

**MOMENTOS DE VOLTEO
EN EDIFICIOS ESBELTOS
INELÁSTICOS
SEGUNDA PARTE**

SANTIAGO LOERA PIZARRO *
JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ **

* Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM
** Técnico Académico, Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN	vi
1. INTRODUCCIÓN	1
2. MOMENTOS DE VOLTEO A PARTIR DE MECANISMOS DE FALLA	3
3. ORDEN DE APARICIÓN DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS	7
4. CAUSAS DE LA DIFERENCIA ENTRE EL MOMENTO DE VOLTEO DE DISEÑO Y EL OBTENIDO DEL ANÁLISIS INELÁSTICO	11
5. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	15
6. CONCLUSIONES	17
REFERENCIAS	19
FIGURAS	21

RESUMEN

Este trabajo es continuación del informe N° 550 del Instituto de Ingeniería. En ese estudio se analizaron paso a paso bajo el acelerograma SCT-1985 tres edificios de 17 niveles de concreto reforzado situados en la zona III y se encontró que los momentos de volteo obtenidos de dichos análisis son aproximadamente 70 por ciento mayores que los calculados con el Reglamento DDF-1987 y sus normas complementarias. En esta segunda parte se estudian los siguientes aspectos, en uno de los tres edificios: a) cálculo del momento de volteo a partir del mecanismo de falla; b) orden de aparición de las articulaciones plásticas; c) determinación de en qué forma se reparte el incremento de 70 por ciento entre sus distintas causas, como el que no aparecen simultáneamente todas las articulaciones que definen el mecanismo, la sobrerresistencia de las vigas, etc, y d) efecto sobre los momentos de volteo de la interacción de la estructura con su cimentación formada por pilotes de punta.

ABSTRACT

This work is a continuation of the Institute of Engineering Series N° 550. In that study, step by step inelastic analysis of three 17 stories reinforced concrete buildings located at Zone III were carried out, under the 1985-SCT acceleration register, finding out that the overturning moments thus obtained are approximately 70 per cent greater than those calculated according to the DDF 1987 Building Code and its Complementary Norms. In this part, the following aspects are studied on one of the three buildings: a) calculation of overturning moment, based on the failure mechanism; b) order of appearance of plastic hinges; c) to determine how the 70 per cent increment is shared among its different causes, as the not simultaneous appearance of plastic hinges defining the mechanism, the overstrength of beams, etc, and d) the effect on overturning moments of interaction of the structure and its foundation, formed by point-bearing piles.

1. INTRODUCCIÓN

El antecedente de este trabajo es la publicación N° 550 del Instituto de Ingeniería (ref 1), donde se analizaron bajo el acelerograma SCT 1985 tres edificios de concreto reforzado de 17 niveles situados en la zona III. En el trabajo mencionado se encontró que los momentos de volteo obtenidos de análisis inelásticos paso a paso eran en promedio 1.7 veces mayores que los calculados con el Reglamento DDF 1987 (ref 2) y sus normas complementarias para diseño por sismo (ref 3); no se incluyó el efecto de la interacción con la cimentación.

Los objetivos del presente trabajo son los siguientes: a) por medio del cálculo de la carga de colapso correspondiente al mecanismo definido por articulaciones en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas de planta baja, comprobar los valores de los momentos de volteo obtenidos en la ref 1; b) determinar la secuencia de formación de las articulaciones plásticas; c) definir qué parte del incremento se debe a que no aparecen simultáneamente todas las articulaciones que forman el mecanismo de falla, y qué parte se debe a haber utilizado en los análisis valores medios de las resistencias sin incluir los factores de resistencia y, por otro lado, a sobrerresistencias provenientes de tomar en cuenta el refuerzo de la losa en los momentos resistentes negativos de las vigas, etc; d) determinar el efecto sobre los momentos de volteo de la interacción de la estructura con su cimentación supuestamente formada por pilotes apoyados en la primera capa dura. En el estudio solo se incluyó uno de los edificios considerados en la ref 1 (fig 1).

Para determinar la carga de colapso correspondiente al mecanismo de falla y el respectivo momento de volteo, se supusieron varias distribuciones de las fuerzas laterales en los niveles del edificio y se llegó a la conclusión de que el momento de volteo es constante, independiente de la distribución de las fuerzas laterales.

La magnitud de la fuerza lateral total de falla sí depende significativamente de la distribución de las fuerzas laterales, razón por la cual se desistió de tratar de determinar el orden de aparición de las articulaciones plásticas aplicando una cierta distribución de fuerzas laterales estáticas crecientes; en su lugar se optó por determinar gráficas fuerza lateral total-desplazamiento de azotea obtenidas de los análisis paso a paso.

El efecto sobre los momentos de volteo de la interacción de la estructura con la cimentación se valuó mediante un análisis inelástico paso a paso en el que las rigideces de los resortes para simular la interacción suelo-estructura se incluyeron de acuerdo con el criterio del apéndice A de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (ref 3).

2. MOMENTOS DE VOLTEO A PARTIR DE MECANISMOS DE FALLA

A fin de tener una base de comparación que apoye los resultados obtenidos en la ref 1, se calculó el momento de volteo del edificio 2 a partir del mecanismo de falla definido por articulaciones en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas de planta baja. El procedimiento consistió en suponer una distribución de fuerzas laterales, dar al mecanismo un cierto movimiento Δ e igualar los trabajos de las fuerzas externas y de los momentos de fluencia de las articulaciones, lo cual permitió determinar los valores numéricos de las fuerzas de la distribución supuesta. A partir de dichas fuerzas se valuó el momento de volteo. Inicialmente se supuso una distribución correspondiente a la respuesta elástica de la estructura (fig 2); después se supuso la distribución de fuerzas laterales obtenida del análisis inelástico paso a paso, para el instante en que ocurre la máxima fuerza basal (fig 3); esta distribución difiere significativamente de la correspondiente a la respuesta elástica a causa de la presencia de un cierto número de articulaciones inelásticas. Las fuerzas cortantes basales para las dos distribuciones anteriores resultaron de 354.9 t y 337.8 t respectivamente, en tanto que los momentos de volteo resultaron prácticamente iguales entre sí (12,515 t-m). Después, se efectuó un tercer cálculo con una distribución de fuerzas laterales obtenida del análisis inelástico bajo el sismo SCT-85 amplificado al doble, a fin de incluir una distribución de fuerzas laterales que correspondiera a un mayor número de articulaciones inelásticas. Los resultados de este caso fueron una fuerza cortante basal de 443.9 t y un momento de volteo de 12,521 t-m, este último de hecho igual al obtenido en los dos cálculos precedentes.

Para el mecanismo definido por articulaciones en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas de planta baja, el momento de volteo es independiente de la distribución de las fuerzas laterales e igual a la suma de los momentos de fluencia de las articulaciones que definen el mecanismo de falla. En lo que sigue se presenta la demostración de lo anterior; también se incluye la demostración de que la fuerza lateral total sí depende de la distribución de las fuerzas laterales (se hace referencia a la fig 4):

$$M_v = \sum F_i h_i$$

Igualando los trabajos exterior e interior

$$T_E = T_I$$

$$\sum F_i \Delta_i = \sum M_y \theta$$

$$\sum F_i \frac{h_i}{H} \Delta = \sum M_y \frac{\Delta}{H}$$

$$\sum F_i h_i = \sum M_y = cte$$

En cuanto a la fuerza cortante basal, V_o :

$$V_o = \sum F_i$$

Del equilibrio de momentos resulta

$$\bar{h} \sum F_i = M_v$$

$$\sum F_i = \frac{M_v}{\bar{h}} = \frac{M_v}{\sum F_i h_i / \sum F_i} * cte$$

(En lo anterior \bar{h} es la altura de la resultante de ΣF_i).

En la ref 1 se obtuvo un momento de volteo máximo de 14320 t-m cuando aún faltaban por formarse algunas articulaciones en las vigas de los pisos superiores; el momento de volteo correspondiente al mecanismo de falla resultó igual a 12515 t-m, según los párrafos anteriores.

El momento de volteo correspondiente al mecanismo debe ser el límite superior del momento que puede generarse. El que se haya obtenido un valor mayor durante el análisis inelástico se atribuye a que en dicho análisis se incluyó el efecto P- Δ , es decir el momento de volteo causado por el peso del edificio actuando sobre la estructura deformada, el cual no interviene al valuar el momento a partir del mecanismo. También influye que en el análisis inelástico se consideró un cierto amortiguamiento interno de la estructura, que tampoco interviene en el cálculo del momento de volteo a partir del mecanismo; el amortiguamiento interno de una estructura hace que aumente la fuerza lateral dinámica externa necesaria para hacerla fallar y que aumente el momento de volteo. En otras palabras, el momento de volteo correspondiente al mecanismo sería el límite superior si no se considerara el efecto P- Δ ni el amortiguamiento.

