlación con lo realmente acontecido a la estructura durante los sismos de 1985.

Por lo que respecta a las estructuraciones con muros de concreto, diagonales de acero y diagonales de acero con disipadores de energía se observa en lo referente a daños estructurales un comportamiento muy similar, ya que todos ellos presentan un $FD=25.4\%$ al analizarlos con base rígida; y considerando el efecto de ISE, el FD resulta un tanto mayor para la estructuración con muros de concreto que toma un valor de $FD=32\%$, contra un $FD=30\%$ que presentan las dos restantes estructuraciones, mostrando de cualquier manera un abatimiento importante respecto a las estructuraciones

esqueletal y con muros de mampostería.

Particularizando hacia el sistema de rigidización con diagonales de acero y disipadores de energía, al observar el comportamiento de los disipadores de energía se ha visto del resultado de los análisis que estos no funcionan adecuadamente, ya que ninguno de ellos llega a disipar energía en ningún momento salvo los ubicados en los dos primeros niveles, pero estos comienzan a trabajar una vez que se han formado articulaciones plásticas en las vigas, esto es, ya demasiado tarde, por lo cual no cumplen con su cometido principal, que es el disipar energía y evitar daños a los demás elementos estructurales. Para poder establecer con mayor precisión la eficiencia de los mecanismos disipadores de energía en la estructura sería necesario efectuar un estudio de requerimientos de ductilidad, dado que este tipo de estudios han demostrado que en estructuras en las cuales se han probado los mecanismos disipadores de energía los requerimientos de ductilidad se reducen [19]. En las figuras 18 y 19 se muestra en forma gráfica lo reseñado a lo largo de este punto.

5.2.2 Desplazamientos

En este punto se analizan los resultados obtenidos con respecto a desplazamientos de azotea para los diversos sistemas de rigidización, al considerarlos con base rígida y con el efecto de ISE. Se hace mención también a los resultados obtenidos del análisis lineal.

Para el modelo esquelético con base rígida se ha obtenido un desplazamiento máximo de 15 cm, el cual se presenta cercano a los 17 s de iniciada la excitación sísmica, tiempo que prácticamente coincide con el de la aceleración máxima que la excitación produce. Sus historias de desplazamientos tanto elástica como inelástica resultan prácticamente iguales. Al hacer la consideración del efecto de ISE, la respuesta en desplazamiento aumenta hasta llegar a un máximo de aproximadamente 23 cm, además de observarse en la historia de desplazamientos una clara diferencia entre su comportamiento elástico e inelástico.

Por lo que respecta a la estructuración con muros de mampostería, se obtiene un desplazamiento máximo de 12 cm al considerarlo con base rígida, mientras que al considerar el efecto de ISE el registro máximo es de 22 cm, observándose nuevamente una clara diferencia entre las respuestas elástica e inelástica en sus historias de desplazamientos.

En cuanto a los tres sistemas de rigidización restantes, muros de concreto, diagonales y disipadores de energía, se observa un comportamiento muy similar por lo que respecta a desplazamientos, puesto que al analizarlos con base rígida alcanzan desplazamientos máximos de 10 y 9 cm respectivamente. Al hacer la consideración del efecto de ISE, el sistema con muros de concreto alcanzó un desplazamiento máximo de 24 cm en la azotea, en tanto los dos restantes tuvieron como máximo 22 cm. Debe señalarse que para estos tres sistemas de rigidización al hacer la consideración del efecto de ISE sus historias de desplazamientos muestran un comportamiento prácticamente igual en sus respuestas elástica e inelástica, a diferencia de las estructuraciones esqueléticas y con muros de

mampostería; como se deduce de las figuras 20 a 24, en las cuales se muestran las historias en el tiempo de los desplazamientos de azotea.

Es notable la similitud entre los valores máximos de desplazamiento obtenidos para todos los sistemas de rigidización al considerar el efecto de ISE, por lo cual pudiera pensarse que la estructura más que desplazarse, rota sobre su base como un cuerpo rígido.

5.2.3 Cortantes

En el análisis de los modelos con base rígida, las historias de los cortantes en la base muestran que todas las estructuraciones presentan respuestas elásticas e inelásticas casi idénticas entre sí, al igual que en el caso de los desplazamientos, habiéndose registrado los siguientes valores máximos para cada estructuración: esquelética 77 ton, muros de mampostería 80 ton, muros de concreto 100 ton, diagonales y diagonales con disipadores de energía 75 ton. En las figuras 25 y 26 se muestran las gráficas de envolventes de cortante por nivel, en donde se puede apreciar la variación de la fuerza cortante para cada entrepiso y para cada estructuración. De aquí se puede apreciar una diferencia entre los valores máximos de cortante en la base y los valores que se tienen para el cortante en el primer nivel. Esta desigualdad se debe a que como se indica en las gráficas, se muestran envolventes, obtenidos de la suma de los valores máximos de cortante registrados en cada elemento estructural de la base, por lo tanto, el tiempo en que se presenta este valor

máximo varía para cada elemento obteniéndose de esta manera un valor mayor que el máximo verdadero, el cual se registra para todas las estructuraciones alrededor de los 17 seg de iniciada la excitación, como puede apreciarse en las figuras 20 a 24, las cuales muestran las historias de cortante en la base para todos los sistemas de rigidización.

Al incluir el efecto de ISE en los modelos se presenta la situación de que para las estructuraciones esquelética y con muros de mampostería el valor máximo de cortante en la base es el mismo que se obtuvo al considerarlos con base rígida, esto es, 77 y 80 ton respectivamente, mostrando ambas una clara diferencia en sus respuestas tanto elástica como inelástica, como se observa en sus historias de cortante.

En lo que se refiere a las estructuraciones con muros de concreto, diagonales de acero y diagonales con disipadores de energía, al considerar el efecto de ISE, los valores máximos de cortante en la base sí experimentan un incremento respecto a los obtenidos con base rígida, incluso en forma notable en el caso de muros de concreto que alcanza hasta 140 ton, siendo de 95 ton el cortante máximo registrado para los otros dos sistemas de rigidización. Este efecto de amplificación en el cortante podría llegar a ocasionar fallas en la cimentación, sobre todo para la estructuración con muros de concreto. Estas tres estructuraciones presentan un comportamiento muy similar tanto en su respuesta elástica como en la inelástica, lo cual puede ser visto en las figuras 27 a 31.

5.2.4 Momentos de volteo

De los resultados relativos a momentos de volteo obtenidos al analizar los modelos con base rígida se observa una similitud entre los valores máximos registrados en todos los modelos, a excepción de la estructuración con muros de concreto, que es la que presenta el mayor valor. Los momentos de volteo máximos registrados para las diferentes estructuraciones son las siguientes: esqueletal 1200 ton-m, muros de mampostería 1050 ton-m, muros de concreto 1350 ton-m, diagonales y diagonales con disipadores de energía 900 ton-m. Al observar las historias en el tiempo de los momentos de volteo de todas las estructuraciones se nota, al igual que en los casos de desplazamientos y cortantes, un comportamiento muy similar entre sus respuestas elástica e inelástica, existiendo en los casos de las estructuraciones esqueletal y con muros de mampostería un pequeño intervalo de tiempo ubicado entre los 20 y 25 seg en el cual sus comportamientos varían. Como en los casos de desplazamientos y cortantes en la base, la respuesta máxima se presenta alrededor de los 17 seg de comenzada la excitación, coincidiendo nuevamente con el tiempo en que se presenta la máxima aceleración producida por la excitación.

Con la inclusión del efecto de ISE en los modelos, los valores máximos para momentos de volteo se amplifican respecto a los obtenidos con base rígida, registrándose para cada estructuración los valores siguientes: esqueletal y muros de mampostería 1300 ton-m, muros de concreto 1700 ton-m, diagonales y diagonales con disipadores de energía 1150 ton-m. Como para los desplazamientos y cortantes en la base, las estructuraciones esqueletal y con muros de

mampostería presentan un comportamiento inelástico, aún cuando ya no se aprecia una diferencia tan marcada entre este y el comportamiento elástico. Para las demás estructuraciones sigue presentándose un comportamiento muy similar entre ambas respuestas.

En las figuras 32 a 36 se muestran las historias en el tiempo de los momentos de volteo para todas las estructuraciones considerando y sin considerar el efecto de ISE.

5.3 Respuesta inelástica de los modelos con refuerzo en la crujía central

En este punto se analiza el comportamiento de la estructura al colocar el refuerzo en la crujía central del marco. El único cambio respecto a los modelos anteriores radica en la colocación de los sistemas de rigidización. Se analizan las respuestas desde el punto de vista de daños, desplazamientos de azotea, cortantes y momentos de volteo, correspondientes a cada estructuración. Los principales resultados obtenidos son los siguientes:

- Se observa una disminución muy significativa en lo referente al factor de daño en todos los modelos, tanto al considerar base rígida como al incluir el efecto de ISE, a excepción de la estructuración con muros de mampostería considerando ISE, el cual conserva un FD muy alto con un valor de $FD=41\%$, muy cercano al obtenido en el análisis con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras. Los FD obtenidos para

todas las estructuraciones se muestran en las figuras 18 y 19.

- Los desplazamientos de azotea también experimentan un descenso considerable, obteniéndose los siguientes valores máximos para los modelos con base rígida: muros de mampostería 4 cm, muros de concreto, diagonales y diagonales con disipadores de energía 2 cm; observándose además en las historias en el tiempo de los desplazamientos para todas las estructuraciones un comportamiento prácticamente igual entre las respuestas elástica e inelástica.

Al incluir en los modelos el efecto de ISE se obtienen los siguientes desplazamientos máximos en la azotea: muros de mampostería 21 cm, muros de concreto 12 cm, diagonales y diagonales con disipadores de energía 13 cm. Como se observa, el modelo con muros de mampostería prácticamente toma el mismo valor que el obtenido en el análisis realizado con el refuerzo en zona de escaleras. Las figuras 37 a 40 muestran las historias en el tiempo de los desplazamientos en la azotea para todos los modelos.

- Los cortantes máximos en la base obtenidos para estos modelos al considerar base rígida son los siguientes: muros de mampostería 60 ton, muros de concreto 75 ton, diagonales y diagonales con disipadores de energía 95 ton. De aquí se observa una disminución en el cortante respecto a los modelos con refuerzo en la zona de escaleras para las estructuraciones con muros de concreto y con muros de mampostería, caso contrario a lo observado en las estructuraciones con diagonales y diagonales con disipadores de energía en las cuales el

cortante en la base aumenta.

Al considerar el efecto de ISE en los modelos, los cortantes máximos en la base registrados son los siguientes: muros de mampostería 80 ton, muros de concreto 100 ton, diagonales y diagonales con disipadores de energía 95 ton. En este caso, los valores máximos de cortante en la base se mantienen iguales a los obtenidos de los análisis efectuados en los modelos con refuerzo en la zona de escaleras, a excepción del modelo con muros de concreto en el cual se registra una disminución notable. En las figuras 43 a 46 se muestran las historias en el tiempo de los cortantes en la base para todos los modelos considerando y sin considerar ISE. En las figuras 41 y 42 se muestran las envolventes de cortante por nivel igualmente para todos los modelos considerando y sin considerar ISE.

- Los momentos de volteo máximos para todos los modelos se mantienen básicamente iguales respecto a los análisis anteriores, tanto al considerar base rígida como al considerar ISE, observándose un aumento en las respuesta para las estructuraciones con diagonales y diagonales con disipadores de energía. Las historias en el tiempo de los momentos de volteo para estos modelos se muestran en las figuras 47 a 50.

5.4 Comentarios

Resulta particularmente importante resaltar el gran

impacto que representa en la estructura el efecto de ISE, ya que en general todas las respuestas tienden a incrementarse. El porque de esta situación puede observarse en las figuras 51 a 54, en las cuales se muestra el espectro de respuesta originado por el sismo que produce la excitación a la estructura. Se observa que al verse afectadas las propiedades dinámicas de la estructura por el efecto de ISE, provoca que las acciones a las cuales se ve sometida se incrementen, aumentando por tanto las sollicitaciones y las respuestas de la estructura.

Por tanto, para el caso de la estructura en estudio en forma particular, resulta perjudicial el efecto de ISE, pudiendo ser lo contrario para alguna otra estructura.

Asímismo, se desprende de lo manifestado por las historias en el tiempo de desplazamientos en la azotea, cortantes en la base y momentos de volteo, así como por los daños registrados, que la alternativa que mostró un mejor comportamiento resulta ser la estructuración con muros de concreto en la cruzía central.

Las tablas 6 a 9 presentan un resumen completo de los resultados obtenidos en este capítulo.

6 CONCLUSIONES

En este trabajo se ha estudiado el comportamiento de un edificio ubicado en la Ciudad de México durante un sismo con características similares al ocurrido en septiembre de 1985. Este estudio ha comprendido el análisis del edificio con diferentes sistemas de rigidización, considerando a la estructura para cada una de ellas con base rígida así como con la inclusión del efecto de ISE.

En los análisis requeridos para este trabajo se han tenido en consideración una serie de hipótesis que han hecho posible el llevarlos a cabo de acuerdo con los elementos con que se contó para su realización. Entre las más importantes se tienen:

- Los análisis inelásticos se efectuaron a través de modelos de marco plano, debido a que así lo permite la capacidad del programa DRAIN-2D. Esto implica la suposición de que todos los marcos paralelos al analizado tienen la misma degradación de rigidez durante todo el evento sísmico, así como el mismo porcentaje de masa total, situación poco factible en la realidad.
- El marco seleccionado para el análisis se ubica en la dirección transversal del edificio. Esto supone que solo se han considerado los desplazamientos en la dirección del marco, desestimando los desplazamientos en la dirección perpendicular al mismo, así como los efectos de torsión.

- En la modelación del efecto de ISE para el edificio, no se representaron los efectos de amortiguamiento por radiación del suelo.

A partir de estas consideraciones y con base en los resultados obtenidos de los análisis de los modelos matemáticos elaborados, se ha podido llegar a las siguientes conclusiones finales:

- 1.-Los periodos de vibración de la estructura se incrementan al incluir el efecto de ISE, acentuándose más este fenómeno en cuanto más rígida es la estructura.
- 2.-En general toda respuesta de la estructura se incrementa respecto a las obtenidas bajo la consideración de base rígida al incluir el efecto de ISE, en algunos casos en forma muy considerable, resultando por esto en un efecto perjudicial para la estructura. En este punto no puede hacerse una generalización para todas las estructuras, ya que el comportamiento de cada una de ellas al incluir el efecto de ISE depende en mucho de sus características dinámicas, pudiendo darse el caso de que represente un efecto benéfico al disminuir las respuestas ante una excitación sísmica.
- 3.-Aún cuando el estudio de un solo edificio no justifica una generalización, se ha visto la utilidad de constituir en una práctica común el incluir los efectos de ISE en el diseño de estructuras, sobre todo en aquellas que se apoyarán en suelos blandos, como el de la zona de lago en la ciudad de México, en consideración a experiencias vividas con anterioridad y a los considerables avances que se han producido en las

técnicas analíticas que permiten incluir el efecto de ISE.

- 4.-En base a los resultados obtenidos se puede establecer que los sistemas de rigidización más adecuados para el edificio son los que consideran la colocación de muros de concreto, o bien, diagonales de acero, en la crujía central; puesto que al rigidizar la estructura la alejan de las amplitudes mayores de aceleración producidas por la excitación sísmica, reduciendo de esta forma el factor de daño sufrido, así como los desplazamientos de azotea, cortantes en la base y momentos de volteo.

- 5.-En lo referente al sistema de rigidización con mecanismos disipadores de energía, se observa que en el edificio en estudio los mecanismos disipadores no funcionan adecuadamente puesto que "no trabajan", aún al incluir el efecto de ISE donde se pensaba que la mayor flexibilidad de la estructura los haría trabajar, esto es, disiparían energía, pero esto no sucedió porque como se mencionó con anterioridad, el efecto de ISE le induce al edificio un efecto de rotación en su base más que desplazamientos laterales.

