

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

EFFECTOS PRODUCIDOS POR LA PROFUNDIZACIÓN
DE ATAGUÍAS PERIMETRALES,
ESTRUCTURALMENTE UNIDAS A CIMENTACIONES
SOBRE SUELOS BLANDOS

TRABAJO PRESENTADO A LA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
POR

GILBERTO SOTELO SEIDLING

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

MAESTRO DE INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA
1993



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

ÍNDICE

1. Introducción.
2. Objetivo.
3. Esfuerzos en un sólido elástico seminfinito bajo la acción de compresión de un cuerpo circular rígido.
4. Modelo de una cimentación circular, estructuralmente unida a una ataguía perimetral de profundidad variable.
 - 4.1 Consideraciones.
 - 4.2 Procedimiento de evaluación con el programa SAP90.
5. Resultados obtenidos para distintas profundidades de la ataguía perimetral.
6. Conclusiones.

Referencias

EFECTOS PRODUCIDOS POR LA PROFUNDIZACION DE ATAGUIAS PERIMETRALES ESTRUCTURALMENTE UNIDAS A CIMENTACIONES SOBRE SUELOS BLANDOS

1. Introducción

Las cargas que transmite una cimentación al suelo sobre el que se apoya, producen desplazamientos totales y diferenciales en la interfase de ambos. Los desplazamientos diferenciales de la superestructura deben ser iguales a los que se presentan en la superficie de apoyo de la cimentación.

Por otro lado, la distribución de esfuerzos y deformaciones en el área de contacto entre la cimentación y el suelo está en función de la rigidez de la primera, de la distribución de cargas que obran sobre la misma y de la deformabilidad del subsuelo.

Se denomina como interacción suelo-estructura al procedimiento a través del cual se establecen las expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto entre el subsuelo y la cimentación. Para el cálculo de esfuerzos en el suelo se utiliza en general la teoría de la elasticidad o alguna de sus modificaciones, a pesar de que se sabe que rigurosamente dicho medio no se comporta elásticamente, sino más bien se ajusta a una ley elasto-viscosa. En realidad, la interacción suelo-estructura varía con el tiempo hasta que dejan de aumentar las deformaciones elasto-viscosas del concreto de la cimentación. Es hasta entonces cuando la configuración alcanza un estado de estabilidad.

El estudio de interacción suelo-estructura ha evolucionado considerablemente en las últimas décadas. En 1957, Housner (ref. 9) concluyó que la interacción durante un sismo es insignificante. No fue sino hasta que comenzó la construcción de plantas comerciales para la generación de energía que el tema cobró mayor importancia. Las estructuras relativamente más rígidas de las plantas de energía nuclear finalmente consolidaron la importancia del estudio de interacción suelo-estructura.

En el periodo prenuclear no existía mucha urgencia por desarrollar métodos avanzados de análisis para las cimentaciones de las máquinas, ya que no se habían presentado problemas importantes en la cimentación de ese tipo de estructuras. Durante esa época se realizó una investigación continua sobre el tema, que produjo resultados útiles. Sin embargo, el desarrollo durante el periodo postnuclear ha sido más vertiginoso, por la importancia que adquirió la seguridad en las estructuras que ahora se analizan. Es así que la investigación sobre el tema tuvo que acelerar su capacidad de respuesta, para resolver los múltiples problemas estructurales que se presentan, radicalmente distintos de los de las cimentaciones masivas y rígidas que se utilizan para las máquinas.

El punto decisivo de la evolución del tema de interacción suelo-estructura se presentó en 1971, con la publicación de dos artículos, de Luco y Westmann y de Veletsos y Wei (refs. 10 y 15), sobre la solución de la respuesta dinámica de cimentaciones circulares desplantadas en un semiespacio elástico, sujetas a fuerzas armónicas externas. El resultado de las soluciones fueron las relaciones fuerza-desplazamiento o impedancias de cimentaciones circulares rígidas y sin masa, desplantadas sobre un medio del tipo antes mencionado, para cargas armónicas verticales, horizontales, de bamboleo y de torsión.

Las impedancias resultan ser función de la frecuencia y el módulo de Poisson del suelo, sobre todo para movimientos verticales y de bamboleo. Al no tener masa la cimentación, las impedancias pueden aplicarse para obtener las ecuaciones de movimiento de cualquier cimentación.

El estudio de una cimentación circular rígida, desplantada sobre un estrato elástico, apoyado sobre un semiespacio también elástico, permitió conocer la dependencia de las funciones de impedancia de la estratificación y llevó a incorporar el amortiguamiento histerético del suelo en medios estratificados.