3. ORDEN DE APARICIÓN DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS

Con el propósito de conocer la forma de la gráfica acción-respuesta de los edificios y con base en ella determinar qué parte del incremento en el momento de volteo proviene de que no todas las articulaciones se forman simultáneamente y qué parte se debe a otras causas como haber usado en los análisis valores medios de las resistencias sin incluir factores de reducción de resistencia y a la sobrerresistencias en la flexión negativa originadas por el refuerzo de la losa, se intentó aplicar a una de las estructuras cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes hasta formar el mecanismo de falla, con el programa ULARC (ref 4). Esta idea se descartó debido a que en los análisis paso a paso se encontró que la distribución de fuerzas laterales cambia significativamente en función del nivel de fluencia que va sufriendo la estructura, el cual varía con el tiempo, de modo que no es realista suponer una cierta distribución e ir aumentando proporcionalmente las magnitudes de las fuerzas laterales para tratar de determinar en qué orden van apareciendo las articulaciones plásticas. En lugar de lo anterior, se optó por trazar gráficas fuerza cortante basal contra desplazamiento del nivel de azotea, obtenidas de los análisis inelásticos paso a paso. En la fig 5 se presenta la variación con el tiempo de la fuerza cortante basal, resultante del análisis inelástico (a fin de comparar, también se ha trazado la gráfica que resulta suponiendo comportamiento elástico). Los máximos y mínimos de los distintos ciclos se han numerado con objeto de poderlos identificar en otras figuras. Se nota claramente que la primera articulación se forma poco antes del mínimo N° 11 donde la respuesta inelástica se separa de la respuesta elástica. También puede percibirse que la respuesta inelástica se encuentra acotada, y que el máximo abatimiento de la respuesta elástica ocurre en los

mínimos y máximos Nos 27, 28, 29 y 30. En la fig 6 aparece una gráfica continua que describe la relación de la fuerza cortante basal con el desplazamiento del nivel de azotea. En las figs 7 a 12 se presenta la gráfica mencionada, pero dividida en varios intervalos de tiempo; en ellos se han numerado algunos máximos y mínimos a fin de relacionarlos con los máximos y mínimos de la fig 5. Las gráficas de las figs 6 a 12 son relaciones entre la magnitud de la fuerza cortante en la planta baja y el movimiento del último nivel, es decir no son relaciones entre una fuerza y el movimiento de su punto de aplicación, razón por la cual el área dentro de un ciclo histerético no representa la energía disipada, ni la pendiente representa en rigor la rigidez lateral del edificio. Sin embargo, estas gráficas suministran una visión global del comportamiento de la estructura, sí dicen qué tanto se aparta el comportamiento con relación al elástico y permiten detectar la aparición de articulaciones plásticas, las cuales se manifiestan por los cambios de pendiente en las gráficas. Como se dijo en párrafos anteriores, la aparición de la primera articulación se nota en la fig 5 poco antes del valor mínimo N° 11. Esta circunstancia se manifiesta en la fig 8, donde aparece marcado el mínimo N° 11; allí se percibe un cambio de pendiente para valores de V_0 de entre -320 y -330 t que corresponde a la formación de la primera articulación plástica. Según los resultados del análisis, esta articulación se formó en la base de la columna derecha de planta baja. En la fig 13 aparece la variación del momento y de la carga axial en esa columna a lo largo del movimiento; la primera articulación se formó en la zona de flexotensión.

La máxima fuerza cortante que ocurrió fue de aproximadamente -390 t. Este máximo puede observarse en las figs 5 y 11; está marcado con el N° 27. En las mismas figuras se ve que ocurrieron varios ciclos semejantes. La relación entre la máxima fuerza cortante basal y la correspondiente a la primera articulación plástica fue entonces $390/350 = 1.114$. La relación entre el máximo momento de volteo y el correspondiente a la formación de la primera articulación plástica es

$$(390 \times 37.05) / (350 \times 35.27) = 1.171$$

donde 37.05 m y 35.27 m son las alturas de las resultantes de las fuerzas laterales de las

distribuciones inelástica y elástica, respectivamente (figs 3 y 2). Según lo anterior, por concepto de que no se forman simultáneamente todas las articulaciones, se tiene un incremento de 17 por ciento en el momento de volteo con respecto al que corresponde a la primera fluencia de la estructura.

4. CAUSAS DE LA DIFERENCIA ENTRE EL MOMENTO DE VOLTEO DE DISEÑO Y EL OBTENIDO DEL ANÁLISIS INELÁSTICO

Para el edificio 2 el momento de volteo obtenido del análisis modal espectral de acuerdo con el Reglamento DDF y sus normas complementarias resultó igual a 7,557 t-m, y el de diseño, considerando un factor de carga de 1.1, igual a $1.1 \times 7,557 = 8,313$ t-m. El máximo momento de volteo obtenido del análisis inelástico fue de 14,320 t-m. La razón entre estos momentos es $14,320/8,313 = 1.72$. El incremento de 72 por ciento se descompone en los factores siguientes:

- a) Aumento del momento de volteo entre el correspondiente a la aparición de la primera articulación y el valor máximo de dicho momento. Según el capítulo 3:

$$(390 \times 37.05) / (350 \times 35.27) = 1.171$$

- b) Sobrerresistencia de las vigas

A fin de trabajar con valores más probables de los momentos resistentes, en el análisis inelástico no se incluyó el factor de resistencia (0.9) y se supuso un valor medio del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo igual a 4552 kg/cm^2 , mientras que para diseñar se usó $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Por estos conceptos se tienen los incrementos siguientes:

$$1 / 0.9 = 1.111$$

$$4,552 / 4,200 = 1.084$$

El incremento medio de los momentos de fluencia negativos de las vigas debido a incluir como parte de su refuerzo a tensión el acero de la losa resultó en promedio de 5 por ciento. Se supondrá un 3 por ciento para tomar en cuenta que solo la mitad de las articulaciones fluyen con momento negativo.

El factor de incremento debido a los conceptos a) y b) anteriores resulta ser:

$$1.171 \times 1.111 \times 1.084 \times 1.03 = 1.453$$

La parte restante, es decir $1.72 / 1.453 = 1.184$, puede atribuirse a las causas siguientes:

c) Factor de carga en las cargas gravitacionales.

Para diseñar, las cargas muerta y viva se multiplicaron por el factor de carga 1.1. En el análisis inelástico dichas cargas no se afectaron por un factor de carga a fin de tener valores más probables de ellas. Al actuar cargas gravitacionales menores, la resistencia de la estructura a fuerzas laterales aumenta y se genera un momento de volteo mayor.

d) Efectos de segundo orden

Como se mencionó en el capítulo 2, los momentos de volteo obtenidos de los análisis inelásticos incluyen el momento que causa el peso del edificio al actuar sobre la estructura deformada. Los momentos de volteo para diseño no incluyen dicho efecto pues se obtuvieron de análisis de primer orden. En el diseño de las columnas se tomaron en cuenta los efectos de segundo orden amplificando los momentos flexionantes obtenidos del análisis de primer orden.

e) Amortiguamiento interno

Para diseñar los edificios se hizo uso de ordenadas de un espectro de diseño en el cual está incluido un cierto amortiguamiento; en el análisis estructural subsiguiente no se involucra ya el amortiguamiento. En esta forma se diseñó una estructura que en teoría debería empezar a fluir cuando actuara un momento de volteo de 8,313 t-m. Por otra parte, en el análisis inelástico sí interviene un amortiguamiento interno que origina un aumento en la resistencia lateral de la estructura y por tanto conduce a un momento de volteo mayor que el de diseño correspondiente a la primera fluencia.

5. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En este capítulo se trata el cálculo de los momentos de volteo en la base del edificio mediante análisis inelástico paso a paso tomando en cuenta la interacción de la estructura con su cimentación, a fin de comparar con los momentos obtenidos sin interacción y evaluar su efecto sobre la respuesta de la estructura.

Para un edificio con las características del aquí estudiado, situado en la zona de terreno blando, la cimentación adecuada es la formada por un cajón rígido y pilotes apoyados en la primera capa dura. Los pilotes de fricción se descartan debido al mal comportamiento que en general tuvieron durante los sismos de 1985.

Se supuso que el edificio tendría un sótano entre el nivel del terreno y el cajón de cimentación. Se consideraron pilotes de concreto reforzado colados en el lugar, de 30 cm de diámetro y 23 m de longitud media, con resistencia especificada, f'_c , de 350 kg/cm², y capacidad en la punta en condiciones de servicio de 60 t bajo cargas muerta y viva máxima. En el cálculo de la fuerza actuante en la punta se incluyó el peso del edificio, el de la subestructura y de los pilotes, así como la fricción negativa que actúa en los pilotes y en los muros de la subestructura. A partir de las acciones verticales mencionadas se obtuvo un número de pilotes que después se revisó bajo la acción del sismo. Se llegó a 225 pilotes distribuidos uniformemente en una cuadrícula de 15 x 15 hileras. La subestructura y la distribución de pilotes se presentan en las figs 14 y 15.