REFERENCIAS

- [1] Seed H. B., Lysmer J. y Hwang R.
" Soil-structure interaction analysis for seismic response". Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 No. GT5, 439-457, mayo 1975.
- [2] "Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985". Fundación ICA, a.c., editorial Limusa, 1a. edición, enero 1989.
- [3] Marsal R. J. y Mazari M.
"El subsuelo de la ciudad de México", parte D. Informe No. 505, mayo 1987.
- [4] "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, noviembre 1987.
- [5] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, noviembre 1987.
- [6] Rosenblueth E. y Reséndiz D.
"Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta Interacción Dinámica Suelo-Estructura". Series del Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 509, enero 1988.
- [7] Lermo J., Rodríguez M. y Singh S. K.
"Periodos naturales de sitios en el valle de México obtenidos con mediciones de microtemblores y datos de

- movimientos sísmicos fuertes". Earthquake Spectra, "EERI, the 1985 México Earthquake, parte B". Noviembre 4-4, pp 653-674.
- [8] González Alcorta R.
"Cinemática del movimiento de edificios de la ciudad de México". Tesis de Maestría en Ingeniería (estructuras). DEPMI, junio 1989.
- [9] Meli Piralla R.
"Comportamiento sísmico de muros de mampostería". Informe No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM. Abril 1975.
- [10] Hernández Basilio O.
"Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería". Informe No. 351, Instituto de Ingeniería, UNAM. Marzo 1975.
- [11] Aguirre M. y Sánchez R.
"Pruebas complementarias de elementos disipadores de energía sísmica". Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM. Noviembre 1989.
- [12] Chávez J. H.
"Efecto de amortiguamiento externo en la respuesta de una estructura metálica de dos niveles". Tesis de maestría en Ingeniería (estructuras). DEPMI, junio 1989.
- [13] Maisson B. y Neuss C.
"SUPER-ETABS: An enhanced version of the ETABS program". Reporte de la National Science Foundation. J. B. Bouwkamp Inc. Enero 1983.

- [14] Kanaan A. y Powell G.
"DRAIN-2D: General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures". Reporte UCB/EERC/73-6. Universidad de California en Berkeley; USA, abril 1973.
- [15] Dowrick D. J.
"Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos". Editorial Limusa, Primera edición, septiembre 1984.
- [16] Córdova Nava M.
"Análisis del comportamiento de un edificio de la ciudad de México con diferentes sistemas de rigidización". Tesis de licenciatura Ing. Civil. Enero 1991.
- [17] Filiatrault A. y Cherry S.
"Comparative performance of friction damped systems and base isolation systems for earthquake retrofit and aseismic design". Reporte V6T1W5. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Columbia Británica, Vancouver, Canada. Julio 1987
- [18] Pall S. A., Verganclakis V. y Marsh C.
"Friction dampers for seismic control of Concordia University Library Building". Reporte de la Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, Canada, julio 1987.
- [19] Jara Guerrero J.M., Vargas Ortega E., González Alcorta R. y Gómez C.
"Estudio analítico de la respuesta sísmica de edificios con disipadores de energía". Informe Técnico Final al

D.D.F.. Centro de Investigación Sísmica A.C., F.J.D.S.

Enero 1991

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primera instancia a la Universidad Nacional Autónoma de México por los conocimientos y la formación que me ha proporcionado y que serán el sustento de mi vida futura.

A la Facultad de Ingeniería por formarme como ingeniero civil.

Al Instituto de Ingeniería por todo el asesoramiento y recursos recibidos, sin los cuales no habría sido posible realizar esta tesis.

En forma muy especial, quiero agradecer a mi director de tesis, tutor, compañero y amigo, el M.I. Ricardo González Alcorta, a quien admiro y respeto tanto por su formación personal como por su capacidad profesional, la paciencia y amistad brindada durante el tiempo en que trabajé con él.

Quiero agradecer también al Dr. David Muria Vila y al M.I. Juan Dyer De León por el apoyo que me prestaron para la realización de este trabajo.

En zona de transición

Profundidad de desplante (1)	K _x	K _r (2)	K _v LOSA	K _v ZAPATA
≤ 1 m	11GR _x	7GR _r ³	20GR _x	12GR _x
≥ 3 m	16GR _x	11GR _r ³	29GR _x	20GR _x

En zona de lago

Profundidad de desplante	K _x	K _r			K _v
		SOBRE EL TERRENO	SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN (3)	SOBRE PILOTES DE PUNTA (4)	
≤ 1 m	7GR _x	6GR _r ³	7GR _r ³	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	12GR _x
≥ 3 m	8GR _x	9GR _r ³	11GR _r ³	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	16GR _x

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese entre los valores de la tabla
2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona de transición supongase K_r infinita
3. Si estos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. En caso contrario, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla
4. K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente

Tabla 1 Valores de los coeficientes de rigidez K_x, K_v y K_r propuestos por el reglamento de construcciones del Distrito Federal (RDF-87)

Elementos columna

TIPO	SECCION (CM)	AREA (M ²)	Ac (M ²)	Iy (M ⁴)
1	30x45	0.135	0.113	0.0010130
2	30x40	0.120	0.100	0.0009000
3	30x35	0.105	0.088	0.0007875
4	30x30	0.090	0.075	0.0006750
5	40x80	0.320	0.267	0.0042670
6	35x75	0.263	0.219	0.0026800
7	35x70	0.245	0.204	0.0025010
8	35x65	0.228	0.190	0.0023220
9	35x60	0.210	0.175	0.0021440
10	35x55	0.193	0.160	0.0019651
11	30x50	0.150	0.125	0.0011250
12	30x35	0.105	0.088	0.0007875
13	L 60x60x15	0.158	0.131	0.0047790
14	L 55x55x15	0.143	0.119	0.0035800
15	L 50x50x15	0.128	0.107	0.0026100
16	L 45x45x15	0.113	0.094	0.0018300
17	L 40x40x15	0.098	0.082	0.0012300
18	L 35x35x15	0.083	0.069	0.0007800
19	L 30x30x15	0.068	0.038	0.0004600

Elementos viga

TIPO	SECCION (CM)	AREA (M ²)	Ac (M ²)	Ix (M ⁴)
1	35x35	0.123	0.102	0.0012500

Tabla 2 Propiedades geométricas de columnas y vigas del marco tipo 2

ESTRUCTURACION.	Cortante basal (Ton)	Cortante basal que absorbe cada marco transversal (Ton)			Porcentaje de cortante basal que absorbe cada marco		
		TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
ESQUELETAL.	181.84	25.214	58.240	14.930	14.00	32.00	8.00
CON MUROS DE MAPOSTERIA.	183.50	23.511	58.904	18.640	14.00	32.00	8.00
CON MUROS DE CONCRETO.	184.00	11.340	60.880	39.480	6.16	33.00	21.50
CON DIAGONALES DE ACERO.	182.76	12.671	60.430	36.500	6.90	33.00	20.00
CON DIAGONALES DE ACERO Y MECANISMOS DISIPADORES.	182.76	12.671	60.430	36.500	6.90	33.00	20.00

Tabla 3. Resultados obtenidos en el análisis lineal de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras

ESTRUCTURACION	PERIODOS NATURALES (seg)		
	ESTRUCTURA BASE RIGIDA	ESTRUCTURA CON ISE	INCREMENTO PORCENTUAL BASE RIGIDA VS ISE
ESQUELETAL	1.199	1.618	35 %
MUROS DE MAMPOSTERIA	1.150	1.589	38 %
MUROS DE CONCRETO	1.050	1.510	44 %
DIAGONALES	1.052	1.506	43 %
DISIPADORES DE ENERGIA	1.052	1.506	43 %

Tabla 4 .- Periodos naturales para los diferentes sistemas estructurales colocados en la zona de elevadores y escaleras.

ESTRUCTURACION	PERIODOS NATURALES (seg)		
	ESTRUCTURA BASE RIGIDA	ESTRUCTURA CON ISE	INCREMENTO PORCENTUAL BASE RIGIDA VS ISE
ESQUELETAL	1.199	1.618	35 %
MUROS DE MAMPOSTERIA	0.835	1.380	65 %
MUROS DE CONCRETO	0.474	1.197	152 %
DIAGONALES	0.563	1.235	119 %
DISIPADORES DE ENERGIA	0.563	1.235	119 %

Tabla 5 .- Periodos naturales para los diferentes sistemas estructurales colocados en la cruzía central.

ESTRUCTURACION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN AZOTEA (m)	CORTANTE BASAL MAXIMO (ton)	MOMENTO DE VOLTEO MAXIMO (ton-m)	FD (%)
ESQUELETAL	0.15	77	1200	36.5
MUROS DE MAMPOSTERIA	0.12	80	1050	32.0
MUROS DE CONCRETO	0.10	100	1350	25.4
DIAGONALES	0.09	75	900	25.4
DISIPADORES DE ENERGIA	0.09	75	900	25.4

Tabla 6.- Resultados obtenidos en el análisis inelástico de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras considerando base rígida.

ESTRUCTURACION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN AZOTEA (m)	CORTANTE BASAL MAXIMO (ton)	MOMENTO DE VOLTEO MAXIMO (ton-m)	FD (%)
ESQUELETAL	0.23	77	1300	49.0
MUROS DE MAMPOSTERIA	0.22	80	1300	44.4
MUROS DE CONCRETO	0.24	140	1700	32.0
DIAGONALES	0.22	95	1150	30.0
DISIPADORES DE ENERGIA	0.22	95	1150	30.0

Tabla 7.- Resultados obtenidos en el análisis inelástico de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras considerando efecto de ISE.

ESTRUCTURACION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN AZOTEA (m)	CORTANTE BASAL MAXIMO (ton)	MOMENTO DE VOLTEO MAXIMO (ton-m)	FD (%)
ESQUELETAL	0.15	77	1200	36.5
MUROS DE MAMPOSTERIA	0.04	60	1000	14.0
MUROS DE CONCRETO	0.02	75	1400	9.5
DIAGONALES	0.02	95	1350	9.5
DISIPADORES DE ENERGIA	0.02	95	1350	9.5

Tabla 8.- Resultados obtenidos en el análisis inelástico de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la zona de crujía central considerando base rígida.

ESTRUCTURACION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN AZOTEA (m)	CORTANTE BASAL MAXIMO (ton)	MOMENTO DE VOLTEO MAXIMO (ton-m)	FD (%)
ESQUELETAL	0.23	77	1300	49.0
MUROS DE MAMPOSTERIA	0.21	60	1200	41.0
MUROS DE CONCRETO	0.12	75	1550	16.0
DIAGONALES	0.13	95	1200	13.0
DISIPADORES DE ENERGIA	0.13	95	1200	13.0

Tabla 9.- Resultados obtenidos en el análisis inelástico de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la zona de crujía central considerando efecto de ISE.

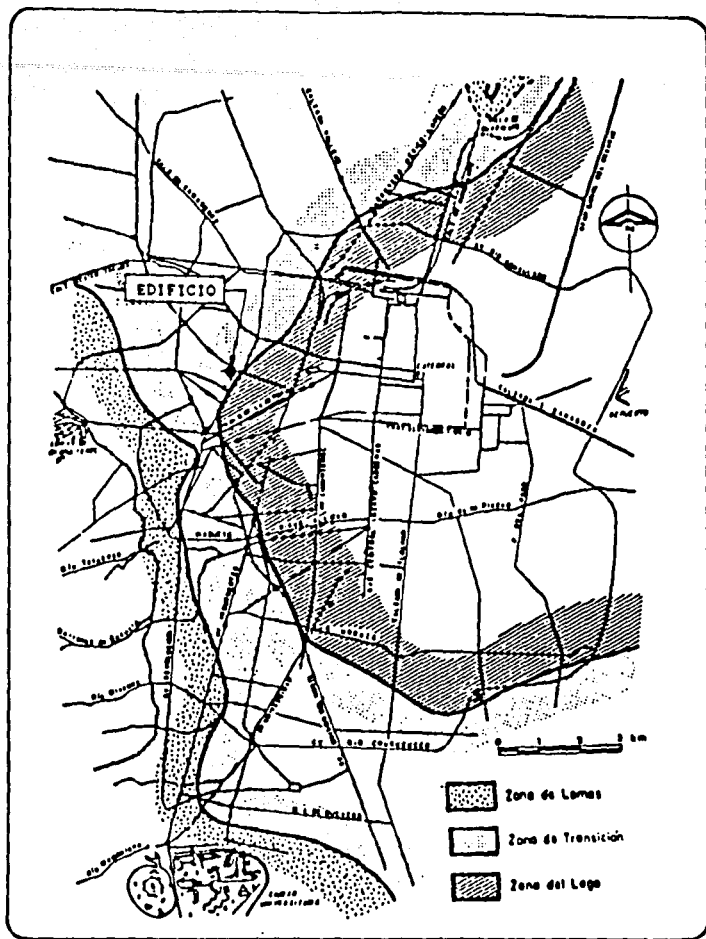
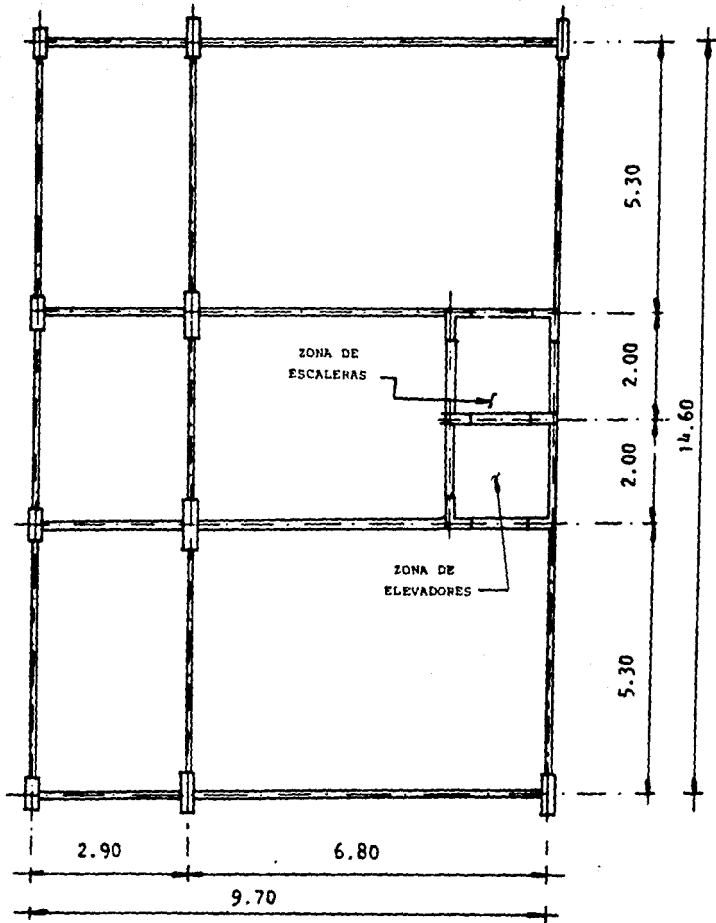


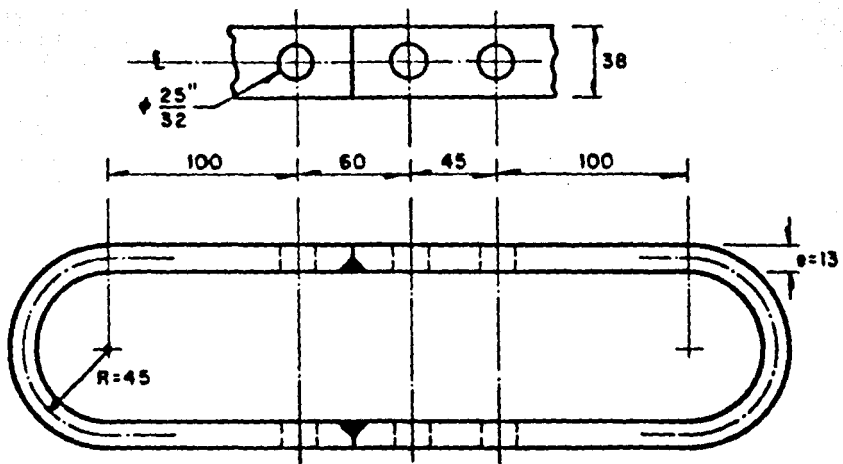
Figura 1 Ubicación del edificio. Zona de transición con periodo en el sitio de 1.14 seg



PLANTA

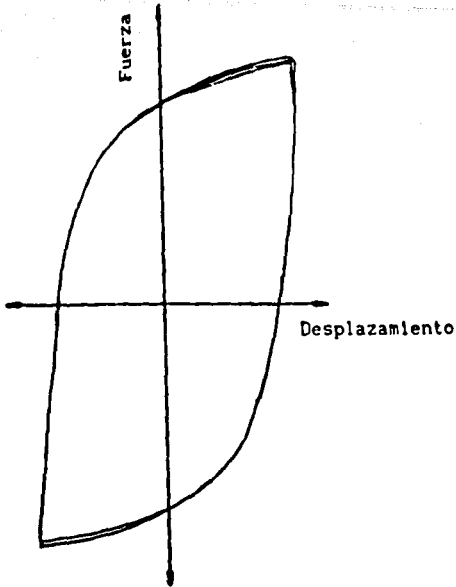
DIMENSIONES EN METROS

Figura 2 Dimensiones y distribución general en planta del edificio.

