

01161  
2e  
1

RECEIVED  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
CIUDAD UNIVERSITARIA, JULIO 1989

**CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LAS ESTRUCTURAS  
DE MAPOSTERIA**

**ENRIQUE CRUZ GOMEZ**

**TESIS**

Presentada en la División de estudios de  
Posgrado de la  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
de la  
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
como requisito para obtener  
el grado de  
**MAESTRO EN INGENIERIA**  
( ESTRUCTURAS )

CIUDAD UNIVERSITARIA, Julio 1989

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## INDICE

Dedicatoria .....	1
Resumen .....	11
<b>1. INTRODUCCION.....</b>	<b>1</b>
<b>2. ANTECEDENTES .....</b>	<b>3</b>
2.1 Amortiguamiento .....	7
<b>3. EXPERIMENTACION .....</b>	<b>10</b>
3.1 Determinación de las características dinámicas de las estructuras .....	10
3.1.1 Ubicación y descripción de los edificios.....	11
3.1.2 Metodología experimental .....	12
3.1.3 Localización de los sensores .....	13
3.1.4 Resultados de las mediciones de vibraciones ambientales.....	14
3.1.4.1 Edificios desplantados sobre suelo firme .....	14
3.1.4.2 Edificios desplantados sobre suelo blando .....	15
3.1.5 Comentarios generales .....	17
3.2 Propiedades mecánicas .....	17
3.2.1 Descripción de las pruebas .....	18
3.2.2.1 Ensayes destructivos .....	18
3.2.2.2 Ensayes no destructivos .....	19
3.2.2 Resultados .....	20
<b>4. MODELACION MATEMATICA .....</b>	<b>22</b>
4.1 Introducción .....	22
4.2 Modelo de marcos y paneles .....	23
4.3 Modelo de columna ancha .....	25
4.4 Modelo con interacción suelo-estructura .....	27

4.5 Comentarios generales .....	30
<b>5. COMPARACION DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALITICOS.....</b>	<b>32</b>
<b>6. DETERMINACION DEL PERIODO CON FORMULAS APROXIMADAS .....</b>	<b>35</b>
<b>7. CONCLUSIONES .....</b>	<b>39</b>
<b>RECONOCIMIENTOS.....</b>	<b>42</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>43</b>
<b>TABLAS Y FIGURAS .....</b>	<b>48</b>

## RESUMEN

Se obtienen experimentalmente, por medio del registro y análisis de las vibraciones ambientales, las frecuencias, formas modales y el amortiguamiento asociado de doce estructuras de mampostería de tres y cinco niveles, localizadas en cinco frentes habitacionales en el valle de México.

En el laboratorio se determinan las propiedades mecánicas de la mampostería empleada en la construcción de las estructuras estudiadas.

Se realiza la modelación matemática de las estructuras con los criterios de marco-panal y de columna ancha, y se estudia la importancia relativa de los parámetros que intervienen en el modelado. Se considera la influencia del suelo en las frecuencias y formas modales, según el criterio del reglamento RDF-87.

Los resultados obtenidos experimentalmente se comparan con los de la modelación matemática, encontrándose buena correlación en los edificios desplantados sobre terreno firme. Para los edificios desplantados sobre suelo blando, con la técnica empleada no fue posible obtener experimentalmente las características dinámicas.

## 1. INTRODUCCION

La Ciudad de México, localizada aproximadamente a 350 km del epicentro del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985, fue la más dañada por dicho evento. Los daños están relacionados con los depósitos de suelo compresible localizados en el fondo del valle. Otros factores que influyeron en los daños fueron la intensidad y duración del sismo y el número relativamente grande de ciclos de elevada amplitud con periodos muy parecidos entre si. La amplificación del movimiento también fue extraordinaria.

Durante los sismos de septiembre de 1985, los edificios de muros de carga de mampostería tuvieron un desempeño que puede calificarse de muy bueno, tanto para vivienda unifamiliar y edificaciones de varios pisos como para las de tipo colonial. Los daños se limitaron a construcciones de materiales de muy baja calidad y deteriorados con el tiempo. Aunque los periodos de vibración de tales estructuras se ubican en zonas del espectro en que las ordenadas fueron pequeñas, no se reducían significativamente por ductilidad, y eran superiores a las de diseño. Puede suponerse que los factores de seguridad de las construcciones con muros de carga son relativamente elevados, lo cual las protegió de la falla.

Nada satisfactorio fue el comportamiento de los muros de mampostería utilizados como relleno o diafragma en edificios de varios pisos. En muchos casos hubo destrucción por la incompatibilidad de la flexibilidad de la estructura principal de los edificios con la fragilidad de la mampostería.

Los sismos mencionados provocaron la revisión de gran parte de los aspectos del diseño sísmico, desde las acciones sísmicas hasta los requisitos de diseño.

Como resultado de lo anterior, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México lleva a cabo una serie de investigaciones con el fin de determinar las características dinámicas de diversas estructuras; una de ellas se titula "Propiedades dinámicas de las estructuras de edificios representativos de la Ciudad de México". Dentro de esta investigación se enmarca el presente trabajo. Las estructuras estudiadas corresponden a edificios de vivienda popular hechos a base de

muros de carga de mampostería (de bloque o tabique de concreto), las cuales se encuentran localizadas en cinco frentes habitacionales en la Ciudad de México, que son Gutiérrez Nájera, Zapote III, Brahan, 5 de Mayo I y El Ranchito. Los dos primeros se encuentran desplantados sobre suelo duro (zona I) y los tres restantes sobre suelo blando (zona III).

Entre los objetivos de este trabajo destaca el conocer e interpretar las características dinámicas de las estructuras mencionadas, para ayudar a comprender el comportamiento dinámico de las mismas ante excitaciones dinámicas.

Motivado por lo antes considerado, se llevó a cabo una amplia etapa experimental para determinar los periodos de los edificios mencionados y las configuraciones modales respectivas, mediante el método de las vibraciones ambientales. Se procuró también estimar el amortiguamiento para los niveles de excitación presentes en las vibraciones ambientales, lo que se hizo utilizando los espectros de la señal registrada.

Por otro lado, el primer problema que se plantea desde el punto de vista analítico, para obtener las características dinámicas, es la postulación de un modelo matemático que refleje aceptablemente las características fundamentales de la estructura, sin ser excesivamente complicado. Por esta razón, se hace un análisis de la importancia relativa que tienen los diversos elementos que intervienen en la modelación. Se considera la interacción suelo-estructura para examinar su influencia en las características dinámicas de la estructura. Los resultados obtenidos con el modelo propuesto se comparan con los obtenidos experimentalmente para examinar la bondad del modelo.

De lo anterior se desprenden los alcances de este trabajo, que son:

- 1).- Determinar experimentalmente las características dinámicas de las estructuras estudiadas.
- 2).- Establecer la influencia de la interacción suelo-estructura en las características dinámicas de dichas estructuras.
- 3).- Calibrar el modelo matemático empleado para obtener las propiedades dinámicas de las estructuras, así como determinar la importancia relativa de los diferentes elementos estructurales y no estructurales en dichas propiedades.

## 2. ANTECEDENTES

Aunque los ladrillos secados al sol se usaron en los valles del Tigris y del Eufrates en Mesopotamia desde el año 4500 A.C., y por el año 3000 A.C. se descubrió el proceso de horneado o cocción de los mismos para darles mayor resistencia, no es sino hasta hace unas décadas que los muros se diseñan con base en principios científicos.

La mampostería es un material heterogéneo formado por piezas prismáticas (tabiques o bloques) dispuestas en hileras y unidas entre sí por un mortero. La mampostería puede llevar refuerzo vertical u horizontal.

Si se desean establecer criterios generales para predecir el comportamiento de la mampostería, es necesario determinar sus propiedades mecánicas principales y estudiar sus mecanismos de falla ante las sollicitaciones más importantes.

Teniendo presente que interesa el comportamiento de estructuras de mampostería a nivel macroscópico, conviene representar el conjunto pieza-mortero como si fuese un solo material, al cual se asignan propiedades mecánicas que corresponden a la del material compuesto. El índice de calidad más importante de la pieza es su resistencia a la compresión, determinada mediante el ensayo directo de la pieza entera o de la mitad de ella. Las propiedades del mortero que más influyen en un elemento de mampostería son la deformabilidad y la adherencia con la pieza. Las deformaciones totales del elemento de mampostería dependen de la primera propiedad; la adherencia define frecuentemente la resistencia por cortante del elemento.

La resistencia a compresión del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento de la mampostería. La determinación de esta propiedad se logra ensayando cubos de 5 cm de lado. El mortero generalmente tiene un módulo de elasticidad y una resistencia inferior a los de la pieza [1].

El ensayo propuesto [2] para obtener un índice de la resistencia a la compresión de la mampostería y para estudiar la forma de la relación esfuerzo deformación, es el de una pila formada por una pieza y media,

sobrepuestas alternando su posición a fin de representar el efecto de entrelazado, hasta obtener una relación altura a espesor de la pila de aproximadamente cuatro. Las razones de esta elección se encuentran en la relativa facilidad de construcción y ensayo del espécimen, en que se reproducen razonablemente los modos de falla observados en muros a escala natural y en que, para una pila de esas proporciones no influyen significativamente las restricciones a las deformaciones transversales, introducidas por las cabezas de la máquina de ensayo.

Se ha encontrado difícil predecir las características en compresión del conjunto pieza-mortero con base en las propiedades de sus materiales constitutivos; sin embargo, la curva esfuerzo-deformación de la mampostería tiende a ser intermedia entre las curvas correspondientes a los materiales constitutivos [1].

El modo de falla en compresión simple de la mampostería ha sido investigado y explicado por Hilsdorf [2]. La falla bajo compresión axial de los prismas de tres o más hiladas se inicia casi siempre con un agrietamiento vertical de tensión en la pieza, en vez de un aplastamiento apreciable del mortero más débil. Lo anterior se debe al menor módulo de elasticidad y resistencia del mortero y al rápido incremento en la relación de Poisson, lo cual, aunado a la compatibilidad de deformaciones que debe existir, provoca que el mortero quede en compresión triaxial mientras que las piezas quedan en tensión biaxial. Esto hace más favorable el trabajo del mortero y más perjudicial el de las piezas, por lo que las primeras grietas suelen aparecer en éstas.

El comportamiento sísmico de muros es función de su relación fuerza-deformación ante acciones dinámicas. Las características más importantes de dicha relación son la rigidez inicial, la resistencia y otros parámetros que se relacionan con la capacidad de absorber la energía producida por el sismo. Interesa también la variación de estas propiedades con la repetición de ciclos de diferente amplitud.

En cuanto a la forma de aplicar la carga, existen dos modalidades típicas de ensayo; la más común es una carga horizontal aplicada en el extremo superior del muro, restringiendo simultáneamente las deflexiones verticales en ese extremo, para eliminar los efectos de la flexión. Este ensayo es representativo de muros en los que sólo es importante el efecto de la fuerza cortante, mientras que la flexión y carga axial son resistidas por

otros elementos. El otro ensaye consiste en someter al muro a una carga lateral en su extremo superior, sin restringir las deformaciones de este extremo, aplicando además (en algunas ocasiones) una carga vertical que se mantiene constante durante el ensaye. En este tipo de prueba, denominada en voladizo, se representan en conjunto los efectos de la fuerza cortante, flexión y carga axial. En dicha modalidad, la relación entre momento flexionante y fuerza cortante, es fija, por lo que no pueden reproducirse todas las posibles combinaciones que se presentan en las estructuras. Se han hecho pruebas de muros sujetos a cargas laterales en una dirección [3, 4, 5], y se han encontrado los modos de falla para distintos materiales y refuerzos.

J. Chen et al [6] realizaron pruebas de carga ciclica sobre pilas de mampostería de relación altura/ancho igual a uno, con el fin de estudiar los modos de falla en corte y flexión y compararlos con los obtenidos para otras relaciones, considerando además la influencia del refuerzo y tipo de pieza en la resistencia última, el comportamiento inelástico, la degradación de rigidez y la disipación de energía. Los autores mencionados encuentran que el refuerzo vertical no influye en el comportamiento inelástico, concluyendo también que la cantidad de refuerzo vertical u horizontal, no influye de manera significativa en la disipación de energía.

Se ha demostrado que la carga vertical aumenta apreciablemente la rigidez inicial del muro, pero reduce la ductilidad de la falla [6]. Se sabe también que el refuerzo en los huecos intermedios de los bloques aumenta la resistencia y la rigidez inicial, reduce el agrietamiento, pero modifica muy poco el valor de la ductilidad disponible.

En pruebas de carga ciclica, Esteva [3] encontró que la pérdida de rigidez y resistencia (deterioro) se dió en los primeros ciclos, manteniéndose constante después. El mismo investigador demostró que la carga vertical disminuye el deterioro.

En estructuras reales se ha observado que cuando son muy flexibles las deformaciones angulares de los entrepisos son mayores que las que soporta la mampostería, ocasionando grietas en ella.

Se ha demostrado [7] que la presencia de elementos de confinamiento (dadas y castillos) mejora en forma muy marcada el comportamiento de estructuras a base de muros de carga, debido principalmente a la mejor liga y confinamiento entre los distintos elementos, lo cual provoca que las

eventuales grietas diagonales se mantengan con espesores pequeños aún después de varias repeticiones de carga. El comportamiento observado de construcciones de este tipo, hasta de varios pisos, ha sido definitivamente mejor que el de mampostería no confinada.

Žarnić y Tomažević [8], investigaron el comportamiento de muros de mampostería confinados por muros de concreto sujetos a fuerza lateral cíclica, encontrando que pequeñas cantidades de acero colocadas horizontalmente no tienen efecto apreciable sobre la resistencia y la ductilidad del sistema.

Terčelj et al [9] encontraron que la resistencia dinámica al cortante de los muros se incrementa con la frecuencia de la excitación. Observan que cuando la excitación sufre un cambio de frecuencia de 1 a 5 ciclos por segundo la resistencia se incrementa en 12 por ciento, y proponen una expresión para estimar la resistencia en función de la frecuencia. Hacen ver, además, que la frecuencia no influye de manera clara en la rigidez inicial y la ductilidad.

De los estudios de un muro sobre mesa vibradora, Socuoglu et al [10] proponen un modelo matemático para predecir el comportamiento dinámico de muros de mampostería. En esta investigación se observa que las dos primeras frecuencias modales se encuentran muy cerca una de otra, lo cual lo atribuyen a la fuerte interacción entre el mortero y la pieza.

De los estudios en mesa vibradora de un edificio de mampostería de cuatro niveles, a escala 1:7, Tomažević y Žarnić [11] encuentran buena correlación entre los desplazamientos medidos y los calculados suponiendo modelos bilineal, elastoplástico y trilineal.

De la investigación de un edificio de mampostería de un nivel, sobre una mesa vibradora y sujeto a tres componentes ortogonales de aceleración, Manos et al [12] encuentran que las primeras grietas (cuando la estructura no se refuerza) se presentan con valores de aceleración de 0.25 g en la dirección de aplicación de la carga, teniendo lugar daños inaceptables para aceleraciones de 0.37g. Hacen notar que, al ponerle refuerzo, los daños se presentan cuando la aceleración excede 0.87 g.

Investigadores japoneses [13] sometieron a carga estática, vibración forzada y carga pseudodinámica, a una estructura de mampostería de cinco niveles, construida a escala natural. Con el fin de investigar la validez de los métodos de diseño japoneses y conocer el comportamiento total de

edificios de mampostería, se aplicaron fuerzas laterales correspondientes a las fuerzas de inercia causadas por la aceleración del terreno. La carga cíclica fue incrementada con la distribución que propone el reglamento japonés, encontrando concentración de deformación en el primer nivel al tener una deformación relativa de  $1/40$  rad, que equivale al 83% del desplazamiento total de la azotea. Encuentran que la máxima resistencia, expresada como cortante en la base, fue aproximadamente igual al peso del edificio. Conviene decir que el reglamento japonés pide que dicha resistencia sea mayor que el 50% del peso del edificio; ese reglamento también propone que se tenga una densidad mínima de muros, en cada dirección, de  $15 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ . El edificio de prueba cumplió estos dos requisitos. A los muros se les colocó acero de refuerzo en el interior de los huecos, y el acero principal de flexión se puso en los extremos. Para detectar irregularidades se inspeccionó el edificio con ultrasonido. Se hicieron pruebas al concreto, la mampostería y el mortero. La carga estática sirvió para dar información de la respuesta a carga de servicio, degradación de resistencia y características de la capacidad de deformación. La prueba de vibración forzada sirvió para establecer, entre otras cosas, las características de la respuesta dinámica, obtener datos de las rigideces reales de la estructura con diferentes niveles de daño, para calibrar el modelo matemático y para determinar la frecuencias naturales y el amortiguamiento. La carga pseudodinámica sirvió para comprobar la aplicación del B.R.I. (Building Research Institute) a carga pseudodinámica a estructuras rígidas. En este trabajo se presentan curvas de histéresis de cortante en la base contra desplazamientos en azotea y en el primer nivel.