La interacción suelo-estructura se tomó en cuenta agregando en la base de la subestructura un piso ficticio cuyas columnas tienen rigideces laterales y axiales tales que la rigidez lateral y la rigidez al giro (cabeceo) de dicho piso ficticio son iguales a las rigideces lateral, K_x , y al giro, K_r , de la cimentación, obtenidas con las expresiones del apéndice A de la ref 3.

De las características de rigidez de la cimentación completa se obtiene la correspondiente al marco central del edificio, con el criterio de que el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos laterales dinámicos modales espectrales coincidan con los del edificio completo.

La expresión de K_x (ref 3) para la rigidez lateral de la cimentación desprecia la rigidez lateral de los pilotes, lo cual permite, junto con la índole aproximada del procedimiento, aplicar el acelerograma superficial del sismo en la base del piso ficticio al realizar el análisis paso a paso; si la influencia de la rigidez lateral de los pilotes fuera mayor habría que tomar en cuenta de alguna forma el acelerograma del estrato donde apoyan los pilotes. El efecto importante de los pilotes de punta proviene de su rigidez axial que se traduce en una alta rigidez al giro de la base del edificio.

En la fig 16 se presenta la variación con el tiempo de los momentos de volteo calculados paso a paso tomando en cuenta la interacción con la cimentación; en la misma figura se incluye la variación de los momentos sin considerar dicha interacción. Se aprecia que el efecto de la interacción sobre los momentos de volteo es insignificante, lo cual se atribuye a la alta rigidez al giro de la base, suministrada por la rigidez axial de los pilotes. También se calculó la variación con el tiempo del desplazamiento horizontal, relativo al terreno, de la azotea del edificio con interacción suelo-estructura y sin ella; los resultados se presentan en la fig 17 donde puede notarse que la interacción tampoco tuvo efecto significativo sobre los desplazamientos laterales (incremento aproximado de 6 por ciento). Por otra parte, el periodo fundamental de vibración calculado tomando en cuenta la interacción suelo-estructura solo resultó un 2.5 por ciento mayor que el obtenido para la condición de base rígida.

6. CONCLUSIONES

Con relación a los objetivos de este trabajo se establecen las conclusiones siguientes:

- 1) El momento de volteo del edificio 2 calculado a partir del mecanismo de falla concuerda satisfactoriamente con el obtenido del análisis inelástico paso a paso, tomando en cuenta que en dicho análisis se incluyó el efecto P- Δ y un cierto amortiguamiento, factores que no se incluyeron en el cálculo basado en el mecanismo.
- 2) Cuando existen articulaciones plásticas, la distribución de fuerzas sísmicas en la altura del edificio puede apartarse considerablemente de la que resulta de una distribución triangular de aceleraciones de las masas (fig 3).
- 3) El momento de volteo de un marco plano correspondiente al mecanismo de falla definido por articulaciones en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas de planta baja es independiente de la distribución de las fuerzas laterales, e igual a la suma de los momentos de fluencia de las articulaciones plásticas. La fuerza cortante basal sí depende de la distribución de las fuerzas laterales.
- 4) La aparición de articulaciones plásticas se manifiesta en las gráficas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, por quiebres o cambios de pendiente, de manera que es posible detectar en dichas gráficas la aparición de la primera

articulación, así como el grado de fluencia (ancho de los ciclos histeréticos) que sufre la estructura en función del tiempo.

- 5) El incremento de 72 por ciento entre el momento de volteo obtenido del análisis inelástico y el de diseño (incluye el factor de carga 1.1) se descompone en los factores siguientes:

- Sobrerresistencia de las vigas:

Por usar resistencias medias $1.111 \times 1.084 = 1.204$

Por incluir refuerzo de losas 1.030

- Relación entre el máximo momento de volteo y el correspondiente a la primera fluencia: 1.171
- Efectos de segundo orden, factor de carga en las cargas gravitacionales, amortiguamiento interno, etc: 1.184

- 6) El efecto de la interacción de la estructura con su cimentación formada por pilotes de punta, sobre los momentos de volteo y los desplazamientos laterales, no fue significativo.

REFERENCIAS

1. Romero, J E y Loera, S, "Momentos de volteo en edificios esbeltos inelásticos", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 550, México, D F (nov 1992)
2. Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D F (3 de julio, 1987)
- 3) Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del DDF, México, D F (5 de nov, 1987)
- 4) Sudhakar, A y Powell, G H, "ULARC: Computer program for small displacements elasto-plastic analysis of plane frames", Universidad de California, Berkeley (dic, 1972).

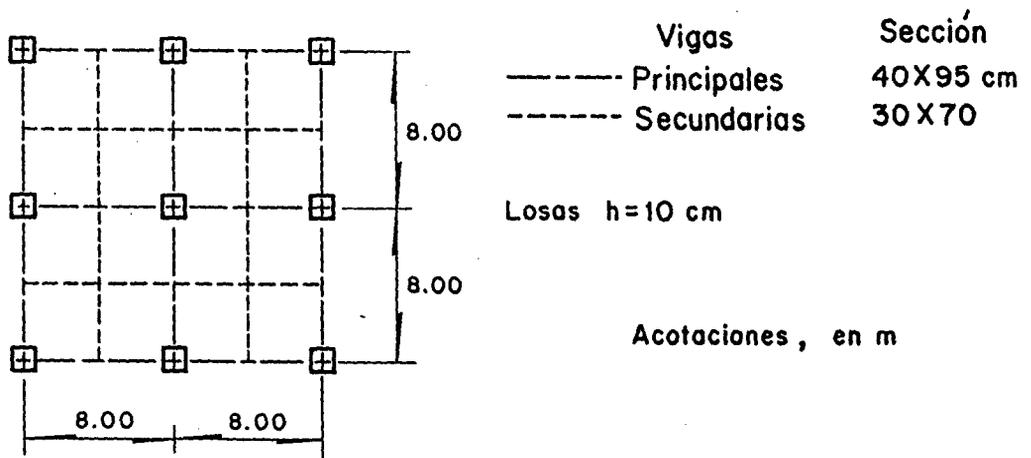
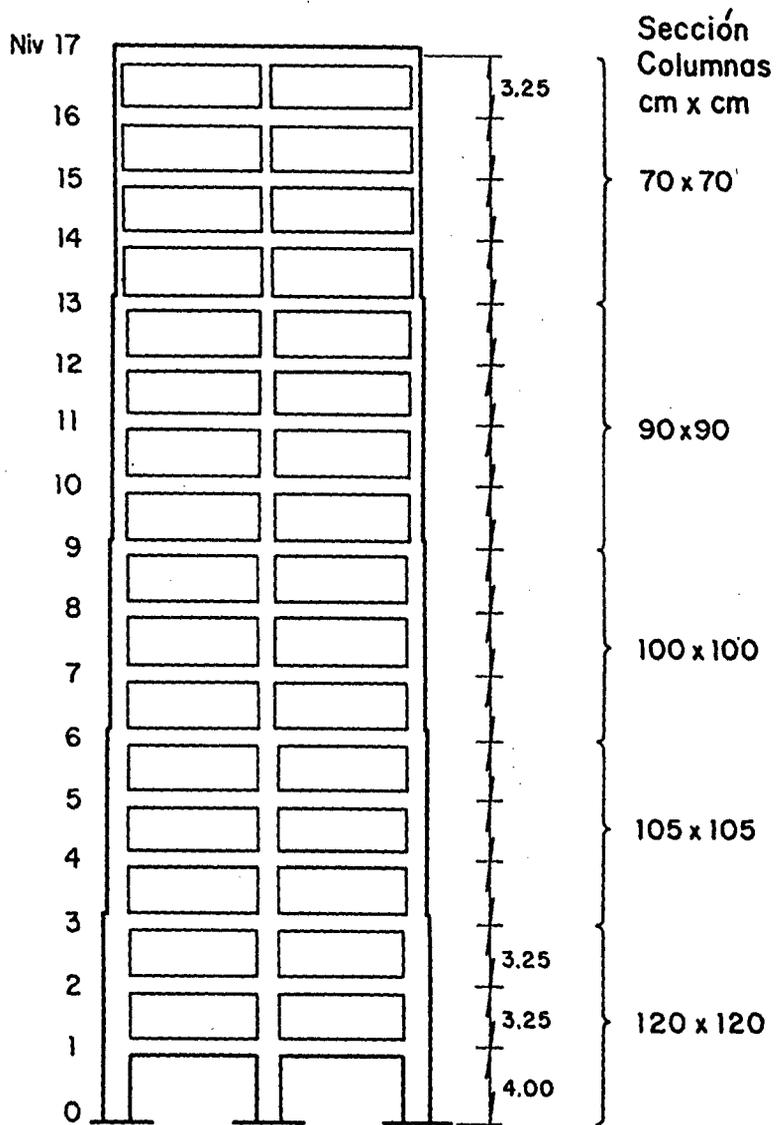