Simultáneo al estudio de las funciones de impedancia para cimentaciones superficiales, se llevaron a cabo investigaciones para cimentaciones profundas, considerando el mismo tipo de problemas: estratificación; amortiguamiento del suelo y geometría de la cimentación. Sin embargo, la complejidad en la obtención de soluciones para cimentaciones profundas, obligó a utilizar soluciones analíticas aproximadas y el método del elemento finito.

Existe evidencia que el aumento de la profundidad y del área de contacto de una cimentación, incrementan la rigidez angular parabólicamente y disminuyen por lo tanto el periodo natural del primer modo de vibrar y la respuesta estructural bajo sollicitaciones sísmicas.

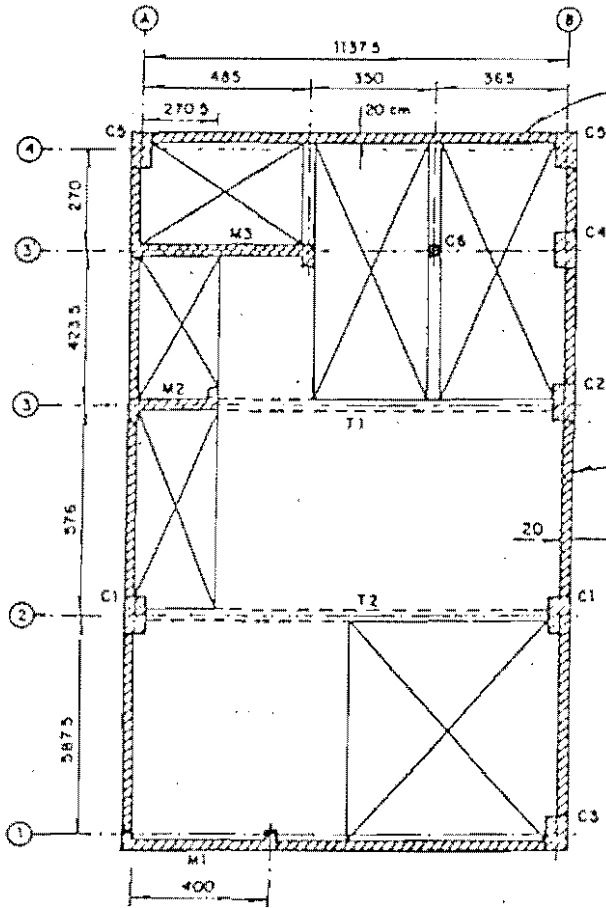
Lo anterior se pudo comprobar en dos edificios de la ciudad de México, en los que se utilizó vibración ambiental para evaluar la sensibilidad de la respuesta dinámica de la superestructura a las características de su cimentación.

El primer edificio estudiado (ref. 12), ubicado en la calle de Bruselas (zona de suelo blando), es una estructura esbelta de trece niveles, con una planta rectangular. La cimentación consta de un sótano rígido apoyado en 49 pilotes de fricción, rodeados por una ataguía de concreto, estructuralmente desligada del mismo. En la figura 1 se presentan las dimensiones generales del edificio, así como la distribución de la carga vertical en los pilotes.

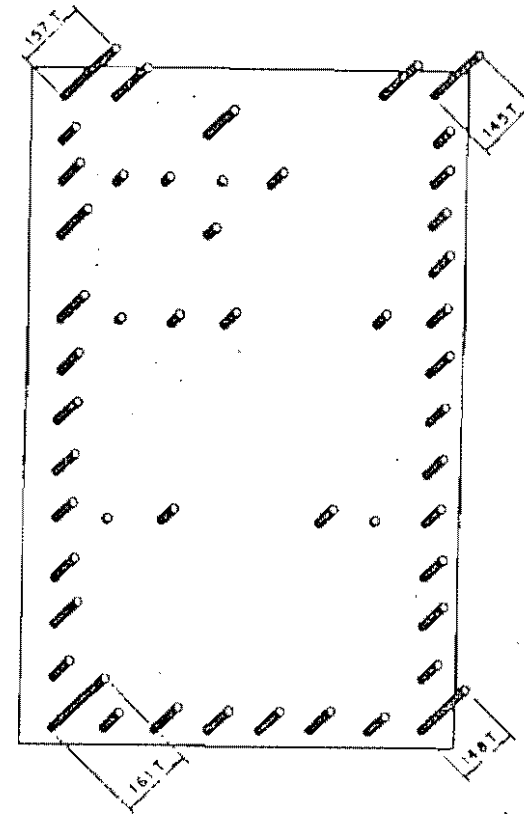
La tabla 1 resume los resultados de tres mediciones realizadas en el edificio en cuestión. En ella se puede observar un deterioro en la rigidez angular de la cimentación, que se refleja en un aumento del periodo natural de vibración, después del sismo de abril de 1989.