## 2.1 Amortiguamiento

Existen dos fenómenos de amortiguamiento, fundamentalmente diferentes, asociados con los suelos, que son el amortiguamiento del material y el amortiguamiento por radiación. El amortiguamiento del material (o amortiguamiento interno) ocurre cuando pasa a través de él una onda de vibración. Puede considerarse como una medida de la pérdida de energía de vibración que resulta por histéresis del suelo. Este amortiguamiento depende del nivel de deformación y, en general, es mayor para gravas y arenas que

para arcillas saturadas. En la vibración de cimentaciones se presenta tanto el amortiguamiento por radiación como el amortiguamiento del material. El amortiguamiento por radiación es la cantidad de energía perdida por la estructura a través de la radiación de ondas que se alejan de la cimentación, es decir, es un efecto puramente geométrico. Igual que el amortiguamiento del material, es difícil determinarlo en el campo. Se puede decir que, para traslaciones horizontales y verticales, el amortiguamiento por radiación es grande, mayor que el 10% del crítico, mientras que para cabeceo o torsión puede ser muy pequeño, alrededor del 2% del crítico [14].

Por otro lado, la variable que más influye en la respuesta de una estructura ante una excitación, en la vecindad de la resonancia, es el amortiguamiento de la misma. En general, el amortiguamiento depende del material de que esté constituida la estructura, siendo la fricción interna del material la única fuente de disipación de energía dentro del intervalo elástico. Dentro del intervalo no-lineal de la estructura, la mayor fuente de disipación de energía se debe a los ciclos de histéresis.

Para estimar experimentalmente el amortiguamiento de las estructuras suelen utilizarse tres métodos, que son la respuesta de la estructura ante vibración forzada en la vecindad de la resonancia, la vibración transitoria que sufre la estructura al romper súbitamente un cable tensado que la flexiona o el espectro de potencia de la señal obtenida de alguna excitación que sufra la estructura, como puede ser la vibración ambiental.

Para el primer caso se utiliza la curva de respuesta en la resonancia, y para el segundo se usa el concepto de decrecimiento logarítmico [15]. Para el caso de vibraciones ambientales se puede utilizar el espectro de potencia de la señal y aplicar el método propuesto por Kawasumi y Shima [16], el cual se expresa en la siguiente fórmula:

$$\xi = \frac{A}{2} \left( 1 - \frac{3}{8A^2} \right) \text{ ---- (2.1)}$$

donde:

$$A = \frac{W_2^2 - W_1^2}{W_2^2 + W_1^2}$$

$\xi$  - fracción del amortiguamiento crítico.

$W_2$  - valor de la frecuencia cuya ordenada espectral es 1/2 del valor del pico máximo en el espectro, tomado a la derecha de dicho pico.

$W_1$  - valor de la frecuencia cuya ordenada espectral es 1/2 del valor del pico máximo en el espectro, tomado a la izquierda de dicho pico.

### 3. EXPERIMENTACION

#### 3.1 Determinación de las características dinámicas de las estructuras

Para obtener experimentalmente las características dinámicas de las estructuras (frecuencias naturales, formas modales y amortiguamiento) se recurre al registro y estudio de las vibraciones forzadas, libres o ambientales. Se ha demostrado [17] que las frecuencias y formas modales obtenidas con todas ellas son similares. El amortiguamiento, sin embargo, si suele tener diferencias importantes, ya que en él interviene en forma decisiva la magnitud de los desplazamientos generados [17, 18].

En esta investigación se usó el método de las vibraciones ambientales, que consiste en registrar y analizar las vibraciones de la estructura provocadas por el viento, tránsito vehicular y humano, etc. Las vibraciones ocasionadas por los elementos anteriores suelen tener un amplio intervalo de frecuencias, por lo que pueden ser excitados varios modos de la estructura. Estudiando las pequeñas amplitudes generadas se pueden determinar las frecuencias naturales de la estructura y las formas modales asociadas, pudiendo además -en algunas ocasiones- estimar el amortiguamiento para este nivel de excitación.

Las ventajas que ofrece el método de las vibraciones ambientales son las siguientes: no interfiere con el funcionamiento normal del edificio, es fácil de llevar a cabo, se requiere un equipo humano reducido y un instrumental electrónico relativamente fácil de transportar.

El principal problema que se tiene con el uso de esa técnica es que las aceleraciones son muy pequeñas (del orden de una centésima de gal), razón por la cual se requiere un equipo especial.

### 3.1.1 Ubicación y descripción de los edificios

Los edificios considerados en este trabajo son de vivienda popular, hechos a base de muros de carga de mampostería.

Se analizaron doce edificios que se encuentran distribuidos en cinco frentes habitacionales conocidos con los nombres de Gutiérrez Nájera, Zapote III, 5 de Mayo I, El Ranchito y Braham, ubicados todos ellos en la Ciudad de México. Los dos primeros frentes habitacionales se localizan en la zona de suelo duro y los tres restantes en la de suelo blando, como se muestra en la fig 1.

Diez de los doce edificios son de 5 niveles, los dos restantes de 3 niveles. Están repartidos de la siguiente manera: tres edificios de 5 niveles se encuentran en el frente Gutiérrez Nájera, dos de 5 niveles en cada uno de los frentes Zapote III y El Ranchito, dos de 5 niveles y dos de 3 niveles en 5 de Mayo I y, finalmente, uno de 5 niveles en Braham.

Las características esenciales de estas construcciones son las siguientes: los edificios desplantados sobre terreno firme están hechos de muros de bloque de concreto, mientras que los localizados en terreno blando tienen muros de tabique de concreto. El sistema de piso en los edificios desplantados sobre terreno firme es a base de vigueta y bovedilla, mientras que en los edificios desplantados sobre suelo blando es a base de placa-losa. Todos los edificios desplantados sobre terreno blando y los de Zapote III tienen un apéndice en la parte superior; los edificios de Gutiérrez Nájera no tienen dicho apéndice. En el momento de la medición los edificios de 5 de Mayo I y de Zapote III estaban prácticamente ocupados, los de Gutiérrez Nájera estaban parcialmente ocupados, los de El Ranchito se encontraban en construcción (faltaban sólo algunos detalles para su terminación). El edificio de Braham se estudió en dos etapas, en la primera se estudió la vibración del cajón de cimentación y posteriormente se analizó cuando se había terminado el quinto nivel, aunque faltaban algunos detalles de construcción.

Las dimensiones de los edificios de 5 niveles son las siguientes: la planta mide 5.85 m de ancho por 16.05 m de largo, la altura total (sin considerar el apéndice) es de 12.17 m y la altura de entrepiso es de 2.35 m. La única diferencia que tienen los edificios de cinco niveles con respecto a

los de tres niveles -en lo que a superestructura se refiere- es la altura total, ya que en estos últimos es de 7.57 m. La planta tipo y fachadas de los edificios de 8 niveles se muestra en la fig 2. Los castillos indicados en ella tienen las siguientes dimensiones en cm: K-1 y K-2 son de 15 x 15; K-3, K-4 y K-5 son de 15 x 30; K-6 es de 15 x 45 y K-7 de 15 x 85. Las dadas de cerramiento son de 15 x 20. La resistencia del concreto de castillos, dadas de cerramiento y sistema de piso es de 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

Por lo que respecta a la cimentación, los edificios de cinco niveles de Brahmans, El Ranchito y 5 de Mayo I tienen cajón, los de tres niveles de 5 de Mayo I tienen cajón y pilotes de fricción, los de Zapote III tienen zapatas y los de Gutiérrez Nájera están desplantados sobre una losa superficial. La resistencia del concreto del cajón de cimentación es de 300 kg/cm<sup>2</sup>. Las condiciones del suelo de los cinco frentes habitacionales se resumen en la tabla 1.

Por otro lado, los edificios tienen una densidad de muros de 24.4 cm/m<sup>2</sup> en la dirección longitudinal y de 34.8 cm/m<sup>2</sup> en la transversal. Todos los antepechos se encuentran en la dirección longitudinal.

### 3.1.2 Metodología experimental

El dispositivo empleado para determinar las características dinámicas de las estructuras consiste en:

- a).- Servoacelerómetros Systron Donner, modelo 4310.
- b).- Cables.
- c).- Acondicionadores de señal.
- d).- Analizador de espectros HP-3582A con dos canales.

Los servoacelerómetros, que son transductores que convierten las vibraciones captadas en una señal eléctrica proporcional a la aceleración, se fijan con tornillos sobre placas de acrílico previamente adheridas a la estructura con resina epóxica en los puntos seleccionados. Los servoacelerómetros se conectan mediante cables blindados de 8 hilos a los acondicionadores, en los cuales la señal se amplifica el número de veces requerido para lograr una relación señal-ruido adecuada, después se filtra para evitar frecuencias indeseables enviándose al analizador de espectros,

el cual procesa la señal de cada servoacelerómetro mediante la transformada rápida de Fourier, obteniendo prácticamente en tiempo real los espectros de potencia de dicha señal. En la fig 3 se muestra esquemáticamente un diagrama del dispositivo empleado. Se compara la señal obtenida de dos sensores conectados simultáneamente al analizador, para obtener su coherencia en diversas frecuencias y las funciones de transferencia en fase y en magnitud.

Las ventanas utilizadas en este estudio fueron de 5, 10 y 25 Hz, con promedios de 32 eventos con duración de 25, 12.5 y 5 seg respectivamente. La razón de la elección de las ventanas señaladas se debe a que las frecuencias fundamentales de la estructura se encuentran en esos intervalos, pudiendo además estimar modos superiores, y por otra parte, tener diferente resolución en los espectros. Los espectros fueron calcados sobre micas directamente de la pantalla, anotándose los valores característicos de cada espectro.

### 3.1.3 Localización de sensores

Con el fin de obtener las frecuencias de la estructura y del suelo, se seleccionaron ocho puntos de medición, los cuales se distribuyeron de la siguiente forma:

a).- Tres puntos en la azotea, localizados sobre una diagonal de la misma. Uno se colocó en el centro geométrico y los dos restantes en las esquinas opuestas.

b).- Dos puntos en una línea vertical próxima a los centros geométricos de cada nivel, colocados en los niveles segundo y cuarto.

c).- Dos puntos en la planta baja, en esquinas opuestas de una diagonal, que coinciden con la proyección de las esquinas en que se colocaron las placas en la azotea.

d).- Uno en la superficie del terreno fuera de la estructura. Un croquis de lo anterior se muestra en la fig 4.

Los puntos localizados cerca de los centros geométricos de las plantas sirvieron para identificar los modos de flexión, los colocados en las esquinas de la azotea se usaron para determinar los modos de torsión y los de las esquinas de la planta baja sirvieron para comparar los efectos de amplificación en el edificio y sus movimientos de cabeceo. El punto en la

superficie del terreno se usó para medir los periodos naturales del suelo y para estimar el efecto de interacción suelo-estructura.

### 3.1.4 Resultados de las mediciones de vibraciones ambientales

#### 3.1.4.1 Edificios desplantados sobre terreno firme

En los edificios de los frentes Gutiérrez Nájera y Zapote III se obtuvieron espectros de potencia con promedios de 32 eventos, lo cual fue suficiente para identificar sus modos fundamentales de vibrar. En la fig 5 se muestran ejemplos de estos espectros.

En la tabla 2 se muestran las frecuencias de los primeros y segundos modos de vibrar de cada uno de los edificios de los dos frentes habitacionales citados. En la misma tabla se indican los valores promedio de las frecuencias naturales de los edificios de cada frente. Las formas modales de dos estructuras de estos frentes, determinadas experimentalmente se muestran en la fig 6. Los mayores valores en las frecuencias promedio de los modos de flexión de los edificios de Gutiérrez Nájera se explica por su menor masa, ya que no poseen apéndice. Las frecuencias del primer modo de torsión son prácticamente iguales, lo cual puede deberse a que el apéndice está cerca del centro de rigidez, reflejándose las diferencias solamente en las formas modales.

Los cocientes de las ordenadas espectrales máximas del primer modo de las componentes horizontales en la azotea y la planta baja son en Gutiérrez Nájera de 16.7 y 20.4, y en Zapote III de 9.1 y 6.1, para las componentes transversal y longitudinal, respectivamente.

Se dificulta identificar el segundo modo de vibrar debido a que existen varias ordenadas espectrales significativas ubicadas en el intervalo de 14 a 22 Hz. Las frecuencias probables se muestran en la misma tabla 2 y las configuraciones modales en la fig 7.

Las frecuencias predominantes, medidas en el terreno circundante a las estructuras de los frentes, son similares en sus componentes horizontales; se ubican entre 10 y 21 Hz.

Se estimó el amortiguamiento (como fracción del crítico) con el

procedimiento que proponen Kawasaki y Shima [16] utilizando los espectros obtenidos con las vibraciones ambientales; los resultados se presentan en la tabla 3. Para verificar estos valores se realizaron otras pruebas partiendo de las vibraciones provocadas físicamente por dos personas, con el fin de aumentar las amplitudes espectrales y disminuir así el efecto del ruido instrumental. Las amplitudes espectrales fueron aproximadamente seis veces mayores que las registradas con la vibración ambiental. Los valores así obtenidos se muestran en la misma tabla. Se observa un ligero incremento del amortiguamiento cuando la estructura es forzada por dos personas.

#### 3.1.4.2 Edificios desplantados sobre suelo blando.

En los análisis espectrales de los siete edificios desplantados sobre suelo blando, se presentan varias ordenadas espectrales significativas en un intervalo de frecuencias entre 2 y 5.5 Hz, como se ve en la fig 8. Basándose en los resultados experimentales obtenidos en los edificios desplantados en terreno firme, se estima que las frecuencias fundamentales de estos edificios deben ser inferiores a 5 Hz. En estos edificios no se pronunció ninguna ordenada espectral, aún cuando fueron empujados físicamente por dos personas, como se había hecho en los ubicados en terreno firme. Tampoco la función de transferencia, entre las mediciones de azotea y de planta baja, aportó información, ya que se mantuvo aproximadamente constante en el intervalo de frecuencias señalado; cabe hacer notar que en este intervalo, las coherencias entre las señales captadas en azotea y planta baja son superiores a 0.50, lo cual indica que hay correlación importante en los movimientos registrados en ambos puntos.

En la tabla 4 se muestran las frecuencias de las estructuras, las cuales están asociadas a las máximas ordenadas espectrales. En algunos casos se muestra más de un valor, lo cual se debe a que los picos en el espectro se presentaron a diversos valores de la frecuencia, en pruebas distintas llevadas a cabo en el mismo lugar. Entre paréntesis se indican los intervalos de frecuencia en donde se manifestaron las mayores ordenadas espectrales. En la tabla 5 se muestran las frecuencias del suelo en los frentes habitacionales de terreno blando. Entre paréntesis se indican los intervalos de frecuencia en donde se manifestaron las mayores ordenadas

espectrales.

Durante el proceso en que el analizador prosedja los espectros, se observaron cambios importantes entre las ordenadas espectrales (en el intervalo de frecuencias con ordenadas significativas), lo cual se debió fundamentalmente al tránsito de vehiculos.

Los movimientos en el terreno circundante de estos edificios se caracterizan por tener amplitudes asociadas principalmente a frecuencias entre 2 y 5.5 Hz. Las componentes verticales de los movimientos fueron hasta 3.5 veces mayores que las componentes horizontales.

La principal fuente de excitación en estos edificios la constituye el tránsito local, que produce ondas, que se piensa son esencialmente ondas de Rayleigh, debido a las características de la fuente generadora y a que las componentes verticales son superiores a las horizontales.

En las pruebas de planta baja se observa que los movimientos verticales en las esquinas de planta baja, asociados a frecuencias entre 2 y 5.5 Hz, están en su mayoría desfasados entre 120 y 180 grados, lo que indica rotaciones de la base. Estos movimientos están relacionados con la longitud de las ondas, que para frecuencias comprendidas entre 2 y 5.5 Hz, éstas van de 21 a 58 m, suponiendo que las velocidades de las ondas son de 115 m/s para los estratos hasta 5 m de profundidad.

Los espectros obtenidos en la base de los edificios y en el terreno son muy similares. Se observó similitud en los espectros de las componentes horizontales de la base y la azotea, pero amplificadas de tres a ocho veces.

Las configuraciones modales asociadas al intervalo de frecuencias citado son prácticamente idénticas. En la figura 9 se muestran las formas modales; tienden a ser rectas, ya que la rotación en la base es más importante que la deformación lateral, debido a la rigidez de los edificios.

Las frecuencias que se identificaron para estos edificios fueron las correspondientes a los primeros modos de torsión; varían entre 6.5 y 9.5 hz, valores muy parecidos a los obtenidos en terreno firme, lo que muestra que la interacción no es significativa para ese modo. Sus configuraciones modales muestran que la estructura deja de comportarse como un cuerpo casi-rígido.