Fig 1. Edificio 2. Relación de esbeltez $H/B = 3.3$

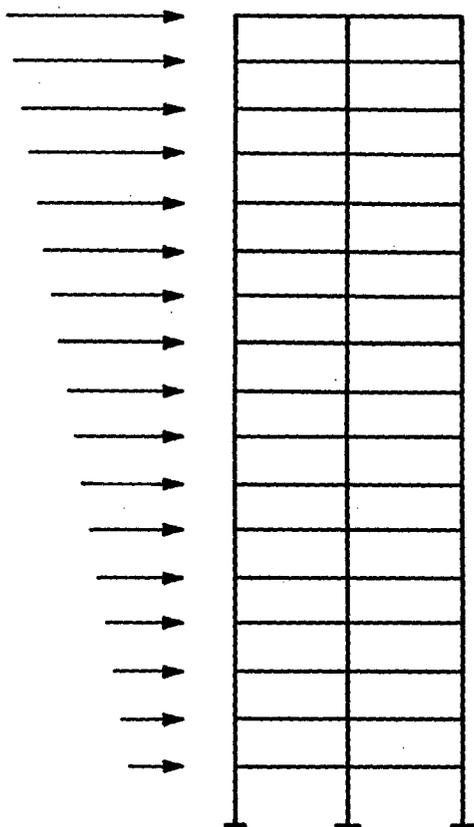


Fig 2. Distribución de fuerzas obtenida del análisis elástico paso a paso

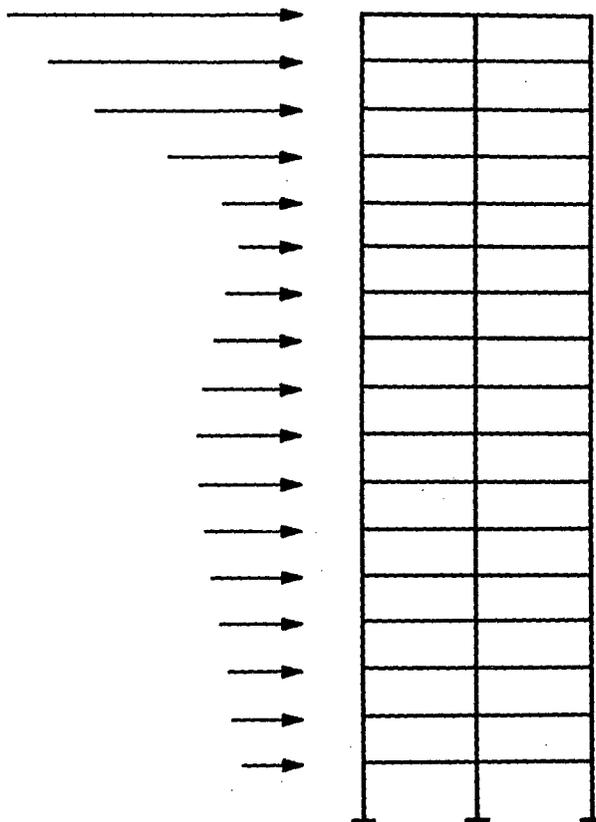


Fig 3. Distribución de fuerzas obtenida del análisis inelástico paso a paso, correspondiente al tiempo en que ocurre la cortante basal máxima

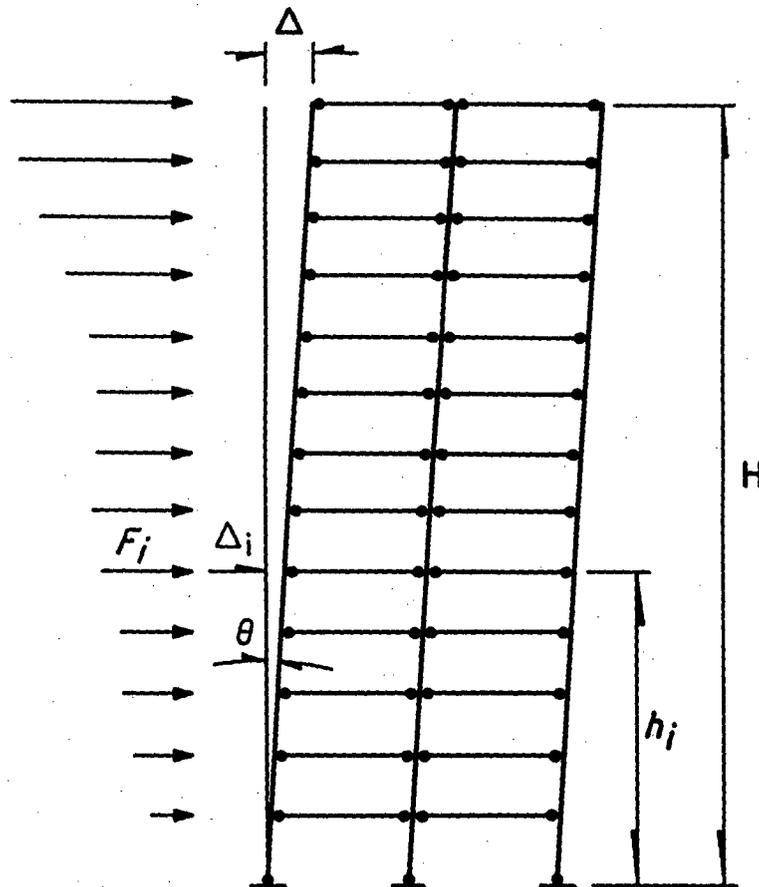


Fig 4. Para cálculo del momento de volteo
bajo una distribución de fuerzas cualquiera