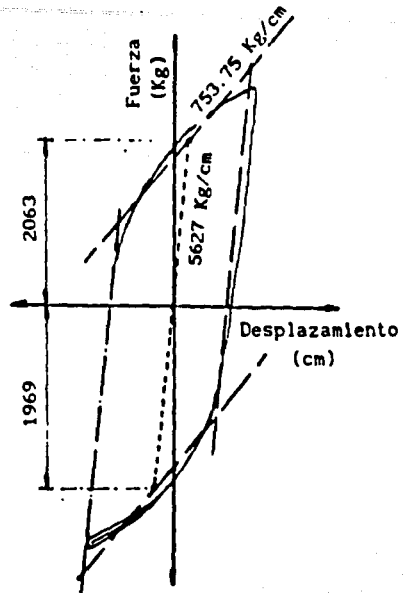


Acolaciones, en mm

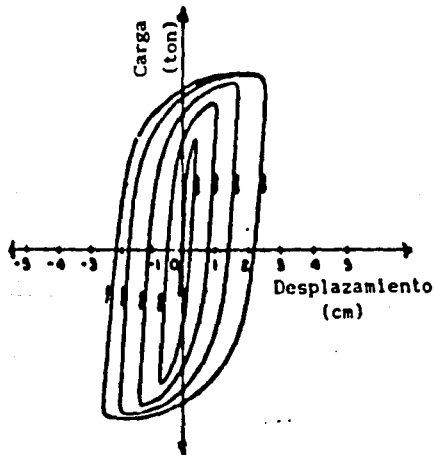
Figura 3 Elemento óvalo.



(a) Ciclo histérico experimental a 25 mm de amplitud



(b) Modelo bilineal



(c) Evolución del ciclo histérico

Figura 4 Comportamiento histérico del mecanismo disipador de energía

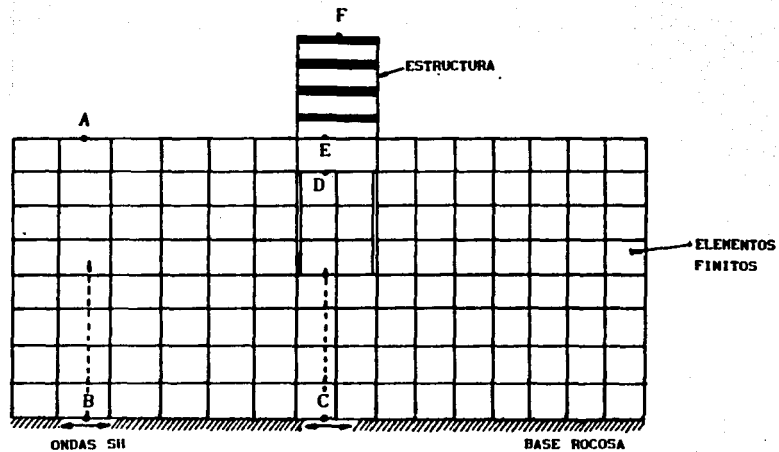


Figura 5 Idealización del sistema suelo-estructura con el método del elemento finito

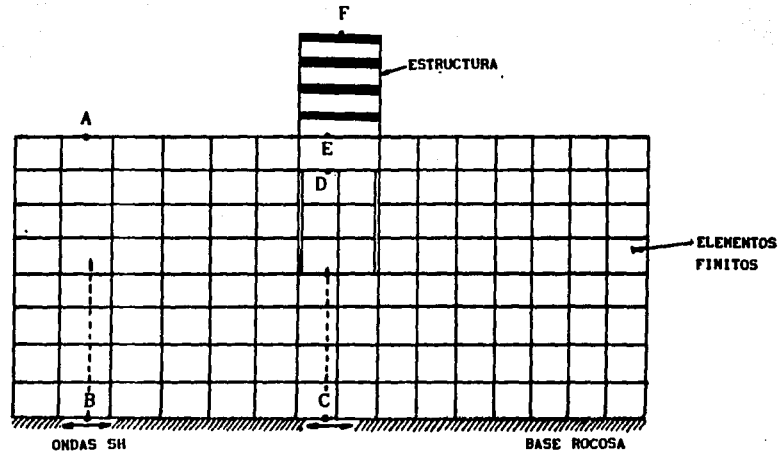
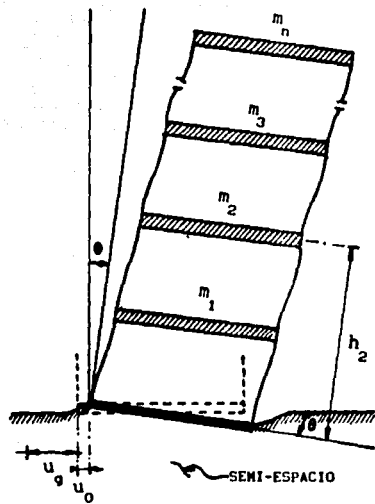
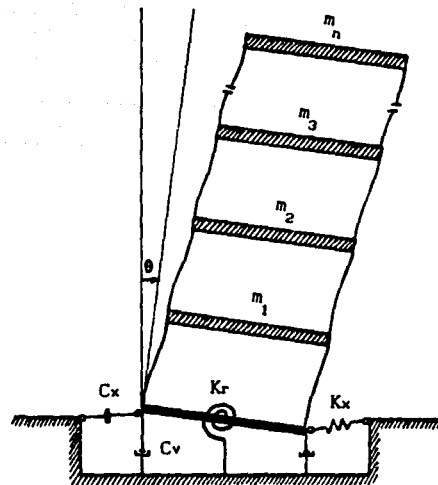


Figura 5 Idealización del sistema suelo-estructura con el método del elemento finito



a) Estructura sobre semi-espacio



b) Estructura sobre parámetros equivalentes

Figura 6 Idealización del sistema suelo-estructura con el método del semi-espacio

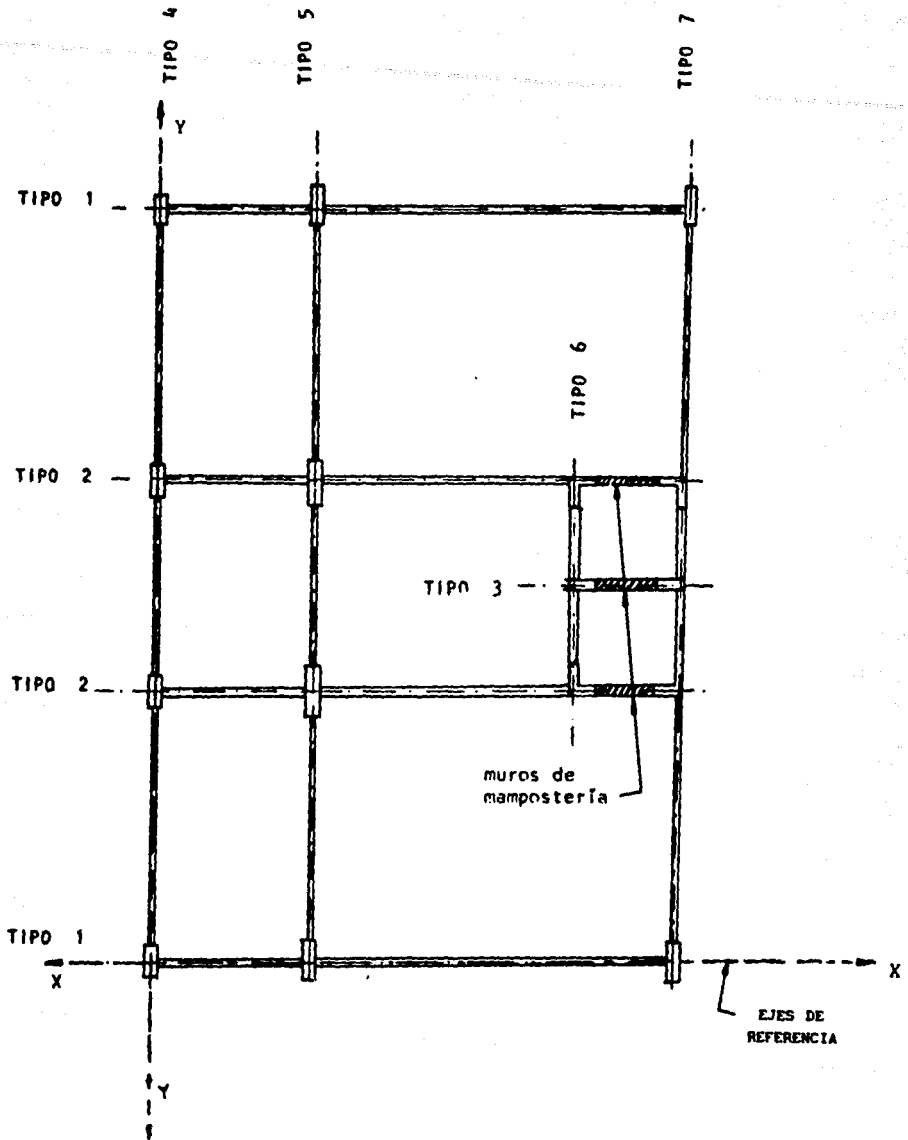


Figura 7 Identificación de marcos tipo para el análisis matemático para el programa SUPER-ETABS

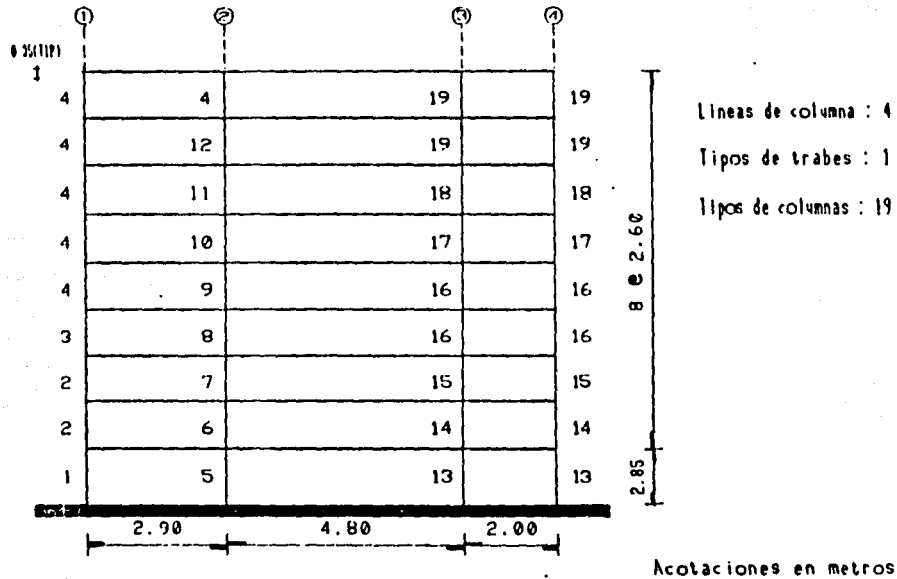


Figura 8 Distribución de elementos en el marco tipo 2 para el análisis en el programa SUPER-ETABS

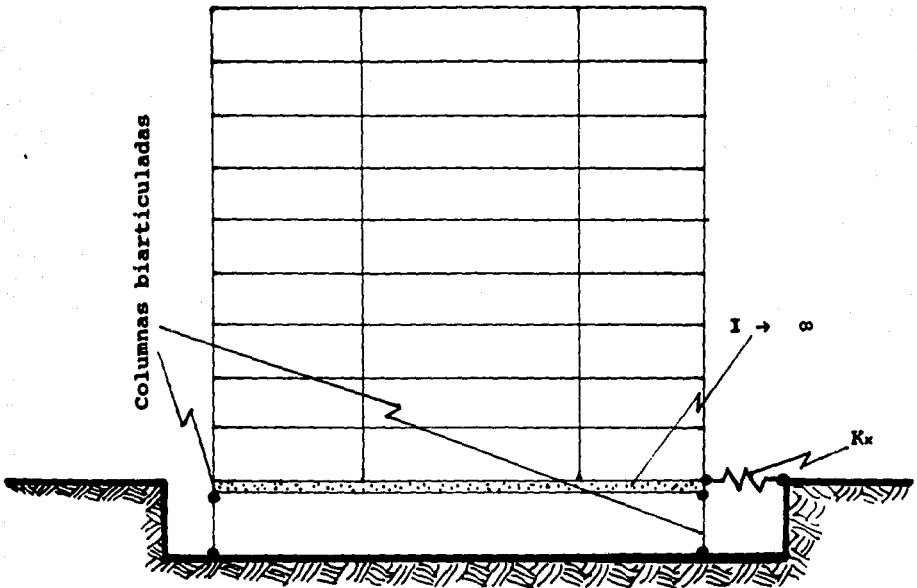


Figura 9 Modelación del efecto de ISE en el edificio para el programa SUPER-ETABS.

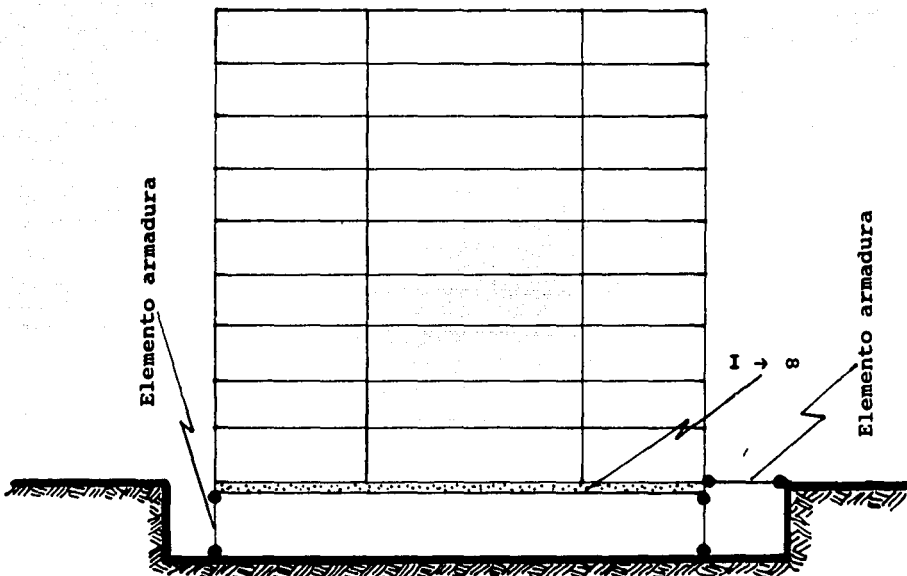


Figura 10 Modelación del efecto de ISE en el edificio para el programa DRAIN-2D

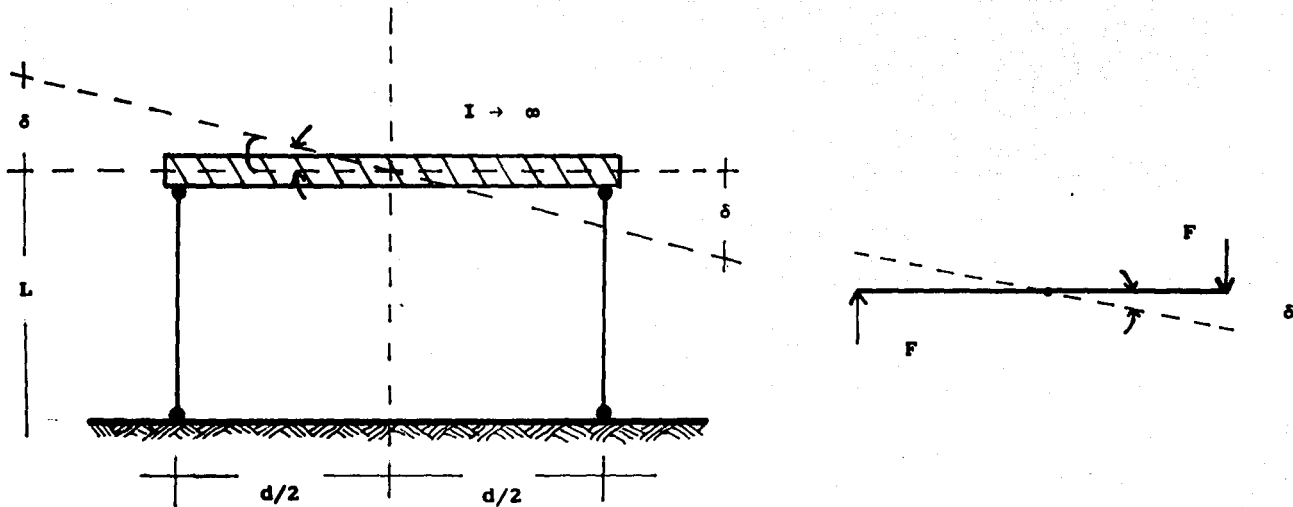


Figura 11 Representación para la obtención de las áreas de las columnas ficticias para modelación del efecto de ISE.