Para evitar daños futuros se optó por modificar la rigidez angular de la base, lo cual se llevó a cabo uniendo estructuralmente la ataguía con los muros del sótano, por medio de

Figura 1 Planta del edificio de la calle Bruselas, en la ciudad de México (ref. 12).



a) Dimensiones generales.



b) Distribución de la carga vertical en los pilotes

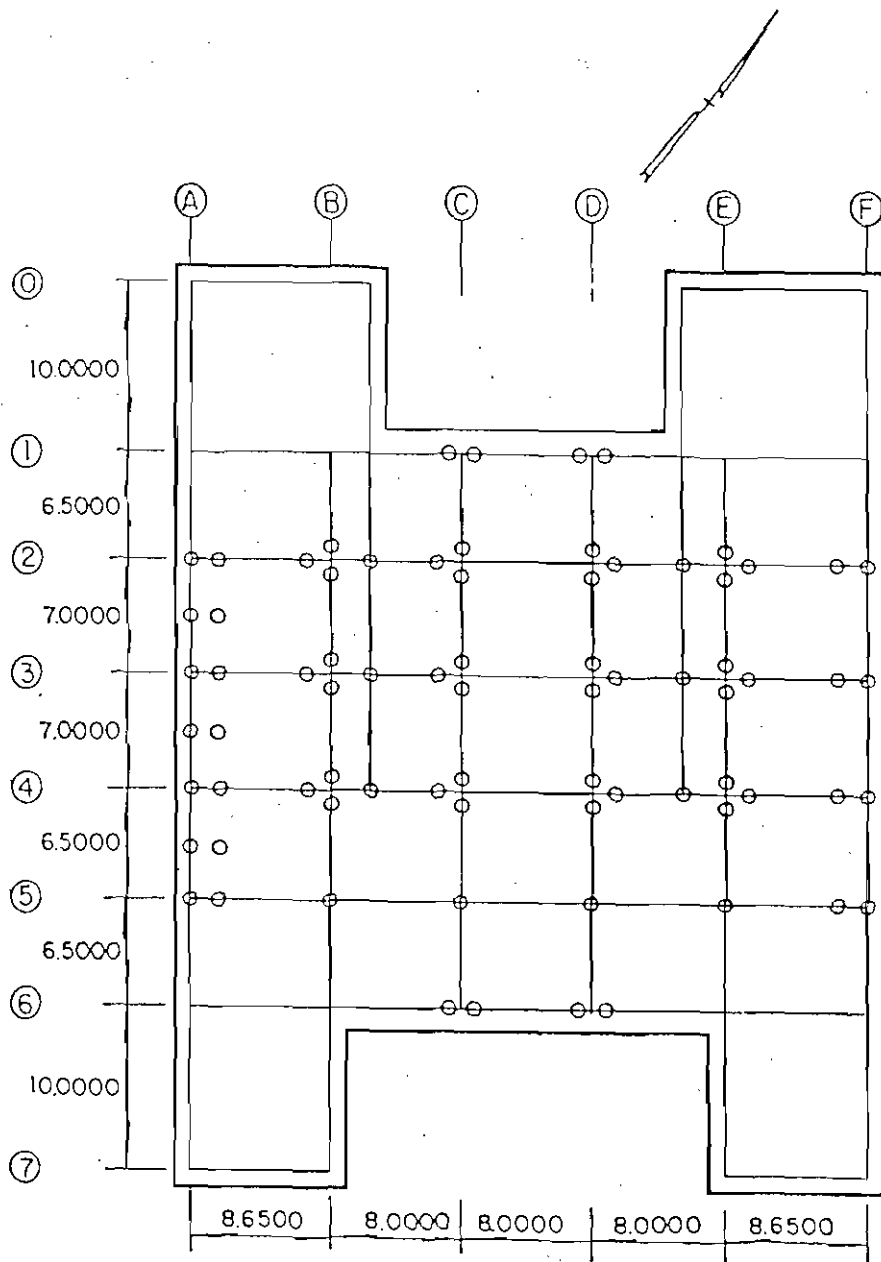
varillas horizontales y estribos entrelazados con el refuerzo de la ataguía y los muros. El acero para unir ambos elementos estructurales se recubrió con concreto. En la tabla 1 se puede observar que esta modificación estructural disminuyó el periodo natural del edificio.