En el edificio Brahmans se realizaron, como se dijo antes, mediciones en dos etapas de construcción, para estudiar los cambios en las propiedades dinámicas del sistema; las frecuencias asociadas a las ordenadas espectrales

máximas fueron las mismas en las dos etapas y las configuraciones espectrales cambiaron poco. Algunos espectros obtenidos en este edificio se muestran en la fig 10.

### 3.1.5 Comentarios Generales

En las estructuras desplantadas en suelo firme se identificaron claramente las frecuencias naturales y las formas modales correspondientes, así como el amortiguamiento presente para la vibración registrada.

En las estructuras desplantadas sobre suelo blando quedaron en evidencia las limitaciones del método de vibraciones ambientales, ya que no se lograron espectros estables, a pesar de realizarse promedios espectrales de hasta 128 eventos. Los espectros obtenidos en la azotea, planta baja y terreno, son muy similares, manifestándose en todas las estructuras las frecuencias predominantes del suelo.

Las frecuencias fundamentales identificadas en los edificios desplantados sobre suelo blando se limitaron a las de torsión; las demás no fue posible identificarlas debido a las características del suelo, de la excitación y al tipo de estructura, que hacen que el edificio vibre en varias frecuencias.

### 3.2 Propiedades mecánicas

Entre los parámetros más importantes en la elaboración del modelo matemático están las propiedades de los materiales empleados en la construcción. El material principal de los edificios estudiados es la mampostería, la cual suele tener dispersiones elevadas en sus propiedades, por lo que es necesario determinarlas experimentalmente.

El material empleado en las pruebas se tomó directamente de las obras visitadas. Se efectuaron pruebas no destructivas y destructivas. Debido al reducido número de piezas con que se contó, no fue posible determinar con precisión las características del material; sin embargo, se consideraron suficientemente representativas.

### 3.2.1 Descripción de las pruebas

Se consiguieron 35 piezas de mampostería, por lo que se trató de obtener la mayor información de ellas, realizándose ensayos destructivos para determinar las características mecánicas a compresión directa de las piezas, las pilas y el mortero empleado en ellas. También se realizaron ensayos con métodos no destructivos con las piezas y las pilas, estimando el módulo de elasticidad dinámico a partir de la velocidad de pulso.

#### 3.2.1.1 Ensayos destructivos

Se construyeron seis pilas de tabique de concreto y tres de bloque de concreto. Cada una de las pilas se compuso de tres piezas, unidas entre sí con un mortero de cemento, cal y arena, en proporción volumétrica 1 : 0.25 : 3.50, con una cantidad de agua de 1.20' en volumen. El espesor de las juntas fue de 1.5 cm. Los especímenes se almacenaron en el interior del laboratorio en condiciones ambientales. Se cabecearon con azufre para garantizar un buen contacto entre las placas y los extremos de las pilas, y se ensayaron a la edad de 50 días.

Para las pruebas de compresión simple se utilizaron dos máquinas universales, una con capacidad de 100 ton y la otra de 200 ton, según requiriera el caso. Las deformaciones en las pilas se midieron con cuatro micrómetros, dos de ellos digitales y los otros dos de carátula, con 0.001 mm y de 0.01 mm de precisión, respectivamente.

Dependiendo de la geometría de las pilas, en unos casos se colocaron simétricamente dos micrómetros exteriores, para medir las deformaciones totales entre las dos placas extremas en contacto con el espécimen; en otros se colocaron dos micrómetros simétricamente entre dos marcos rígidos, para medir las deformaciones internas y, finalmente en otros se utilizaron las dos opciones en una sola pila, como se observa en la fig 11. Se tomaron lecturas de la deformación para cada tonelada de carga hasta 10 ton, después cada 2 ton hasta 20 ton, y el resto a cada 5 ton.

Después de la elaboración de las pilas sobraron ocho piezas; cinco de tabique y una de bloque se ensayaron a compresión simple, y las dos

restantes, de tabique de concreto, se cortaron en ocho pedazos, aproximadamente iguales, que se ensayaron también a compresión.

Para verificar la calidad y tipo de mortero, de las cuatro mezclas que se elaboraron se tomó un total de once cubos de 8 cm de lado, según recomienda la norma ASTM C109 [19].

### 3.2.1.2 Ensayos no destructivos

Para estimar el módulo de elasticidad dinámico se utilizó el método de ultrasonido. Consiste en la generación de pulsos eléctricos con un transductor emisor que provoca un tren de ondas mecánicas, que se propagan a través del material con una frecuencia de 50 khz, y se mide el tiempo que tarda el pulso en viajar del transductor emisor al receptor. Conociendo la distancia entre los transductores, se calcula la velocidad del pulso ( $V_p$ ), la cual sirve para estimar el módulo dinámico.

En la fig 12 se muestra esquemáticamente un diagrama del dispositivo empleado. La transmisión del pulso puede ser directa, semidirecta o indirecta, como se ilustra en la fig 13. Se recomienda aplicar la transmisión directa porque la trayectoria del tren de ondas está mejor definida.

Este método se utilizó en las piezas y pilas de mampostería para estimar su módulo de elasticidad dinámico; además se pudo conocer la homogeneidad de los materiales.

En piezas y pilas se realizaron mediciones por transmisión directa e indirecta en varios puntos de cada espécimen. Los puntos de medición en las pilas se indican en la fig 14. Se estudió el efecto de la humedad en las mediciones de  $V_p$ , para lo que se hicieron primeramente mediciones con las piezas almacenadas simplemente bajo techo, y posteriormente se secaron algunas de ellas a una temperatura de 110 °C durante 24 horas. Se hicieron mediciones por transmisión directa e indirecta para distintos niveles de esfuerzos.

Los módulos dinámicos se estimaron con la siguiente expresión [50]:

$$E_d = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)V_p^2 \rho}{1-\nu} \text{ ----(3.1)}$$

donde:

- $E_d$  - módulo dinámico
- $\nu$  - coeficiente de Poisson
- $V_p$  - velocidad de pulso
- $\rho$  - masa específica

Para piezas y pilas se supuso el mismo coeficiente de Poisson, igual a 0.40, con base en los resultados de pilas que se presentan en la referencia [20].

### 3.2.2 Resultados

En la tabla 8 se resume la información obtenida del estudio de las pilas. Los esfuerzos máximos ( $f_m$ ) fueron corregidos por efectos de esbeltez, ref [21]. En ella se presentan los módulos de elasticidad estimados con los micrómetros interiores y los exteriores, considerándose más representativos los obtenidos con los micrómetros interiores, ya que no están incluidas las deformaciones que tienen lugar en el cabeceado de las pilas.

Se calcularon dos módulos de elasticidad secantes, uno para esfuerzos comprendidos entre cero y 30 % ( $E_{e1}$ ) y otro entre 15 y 50 % ( $E_{e2}$ ) de  $f_m$ .

En la fig 15 se muestran las curvas esfuerzo-deformación de dos pilas de tabique de concreto, y en la fig 16 se muestran las de dos pilas de bloque de concreto.

El reglamento RDF-87 propone tres opciones para el cálculo del módulo de elasticidad, dependiendo de si se cuenta o no con valores experimentales del esfuerzo de ruptura de la maspostería. Aplicando estas expresiones para nuestro estudio, se obtienen en el primer caso (cuando se carece de valores experimentales, y para sollicitaciones de corta duración) módulos que son, respectivamente, dos y tres veces menores a los medidos experimentalmente en tabique y bloque. Con los otros dos casos (que son cuando se han determinado experimentalmente las resistencias de las piezas o de las pilas) se obtienen, para cargas de corta duración, los módulos que se muestran en la tabla 7. Destaca en este caso la similitud con los valores experimentales.

En la misma tabla 7 se comparan los módulos estimados con el reglamento RDF-87 y los valores experimentales ( $E_{e1}$  y  $E_{e*1}$ ). Para estas últimas dos opciones, los módulos estimados con RDF-87 son más cercanos a los experimentales, con diferencias del orden del 30 %.

En la tabla 8 se presentan los esfuerzos de ruptura obtenidos en las piezas ensayadas.

El esfuerzo promedio de ruptura de los cubos de 7 cm de lado obtenidos de los tabiques de concreto fue de  $136 \text{ kg/cm}^2$ , con un C.V.= 21 %; es inferior al estimado con las piezas enteras, lo que se explica por el efecto de las deformaciones transversales en el espécimen, las cuales varían en función de la relación altura a espesor de las piezas.

El mortero utilizado para la construcción de las pilas tuvo una resistencia a la compresión, a los 51 días de edad, de  $89 \text{ kg/cm}^2$ , con un C.V.=10 %. En la tabla 9 se indican las resistencias de cada cubo.

En las pilas, el valor del módulo dinámico por transmisión indirecta tiene dispersiones altas, y se incrementa conforme aumenta el nivel de esfuerzos, lo que puede deberse a que el incremento de esfuerzos hace que las discontinuidades de las juntas se cierren y el pulso pueda continuar su trayectoria sin desviarse.

A pesar del reducido número de ensayos, los resultados obtenidos de las pilas de tabique indican que hay una cierta correlación entre las mediciones de los ensayos destructivos con los de velocidad de pulso por transmisión directa; sin embargo, para una aplicación práctica, será necesario realizar un estudio con una muestra mayor, que sea representativa del material. La transmisión indirecta se descarta en estructuras de mampostería si el pulso atraviesa alguna junta de mortero.

Un resumen de los resultados de las mediciones de la velocidad de pulso de las piezas se muestra en la tabla 10.

## 4. MODELACION MATEMATICA

### 4.1 Introducción

Con el fin de obtener analíticamente las características dinámicas de las estructuras estudiadas, se hizo un modelo matemático para comparar los valores obtenidos con él con los registrados en la fase experimental.

La parte más importante del análisis es la selección del modelo apropiado, el cual deberá representar los elementos estructurales y no estructurales significativos del edificio. La solución más práctica a este problema es hacer varios análisis modificando el modelo y examinar la sensibilidad de los parámetros involucrados estableciendo su importancia relativa.

En la selección de los parámetros a estudiar se consideraron los que se suponían de mayor trascendencia en el comportamiento de la estructura. Los parámetros considerados fueron los módulos de elasticidad del concreto y la mampostería, el acoplamiento de muros que se encuentran en claros adyacentes en la dirección de análisis, la participación de la losa en el momento de inercia de la dala, la carga viva, la participación de los muros perpendiculares a la dirección de análisis, la longitud libre de dala y castillos, el efecto de los antepechos en la longitud libre de las columnas, el efecto del apéndice, la sección transformada y la sustitución de los castillos de concreto por la prolongación de muros de mampostería.

La interacción suelo-estructura es un problema de particular importancia; por tal razón, se estudiaron modelos considerando base rígida y base flexible. En éste último caso se utilizó el criterio propuesto por el reglamento RDF-87.

En la modelación se utilizaron dos criterios; en el primero se representó la estructura con marcos y paneles; en el segundo, los muros unidos a los castillos se idealizaron como columnas anchas.

Para estimar frecuencias y formas modales se usó el programa Super-Etabs, con el que pueden hacerse análisis lineales de estructuras

compuestas por marcos y muros de cortante. El edificio se idealiza como dos sistemas independientes de marcos y muros de cortante, interconectados por un diafragma de piso que es infinitamente rígido en su plano. Todos los elementos se ensamblian inicialmente en marcos planos con sus grados de libertad correspondientes, y después ellos se transforman usando la suposición previa, a tres grados de libertad ubicados en el centro de masa de cada nivel de piso, dos de ellos de traslación y el otro de rotación. Una descripción completa del programa se da en la ref [22].

#### 4.2 Modelo de marcos y paneles

La estructura se dividió en nueve marcos en la dirección transversal y siete en la longitudinal (fig 2).

Los edificios considerados en primer término en el análisis fueron los del frente Gutiérrez Nájera, que están desplantados sobre suelo firme, están hechos con muros de bloque de concreto y no tienen apéndice. Una vez obtenido el modelo de referencia para el frente habitacional anterior, se le agregó un apéndice, para representar los edificios del frente Zapote III.

Se desarrollaron varios modelos matemáticos para lograr representar a los edificios del frente Gutiérrez Nájera, variando los parámetros ya citados y seleccionando como referencia el que mostró la mejor correlación con los valores obtenidos experimentalmente. En el modelo tomado como referencia se siguieron los criterios que se indican a continuación:

- La longitud de las dadas y los castillos se redujo a la longitud libre, restando a la longitud entre ejes la mitad de las dimensiones de los miembros en los que están ahogados tales elementos en la dirección correspondiente.
- Se consideró el módulo dinámico del concreto, que se tomó igual a  $1.32 (10000)(f'c)^{0.8}$ , por ser el valor que se ha encontrado adecuado para este tipo de análisis [23].
- El módulo de elasticidad de la mampostería se tomó igual al obtenido experimentalmente de la curva esfuerzo-deformación entre 0 y 30% del esfuerzo máximo ( $E_{\text{bloque}} = 39167 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_{\text{labique}} = 48230 \text{ kg/cm}^2$ ), esto debido al bajo nivel de esfuerzo medio al que se encuentran sujetos los muros.

- El módulo de rigidez al corte de los muros se tomó igual a 0.3 del módulo de elasticidad, según se propone en la ref [21].
- La carga viva en entrepisos se consideró de  $40 \text{ kg/m}^2$ , lo cual resultó de una estimación aproximada. En la azotea se supuso nula.
- La aportación de la losa al momento de inercia de las dalas se hizo con el criterio del reglamento RDF- 87, ref [24], el cual establece que la el ancho de losa que se considera a cada lado del alma es la menor de las tres siguientes: un octavo del claro menos la mitad del espesor del alma, la mitad de la dimensión al paño del elemento más cercano, u ocho veces el espesor del alma.

En la tabla 11 se resumen los resultados analíticos. Los siguientes comentarios están basados en ella.

El modelo tomado como referencia tiene diferencias menores de 5% en las frecuencias fundamentales respecto a los valores obtenidos experimentalmente.

Cuando no se considera la continuidad de los muros colocados en claros continuos, las frecuencias son 7, 9 y 10 % menores que las del modelo de referencia en las componentes longitudinal, transversal y rotacional, respectivamente; es decir, la torsión es ligeramente más afectada que la flexión en cualquiera de las direcciones.

El efecto que tiene el no considerar el acortamiento de dalas y castillos, es poco importante en la dirección transversal; en cambio afecta seriamente la dirección longitudinal (14%), debido a que se supuso que los antepechos acortaban la longitud de los castillos. Lo anterior se hizo debido a las limitaciones del programa, el cual no permite considerar antepechos. Es conveniente recordar que todos los antepechos están colocados precisamente en la dirección longitudinal.

Destaca, en este caso, que el considerar el momento de inercia de las dalas (en los lugares donde hay muros inmediatamente abajo de ellas) igual a mil veces el de la sección transversal, afecta realmente poco las frecuencias (menos de 2 % en cualquier dirección). Esto se hizo con el fin de representar la rigidez a la flexión que aportan estas zonas por efecto del muro.

Por otro lado, el no considerar los castillos de concreto como parte del marco que forman con las dalas (donde tengan muro adyacente en la

dirección de análisis) sino como parte del muro de mampostería en el que se encuentran, tras una reducción significativa de las frecuencias. Lo anterior se debe, entre otros factores, a que las propiedades de los castillos y los muros de mampostería no son comparables.

En los edificios que tienen apéndice, éste se idealizó como una masa más que descansa en la azotea sobre el área respectiva.

Se advierte que el efecto del apéndice es del orden del 8 X para los modos de flexión, y de sólo el 1X para el de torsión, lo que se debe, fundamentalmente, a que el apéndice está cerca del centro de rigidez, la masa está concentrada en una área muy pequeña y el incremento del momento polar de inercia es insignificante.

En general puede observarse, que los cambios hechos en los modelos considerados en esta parte del trabajo, afectan más a los modos fundamentales que a los modos superiores.

La participación modal para el modelo de referencia en el primero y segundo modo fue de 0.784 y 0.142, de 0.783 y 0.172, y de 0.785 y 0.180 para los modos de flexión longitudinal, de flexión transversal y de torsión, respectivamente.

#### 4.3 Modelo de columna ancha

Se modelaron las estructuras del frente Gutiérrez Nájera (que no tienen apéndice) con el criterio de columna ancha, para tener un criterio alternativo de análisis y distinguir las diferencias que se obtienen en las propiedades dinámicas de las estructuras analizadas de esta manera, con respecto a las obtenidas con el criterio de marcos y paneles.

En el caso de columna ancha, la estructura se dividió igual que en el modelo de marcos y paneles: nueve marcos en la dirección transversal y siete en la longitudinal.

En el modelo de referencia se consideró lo siguiente:

- Los muros unidos a los castillos se idealizaron como columnas anchas, suponiendo que muro y castillo trabajan en forma conjunta. La ref [25] propone una reducción del área efectiva, debido a la separación entre muro y castillo, pero no se consideró en este trabajo porque se estimó que

para el nivel de excitación presente en la vibración ambiental el acoplamiento es total.