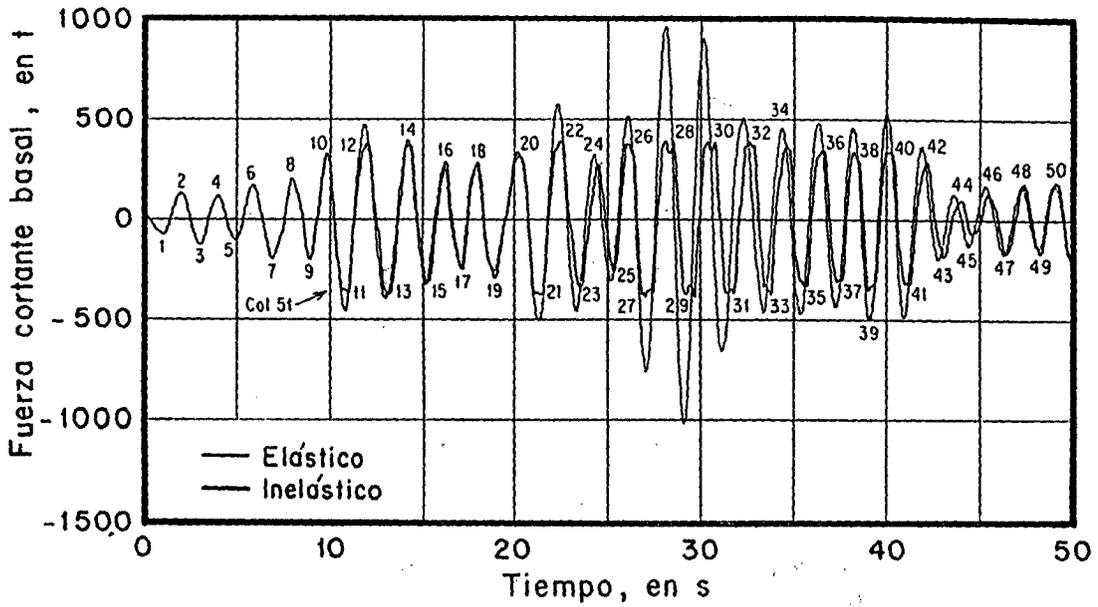


Fig 5. Variación en el tiempo de la fuerza cortante basal

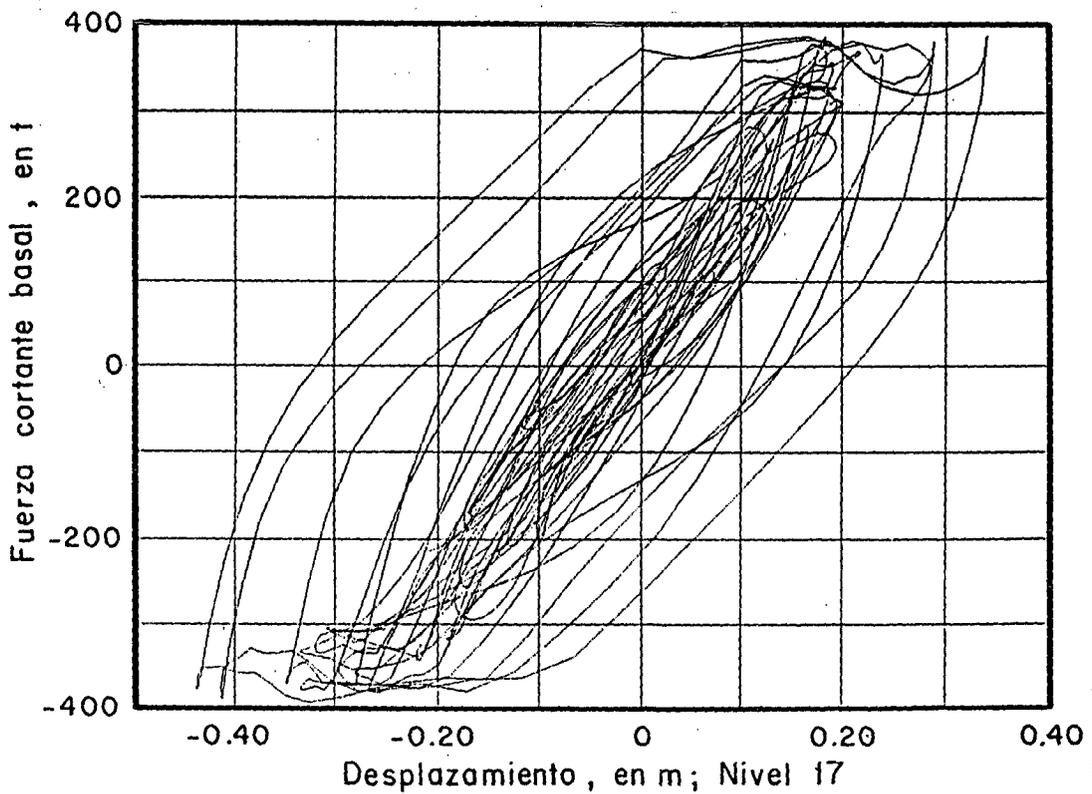
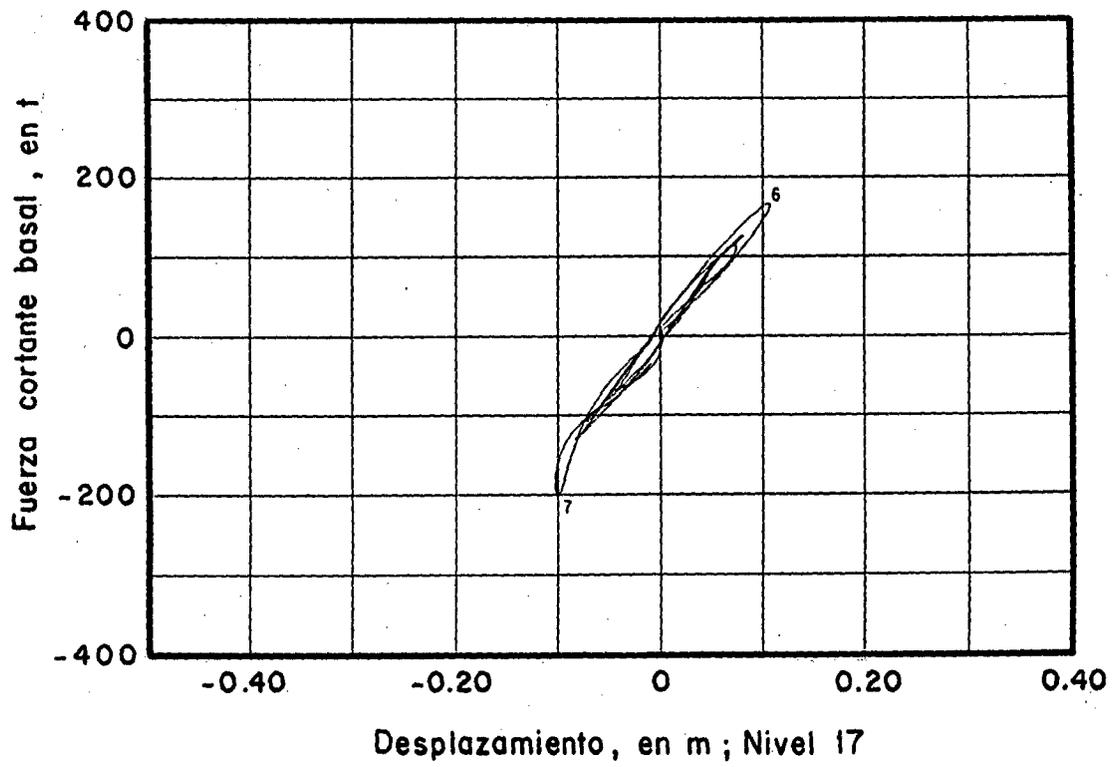
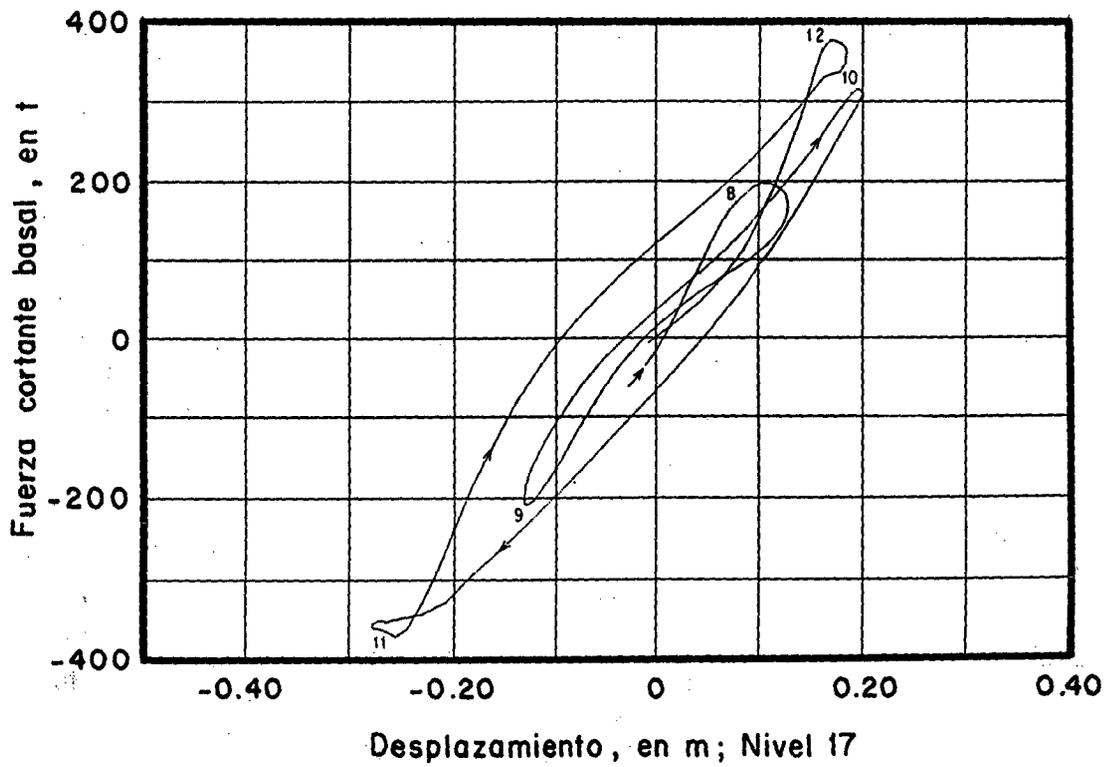


Fig 6. Relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento de azotea



*Fig 7. Fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea.
Intervalo 0-7.52 segundos*



*Fig 8. Fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea.
Intervalo 7.52-12.52 segundos*