Un segundo edificio en el que se afectó la respuesta estructural a través de modificaciones en la cimentación, está ubicado en la calle Delicias, también en zona de suelo blando en la ciudad de México. Su estructura de concreto reforzado consta de ocho niveles y estaba originalmente desplantada sobre un sótano rígido en cajón, el cual se apoyaba sobre 82 pilotes de fricción. Una ataguía de protección, estructuralmente desligada del sótano, rodeaba éste en toda su periferia. Los muros Milán de la ataguía se hicieron por razones puramente constructivas. La planta del edificio antes de las modificaciones estructurales se muestra en la figura 2.

Tabla 1. Resultados de vibración ambiental en el edificio de la calle Bruselas. (ref. 12)

MEDICIÓN	PROPIEDAD	PRIMER MODO DE VIBRACIÓN			
		FLEXIÓN NS	FLEXIÓN EO	TORSION	BAMBOLEO
1985	Frecuencia (Hz)	0.60	0.88	1.44	2.36
	Periodo (s)	1.67	1.14	0.69	0.42
Después del sismo abril de 1989	Frecuencia (Hz)	0.48	0.80	1.12	1.92
	Periodo (s)	2.08	1.25	0.89	0.52
Después de unir es- tructuralmente la ataguía con los mu- ros del sótano de cimentación	Frecuencia (Hz)	0.51	0.88	1.31	2.08
	Periodo (s)	1.96	1.14	0.76	0.48

Figura 2 Planta del edificio de la calle de Delicias, ciudad de México, antes de realizar modificaciones a su cimentación (ref.12).



Los cambios estructurales en el edificio consistieron en hincar 158 pilotes en la base y en conectar los muros Milán a las paredes del sótano mediante dados de concreto con barras de pretensado para apoyar los nuevos pilotes. Las figuras 3 y 4 muestran las modificaciones de la cimentación y los detalles constructivos de la conexión.

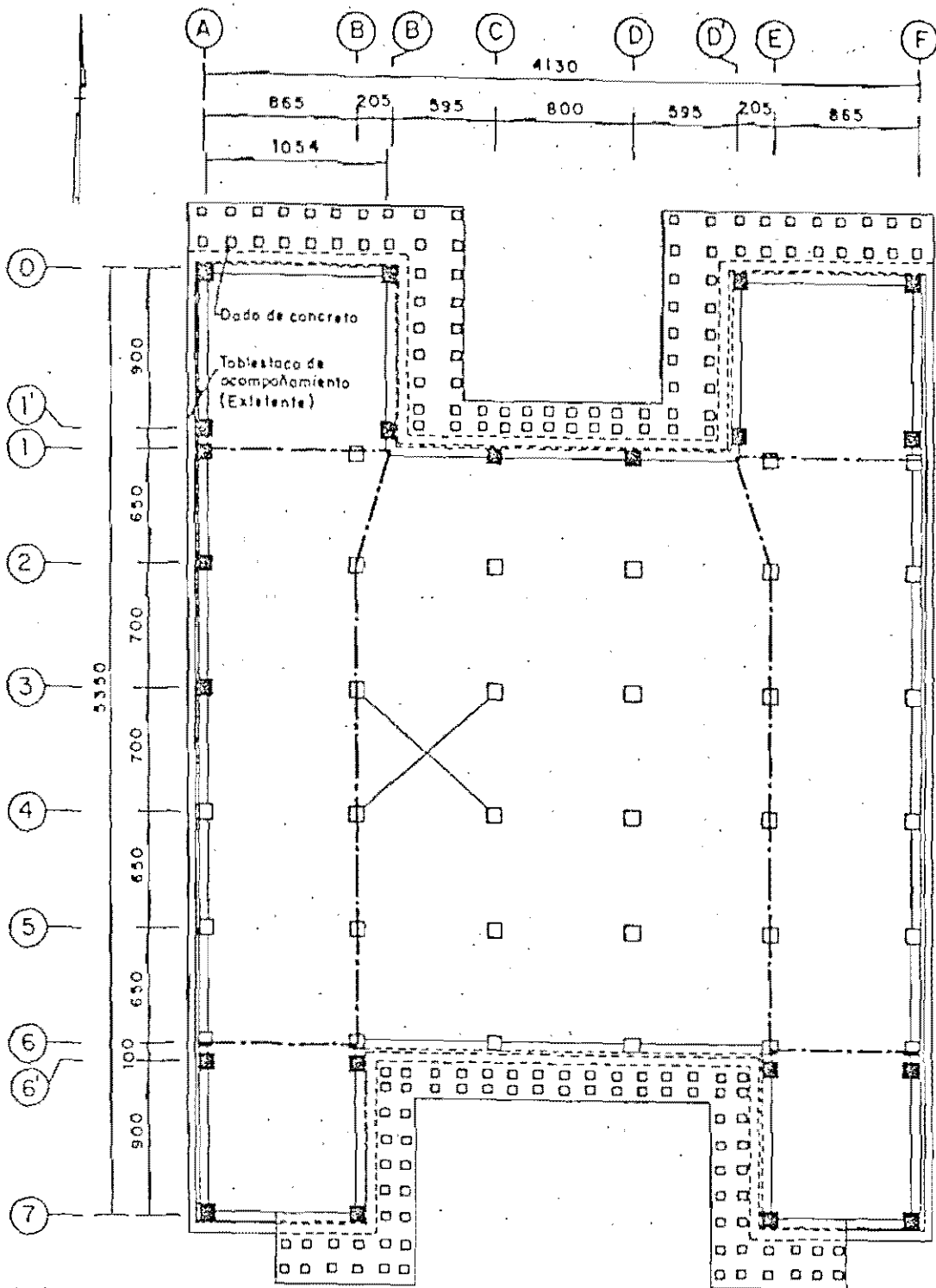
En julio de 1989 se llevó a cabo un medición de vibración ambiental, antes de realizar las modificaciones estructurales. Posteriormente, en noviembre de 1990 se repitieron las mediciones. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 2.