- Como el programa Super-Elabs considera el módulo de rigidez de las columnas igual a 0.4 del módulo de elasticidad de las mismas, y en este trabajo se consideró igual a 0.3 del módulo de elasticidad, se multiplicó el área de cortante de la columna por 0.75.
- Se tomó en cuenta la aportación de los muros perpendiculares a la dirección de análisis, formando secciones I, L o T (24).
- Como el muro no tiene las mismas propiedades que el castillo, se consideró la sección transformada para hacer homogéneo el sistema, para lo cual se utilizó la relación de módulos de elasticidad del concreto y de la mampostería. En todos los casos sólo varió el momento de inercia, manteniendo constante el área de cortante, que se tomó como 5/8 del área del muro paralelo a la dirección de análisis.
- Las dadas se idealizaron con extremos de rigidez infinita en las zonas que quedan dentro de las columnas.
- La aportación de la losa y las propiedades de los materiales se supusieron en la misma forma que en el caso de marcos y paneles.

Los siguientes comentarios se basan en los resultados de los análisis que se muestran en la tabla 12.

El modelo de columna ancha hace ver que si no se considera la sección transformada, el resultado es una sensible disminución de la rigidez con respecto al modelo de marcos y paneles.

Al considerar la aportación de los muros perpendiculares a la dirección de análisis se observa un aumento significativo en las frecuencias, sobre todo en la dirección transversal, lo cual se debe a la desigual participación de dichos muros en cada dirección.

Por otro lado, al considerar la sección transformada, el incremento en el valor de las frecuencias es considerable, sobre todo en la dirección transversal (como en el caso anterior, sólo que ahora es mayor).

El apéndice, que se consideró igual que en el caso de marco-panel, vuelve a tener el mismo efecto que en dicho caso, es decir, afecta más a los modos de flexión que al de torsión.

La participación modal para el modelo de referencia, en el primero y

segundo modo fue, de 0.725 y 0.154, de 0.765 y 0.184 y de 0.731 y 0.184, para los modos de flexión longitudinal, de flexión transversal y de torsión, respectivamente.

#### 4.4 Modelo con interacción suelo-estructura

Para estudiar el efecto de la interacción suelo-estructura se utilizó el modelo de referencia empleado en el criterio de marcos y paneles. Para representar a las estructuras desplantadas sobre suelo blando, se le hicieron las siguientes modificaciones:

- a). - Se cambió el bloque de concreto por tabique de concreto.
- b). - Se agregó el cajón de cimentación.
- c). - Se puso el apéndice que tienen las estructuras desplantadas sobre suelo blando.
- d). - Se anexó un "piso ficticio" debajo de la cimentación.

Para considerar la influencia del suelo en las características dinámicas de la estructura, se recurrió a las expresiones que propone el reglamento RDF-87.

De acuerdo con la ref [26], de los seis grados de libertad de un cuerpo rígido (tres de traslación y tres de rotación) pueden desprejarse el de traslación vertical y el de rotación alrededor del eje vertical, con lo que quedan sólo dos grados de libertad adicionales en cada dirección de análisis, el de traslación horizontal y el de rotación con respecto a un eje perpendicular a la dirección de análisis. La misma referencia propone también que la masa virtual que aporta el suelo puede desprejarse, ya que el aumento en la precisión que se obtiene con su inclusión es muy pequeña; tal criterio se siguió en este trabajo.

Suponiendo al cimiento como un cajón rígido, e idealizando al edificio y al suelo como se muestra en la fig 17, es decir, como una estructura de comportamiento lineal sobre un manto horizontal homogéneo de suelo, también de comportamiento lineal, al que subyace un semiespacio indeformable, puede escribirse [26]:

$$K_x = [8GR_x / (2-\nu)] K_1 F_1 (R_x/H) F_2 (D/R_x) F_3 (D/H) \text{ ----(4.1)}$$

$$K_r = [8CR_r^3 / 3(1-\nu)] K_x F_4 (R_r/H) F_5 (D/R_r) F_6 (D/H) \text{ ----(4.2)}$$

donde:

$K_x$  y  $K_r$  - son las rigideces de los resortes equivalentes que se dibujan en la fig 18. Sus valores se muestran en la tabla 13.

$G$  - es el módulo de rigidez del suelo.

$\nu$  - es el coeficiente de Poisson del suelo.

$R_x$  y  $R_r$  - son los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplante, es decir, respectivamente, de un círculo con igual área que dicha superficie y de uno con igual momento de inercia con respecto al eje de rotación.

$K_1$  y  $K_2$  - son coeficientes adimensionales que dependen de  $T$ .

$F_1$  a  $F_6$  - son funciones adimensionales de las variables que se indican.

$H$  - es el espesor del manto.

$D$  - es la profundidad de desplante.

Haciendo algunas consideraciones [26], se llega a las expresiones consignadas en la tabla 13.

Cuando  $G$  no se obtiene de pruebas dinámicas o de laboratorio, el reglamento propone estimarlo con la siguiente fórmula:

$$G = 2(H/T_g)^2 \text{ ----(4.3)}$$

$G$  en  $\text{Ton}/\text{m}^2$ ,  $H$  en metros y  $T_g$ , que es el periodo dominante más largo del sitio, en segundos [27].

Los radios equivalentes se obtienen de:

$$R_x = (A/\pi)^{0.5} \text{ ----(4.4)}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} \text{ ----(4.5)}$$

donde  $A$  e  $I$  son, respectivamente, el área y el momento de inercia de la superficie de desplante con respecto al eje de rotación que se considera.

El programa Super-Etabs tiene la posibilidad de introducir una rigidez horizontal externa en cada nivel de piso; esta opción se utilizó para considerar la rigidez traslacional. Debido a limitaciones del programa de

análisis, las rigideces rotacionales con respecto a cada uno de los ejes principales del edificio se simularon con un "piso ficticio" situado debajo de la cimentación. El "piso ficticio" se supuso compuesto de columnas articuladas para que la estructura no tuviera una rigidez lateral adicional. En la modelación original, la velocidad de onda considerada para estimar las rigideces equivalentes fue de 67 m/s. Las rigideces obtenidas fueron las siguientes:  $K_x = 25558 \text{ Ton/m}$  y  $K_r = 1845495 \text{ Ton-m/rad}$ ,  $K_y = 25558 \text{ Ton/m}$  y  $K_r = 555490 \text{ Ton-m/rad}$ , para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Por otro lado, se contempló una variante al considerar, exclusivamente para la rigidez traslacional, una velocidad de onda de 115 m/s, ello debido a la costra rígida superficial que se tiene en el valle. La nueva rigidez en ambas direcciones fue:  $K_x = 78210 \text{ ton/m}$ .

Los análisis, considerando la interacción suelo-estructura, se realizaron en la dirección longitudinal y transversal en forma independiente, como permite el programa de análisis debido a la singularidad que se introduce por la presencia del "piso ficticio". Esto es válido hacerlo ya que la estructura es sensiblemente simétrica por lo que no existe acoplamiento entre los modos de flexión y los de torsión, como quedó demostrado en los análisis hechos sin considerar la interacción suelo-estructura.

Los resultados de los análisis se muestran en la tabla 14, que sirve de base a los siguientes comentarios.

Al cambiar el material de los muros de mampostería, originalmente de bloque de concreto, por tabique de concreto, cambian poco los valores de las frecuencias; esto se debe a que las mejores propiedades mecánicas del tabique se ven compensadas por su mayor peso respecto al bloque de concreto.

Al introducir el cajón de cimentación, como un piso más, se observa una ligera disminución en el valor de las frecuencias. Este modelo es el que se usó para considerar la interacción suelo-estructura.

En el modelo de interacción suelo-estructura, considerando las rigideces obtenidas suponiendo una velocidad de onda de corte igual a 67 m/s, se observa que la frecuencia en la dirección longitudinal disminuye en 58 por ciento de la de referencia; en la dirección transversal el cambio es más pronunciado, ya que en este caso se reduce en 75 por ciento de la frecuencia de referencia; esto se debe fundamentalmente a que la rigidez de la cimentación a la rotación (cabecero), en la dirección longitudinal, es mucho

más grande que en la dirección transversal.

Destaca por otra parte, que al considerar una rigidez traslacional igual a 2.98 veces la propuesta originalmente, por efecto de la costra rígida que se encuentra sobre el valle, el incremento de las frecuencias es poco significativo.

#### 4.5 Comentarios generales.

En todos los modelos de marcos y paneles los modos están desacoplados, exceptuando el ligero acoplamiento del modo de flexión longitudinal con el de torsión, el cual es provocado por la pequeña asimetría de la estructura en la dirección longitudinal.

El considerar o no la aportación de la losa al momento de inercia de las dalas, prácticamente no afecta las características dinámicas de este tipo de estructuras, por lo que este efecto puede despreciarse en la modelación.

Un efecto importante en el modelo, es la continuidad de los muros adyacentes en la dirección de análisis; considerar este efecto es válido al menos para las sollicitaciones de baja amplitud, como son las provocadas por las vibraciones ambientales.

Como se observa en la tabla 11, al considerar cargas de diseño, el módulo de elasticidad de la mampostería obtenido entre 15 y 50 % del esfuerzo de ruptura y el módulo de elasticidad del concreto igual a 10000  $(f'c)^{0.5}$ , ocasiona diferencias muy importantes (de 25 % en todos los casos).

Puede notarse (tabla 11) que al utilizar el módulo de elasticidad del reglamento ( $E_c = 8000 (f'c)^{0.5}$ ) y el valor correspondiente para la mampostería, cuando se hacen pruebas sobre pilas ( $E_m = 27114 \text{ kg/cm}^2$ ), las frecuencias son menores en un 17 % aproximadamente en los tres casos.

El módulo de elasticidad de la mampostería y por lo tanto el módulo de rigidez de la misma, provocan un sensible cambio de las características dinámicas de la estructura. Queda la incertidumbre de no haber estimado éste último en laboratorio y haberlo supuesto igual a 0.30 del módulo de elasticidad. Por otro lado, el módulo de elasticidad de los materiales, varía con el esfuerzo al que estén sujetos, por lo que una modelación

cuidadosa exige que se considere un módulo diferente para cada nivel de esfuerzo al que estén sujetos los muros,

Con los modelos de columna ancha se encuentra más acoplamiento de los modos de flexión longitudinal y de torsión que con los modelos de marcos y paneles, lo que se debe a la distribución de las rigideces de los marcos por los patines y la sección transformada.

La sección transformada ayuda a que el modo fundamental participe más en la respuesta que cuando esta no es considerada. El apéndice ayuda a desacoplar los modos de flexión longitudinal y de torsión, esto se debe a la localización que tiene la masa, la cual provoca un cambio del centro de masa del nivel de azotea y un ligero aumento del momento polar de inercia con respecto al eje vertical.

Resulta difícil comparar los resultados obtenidos modelando a la estructura con el criterio de marco-panel y el de columna ancha, debido a que en éste último se acortó el sistema muro-castillo por efecto de los antepechos localizados en la dirección longitudinal, lo cual provoca que esta dirección se rigidice significativamente. Por otro lado, en la modelación con el criterio de marco-panel, no se consideró la aportación de los muros perpendiculares a la dirección de análisis.

## 8. COMPARACION DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANALITICOS

Para las estructuras desplantadas sobre suelo firme, con el modelo de marcos y paneles tomado como referencia, se obtienen valores de las frecuencias del primer modo que difieren en 5 a 10 % de los valores experimentales, como se observa en la tabla 15. Por lo que respecta al segundo modo, las diferencias son mayores que las obtenidas para el primero.

Los valores experimentales indican que las estructuras desplantadas en terreno firme son ligeramente más rígidas en la dirección longitudinal que en la transversal. La modelación con marcos y paneles indica que la dirección transversal es ligeramente más rígida que la longitudinal.

El modelo de columna ancha tomado como referencia, lleva a valores de las frecuencias del primer modo que varían con respecto a los experimentales de 10 a 15 % (tabla 16); en este caso la rigidez en la dirección longitudinal es mayor que en la transversal; lo que coincide con lo que se determina experimentalmente. Lo anterior puede deberse, entre otros factores, a que la longitud de las columnas anchas se redujo por efecto de los antepechos que se encuentran en la dirección longitudinal. Por lo que respecta al segundo modo, las diferencias son más pequeñas que en el modelo de marcos y paneles.

Cuando se consideran la aportación de los muros perpendiculares a la dirección de análisis y la sección transformada, el modelo de columna ancha es más rígido que cualesquiera de los modelos de marcos y paneles.

Cuando se introduce la interacción suelo-estructura en el modelo analítico, se obtienen valores de las frecuencias hasta 100% menores que las obtenidas considerando la estructura sobre suelo firme. En este caso no se pueden comparar contra las frecuencias experimentales, ya que éstas no pudieron determinarse, exceptuando el modo de torsión, el cual sí fue definido; sin embargo, éste modo no se determinó analíticamente, por lo cual no fue comparado.

La dificultad para determinar las frecuencias experimentalmente parece deberse a que la estructura se mueve como cuerpo casi-rígido con la

solicitud presente en las vibraciones ambientales, lo cual puede notarse en la semejanza de los espectros de potencia obtenidos en distintos puntos de la estructura y observando que la función de transferencia no presenta ningún pico importante, teniendo por otro lado valores elevados en la función coherencia en gran parte del espectro.

Es importante hacer notar que los edificios estudiados son muy rígidos, lo cual se puede afirmar si se considera que, en general, estructuras de otra naturaleza tienen un periodo aproximado de una décima de segundo por cada nivel ( $T = 0.1 N$ ), lo anterior daría un periodo de 0.5 seg, mientras que experimentalmente se obtuvieron 0.2 seg, o sea: 0.04 N. Esto se debe entre otros factores a la elevada densidad de muros que tienen estas estructuras, la cual es de 24.4  $\text{ca/m}^2$  en la dirección longitudinal y de 34.9  $\text{ca/m}^2$  en la transversal.

De una muestra representativa de las estructuras desplantadas en suelo firme y modeladas con el criterio de marcos y paneles, se encuentra que la frecuencia del segundo modo es 3.19 y 3.42 veces la frecuencia del primero en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En los modelos de columna ancha las relaciones anteriores son 3.42 y 4.03, respectivamente. Los resultados experimentales en suelo firme muestran las siguientes relaciones:

Gutiérrez Májera	$f_2 = 3.60 f_1$	(dirección longitudinal)
	$f_2 = 4.18 f_1$	(dirección transversal)
Zapote III	$f_2 = 3.57 f_1$	(dirección longitudinal)
	$f_2 = 3.80 f_1$	(dirección transversal)

Para suelo blando no fue posible obtener las relaciones anteriores.

En sus trabajos experimentales en la Ciudad de México, Tadao Minami [28] encuentra que las estructuras consideradas en su estudio muestran la siguiente relación:

$$f_2 = 3.2 f_1$$

De resultados analíticos [29] se sabe que la relación entre la primera y segunda frecuencia vale:

$$f_2 = 3.00 f_1 \quad \text{para vigas de cortante}$$

$$f_2 = 6.28 f_1 \quad \text{para vigas de flexión}$$

De acuerdo con lo anterior, los edificios tienen un comportamiento intermedio; sin embargo, en la dirección longitudinal el comportamiento se acerca más al de viga de cortante que en la dirección transversal. Esto tiende a observarse en la formas modales obtenidas analítica y experimentalmente. Con los modelos de columna ancha se encuentra que la relación entre la primera y segunda frecuencia se parece más a la obtenida experimentalmente. En general se considera que el amortiguamiento de las estructuras depende de la densidad de muros, siendo mayor aquél cuando ésta es mayor. De acuerdo con tal consideración el amortiguamiento de los edificios debe ser mayor en la dirección transversal, esto es lo que se observa en general.

## 8. DETERMINACION DEL PERIODO CON FORMULAS APROXIMADAS

Debido a la importancia que tienen las características dinámicas de las estructuras, se han propuesto fórmulas simples para estimar su periodo fundamental en función de parámetros fáciles de evaluar, como: la altura del edificio, el número de pisos, la densidad de muros, el tipo de material, edad de la construcción, etc.

En el análisis preliminar es importante estimar el periodo que tendrá la estructura construida, para examinar los posibles problemas que enfrentará al ser desplantada en cierto lugar; es aquí donde toman importancia las fórmulas simplificadas.