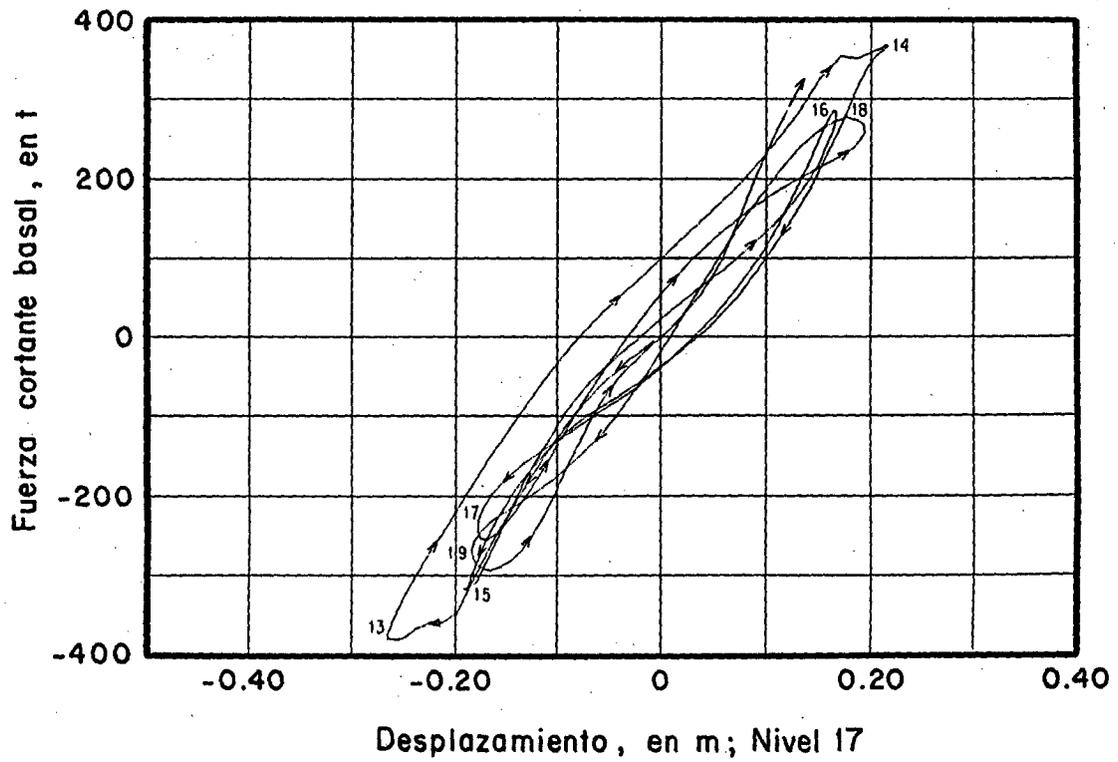
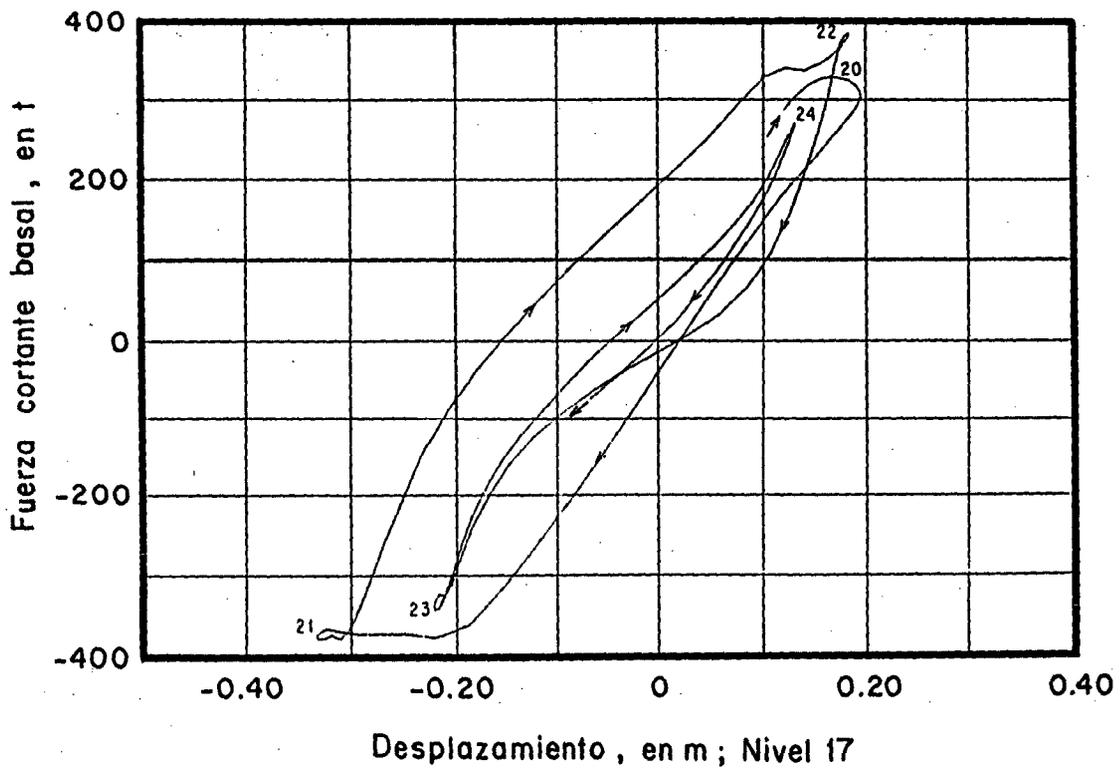


Fig 9. Fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea.
Intervalo 12.52-20.00 segundos



*Fig 10. Fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea.
Intervalo 20.00-25.00 segundos*

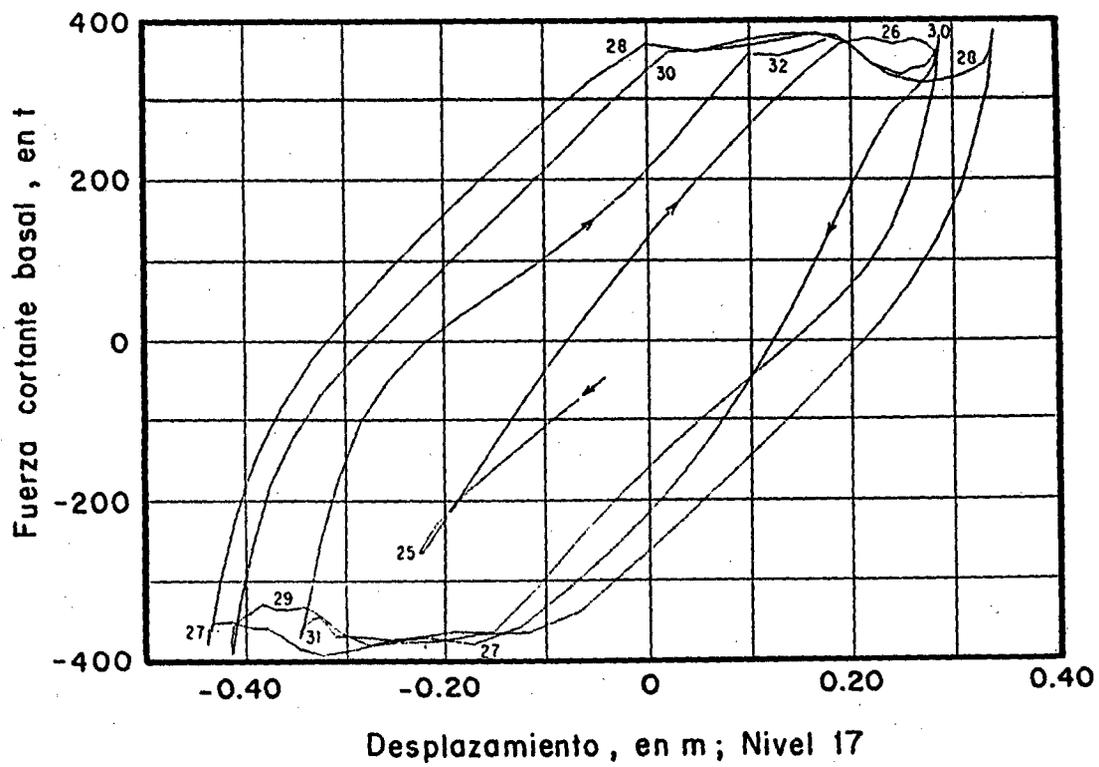
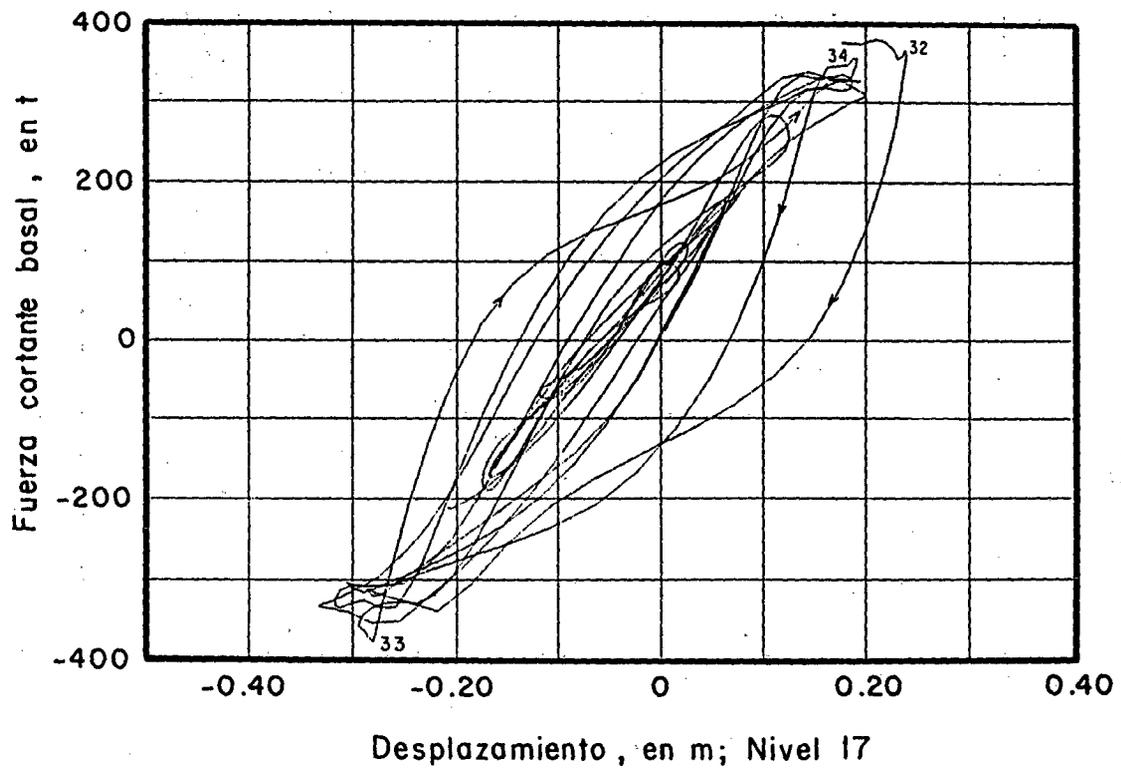