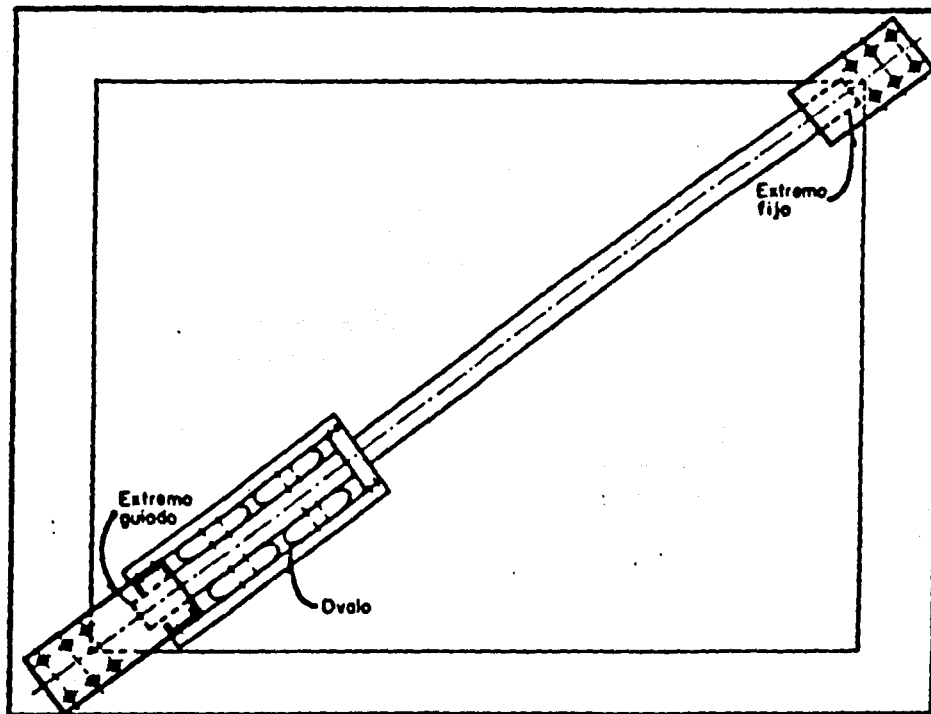
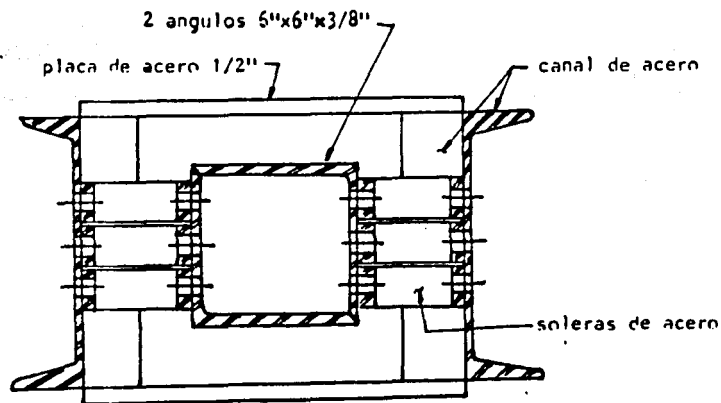
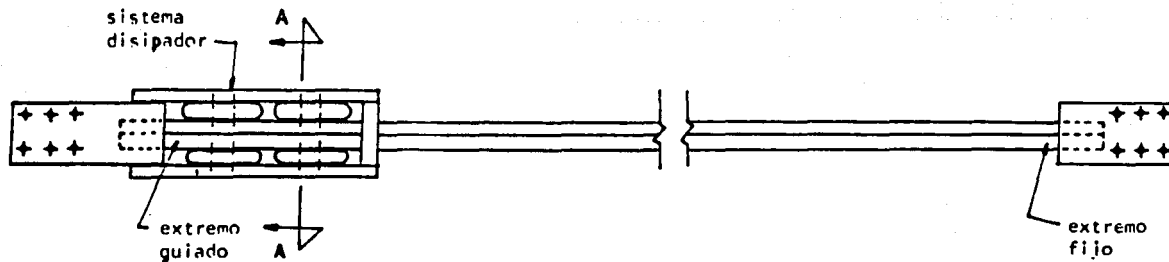


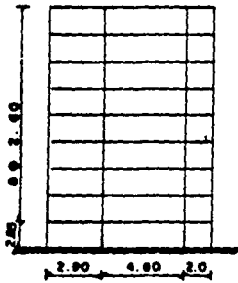
Figura 12 Dispositivo modular montado en un marco



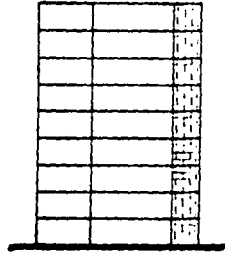
CORTE A - A

Figura 13 Mecanismo disipador de energía en diagonales de acero

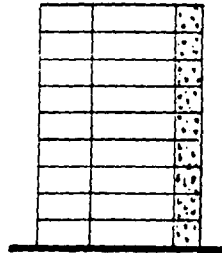
(A) REFUERZO EN LA ZONA DE ELEVADORES Y ESCALERAS



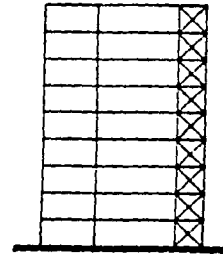
Esqueletal



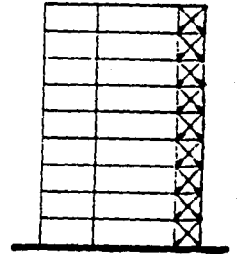
Muros de mampostería



Muros de concreto

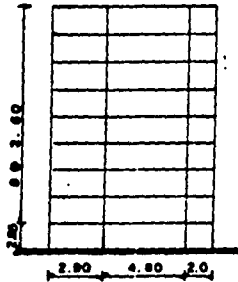


Diagonales de acero

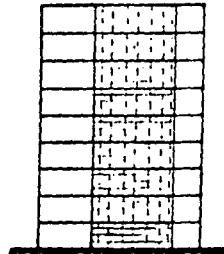


Diagonales de acero
y mecanismos disipadores de energía

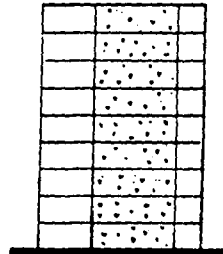
(B) REFUERZO EN LA CRUJIA CENTRAL



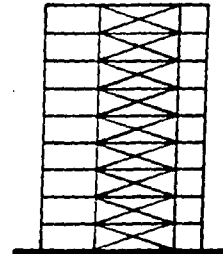
Esqueletal



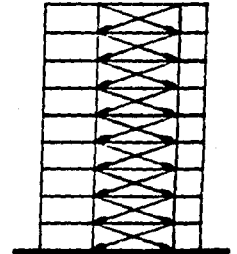
Muros de mampostería



Muros de concreto



Diagonales de acero



Diagonales de acero
y mecanismos disipadores de energía

Acotaciones en metros

Figura 14 Configuraciones estructurales de los modelos para el análisis del marco tipo 2.

EXCITACION SISMICA

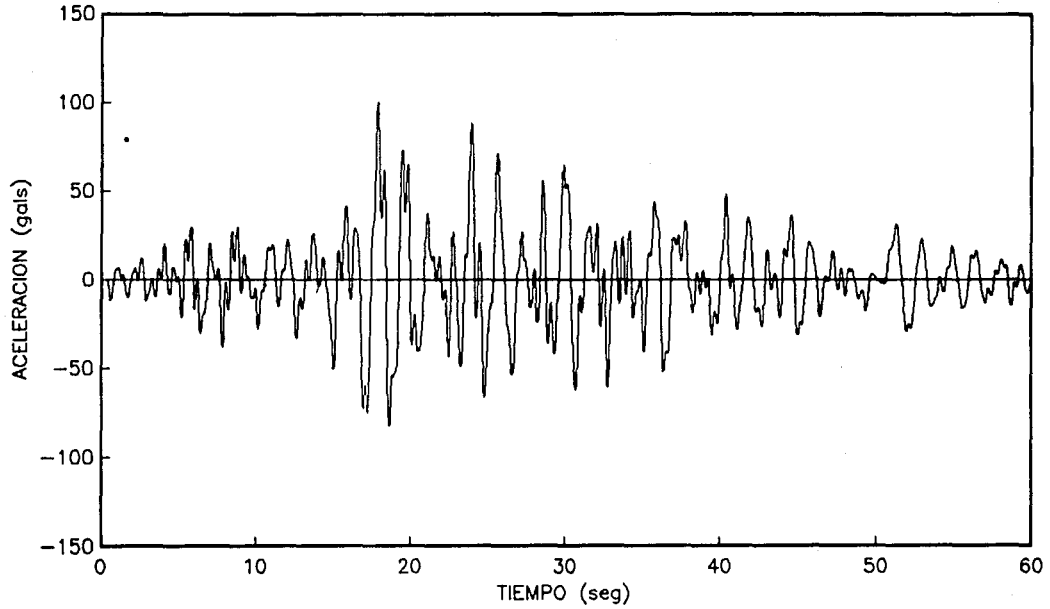


Figura 15 Señal teórica en el nivel de superficie del terreno

ESPECTRO DE FOURIER

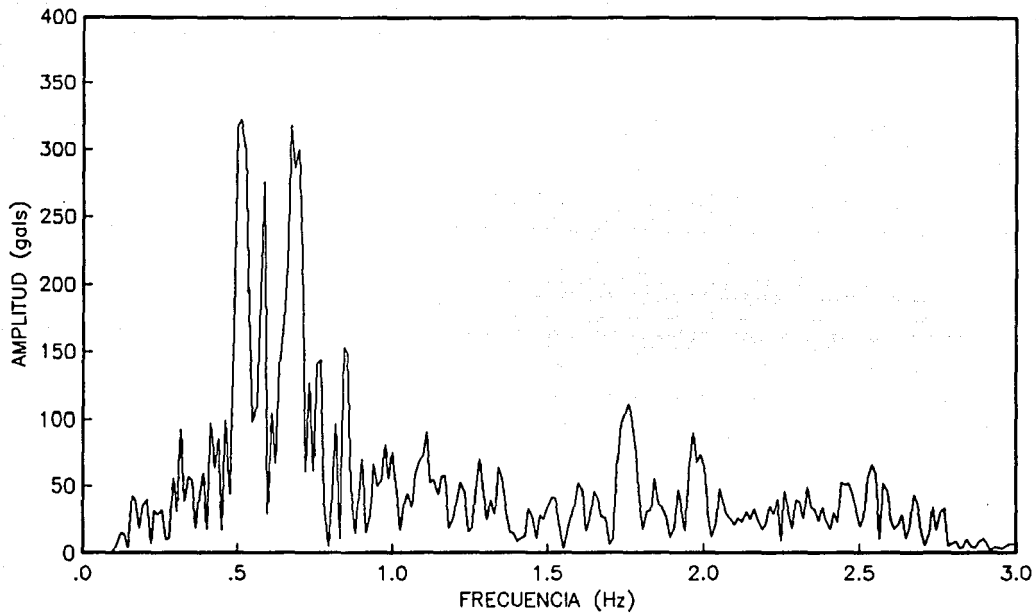


Figura 16 Espectro de Fourier de la señal teórica en el nivel de superficie

ESPECTRO DE RESPUESTA

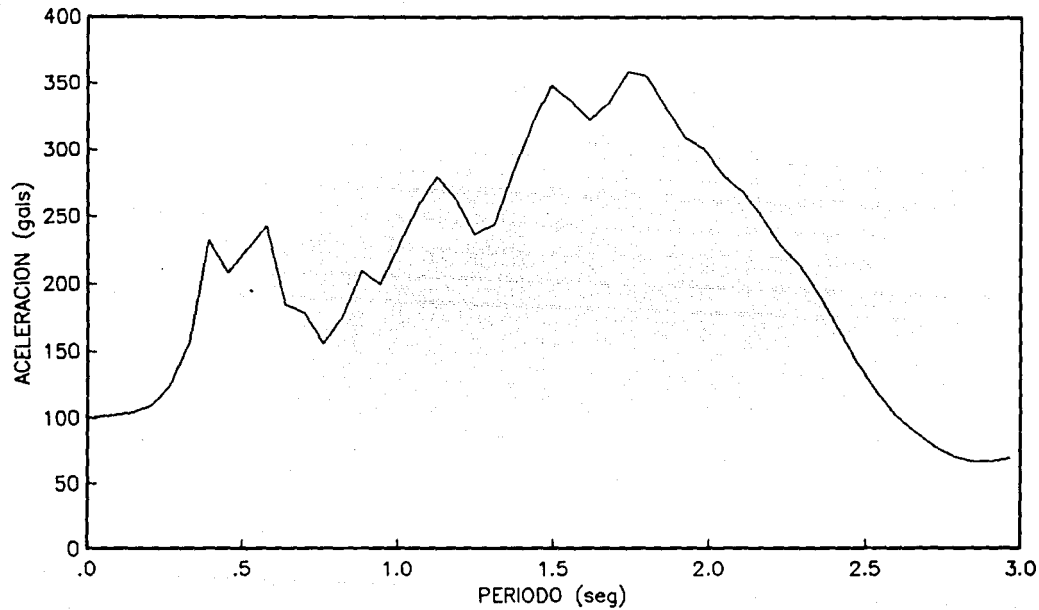
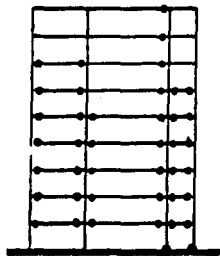


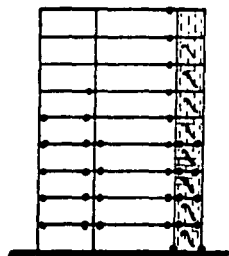
Figura 17 Espectro de respuesta de la señal teórica en el nivel de superficie

(A) REFUERZO EN LA ZONA DE ELEVADORES Y ESCALERAS



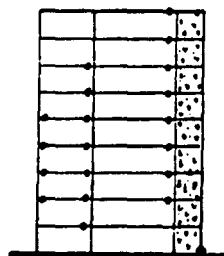
FD=36.5X

Esqueletal



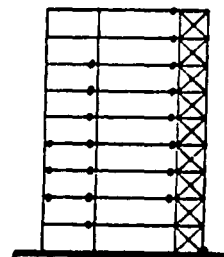
FD=32X

Muros de mampostería



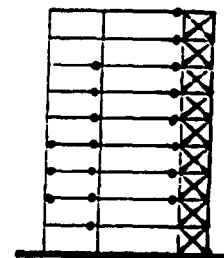
FD=25.4X

Muros de concreto



FD=25.4X

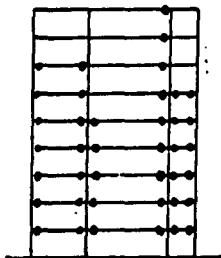
Diagonales de acero



FD=25.4X

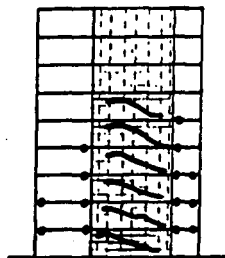
Diagonales de acero
y mecanismos disipa-
dores de energía

(B) REFUERZO EN LA CRUJIA CENTRAL



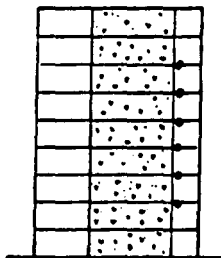
FD=36.5X

Esqueletal



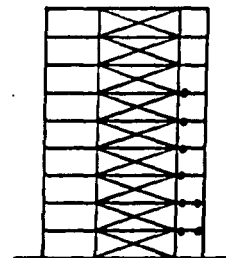
FD=14X

Muros de mampostería



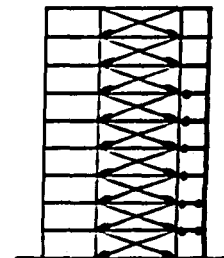
FD=9.5X

Muros de concreto



FD=9.5X

Diagonales de acero

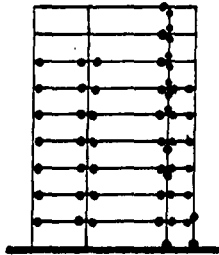


FD=9.5X

Diagonales de acero
y mecanismos disipa-
dores de energía

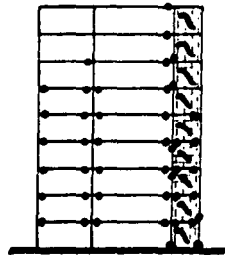
Figura 18 Factores de daño sufridos por el edificio para cada estructuración considerando base rígida.