En general, la fórmula simplificada más adecuada dependerá del país o región, ya que los materiales empleados y los requisitos de diseño son diferentes en cada uno de ellos. Esto da lugar a que la estructura sea más o menos rígida, lo cual a su vez hace variar su periodo. Por esta razón se considera importante tener fórmulas locales para estimar el periodo de las estructuras. Algunas de las fórmulas propuestas son:

$$T = 0.089 N \text{ ----(8.1)}$$

Se obtuvo de un estudio estadístico llevado a cabo con 46 edificios (de 3 a 31 niveles) hechos básicamente de concreto reforzado, ubicados en la ciudad de México; algunos de ellos resultaron dañados por los sismos de 1985 [28].

$$T = 0.05 H/(D)^{0.5} \text{ ----(8.2)}$$

Fórmula propuesta por el UBC (Uniform Building Code) [29].

$$T = 0.046 h^{0.773} B^{-0.124} \text{ ----(8.3)}$$

Esta fórmula fue obtenida mediante un análisis de regresión llevado a cabo por Carydis y Mouzakis con 110 edificios de concreto reforzado ubicados en Atenas, Grecia. Algunos de ellos sufrieron daños por el sismo del 24 de febrero de 1981 que afectó dicho lugar. Algunos edificios se midieron dañados, otros se midieron después de ser reparados [29].

$$T = 0.024 h^{0.71} d^{-0.14} \text{ ----(8.4)}$$

Esta fórmula resultó de un análisis llevado a cabo con edificios ubicados en Japón y en los Estados Unidos de Norteamérica efectuado por Arias y Husid [30].

$$T = 0.0045 H^{1.045} L_y^{0.126} L_v^{-0.138} \text{ ----(8.5)}$$

Esta fórmula fue deducida de un análisis de regresión llevado a cabo con edificios de concreto por Blume y Honda [31].

En las fórmulas anteriores:

- T - periodo fundamental, en seg
- N - número de pisos de la construcción
- H - altura de la construcción, en pies
- D - longitud del edificio en la dirección en que se calcula el periodo, en pies
- d - densidad de muros en la dirección considerada, la cual se define como la longitud total de muros en cierta dirección entre el área del edificio ( $m/m^2$ ).
- h - altura de la construcción, en metros
- $L_y$  - longitud total de todos los marcos en la dirección en que se estima el periodo, en pies
- $L_v$  - longitud total de todos los muros de cortante en la dirección en que se estima el periodo, en pies.
- B - dimensión del edificio perpendicular a la dirección de vibración, en metros.

Para considerar los efectos de la interacción suelo-estructura, el RDF-87 propone incrementar el periodo de la estructura, obtenido

considerándola empotrada en la base, con la siguiente expresión:

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{0.5} \text{ ----(6.6)}$$

donde:

- $T_1$  - periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza, corregido por interacción.
- $T_0$  - periodo de la estructura considerando base empotrada.
- $T_x$  - periodo que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.
- $T_r$  - periodo que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección de análisis.

Las fórmulas para los periodos  $T_x$  y  $T_r$  son:

$$T_x = 2\pi(W_0'/g K_x)^{0.5} \text{ ----(6.7)}$$

$$T_r = 2\pi(J/g K_r)^{0.5} \text{ ----(6.8)}$$

donde:

- $W_0'$  - peso neto de la construcción al nivel de su desplante; incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura.
- $g$  - aceleración de la gravedad.
- $J$  - momento neto de inercia del peso de la construcción, en  $\text{ton}\cdot\text{m}^2$ , con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazada por la infraestructura.

En la tabla 17 se presenta un resumen de los periodos obtenidos con las fórmulas aproximadas, de los obtenidos en forma analítica y los valores experimentales.

Se nota en dicha tabla que la mayoría de las fórmulas subestima las

frecuencias fundamentales, excepto la de Arias y Husid, que las sobreestima. Esa fórmula se dedujo para estructuras con muros de concreto, lo que justifica en parte el resultado anterior. De las fórmulas examinadas sólo la de Carydis estima que la dirección longitudinal es más rígida que la transversal, lo cual concuerda con los resultados experimentales. En la tabla 18 se muestran las frecuencias obtenidas considerando la interacción suelo-estructura. Se observa similitud entre el valor obtenido analíticamente y el calculado con la fórmula simplificada que propone el RDF-87.

## 7. CONCLUSIONES

En las estructuras desplantadas sobre suelo firme se identificaron claramente las frecuencias naturales. Para los edificios desplantados sobre suelo blando no fue posible determinarlas, exceptuando la de torsión. Esto se debió, entre otros factores, a que la suposición de análisis de que la excitación debe ser un proceso aleatorio estacionario que posea un espectro relativamente plano para que respondan todos sus modos, no se pudo lograr debido a que la excitación dependió del tipo de tránsito que se tenía en el momento de la medición.

Parece que las frecuencias de los modos de torsión no se ven seriamente afectadas por el tipo de suelo, ya que los valores obtenidos para este modo en suelos blando y firme son semejantes. Los valores de las frecuencias de los modos de flexión obtenidos en suelos blando y suelo firme no se pudieron comparar, debido a que no fue posible definirlos en las estructuras desplantadas en suelo blando.

No se pudo estimar el amortiguamiento de los edificios desplantados en suelo blando, debido a que no resultó con precisión un pico en el espectro, como sucedió en los desplantados sobre suelo firme. En estos últimos se estimó el amortiguamiento con la excitación ambiental, así como con otra seis veces mayor. Esta última excitación se transmitió físicamente a la estructura por dos personas; se encontraron pequeñas diferencias entre los dos valores. Los valores del amortiguamiento fueron pequeños, lo cual puede deberse a que las amplitudes registradas fueron también muy pequeñas.

Se observó experimentalmente una gran uniformidad en la rigidez de las estructuras, ya que en todos los edificios desplantados sobre suelo firme la dirección longitudinal es ligeramente más rígida que la transversal.

Quedó establecido que la rigidez de las estructuras estudiadas es muy grande respecto a la de estructuras de otra naturaleza, dado que el periodo fue de 0.2 seg mientras que otro tipo de estructuras de igual número de pisos tienen periodos cercanos a 0.5 seg; esto se debe fundamentalmente al tipo y cantidad de muros.

Una evidencia más de la rigidez de las estructuras se manifestó al observar la similitud que existía entre los espectros de la señal registrada en el suelo blando y los obtenidos en diversos puntos de las estructuras desplantadas sobre dicho suelo.

Las propiedades mecánicas de los materiales influyen significativamente en los resultados de la modelación, por lo cual es recomendable hacer pruebas con dichos materiales para obtener sus propiedades, con una muestra mayor a la que se pudo conseguir para realizar este trabajo. En este sentido quedó la incertidumbre del valor del módulo de rigidez de la mampostería, que se supuso igual a 0.3 del módulo de elasticidad.

Quedó establecido, con el modelo de marcos y paneles, que el no considerar el acoplamiento de los muros que se encuentran en claros adyacentes en la dirección de análisis, puede traer diferencias significativas en las frecuencias estimadas.

Los modelos analíticos indican que el tipo de pieza de que están contruidos los muros, bloque o tabique de concreto, no influye significativamente en las frecuencias naturales de la estructura, lo cual se debe a que las mejores propiedades mecánicas que posee el tabique respecto al bloque se ven compensadas por su mayor peso.

Aunque en la modelación con columna ancha se encontró mayor diferencia con respecto a los valores experimentales, pudo observarse que la relación entre las frecuencias de flexión longitudinal y transversal es más parecida a la obtenida experimentalmente. En esto jugaron un papel importante los antepechos y los muros perpendiculares a la dirección de análisis. También se observó que la relación de la segunda frecuencia a la frecuencia fundamental en ambas direcciones es más parecida en este caso a la que resultó experimentalmente que la obtenida con el criterio de marcos y paneles. Los resultados anteriores indican que al usar programas similares al que se utilizó en este trabajo para obtener las frecuencias naturales, el método de columna ancha da buenos resultados.

Aún con las dificultades que se tienen al idealizar los muros de mampostería, como pueden ser las propiedades mecánicas, así como la forma de trabajo de los mismos, fue posible obtener buena correlación con los valores obtenidos experimentalmente para las estructuras desplantadas sobre suelo firme.

La obtención experimental de las características dinámicas de las

estructuras aporta información valiosa para comprender su comportamiento ante excitaciones dinámicas, así como para calibrar los modelos utilizados para calcular aquellas, por lo cual es recomendable impulsar este tipo de investigaciones.

## RECONOCIMIENTOS

El primer reconocimiento es al Dr. David Murá Vila por la propuesta y conducción paso a paso del presente trabajo.

Agradezco al Instituto de Ingeniería la oportunidad que me brindó para desarrollar esta investigación.

Deseo hacer patente mi agradecimiento a todas las personas que directa o indirectamente ayudaron a la realización de este trabajo.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería todo mi agradecimiento por la ayuda que me brindaron.

Un reconocimiento especial a toda aquella persona que provocó en mí una reflexión.

## REFERENCIAS

- 1.- Diseño de estructuras resistentes a sismos.  
Editor: Emilio Rosenblueth.  
Editorial: IMCYC, 1962.
- 2.- Propiedades mecánicas de la mampostería.  
Autor: R. Melli y A. Reyes.  
Rev. Ingeniería, Vol 41, No. 3, Julio 1971.
- 3.- Comportamiento ante carga alternada de diafragmas de mampostería enmarcados por miembros de concreto.  
Autor: L. Esteva.  
Rev. SMIS A.C., Vol 4, No. 2, Diciembre 1966.
- 4.- Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada.  
Autor: R. Melli, A. Zeevaert y L. Esteva.  
Publicación No. 156, Instituto de Ingeniería, Julio 1968.
- 5.- Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral (2do Informe).  
Autor: R. Melli y G. Salgado  
Publicación No. 237, Instituto de Ingeniería, Septiembre 1969.
- 6.- Cyclic loading test of masonry single piers Vol. 2 height to width ratio of 1.  
Autor: Shy-Men J. Chen, Pedro A. Hidalgo, Ronald L. Mayes, Ray W. Clough y Hugh D. McNiven.  
Report No. UCB/EERC-78/28, Diciembre 1978.
- 7.- Comportamiento sísmico de muros de mampostería.  
Autor: Roberto Melli.  
Tesis doctoral (DEFFI).
- 8.- The behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to cyclic lateral loading.  
autor: R. Žarnić y M. Tomažević.  
VIII WCEE, Vol 6, San Francisco, 1984.
- 9.- The influence of frequency on the shear strength and ductility of masonry walls in dynamic loading tests.  
Autor: S. Terčelj, P. Sheppard y V. Turnšek.  
VI WCEE, Vol 4, Nueva Delhi, India, 1977.

- 10.- A mathematical model for the response of masonry wall to dynamic excitations.  
Autor: H. Socuoglu, Y. Mengi y D. McNiven.  
Report No. UCB/EERC-82/24, Noviembre 1982.
- 11.- Shaking-table study of a four-storeyed masonry building model.  
Autor: M. Tomašević y R. Žarnić.  
VIII WCEE, Vol 6, San Francisco, 1984.
- 12.- A three component shaking table study of the dynamic response of a single story masonry house.  
Autor: G. Manos, W. Clough y L. Mayes.  
VIII WCEE, Vol 6, San Francisco, 1984.
- 13.- Seismic test of five story full scale reinforced masonry building.  
Autor: S. Okamoto, Y. Yamazaki, T. Kaminosono y M. Teshigawara  
U.S.-Japan Coordinated earthquake research program on masonry buildings, Washington D.C., Mayo 17-20, 1988.
- 14.- Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos.  
Autor: Dowrick.  
Editorial: Limusa, 1984.
- 15.- Dynamics of structures.  
Autor: Clough y Penzien.  
Editorial: Mc Graw Hill, 1975.
- 16.- Some applications of a correlator to engineering Problems.  
Autor: Hiroshi Kawasumi y Etsuzo Shima.  
III WCEE, Vol 2, pp. 11-298, 11-316, New Zealand, 1965.
- 17.- Dynamic properties of an eight story prefabricated panel building.  
Autor: Bouwkamp, Kolleger y Stephen.  
Report No. UCB/EERC-80/30, Octubre 1980.
- 18.- Period and damping of vibration in actual building during earthquakes.  
Autor: T. Tanaka, S. Yoshisawa, Y. Osawa, y T. Morishita.  
Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol 47, pp. 1073, 1982; 1989.
- 19.- Annual Book of ASTM Standards, 1978.
- 20.- Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería.  
Autor: R. Meli y O. Hernández.  
Publicación No. 350, Instituto de Ingeniería, Marzo 1975.
- 21.- Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería.  
Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, Noviembre 1987.

- 22.- Three Dimensional Analysis of Building Systems  
Autor: E. L. Wilson, J. P. Hollings y H. H. Dovey  
Report No. EERC 75-13, Abril 1975.
- 23.- Características dinámicas de un edificio desplantado en terreno firme.  
Autor: Abel Miranda Téllez  
Tesis profesional (U.A.P), 1988.
- 24.- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.  
Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, Noviembre 1987.
- 25.- Manual de diseño sísmico de edificios.  
Autor: E. Bazan y R. Neill.  
Editorial: Limusa, 1985.
- 26.- Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta la interacción suelo-estructura.  
Autor: E. Rosenblueth y D. Reséndiz.  
Publicación No. 509, Instituto de Ingeniería, Enero 1988.
- 27.- Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo.  
Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, Noviembre 1987.
- 28.- Mediciones con microtremor en las construcciones de la Ciudad de México a raíz de los sismos de los días 19 y 20 de Septiembre de 1985.  
Autor: Prof. Tadao Minami, Toshihide Kashima.  
Memorias del 1er Simposium Internacional Los sismos y sus efectos en las ciudades, pp. 355, 372; 8-11 Septiembre, 1986, México D. F.
- 29.- Small amplitude vibration measurements of buildings undamaged, damaged, and repaired after Earthquakes.  
Autor: Panayoti Carydis y Harris P. Mouzakis.  
Earthquake Spectra, Vol 2, No. 3, 1986.
- 30.- Fórmula empírica para el cálculo del periodo de vibración de edificios de hormigón armado.  
Autor: A. Arias y R. Husid.  
Revista del IDIEH, Vol 1, pp. 1, 11; Marzo 1962.
- 31.- Dynamics characteristics of reinforced concrete buildings.  
Autor: John A. Blume y Kenneth K. Honda.  
A.C.I. Symposium vibration of concrete structures, pp. 79, 108; New Orleans, 1978.
- 32.- Estudio de mecánica de suelos del frente "5 de Mayo I", Julio 1985.  
Geomecánica.
- 33.- Estudio de mecánica de suelos del frente "El Ranchito", Mayo 1986.  
Vasconcelos - Peña y A.C., S.A. de C.V.

- 34.- Estudio de mecánica de suelos del frente "Brahams", Abril 1987.  
Ingeniería y Procesamiento Electrónico S.A. de C.V.
- 35.- Estudio de mecánica de suelos del frente "Gutiérrez Nájera", Mayo 1985.  
Geomecánica.
- 36.- Estudio de mecánica de suelos del frente "Zapote III", Abril 1988.  
Geotécnica Control S.A.
- 37.- Recomendaciones sobre el empleo de mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas.  
Autor: R. Mell y O. Hernández.  
Rev. Ingeniería Sísmica, No. 14, Enero-Abril, 1978.
- 38.- Control de daños por sismos en edificios con muros de mampostería.  
Autor: R. Mell.  
Rev. Ingeniería Sísmica, No. 27, Agosto 1982.
- 39.- Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería.  
Autor: O. Hernández B.  
Publicación No. 351, Instituto de Ingeniería, Marzo 1971.
- 40.- Ensayes de muros de mampostería con cargas excéntricas.  
Autor: Miguel Madinaveitia J.  
Publicación No. 296, Instituto de Ingeniería, Noviembre 1971.
- 41.- Estudio experimental sobre la resistencia de muros de albañilería sometidos a cargas horizontales.  
Autor: A. L. Jorquera.  
Proc. Primeras Jornadas chilenas de sismología e ingeniería antisísmica. Santiago, Chile, 1963.
- 42.- Características mecánicas de las mamposterías empleadas en cuatro frentes habitacionales del FIVIDESU.  
Autor: D. Muría, E. Cruz y A. Fuentes.  
Publicación interna, Instituto de Ingeniería, Octubre 1988.
- 43.- Análisis de las medidas de periodos de vibración de edificios nuevos.  
Autor: R. Husid.  
Revista del IDIEM, Vol 4, No. 3, Diciembre 1965.
- 44.- Influencia del amortiguamiento sobre la respuesta de estructuras sometidas a temblor.  
Autor: A. Arias y R. Husid.  
Revista del IDIEM, Vol 1, No. 3, Diciembre 1962.
- 45.- Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal.  
Autor: R. Mell y O. Hernández.  
Publicación No. 297, Instituto de Ingeniería, Diciembre 1971.