Fig 11. Fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea.
Intervalo 25.00-32.52 segundos



*Fig 12. Fuerza cortante basal-desplazamiento de azotea.
Intervalo 32.52-50.00 segundos*

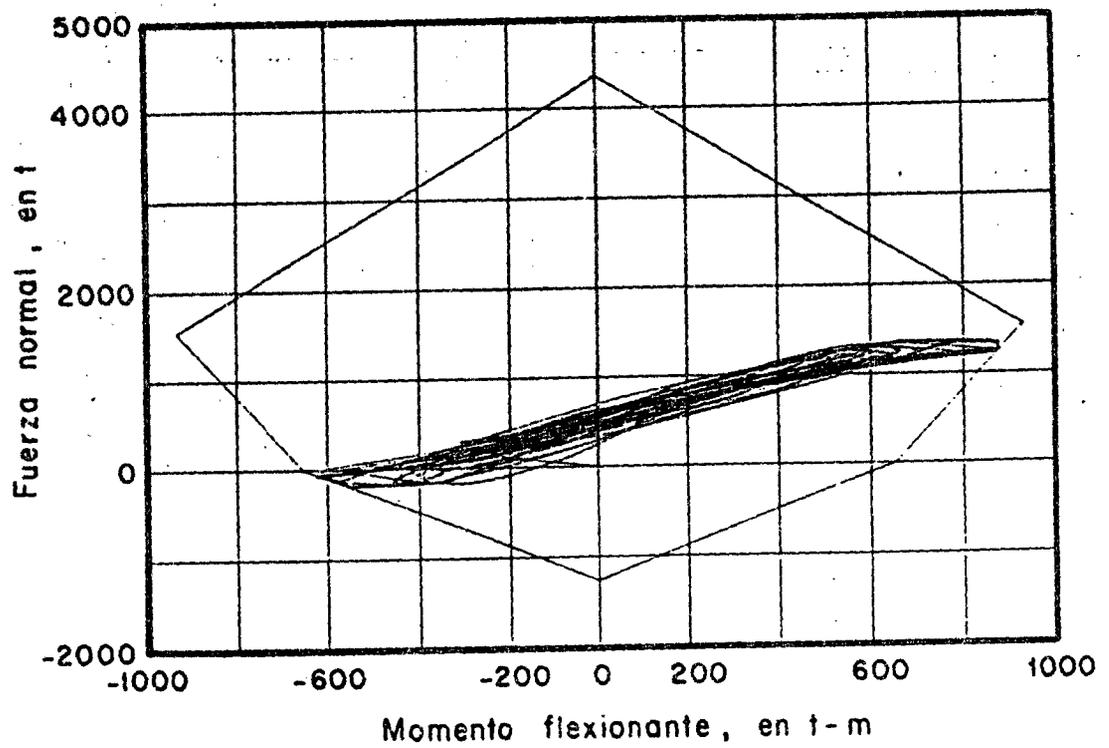


Fig 13. Historia de M-N, extremo inferior de la columna derecha de planta baja

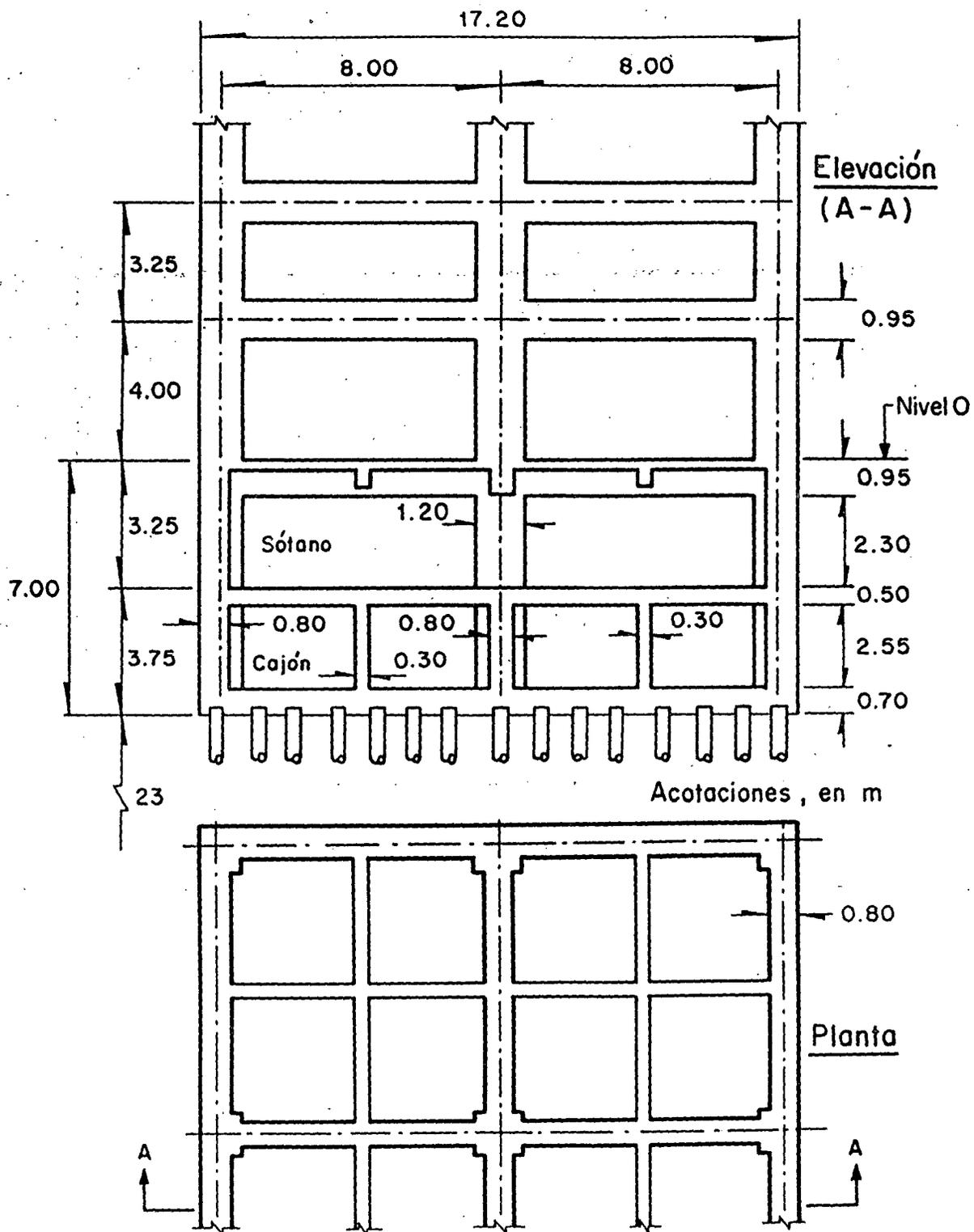
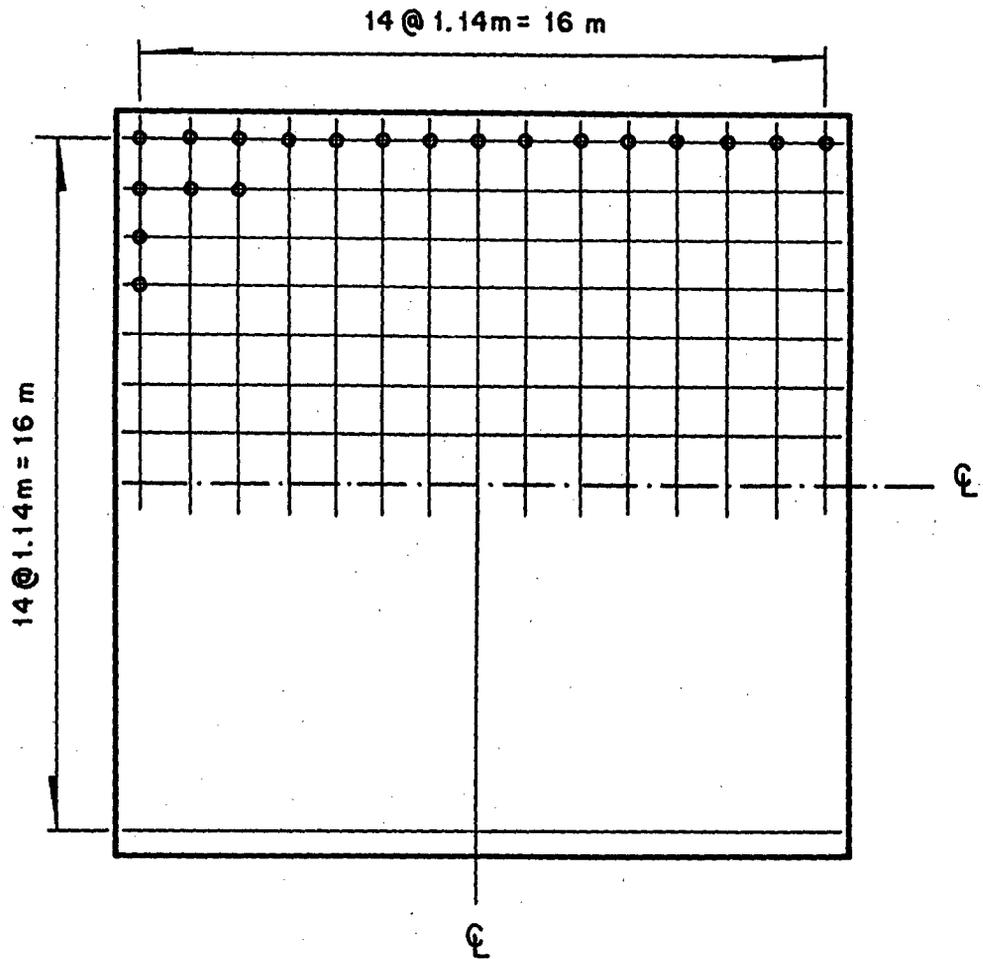