(A) REFUERZO EN LA ZONA DE ELEVADORES Y ESCALERAS



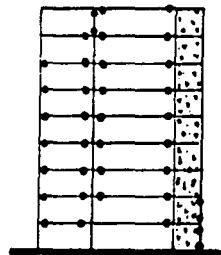
FD=49X

Esqueletal



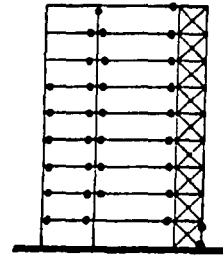
FD=44.4X

Muros de mampostería



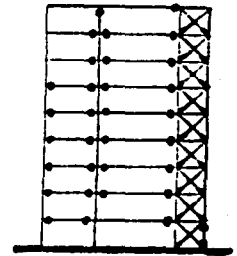
FD=32X

Muros de concreto



FD=30X

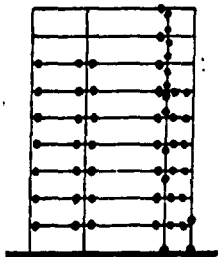
Diagonales de acero



FD=30X

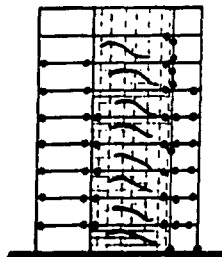
Diagonales de acero
y mecanismos dispa-
dores de energía

(B) REFUERZO EN LA CRUJIA CENTRAL



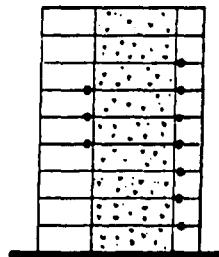
FD=49X

Esqueletal



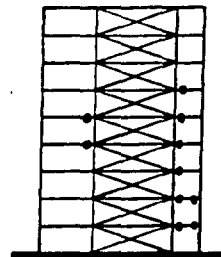
FD=41X

Muros de mampostería



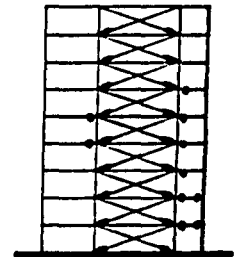
FD=16X

Muros de concreto



FD=13X

Diagonales de acero



FD=13X

Diagonales de acero
y mecanismos dispa-
dores de energía

Figura 19 Factores de daño sufridos por el edificio para cada estructuración considerando efecto de ISE.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO EE

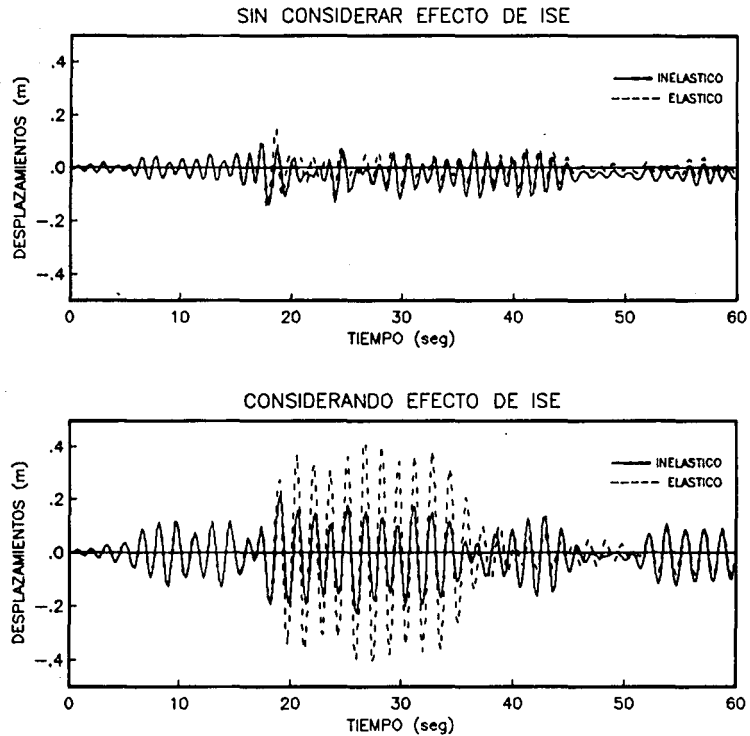
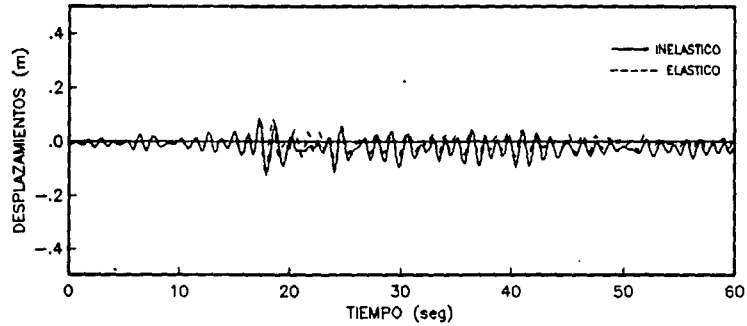


Figura 20 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración esquelética.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO MM

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

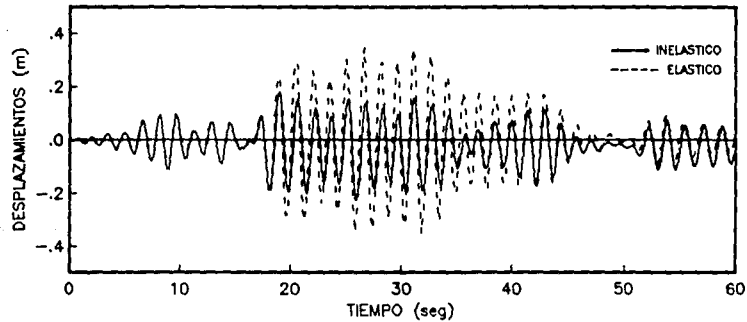


Figura 21 Respuesta lineal y no lineal para la estructuraci3n con muros de mamposteria.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO MC

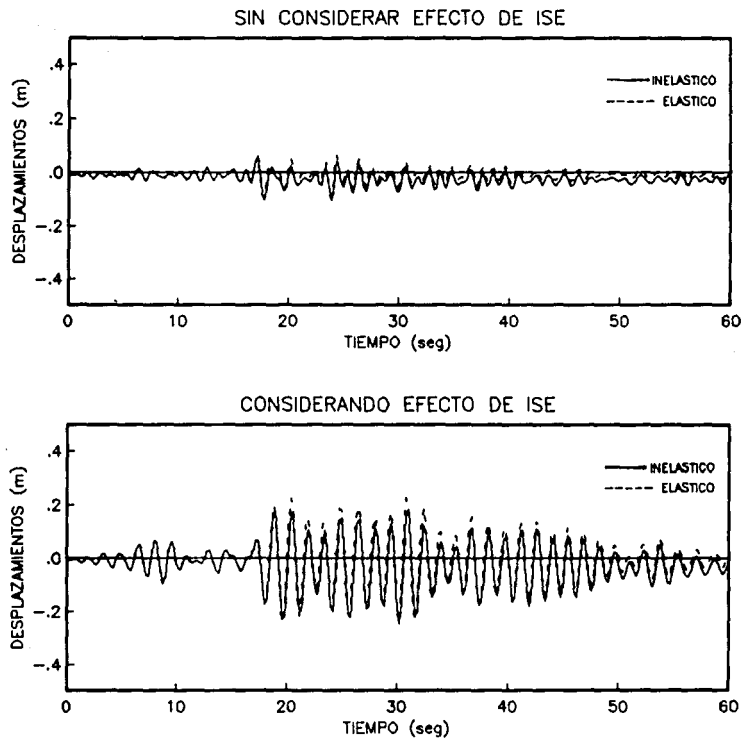


Figura 22 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de concreto.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO DI

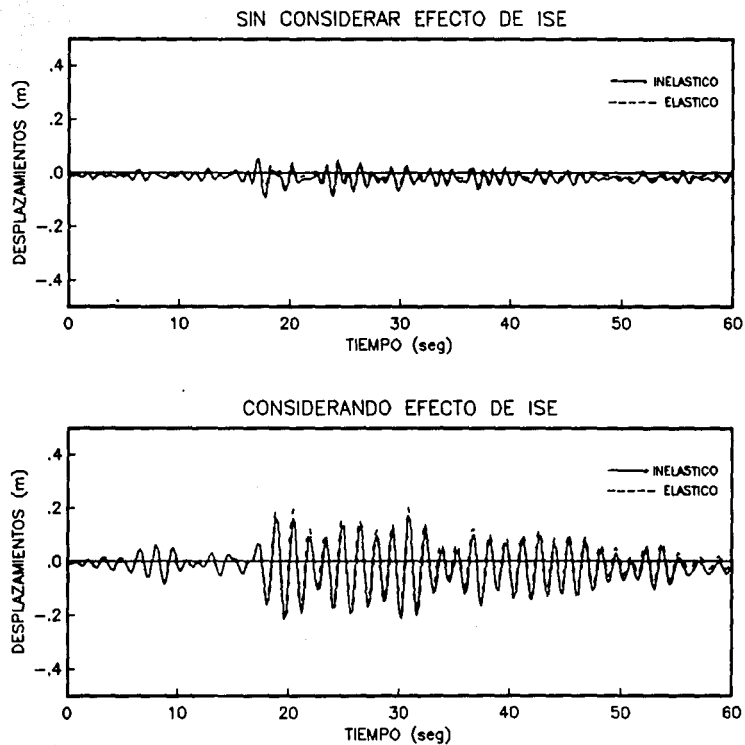
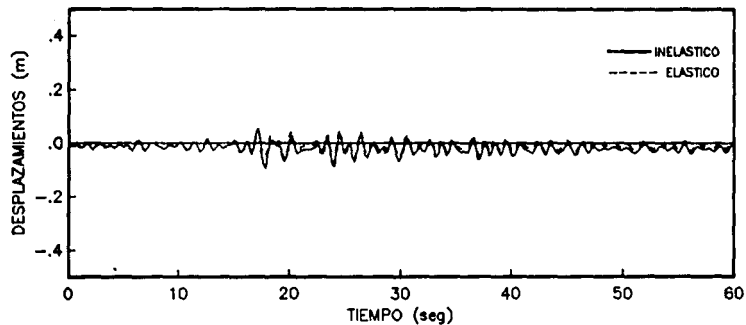


Figura 23 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO DE

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

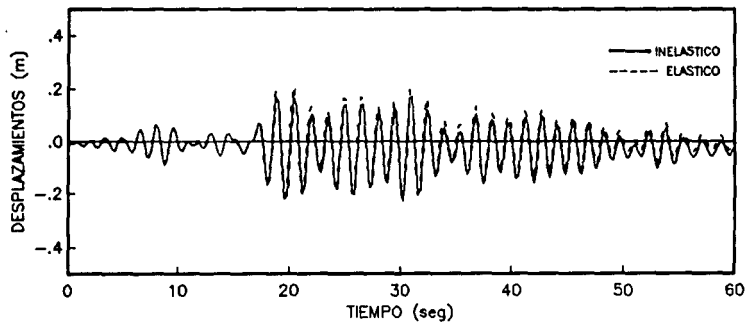


Figura 24 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía.

ENVOLVENTES DE CORTANTE POR NIVEL BASE RIGIDA

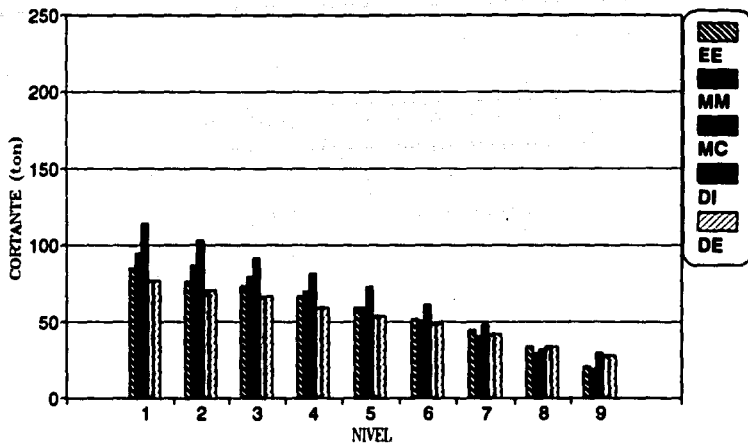


Figura 25 Variación del cortante en la estructura por nivel considerando base rígida.

ENVOLVENTES DE CORTANTE POR NIVEL CONSIDERANDO ISE

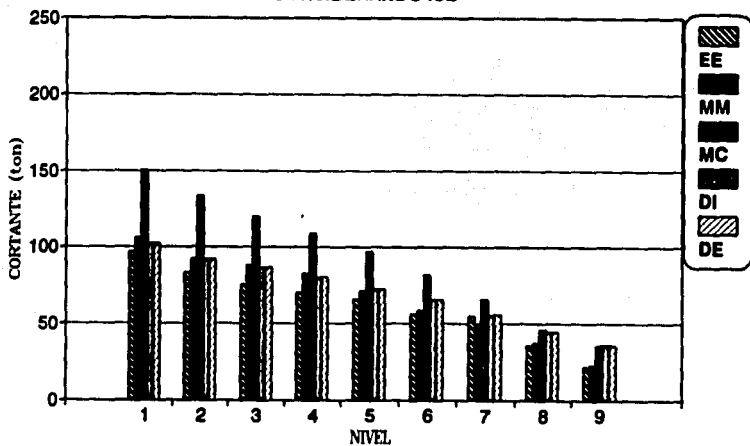


Figura 26 Variación del cortante en la estructura por nivel considerando efecto de ISE.

CORTANTES EN LA BASE MODELO EE

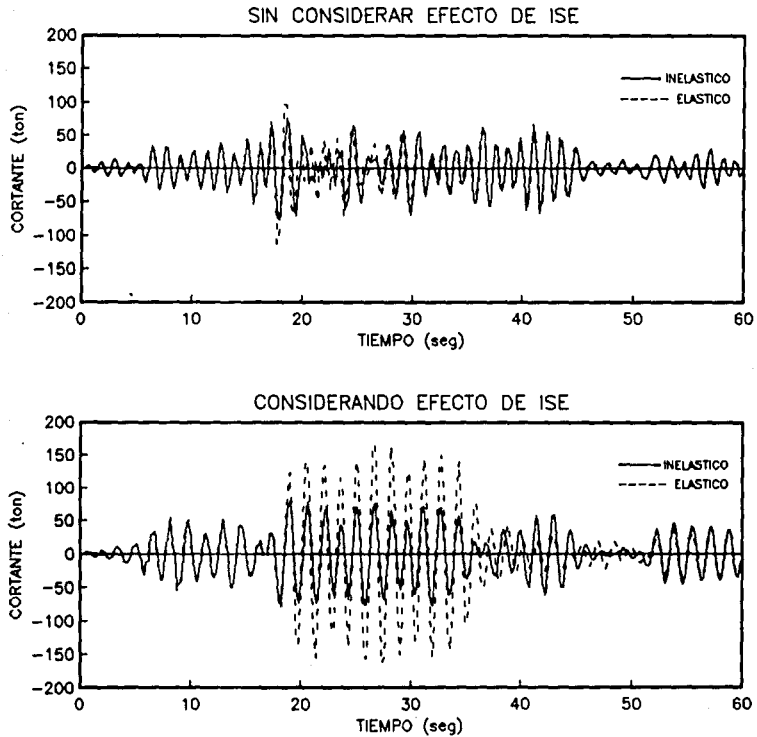


Figura 27 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración esqueletal.