- 46.- Características dinámicas de un edificio de la Ciudad de México obtenidas del análisis de registros sísmicos y de vibración ambiental.  
Autor: J. M. Espinosa, D. Muría y M. González  
Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp. d-1, d-15; Querétaro Gro., 19-21 Noviembre, 1987.
- 47.- Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas de un edificio.  
Autor: N. Rodríguez y R. González.  
Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, pp. c-188, c-184; Querétaro Gro., 19-21 Noviembre, 1987.
- 48.- Análisis experimental de vibraciones en edificios  
Autor: N. Rodríguez Cuevas  
Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp. b8-01, b8-11; Veracruz, Ver., Mayo 1986.
- 49.- Análisis experimental de vibraciones en edificios.  
Autor: N. Rodríguez Cuevas.  
Proyecto 8702, segundo informe preliminar, Instituto de Ingeniería, Junio 1986.
- 50.- RIOBOO S.A. "Pulso ultrasónico".
- 51.- Modificaciones del dispositivo experimental para la medición de las características dinámicas de los edificios.  
Autor: D. Muría, A. Miranda y E. Castillo  
Publicación interna, Instituto de Ingeniería, Agosto 1988.
- 52.- La práctica de la ingeniería sísmica en la ciudad de México y su revisión a la luz de las observaciones de los terremotos de 1985.  
Autor: L. Esteva Maraboto.  
Memorias del 1er Simposium Internacional Los sismos y sus efectos en las ciudades, pp. 19, 42; 8-11 Septiembre, 1986, México, D.F.
- 53.- Lecciones preliminares del sismo del 19 de septiembre aspectos estructurales.  
Autor: R. Mell.  
Borrador de trabajo de ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería, Marzo 1987.

Tabla 1. Principales características del suelo en los cinco frentes habitacionales.

FRENTE	B DE MAYO I	EL RANCHITO	BRAHMS	G. NAJERA	ZAPOTE III
Profundidad del Sondeo	30 m	—	2.5 m	2.5 m	2.5 m
Capa Superficial	h < 5.0 m arcilla limosa, arcilla arenosa, c.n.a.p. 85%	h < 5.0 m limo arcilloso, c.n.a.p. 70%	h < 2.5 m cascajo, huesos, materia orgánica	aflora basalto en declive 1.7-4.2m, arena limosa, c.n.a.p. 10%	topografía plana, roca basáltica
Profundidad de Aguas Freáticas	2.5- 3.0 m	2.5 m	2.0 m	—	—
Primera Formación Arcillosa	hasta 15m, arcilla lacustre, lentes de arena muy suelta c.n.a.p. 200-400%	hasta 39m, arcilla Inorgánica de origen volcánico c.n.a.p. 350 %	arcilla muy blanda, estratos y lentes de arena	—	—
	hasta 27m, arena y limo arcilloso, c.n.a.p. 50%				
Capa Dura	—	39-42m limo arenoso compacto	—	—	—
Referencia	32	33	34	35	36

c.n.a.p - contenido natural de agua promedio

Tabla 2. Frecuencias naturales en edificios de 8 niveles desplazados sobre suelo firme [Hz].

FRENTE: GUTIERREZ NAJERA

EDIFICIO	1er MODO			2do MODO		
	L	T	R	L	T	R
B1	5.54	5.40	7.06	19.6	21.8	—
B4	5.36	5.08	6.90	19.6	22.0	—
C1	5.48	5.16	7.12	—	—	—
Media	5.46	5.21	7.03	19.6	21.9	—

FRENTE: ZAPOTE III

EDIFICIO	1er MODO			2do MODO		
	L	T	R	L	T	R
A1	4.88	4.58	7.12	17.4	17.4	—
A3	5.16	4.64	7.20	—	—	—
Media	5.02	4.61	7.16	17.4	17.4	—

L - Flexión longitudinal

T - Flexión transversal

R - Torsión

Tabla 3. Porcentaje de amortiguamiento crítico obtenido con vibración ambiental y con vibración forzada.

FRENTE	G. NAJERA		ZAPOTE III	
	L	T	L	T
V. Ambiental	1.1	1.3	2.0	2.3
V. Forzada*	1.3	1.4	2.5	1.3

\* inducida por dos personas

Tabla 4. Frecuencias significativas de las estructuras desplantadas en suelo blando [Hz].

FRETE	EDIFICIO	NIVELES	C O M P O N E N T E		
			L	T	R
BRAHMS	—	5	2.48 2.80 2.72	2.64	8.08
			[2.00-3.20]	[2.00-3.20]	[7.00-9.50]
EL RANCHITO	E1	5	2.32 2.60 2.88 3.20	2.72 2.88 3.12 3.40	8.32
	E2	5	3.04 3.44	3.04	8.08
5 DE MAYO I	A2	5	2.48 2.64 2.88 3.32	2.68 2.80	
			[1.96-4.24]	[2.30-3.88]	[6.64-8.72]
	AB	5	2.68	2.64	7.20
			[2.20-3.20]	[2.20-3.40]	
	E2	3	2.32 2.88 5.20	2.48 2.72	9.40
			[2.32-5.50]	[2.00-3.00]	[8.40-12.6]
	E4	3	2.32	2.60	
			[2.00-3.50]	[2.00-3.00]	[7.20-8.24]

L - Longitudinal      T - Transversal      R - Torsión

Tabla 5. Frecuencias del suelo en los frentes habitacionales (Hz).

FRETE	C O M P O N E N T E		
	L	T	V
BRANAH	2.55 [2.00-3.30]	2.54 [2.00-3.80]	2.40 [2.00-3.20]
EL RANCHITO	3.35 [1.40-4.00]	2.54 [1.80-3.70]	1.75 [1.30-5.90]
S DE MAYO I	2.40 [1.70-3.50]	2.55 [1.80-3.20]	1.55 [1.40-4.50]

L - longitudinal  
T - transversal  
V - vertical

TABLA 6. CONTINUACION  
 (PILAS DE BLOQUE DE CONCRETO)

PILAS	PILA	Pa		Ses	Est	SA	SEVER. DE		SAL	SAL	C.V.	SAL/ra	SAL/ra	SAL/ra	SAL/ra	SEVER. DE		SA	SAL/ra	
		(kg/cm2)	(kg/cm2)				EXPRESION	I								(kg/cm2)	I			(kg/cm2)
S. 20/20	700	33.34	33.34		17664.00	21768.00	0.00	21100.00	29.30	32280.00	42622.00	19.40	260.00	303.00	1.70	1.30	0.00	2300.00	0.42	0.00
								61.50	27000.00						1.21	1.19	32.60	2000.00	0.50	0.00
															0.93	0.93	65.10	2700.00	1.30	0.00
	800	48.00	48.00		24754.00	40000.00	0.00	27100.00	26.10	42700.00	43000.00	2.49	307.25	303.61	0.90	0.90				
								71.30	44700.00						0.93	0.93				
	900	47.30	47.30		27600.00	20000.00	0.00	42700.00	23.20	41000.00	41467.00	2.12	424.60	601.00	1.12	1.09	0.00	2300.00	0.34	0.00
								70.00	40700.00						1.00	1.07	74.10	2700.00	0.70	0.00
															0.87	0.87		2000.00	0.70	0.00
Presum.		30.34	30.34		24600.00	27166.67		30322.22		30322.00			497.87	700.00	1.14	1.14				
C.V.		5.62	5.62		16.82	17.22		11.26		3.79			21.60	30.00	20.66	15.90				

Ses --- edulo seccion estatica entre 15 y 20 I del esfuerzo s6nico (secciones exteriores)  
 Est --- edulo seccion estatica entre 13 y 20 I del esfuerzo s6nico (secciones interiores)  
 SA --- edulo seccion estatica entre 0 y 20 I del esfuerzo s6nico (secciones interiores)  
 SA --- edulo s6nico (secciones directas)  
 SEV --- promedio del edulo s6nico (secciones directas)  
 SA --- edulo s6nico (secciones indirectas)

TABLA 6. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS OBTENIDAS DE LOS ENSAYES DE PILAS

(PILAS DE TABIQUE DE CONCRETO)

PRUEBA	PILA	Po	Po	So	Est	Ed	HTES. MC	SM	Ed	C.V.	Ed/fo	Ed/fo	Ed/fo	Ed/fo	HTES. MC	SM
		(kg/cm <sup>2</sup> )	X	(kg/cm <sup>2</sup> )	X	X	X	X	X	X	X	(kg/cm <sup>2</sup> )				
000000	101	136.30	88.80	1925.00												
	202	186.14	186.60	3284.00	52116.00	64905.00	0.00	82700.00	86475.00	3.17	488.00	683.70	1.29	1.36		
							13.44	82000.00					1.27			
							27.20	82000.00					1.27			
							34.50	93000.00					1.48			
202	122.20	72.30	32212.00	21863.00	44182.00		0.00	51200.00	48260.00	0.46	429.17	610.30	1.17	1.99		
							15.20	51000.00					1.17			
							20.20	48100.00					1.09			
							29.00	41700.00					0.94			
000070	01	153.41	91.70	2267.00	38800.00	51473.00	0.00	76000.00	77900.00	2.20	294.20	367.26	1.09	1.47		
							14.00	72000.00					1.42			
							22.10	77000.00					1.51			
	02	174.42	91.30	2398.00	27977.00	32900.00	16.40	58100.00	57120.00	1.64	201.70	268.04	1.77	1.74		
							27.00	52700.00					1.71			
000070	03	144.20	90.20	25413.00			0.00	74100.00	74200.00	0.19					0.00	32000.00
							13.20	74100.00							14.70	60000.00
							27.70	74000.00							29.40	60000.00
															44.10	20000.00
														50.00	60000.00	
Presión		151.77	89.72	24811.42	26679.20	48236.00		69911.25	68200.00		483.20	535.32	1.36	1.41		
C.V.		12.51	12.51	16.00	25.00	25.00		21.74	20.10		16.00	19.15	16.70	16.40		

So --- módulo secante estático entre 15 y 50 X del esfuerzo admiso (condiciones exteriores)  
 Est --- módulo secante estático entre 15 y 50 X del esfuerzo admiso (condiciones interiores)  
 Ed --- módulo secante estático entre 5 y 20 X del esfuerzo admiso (condiciones interiores)  
 Ed --- módulo dinámico (condiciones directas)  
 Ed --- promedio del módulo dinámico (condiciones directas)  
 Ed --- módulo dinámico (condiciones indirectas)

**TABLA 7. COMPARACION DE LAS CARACTERISTICAS MECANICAS EXPERIMENTALES DE LA MAPOSTERIA CON LAS PROPUESTAS POR EL RDF-87.**

Material	E (RDF-87) kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>ei</sub> kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>ei</sub> <sup>*</sup> kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>ei</sub> /k	E <sub>ei</sub> <sup>*</sup> /k
Piezas: tabique de concreto	39360				
Pilas: tabique de concreto	52364	36640	48230	0.70	0.92
Pilas: bloque de concreto	29114	24606	39167	1.26	1.35

E<sub>ei</sub> - módulo secante entre 15 y 50 por ciento del esfuerzo máximo

E<sub>ei</sub><sup>\*</sup> - módulo secante entre 0 y 30 por ciento del esfuerzo máximo

**TABLA 8. Esfuerzos máximos de los ensayos de las piezas enteras.**

Frente	Pieza	Carga máxima [kg]	Esfuerzo máximo [kg/cm <sup>2</sup> ]
Brahams	9B2	84200	208.11
Brahams	10B2	88600	210.7
Brahams	14B1	54200	129.79
G. Nájera	27GN	45300	79.44
5 de Mayo I	34M5	152700	376.22
5 de Mayo I	36M5	122300	297.05

**TABLA 9. ESFUERZOS DE COMPRESION DE LOS CUBOS DE MORTERO.**

Cubo	Mezcla	Carga máxima [kg]	Esfuerzo máximo [kg/cm <sup>2</sup> ]	Pila
1 2 3	1	2760 2480 2480	110.4 99.2 99.2	181, 282, 382
4 5 6	2	2675 2920 2520	107.0 116.0 100.8	4R, 5R
7 8 9	3	2208 2390 2465	88.3 95.6 98.6	6R
10 12	4	2118 2120	84.7 84.8	70N, 80N, 90N

**TABLA 10. Módulo dinámico de las piezas enteras.**

Frente	Transmisión	Ed	C.V.	Contenido de humedad en peso
		[kg/cm <sup>2</sup> ]	%	%
Brahams	directa	60710	14	2.10
Brahams	directa	44385	7	seco
Brahams	indirecta	48393	9	seco
Ranchito	directa	76042	10	1.86
Ranchito	directa	69042	8	seco
Ranchito	indirecta	59753	34	seco
G.Nájera	directa	57128	16	--

Tabla 11. Comparación de modelos de edificios de cinco niveles desplazados sobre suelo firme. Criterio de marco-pared.

M O D E L O	COMP.	FRECUENCIAS [Hz]			
		1er MODO	Fc/Fr	2do MODO	Fc/Fr
<b>MODELO DE REFERENCIA:</b> -Muros continuos acoplados -Antepechos -Propiedades de los materiales para bajos niveles de esfuerzo -Longitudes efectivas -Dala-Losa acopladas	L	9.40	1.00	17.02	1.00
	T	9.43	1.00	18.28	1.00
	R	9.88	1.00	22.40	1.00
Modelo de referencia sin considerar castillos. Se consideraron como parte del muro con las propiedades del mismo.	L	4.25	0.79	15.17	0.89
	T	4.75	0.87	16.15	0.88
	R	5.71	0.83	20.09	0.90
Modelo de referencia con con el módulo de elasticidad propuesto en NSF-87	L	4.44	0.82	14.13	0.83
	T	4.52	0.83	15.45	0.85
	R	5.78	0.84	18.95	0.85
Modelo de referencia sin antepechos	L	4.49	0.83	15.14	0.89
	T	5.43	1.00	18.28	1.00
	R	6.84	0.90	21.93	0.95
Modelo de referencia sin longitudes efectivas en vigas y columnas	L	4.84	0.90	15.03	0.88
	T	5.31	0.98	16.01	0.99
	R	6.62	0.90	21.75	0.97
Modelo de referencia sin muros continuos acoplados	L	5.00	0.83	15.80	0.92
	T	4.96	0.91	16.80	0.92
	R	6.23	0.90	20.48	0.91
Modelo de referencia sin acoplamiento dala-losa	L	5.35	0.90	16.94	1.00
	T	5.40	0.99	18.23	1.00
	R	6.87	1.00	22.38	1.00
Modelo de referencia sin dala infinitamente rígidas a flexión	L	5.29	0.98	16.66	0.98
	T	5.37	0.99	18.05	0.99
	R	6.79	0.99	22.09	0.99
Modelo de referencia con apéndice	L	5.06	0.84	16.39	0.96
	T	5.09	0.84	17.86	0.97
	R	6.85	0.99	22.32	1.00
Modelo de referencia con cargas de diseño y módulo de elasticidad igual a 10000 (f'c)	L	4.07	0.75	12.72	0.75
	T	4.07	0.75	13.41	0.73
	R	5.13	0.74	16.44	0.73

L - Componente longitudinal  
 T - Componente transversal  
 R - Torsión  
 Fc - Frecuencia calculada  
 Fr - Frecuencia de referencia

Tabla 12. Comparación de modelos de edificios de cinco niveles desplazados sobre suelo firme. Criterio de columna ancha.

M O D E L O	COMP.	F R E C U E N C I A S [Hz]			
		1er MODO	Fc/Fr	2do MODO	Fc/Fr
<b>MODELO DE REFERENCIA:</b> -Antepechos -Propiedades de los materiales para bajos niveles de esfuerzo -Longitudes efectivas -Dala-losa acopladas -Sección transformada -Patines de los muros	L	6.03	1.00	20.18	1.00
	T	5.72	1.00	20.21	1.00
	R	7.55	1.00	25.21	1.00
Modelo de referencia sin sección transformada	L	5.17	0.86	18.41	0.91
	T	4.17	0.73	17.51	0.87
	R	5.96	0.79	21.85	0.87
Modelo de referencia sin sección transformada y sin patines muros	L	4.86	0.81	17.45	0.86
	T	3.74	0.85	16.36	0.81
	R	5.79	0.77	21.44	0.85
Modelo de referencia pero con apéndice	L	5.63	0.93	19.41	0.96
	T	5.35	0.94	19.84	0.88
	R	7.52	1.00	25.15	1.00

L - Componente longitudinal  
 T - Componente transversal  
 R - Torsión  
 Fc - Frecuencia calculada  
 Fr - Frecuencia de referencia

Tabla 13. Valores de los coeficientes de rigidez  $K_x$ ,  $K_r$  y  $K_v$  propuestos por el reglamento de construcciones del Distrito Federal (RDF-87) [27].

En zona II

Profundidad de desplante (1)	$K_x$	$K_r$ (2)	$K_v$ LOSA	$K_v$ ZAPATA
$\leq 1$ m	$11GR_x$	$7GR_r^2$	$20GR_x$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$16GR_x$	$11GR_r^2$	$29GR_x$	$20GR_x$

En zona III

Profundidad de desplante	$K_x$	$K_r$			$K_v$
		SOBRE EL TERRENO	SOBRE PILOTOS DE FRICCION (3)	SOBRE PILOTOS DE PUNTA (4)	
$\leq 1$ m	$7GR_x$	$8GR_r^2$	$7GR_r^2$	$8GR_r^2 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$8GR_x$	$9GR_r^2$	$11GR_r^2$	$9GR_r^2 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m, interpólese linealmente entre los valores de la tabla
2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase  $K_p$  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 cimentaciones. 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 cimentados ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente

Tabla 14. Modelos analíticos de los edificios de cinco niveles desplantados sobre suelo blando.