De los resultados de las mediciones efectuadas en los dos edificios, es evidente que las modificaciones estructurales en las cimentaciones produjeron un aumento notorio en su rigidez y por ende, en sus propiedades dinámicas. Se puede concluir de lo anterior que la unión de la ataguía de cimentación, modifica las frecuencias modales de la estructura, a través del cambio de las impedancias angulares y lineales de la cimentación.

Tabla 2. Resultados de vibración ambiental en el edificio de la calle Delicias (ref. 12)

TIPO DE MODO	FRECUENCIA PRIMER MODO (Hz)		FRECUENCIA SEGUNDO MODO (Hz)	
	julio 1989	nov. 1990	julio 1989	nov. 1990
Flexión longitudinal	0.86	1.19	2.85	3.46
Flexión transversal	1.11	1.68	3.50	4.46
Torsión	1.40	2.88	4.19	5.49
TIPO DE MODO	PERIODO PRIMER MODO (s)		PERIODO SEGUNDO MODO (s)	
	julio 1989	nov. 1990	julio 1989	nov. 1990
Flexión longitudinal	1.16	0.84	0.35	0.29
Flexión transversal	0.90	0.60	0.29	0.22
Torsión	0.71	0.35	0.24	0.18

Figura 3 Modificación de la cimentación del edificio de Delicias, mediante 158 pilotes de fricción y unión de las ataguías perimetrales (ref.12).



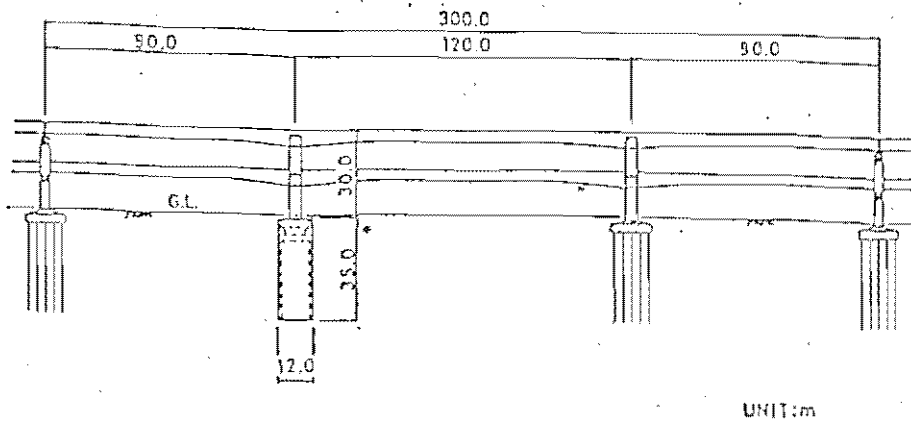
La conclusión anterior explica la importancia de investigar más cuidadosamente, tanto analítica como experimentalmente, el comportamiento de estructuras cuyas cimentaciones se ligen a ataguías y la respuesta dinámica al aumentar la profundidad de las ataguías.