CORTANTES EN LA BASE MODELO MM

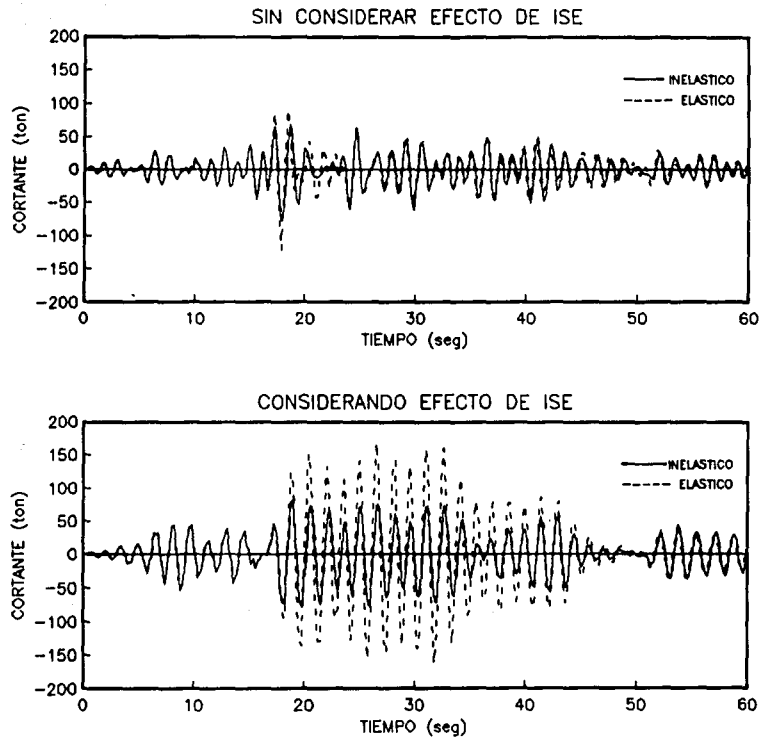


Figura 28 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de mampostería.

CORTANTES EN LA BASE MODELO MC

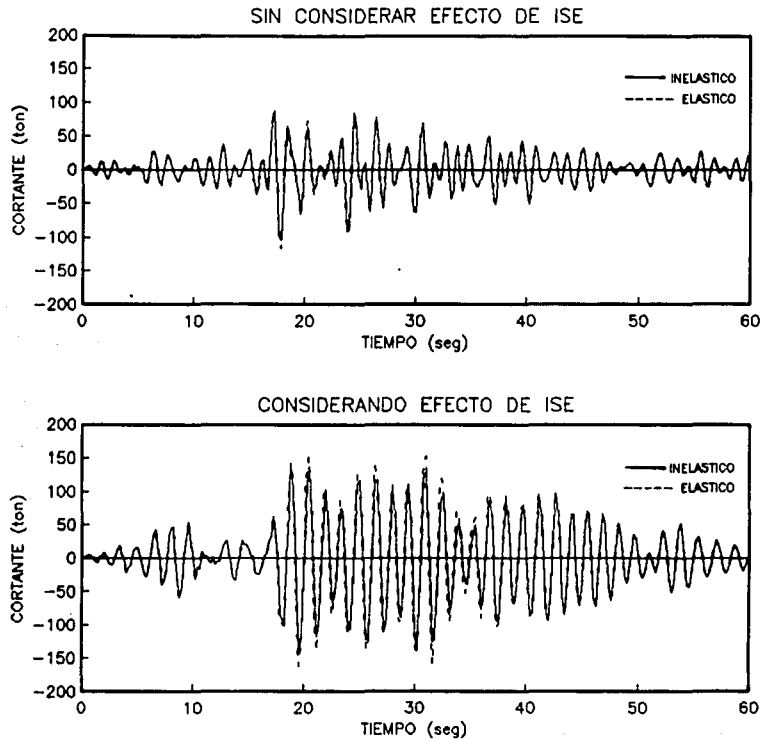


Figura 29 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de concreto.

CORTANTES EN LA BASE MODELO DI

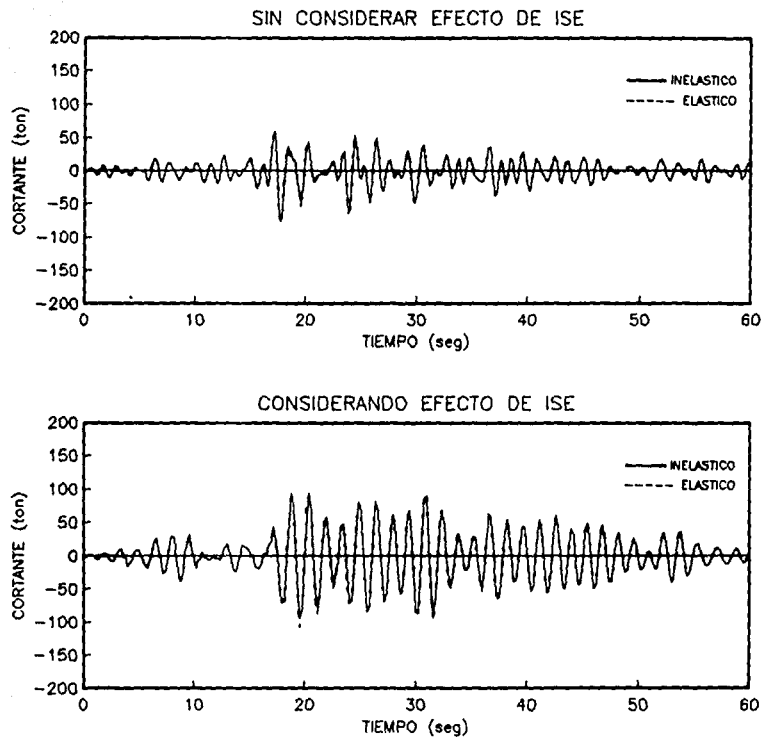
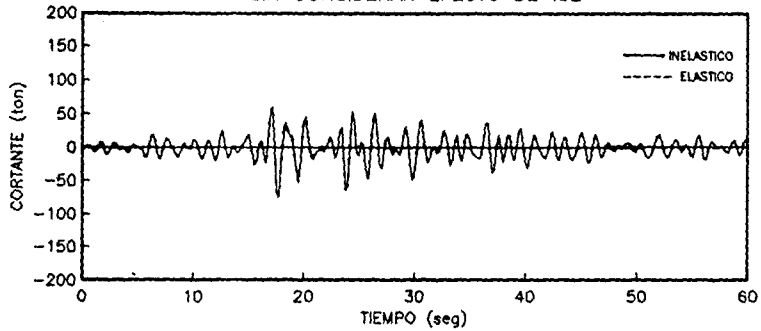


Figura 30 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero.

CORTANTES EN LA BASE MODELO DE

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

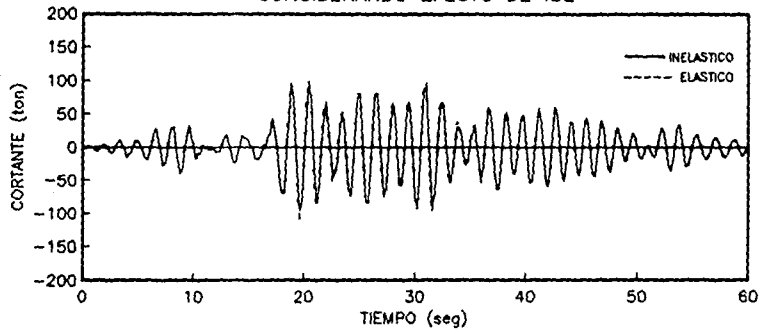


Figura 31 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO EE

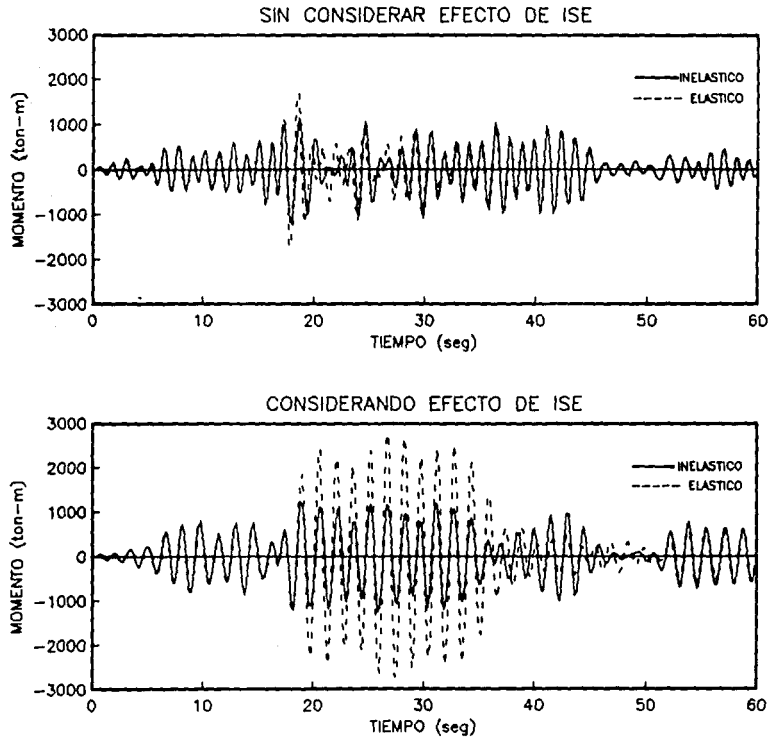


Figura 32 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración esqueletal.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO MM

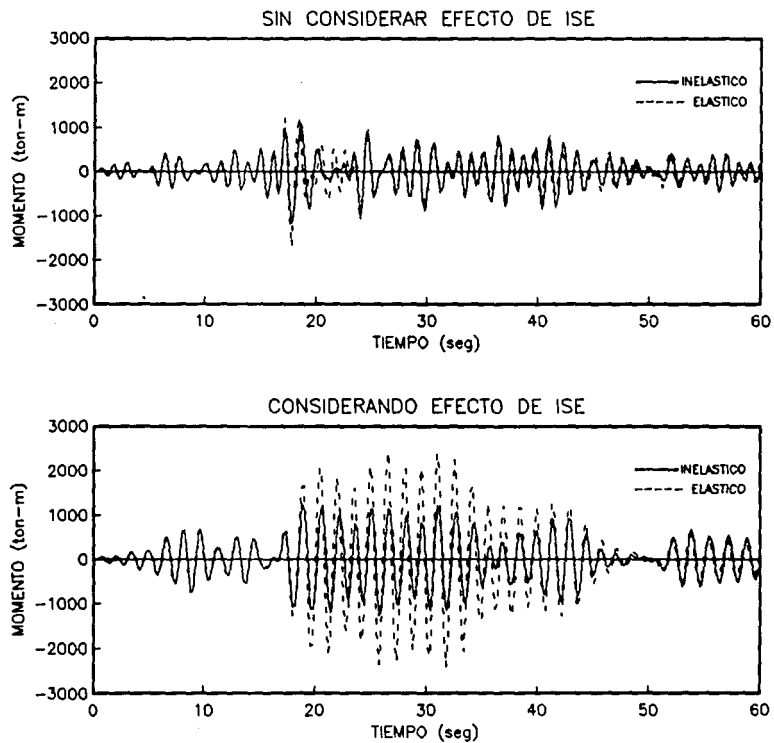
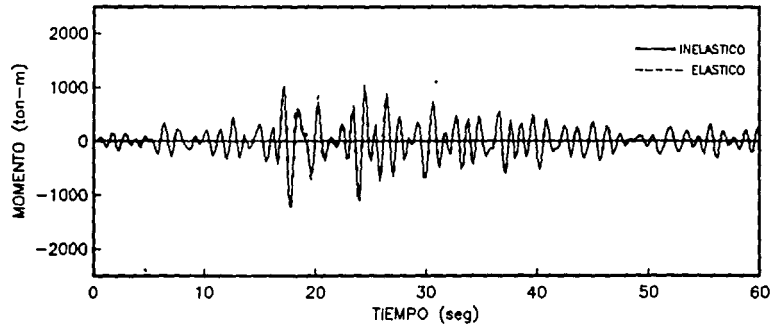


Figura 33 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de mampostería.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO MC

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

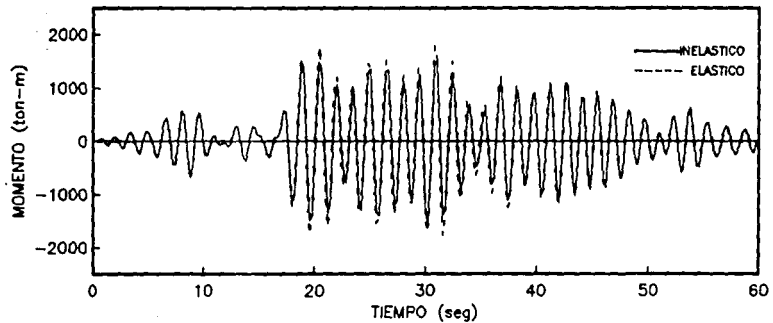
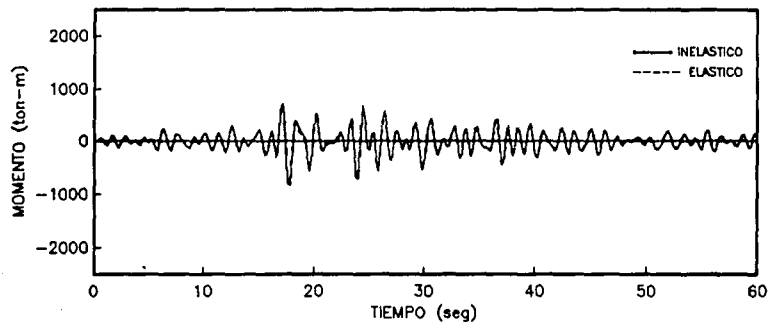


Figura 34 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de concreto.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO DI

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

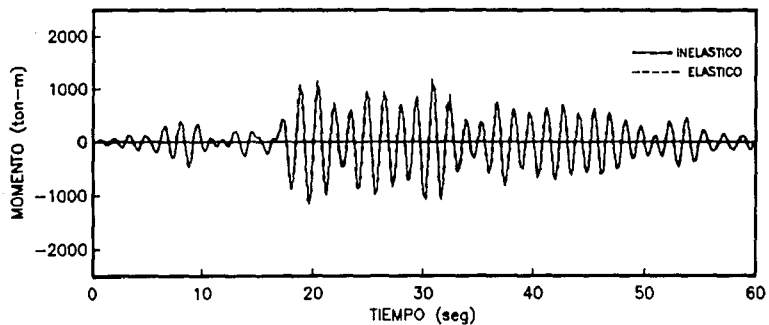
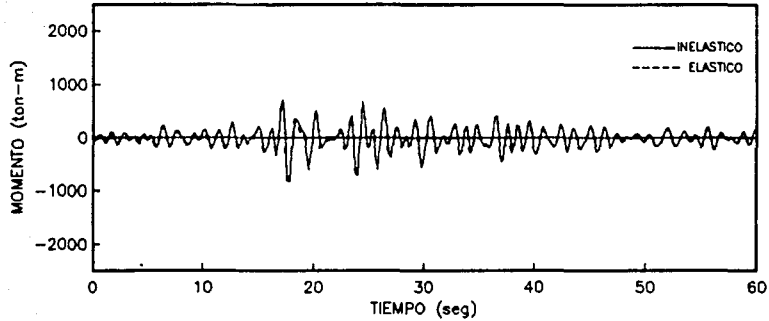


Figura 35 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO DE

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

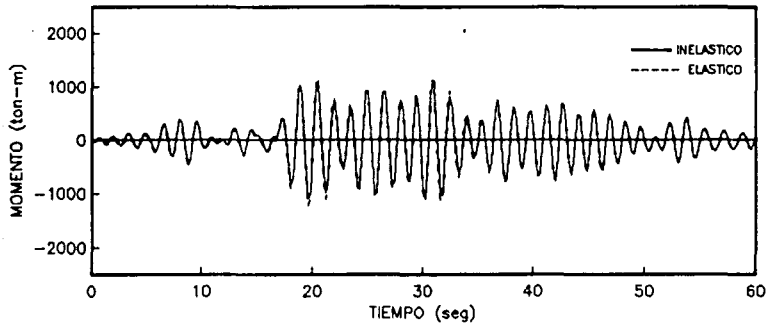


Figura 36 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO MMCC

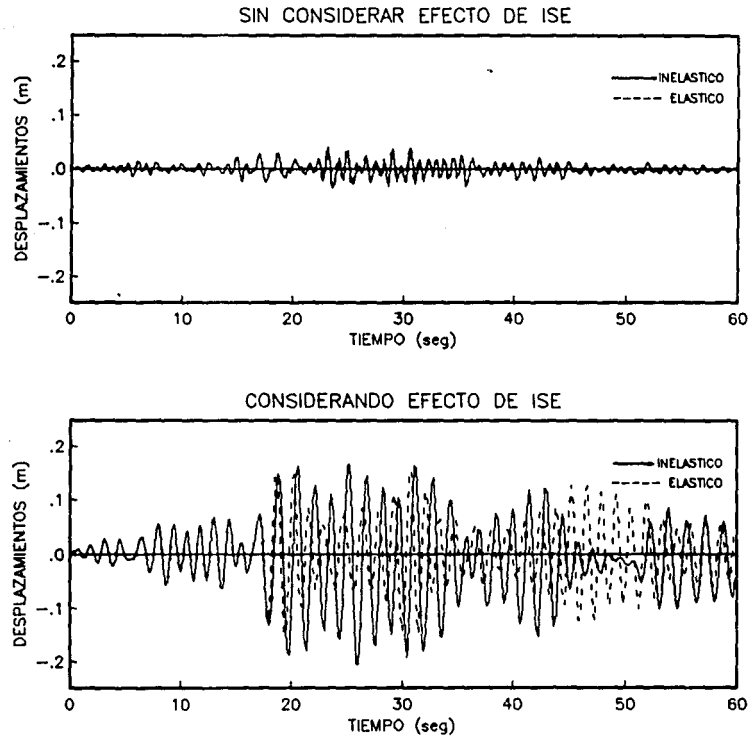


Figura 37 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de mampostería colocados en la crujía central.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO MCCC