M O D E L O	COMPONENTE	1er MODO		2do MODO	
		Fc	Fc/Fr	Fc	Fc/Fr
Modelo de 5 niveles de tabique de concreto. Base empotrada	Longitudinal	4.97	1.00	18.00	1.00
	Transversal	8.04	1.00	17.82	1.00
	Torsión	8.75	1.00	22.09	1.00
Modelo anterior con un nivel más para idealizar el cajón de cimentación. Base empotrada	Longitudinal	4.83	0.97	15.39	0.98
	Transversal	4.79	0.95	16.78	0.98
	Torsión	8.48	0.96	21.34	0.87
Modelo con base flexible Kx, Kr, Vx= 67 m/s	Longitudinal	2.07	0.42	8.23	0.39
	Transversal	1.28	0.25	5.82	0.32
Modelo con base flexible Kx, Vx= 115 m/s Kr, Vx= 67 m/s	Longitudinal	2.38	0.48	8.94	0.58
	Transversal	1.33	0.26	8.75	0.50

Fc - Frecuencia calculada      Fr - Frecuencia de referencia

Tabla 15. Comparación de frecuencias experimentales con las obtenidas del modelo analítico calibrado con el método de marcos y paneles.

F R E N T E	COMPONENTE	1er M O D O		2do M O D O	
		fc	fc/fe	fc	fc/fe
Gutiérrez Májera	L	5.40	0.99	17.04	0.87
	T	5.43	1.04	18.28	0.83
	R	6.88	0.98	22.40	—
Zapote III	L	5.06	1.01	16.39	1.06
	T	5.09	0.91	17.66	1.01
	R	6.85	0.96	22.32	—

Tabla 16. Comparación de frecuencias experimentales con las obtenidas del modelo analítico calibrado con el método de columna ancha.

F R E N T E	COMPONENTE	1er M O D O		2do M O D O	
		fc	fc/fe	fc	fc/fe
Gutiérrez Májera	L	6.03	1.11	20.18	1.03
	T	5.72	1.09	20.21	0.92
	R	7.85	1.08	25.21	—
Zapote III	L	5.63	1.12	19.41	1.12
	T	5.35	1.16	19.54	1.12
	R	7.52	1.05	25.15	—

fc - frecuencia calculada en Hz.

fe - frecuencia experimental en Hz.

**Tabla 17. Frecuencias fundamentales de los edificios de 5 niveles sin considerar interacción suelo-estructura.**

FORMULA	FRECUENCIA [Hz]	
	T	L
Tadao Minasi	2.25	2.25
UBC	2.27	2.22
Carydis	2.50	4.18
Arias y Husid	6.25	5.88
Blum y Honda	4.78	4.35
Análitica (Super Etabs)	5.04	4.97
Experimental	4.61	5.02

T - Componente transversal  
L - Componente longitudinal

**Tabla 18. Frecuencias fundamentales de los edificios de 5 niveles considerando interacción suelo-estructura.**

FORMULA	FRECUENCIA [Hz]	
	T	L
Análitica (Super Etabs)	1.28	2.07
Simplificada (RDF-87)	1.45	2.00

T - Componente transversal  
L - Componente longitudinal

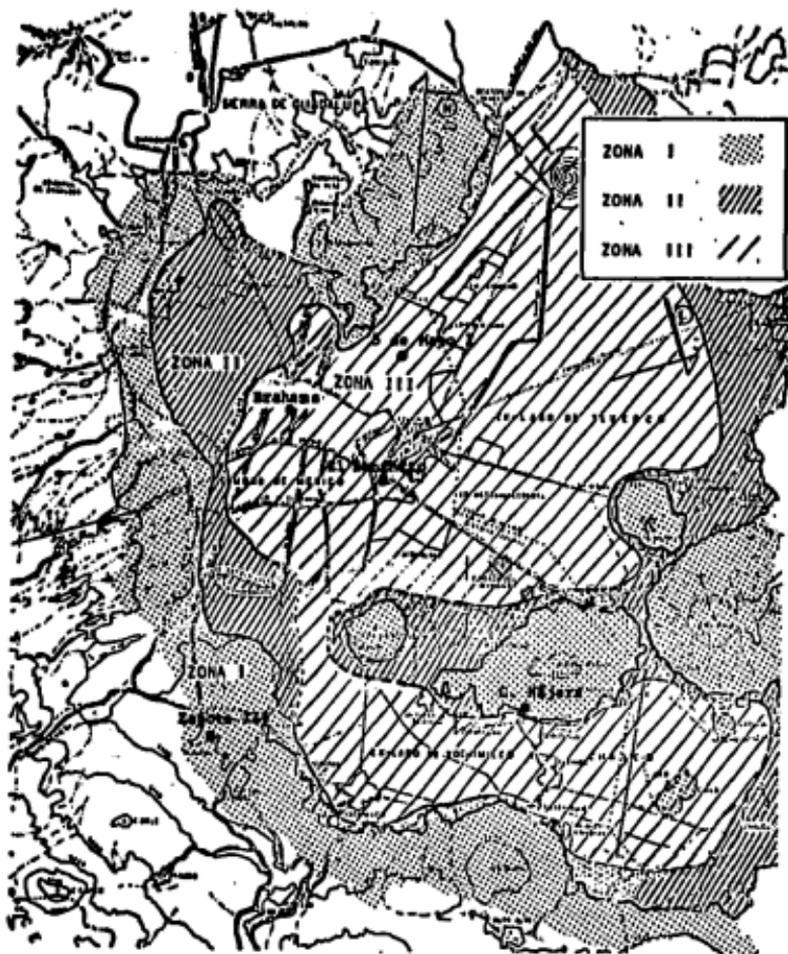


Fig. 1 Ubicación de los frentes habitacionales

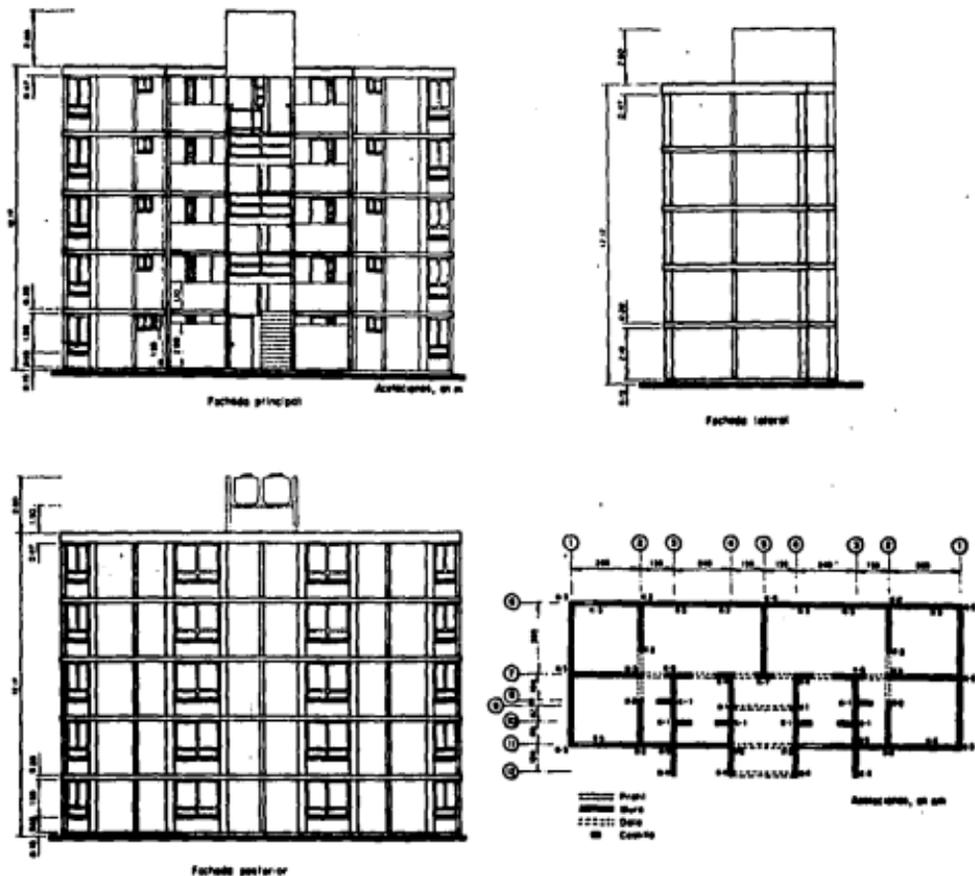
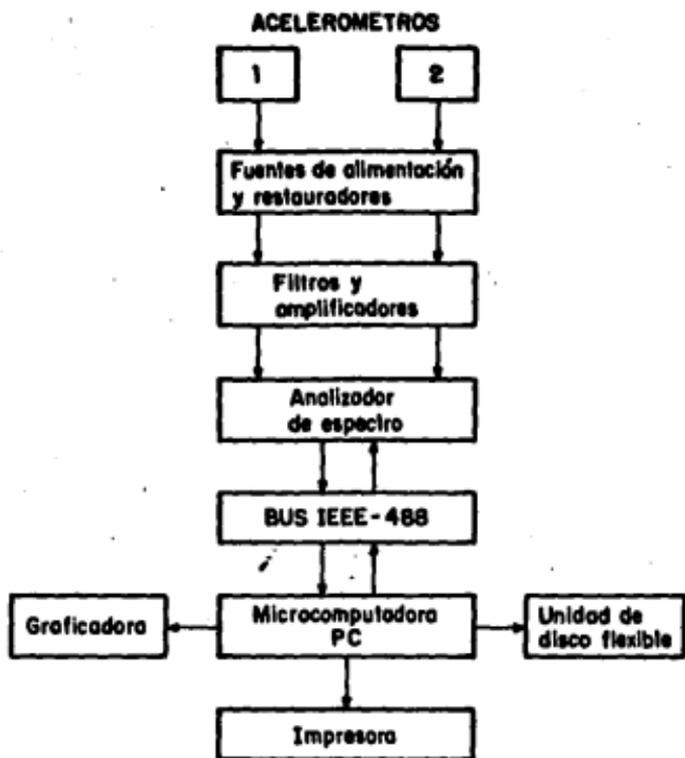
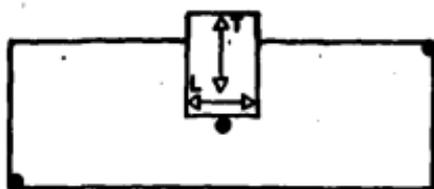


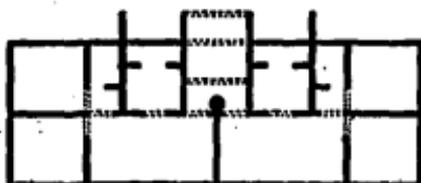
Fig 2 Planta y fachadas de los edificios de cinco niveles



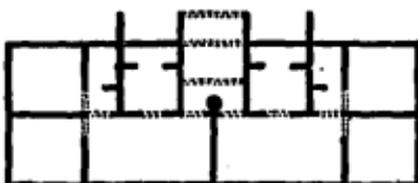
**FIG 3. DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL DISPOSITIVO EXPERIMENTAL.**



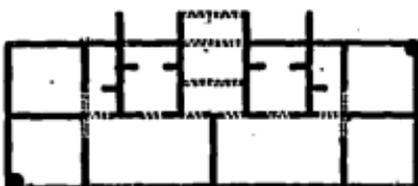
Azotea



Cuarto nivel



Segundo nivel



Planta baja

Fig 4. Localización de los puntos de medición

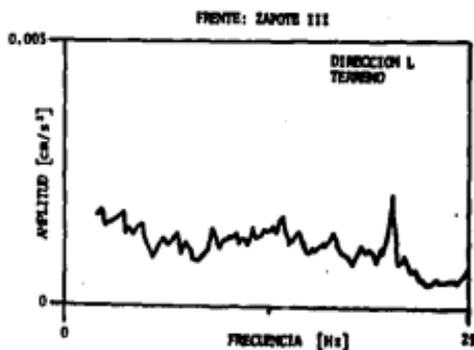
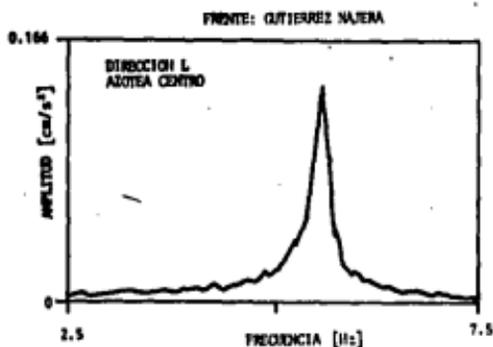
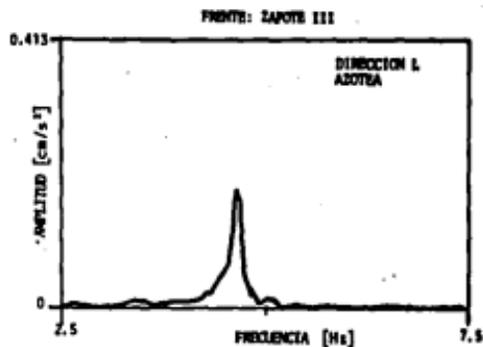
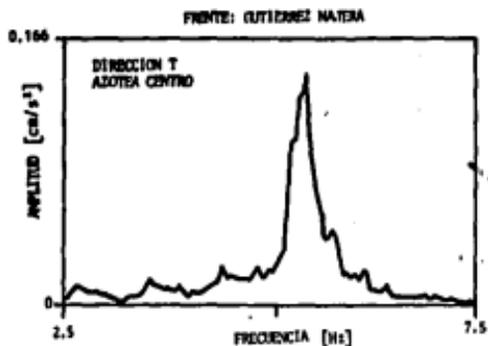
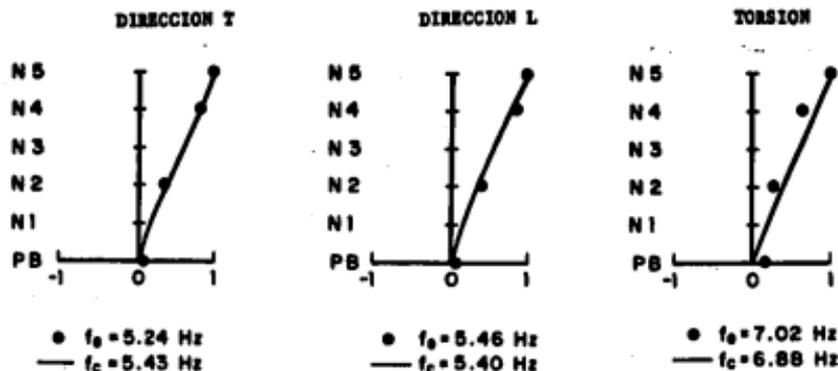
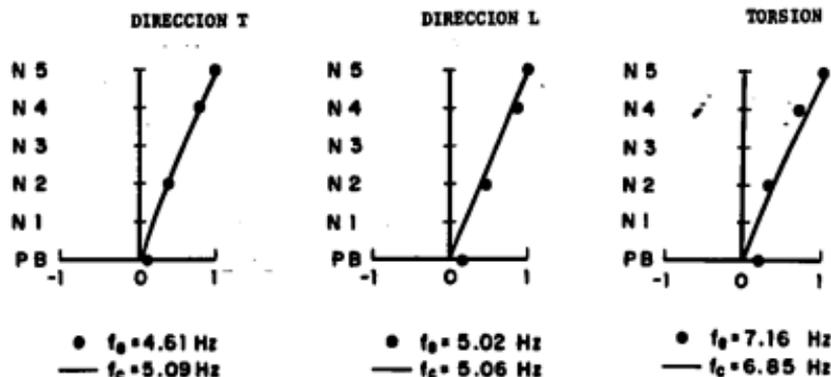


Fig 5. Espectros de potencia obtenidos en los edificios desplantados sobre suelo firme



GUTIERREZ NAJERA

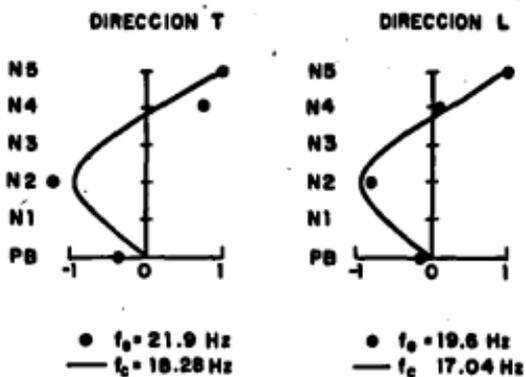


ZAPOTE III

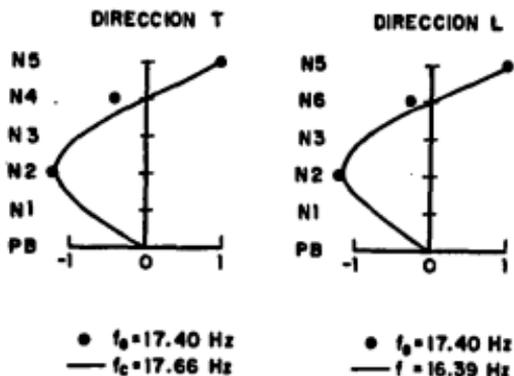
$f_0$  - frecuencia experimental

$f_c$  - frecuencia calculada

Fig 6. Formas modales de edificios desplazados sobre suelo firme (ler. MODO)