Fig 14. Cimentación



225 pilotes

Longitud media 23 m

Diámetro 30 cm

Fig 15. Distribución de pilotes. Edificio 2

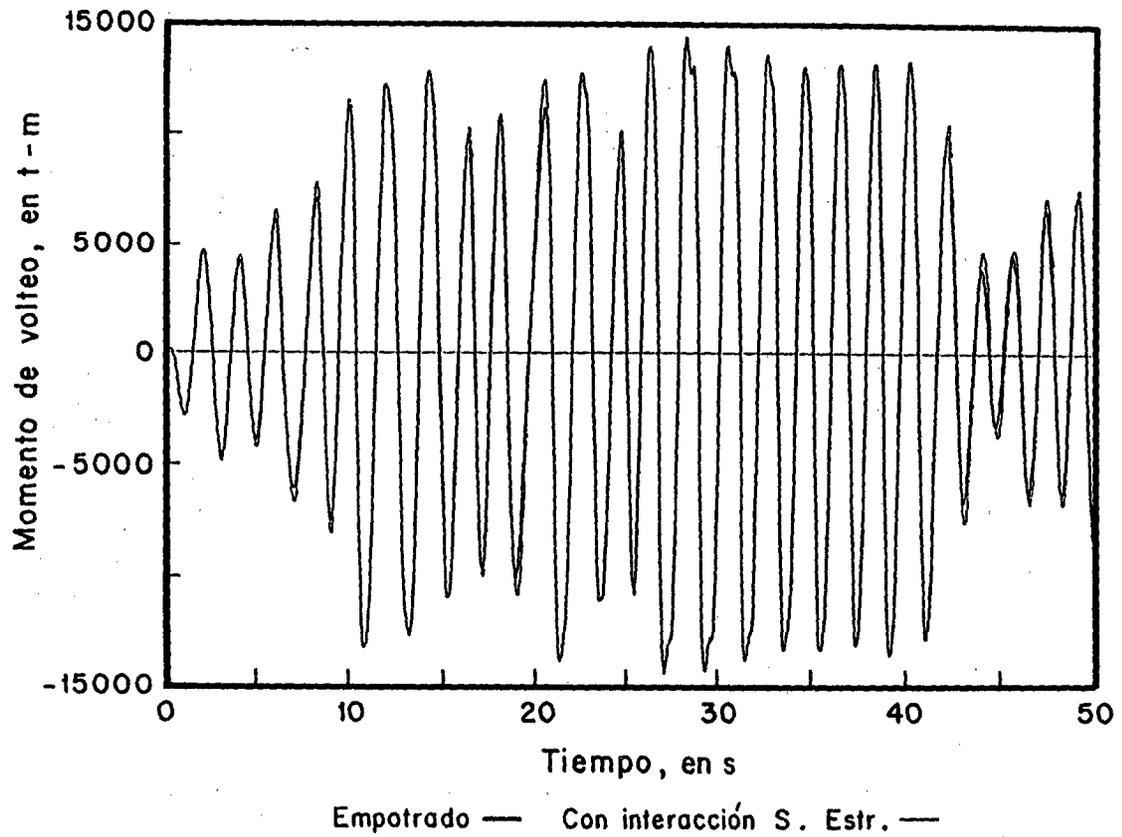


Fig 16. Variación en el tiempo del momento de volteo

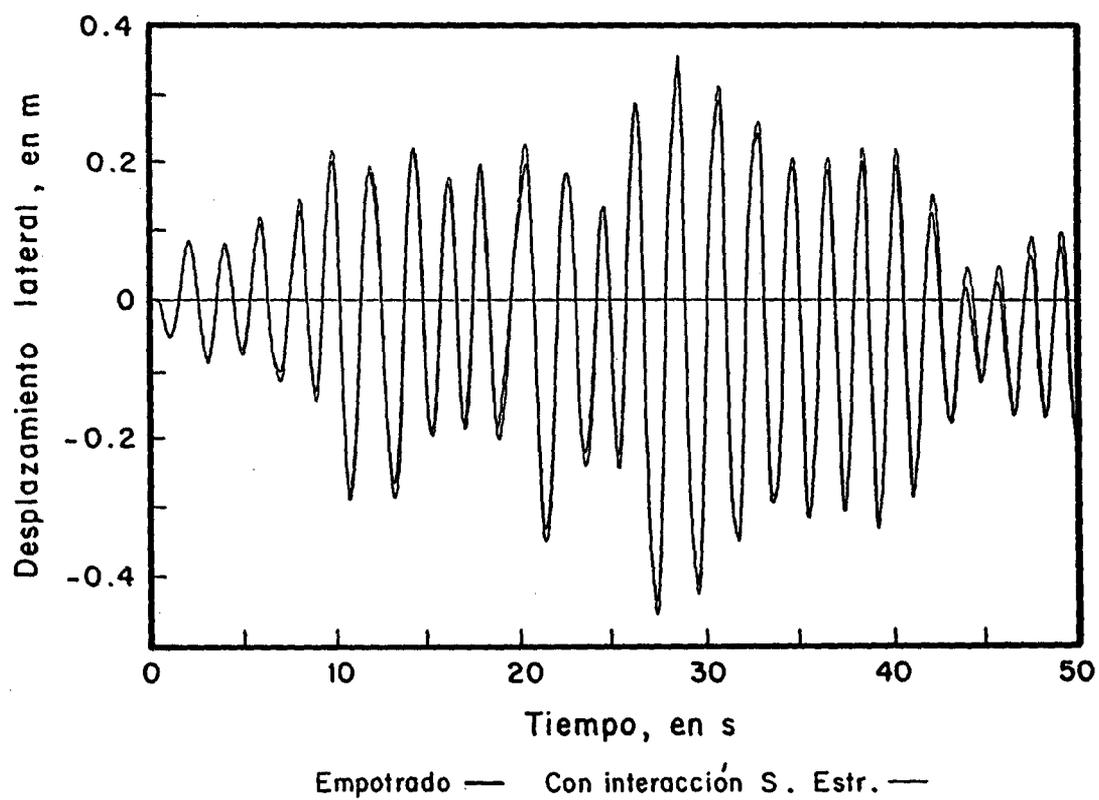


Fig 17. Variación en el tiempo del desplazamiento de la azotea