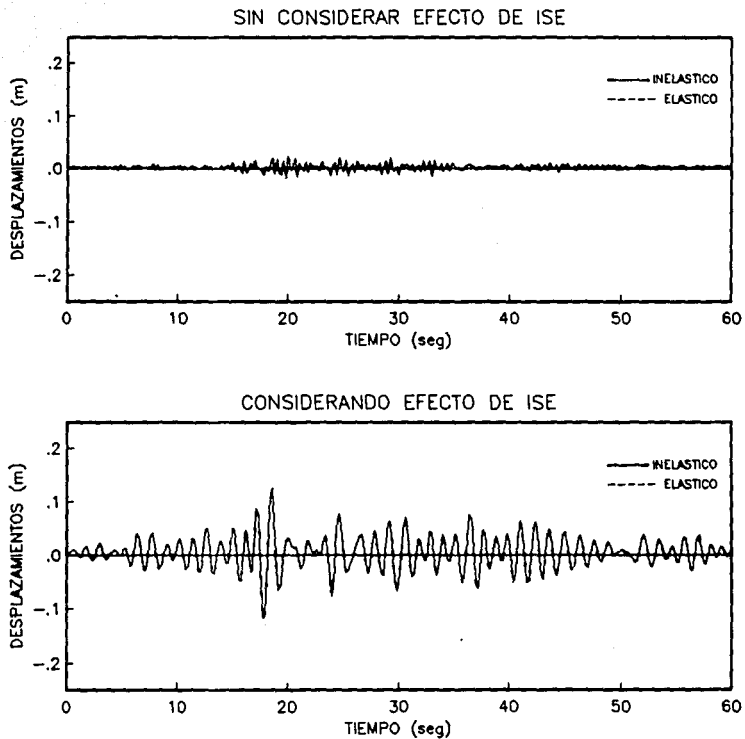
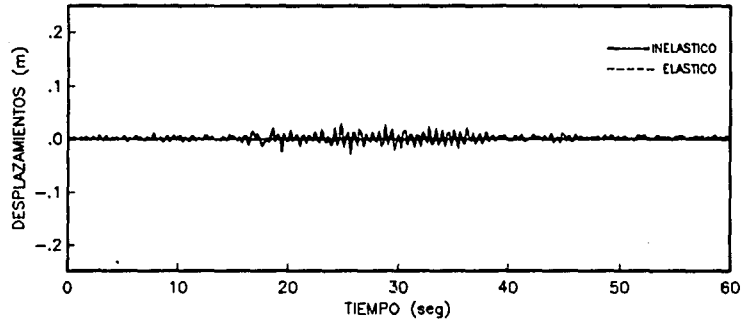


Figura 38 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de concreto colocados en la cruzía central.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO DICC

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

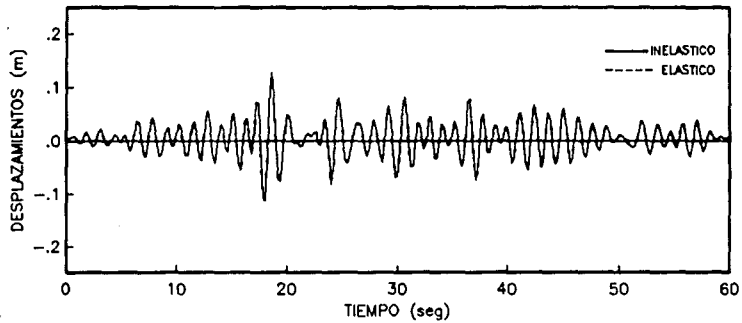
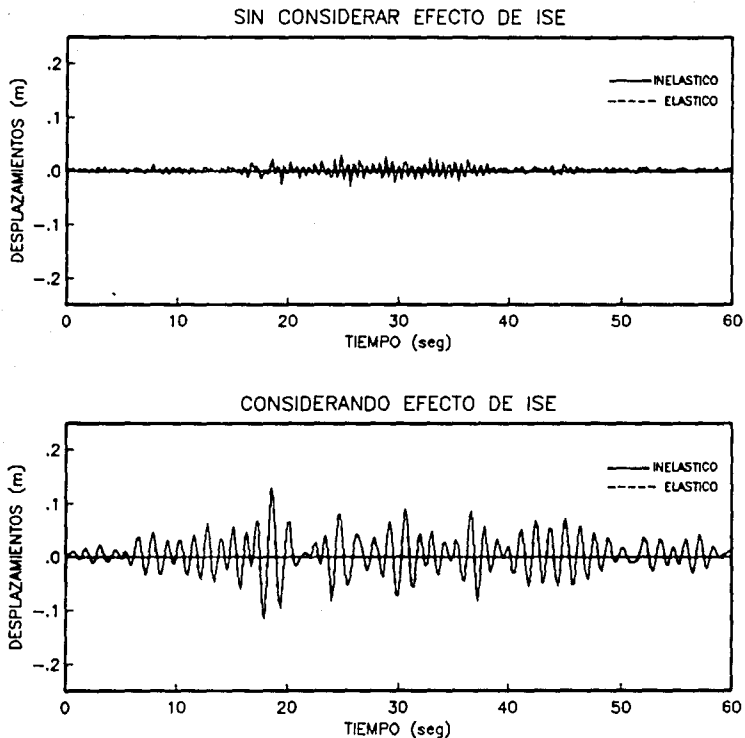


Figura 39 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero colocados en la cruzía central.

DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA MODELO DECC



e

Figura 40 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía colocados en la cruz central.

ENVOLVENTES DE CORTANTE POR NIVEL BASE RIGIDA

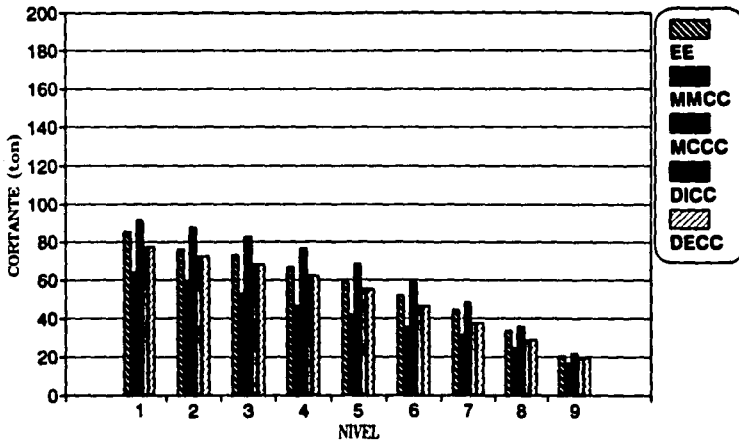


Figura 41 Variación del cortante en la estructura con refuerzo en la crujía central considerando base rígida.

ENVOLVENTES DE CORTANTE POR NIVEL CONSIDERANDO ISE

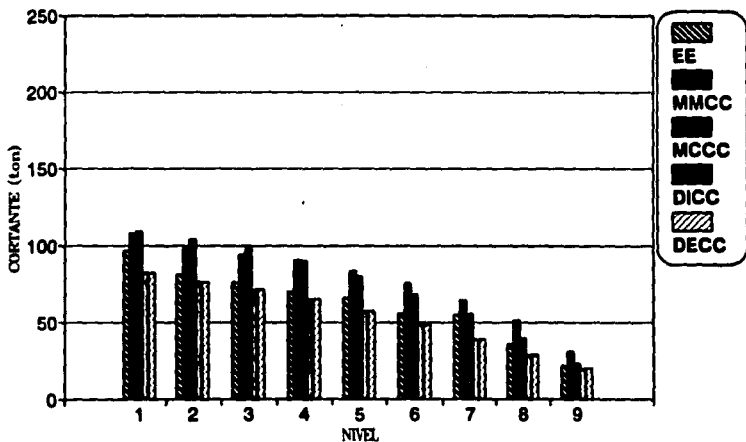


Figura 42 Variación del cortante en la estructura con refuerzo en la crujía central considerando efecto de ISE.

CORTANTES EN LA BASE MODELO MMCC

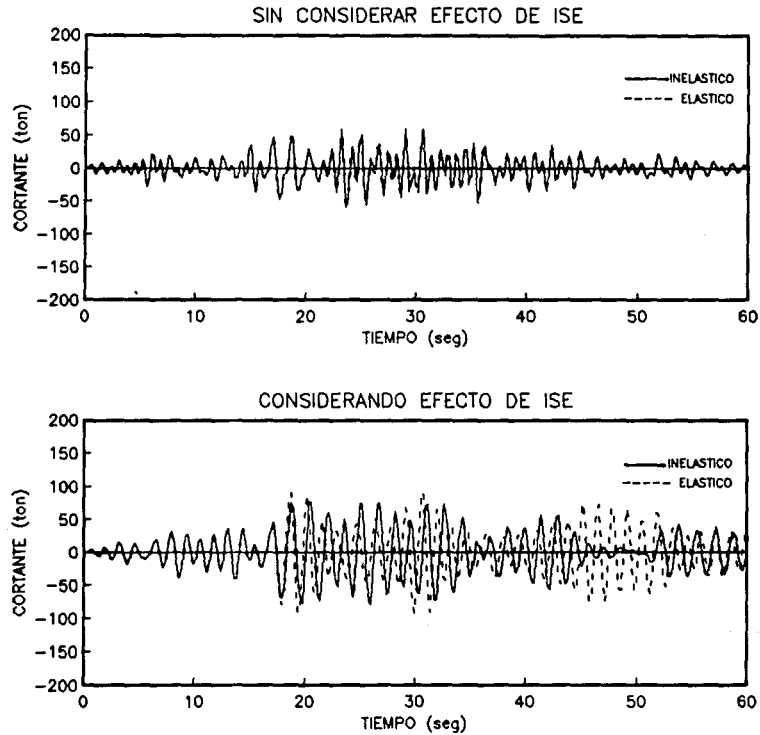


Figura 43 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de mampostería colocados en la cruzía central.

CORTANTES EN LA BASE MODELO MCCC

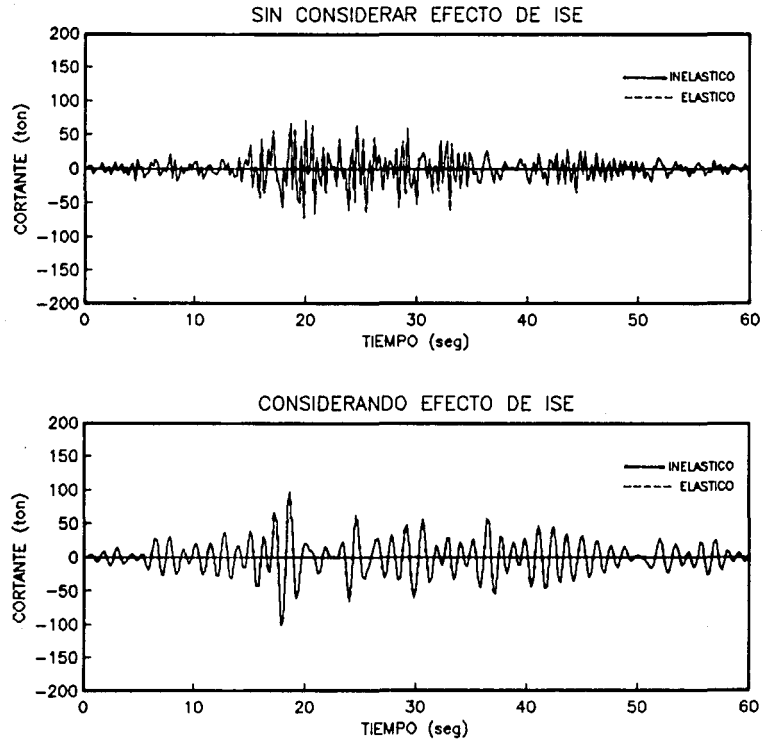


Figura 44 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de concreto colocados en la cruzía central.

CORTANTES EN LA BASE MODELO DICC

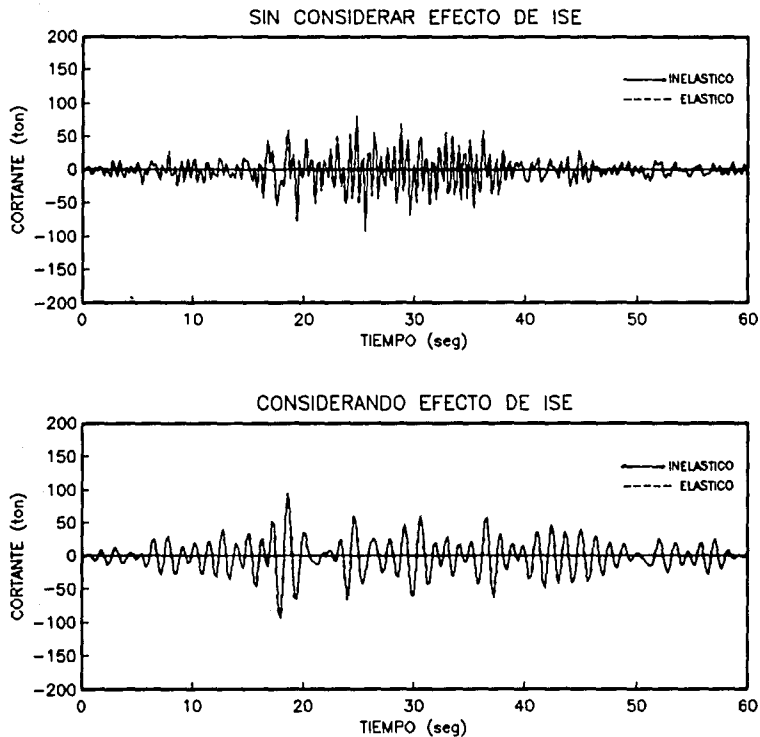


Figura 45 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero colocados en la cruzía central.