GUTIERREZ NAJERA



ZAPOTE III

$f_e$  - frecuencia experimental

$f_c$  - frecuencia calculada

Fig 7. Formas modales de los edificios desplantados sobre suelo firme (2o. MODO)

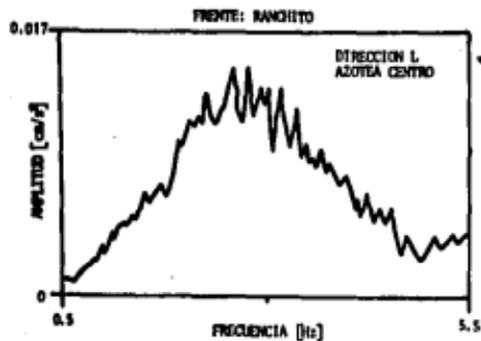
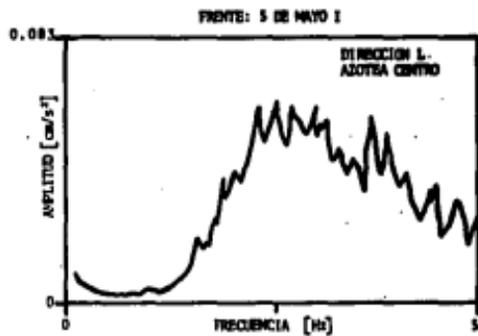
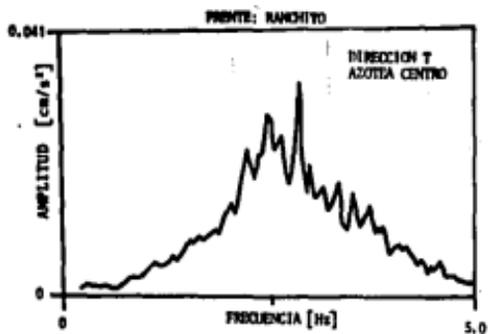
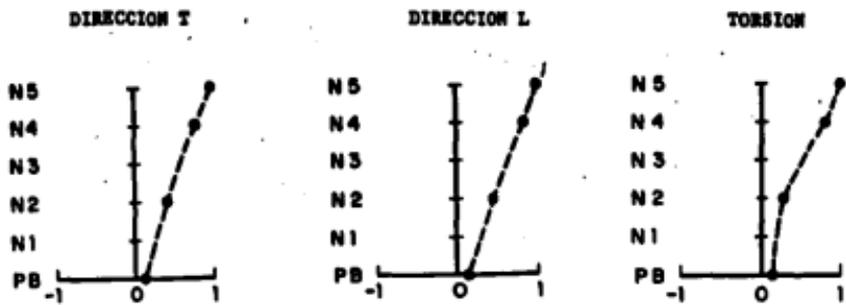
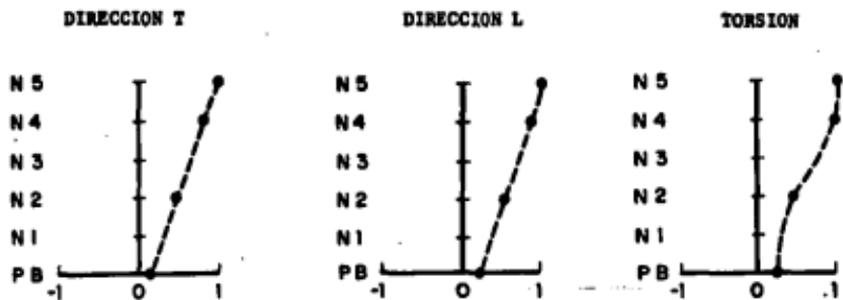


Fig 8. Espectros de potencia obtenidos en los edificios desplantados sobre suelo blando



5 DE MAYO I



BRAHMS

Fig 9. Formas modales de edificios desplantados sobre suelo blando (1er NODO)

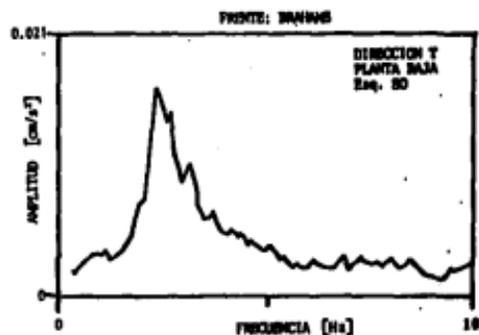
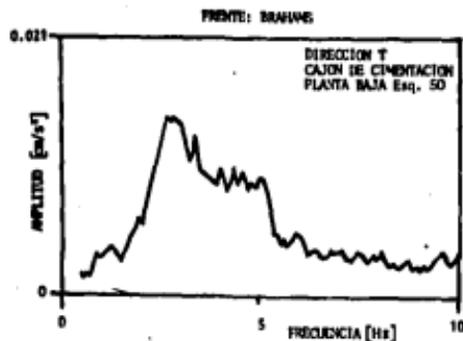
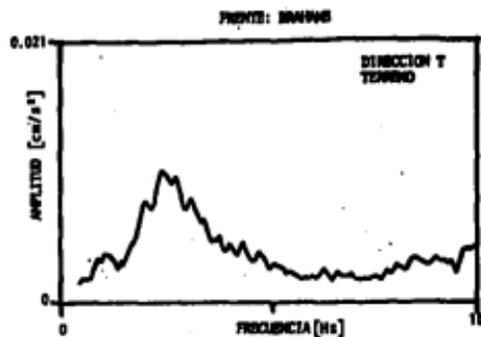
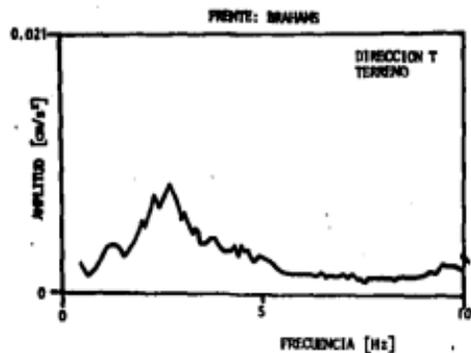


Fig 10. Espectros de potencia obtenidos en el edificio Brahams en diferentes etapas de construcción.

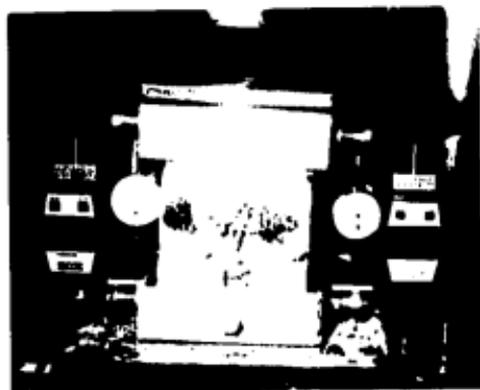


Fig 11. Instrumentación de las pilas con micrómetros digitales y de carátula.

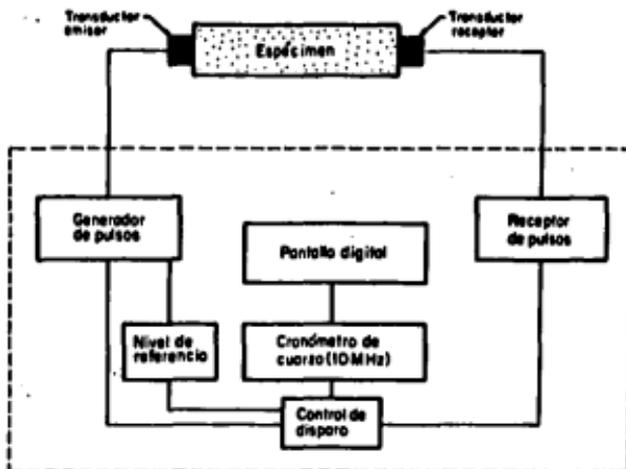


Fig 2. Dispositivo para las mediciones de ondas acústicas.

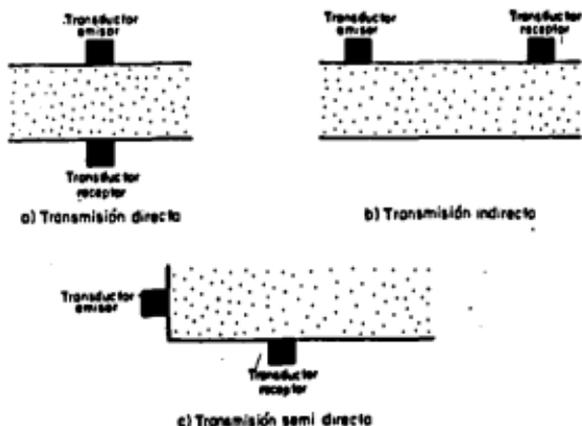
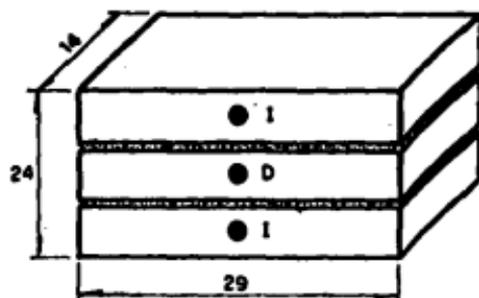


Fig 3. Alternativas de transmisión del pulso.

Pila de tabiques



Acolaciones, en cm

Pila de bloques

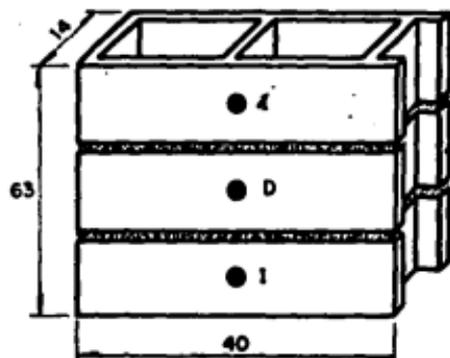
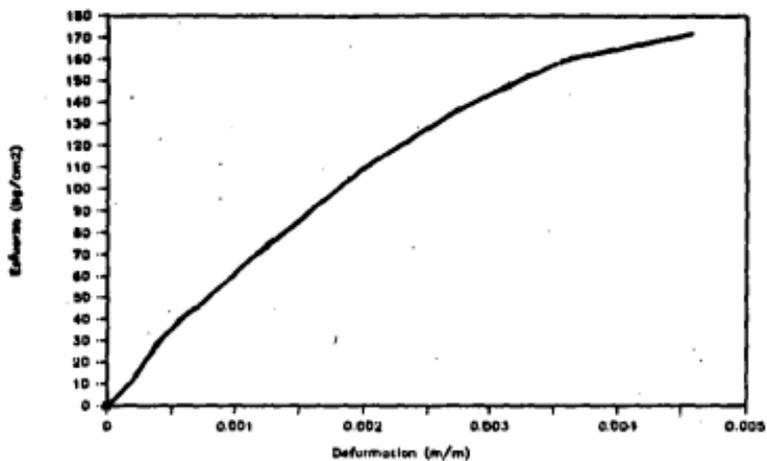


Fig 14. Puntos de mediciones acústicas en las pilas de tabique y de bloque de concreto.

PILA 2B2



Pila 3B2

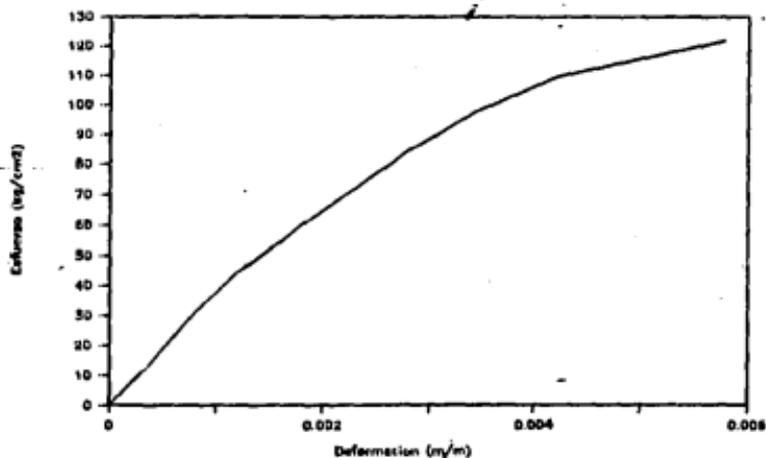
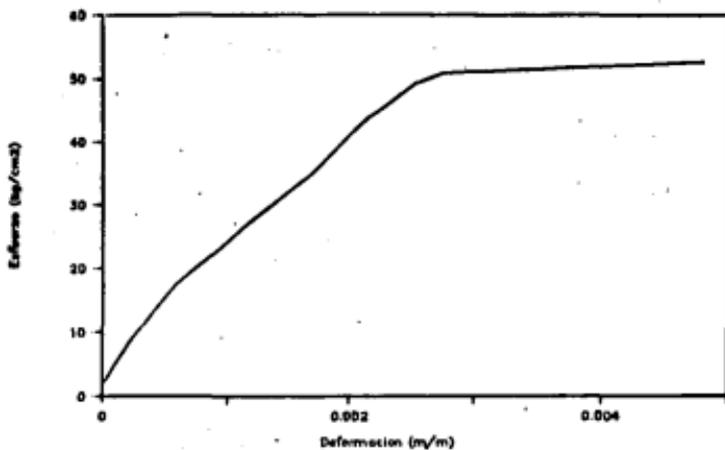


Fig 15. Curvas esfuerzo-deformación de pilas de tabique de concreto.

Pila 7GN



Pila 8GN

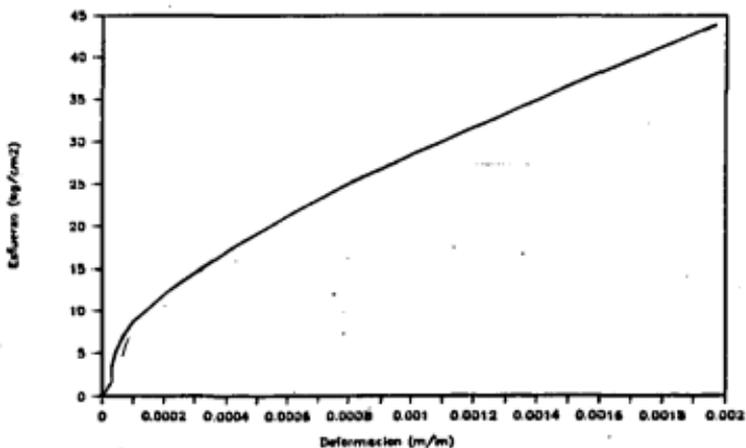


Fig 16. Curvas esfuerzo-deformación de pilas de bloques de concreto.

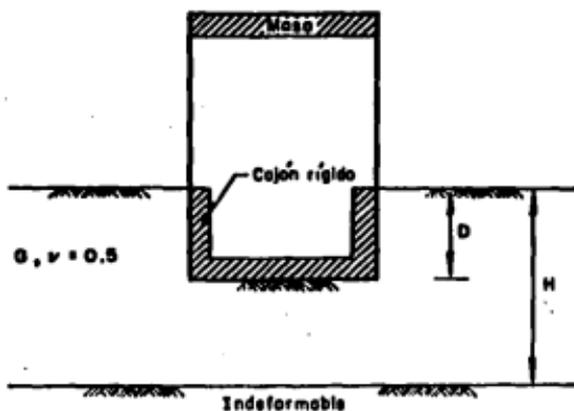


Fig 17. Idealización del suelo y de la estructura

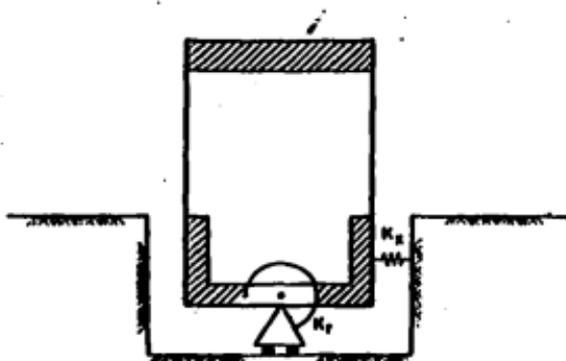


Fig 18. Sistema suelo-estructura equivalente