CORTANTES EN LA BASE MODELO DECC

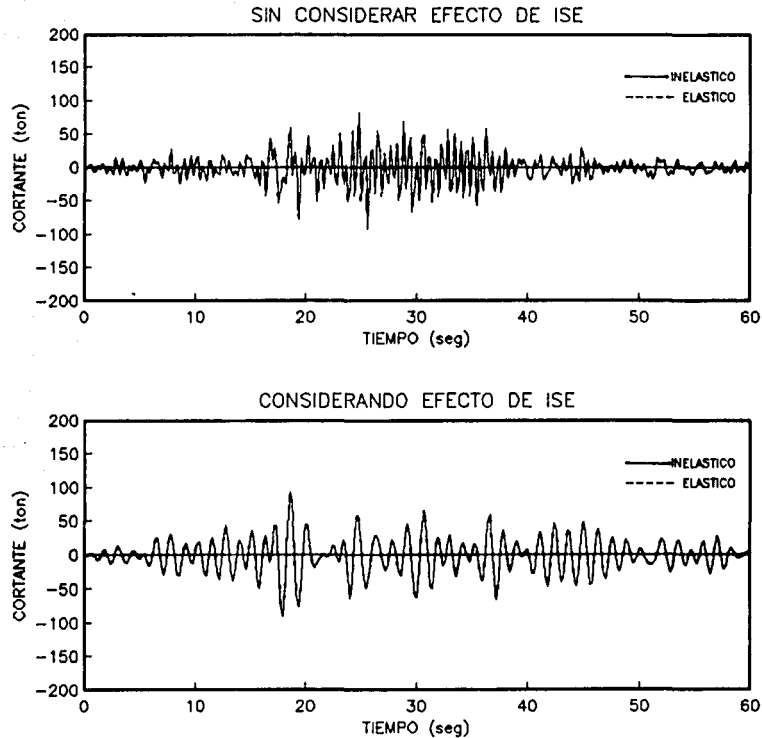
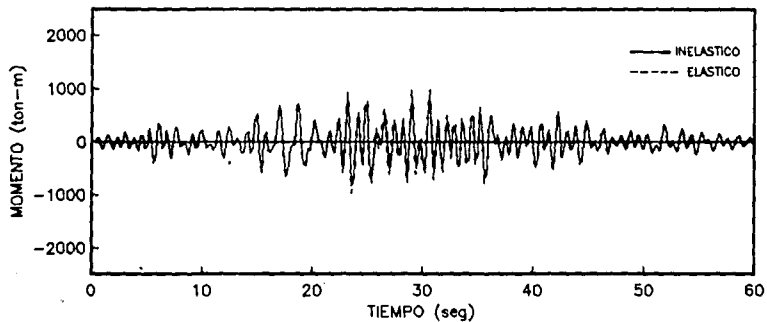


Figura 46 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía colocados en la cruzía central.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO MMCC

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

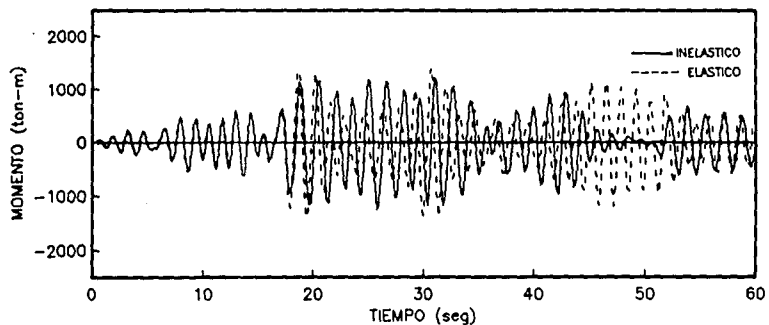


Figura 47 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de mampostería colocados en la cruzía central.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO MCCC

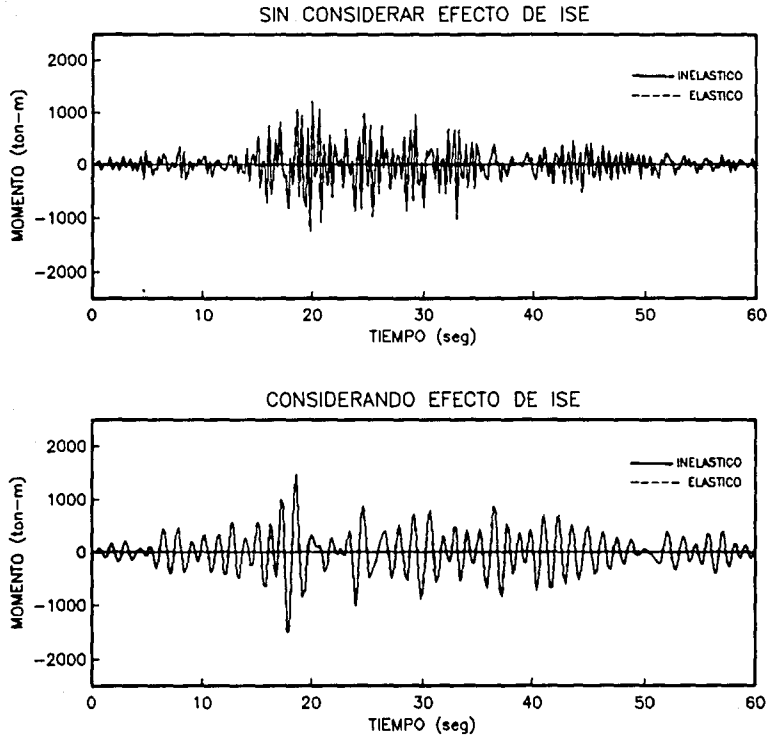
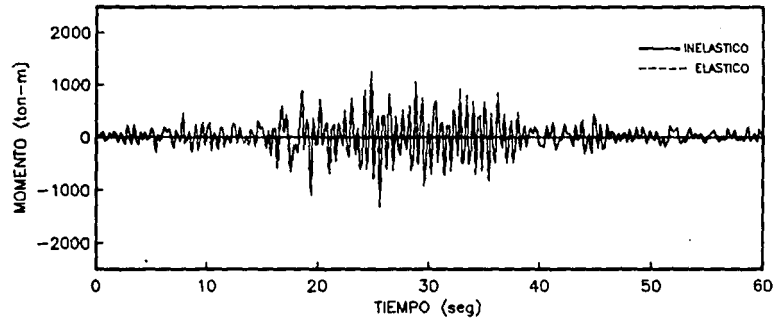


Figura 48 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con muros de concreto colocados en la cruzía central.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO DICC

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

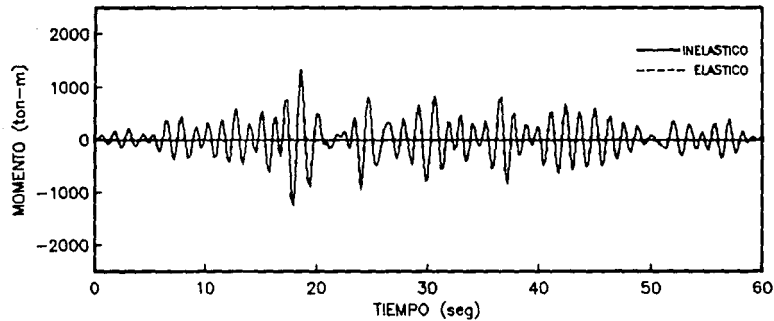
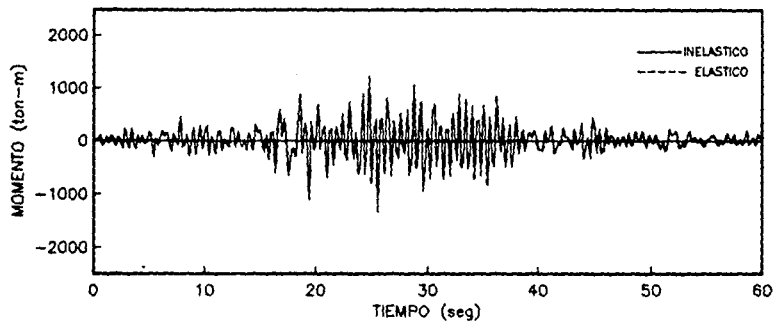


Figura 49 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero colocados en la crujía central.

MOMENTOS DE VOLTEO MODELO DECC

SIN CONSIDERAR EFECTO DE ISE



CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

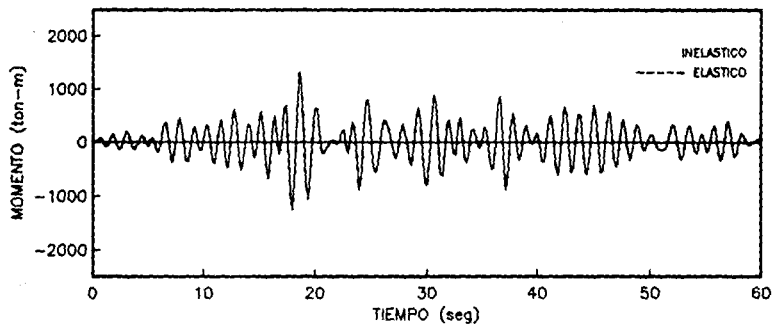


Figura 50 Respuesta lineal y no lineal para la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía colocados en la cruzía central.

ESPECTRO DE RESPUESTA

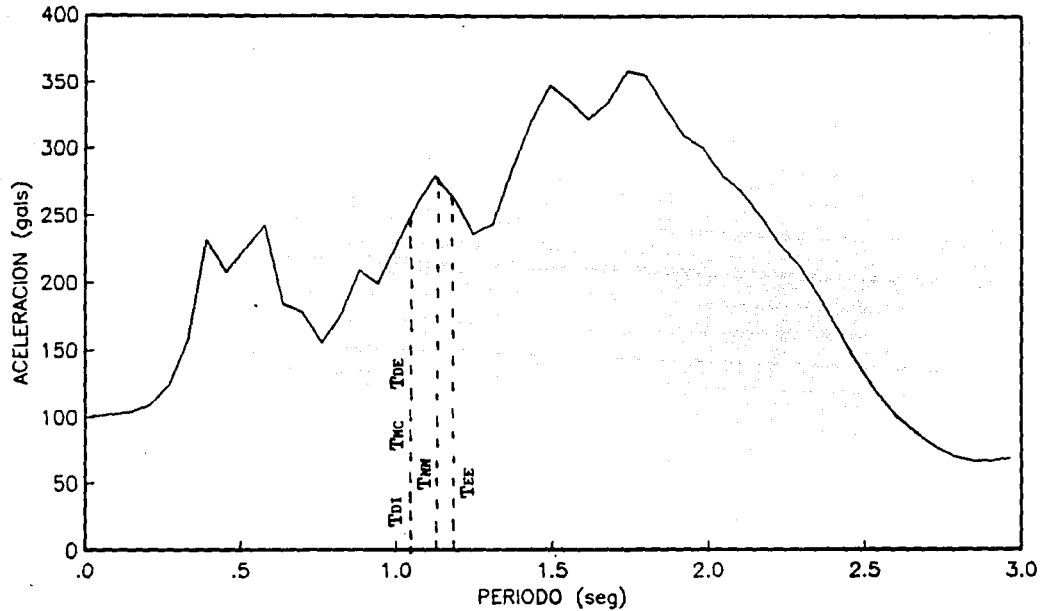


Figura 51 Comparación de periodos fundamentales del marco con el refuerzo colocado en zona de elevadores y escaleras considerando base rígida.

ESPECTRO DE RESPUESTA

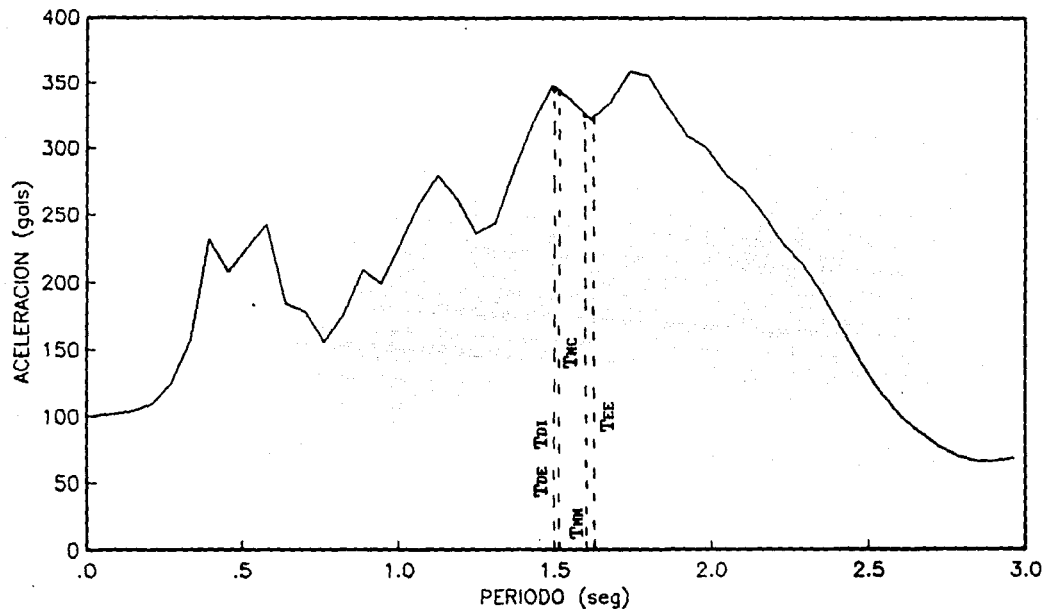


Figura 52 Comparación de periodos fundamentales del marco con el refuerzo colocado en zona de elevadores y escaleras considerando efecto de ISE.

ESPECTRO DE RESPUESTA

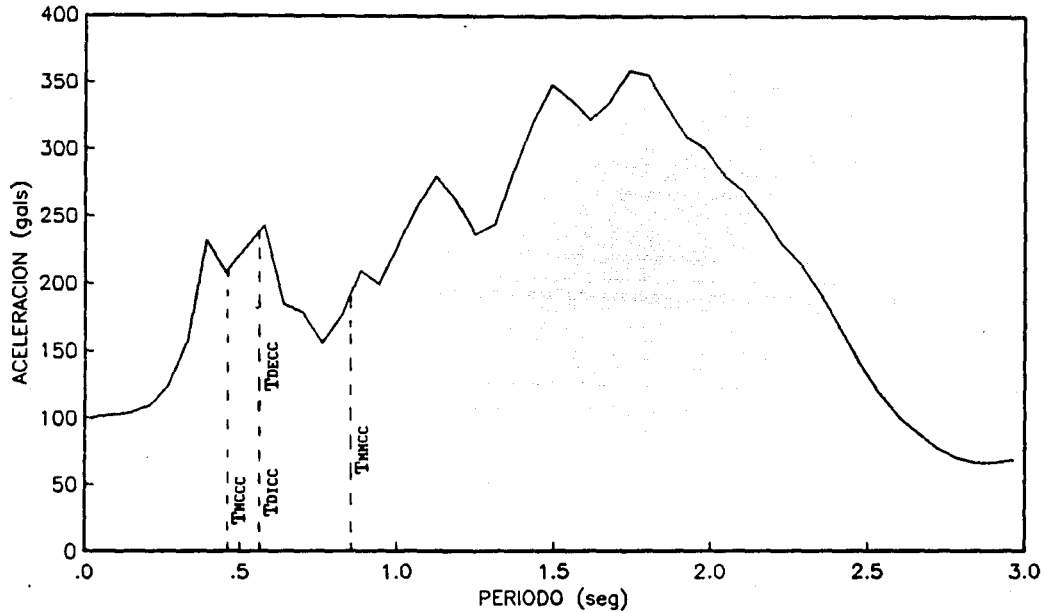


Figura 53 Comparación de periodos fundamentales del marco con el refuerzo colocado en la cruzja central considerando base rígida.

ESPECTRO DE RESPUESTA

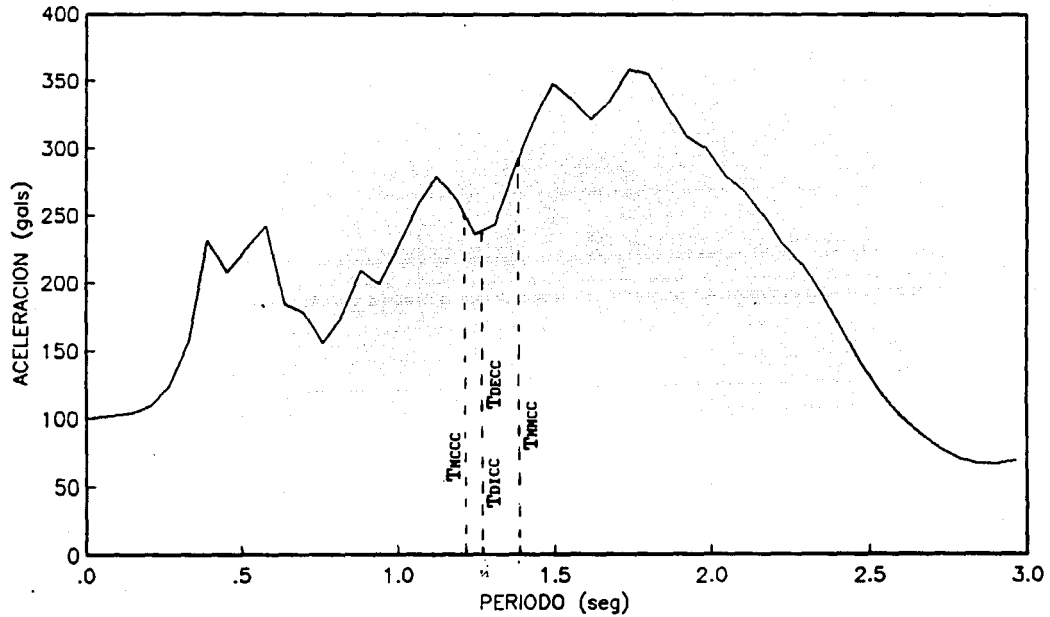


Figura 54 Comparación de periodos fundamentales del marco con el refuerzo colocado en la cruzía central considerando efecto de ISE.