El estudio de la respuesta estructural al aumentar la profundidad de la ataguía, adquiere aun más importancia e interés al existir evidencia que durante un sismo, en general es mayor el movimiento en la superficie del terreno y menor a profundidades más grandes. Lo anterior sugiere que la excitación efectiva de la cimentación es una función decreciente de su profundidad.

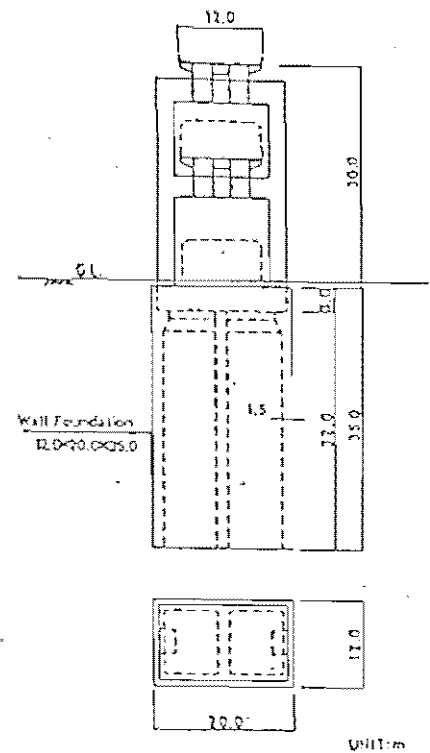
El tipo de cimentación en cuestión se utiliza en Japón, por su conveniencia desde el punto de vista constructivo. La figura 5 presenta una aplicación como cimentación de un puente. Como puede observarse, el volumen contenido por los muros o ataguías es de suelo inalterado.

En la construcción de cimentaciones profundas siempre es necesaria la colocación de ataguías, a las cuales se les da el carácter de obras provisionales y no se les asocia ninguna función estructural. La evidencia presentada indica que al incorporar la ataguía a la cimentación es posible cambiar las propiedades dinámicas de la superestructura y por tanto, la respuesta estructural durante sismos.

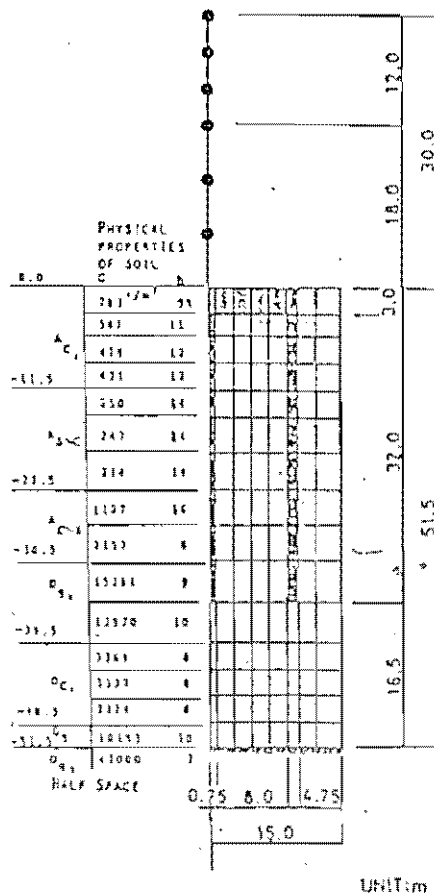
Figura 5 Puente en Japón que utiliza muros de atagüía ligados a la cimentación (ref.14).



a) Vista general de la estructura .



b) Cimentación con muros de atagüía .



c) Modelo estructural de la superestructura y del sistema de cimentación .

2. Objetivo.

El objetivo del presente trabajo es estudiar el efecto de la profundización de una ataguía perimetral, estructuralmente ligada a una cimentación sobre suelo blando.

El sistema cimentación-ataguía-suelo se somete únicamente a cargas estáticas de compresión y momento alrededor de un eje paralelo al plano establecido por la frontera suelo-cimentación.

Como objetivo final se busca la respuesta estructural, esto es, desplazamientos y rotaciones de la cimentación, así como esfuerzos verticales σ_z en el suelo, a fin de explicar las razones que provocan el incremento de rigidez lineal y angular de la cimentación con ataguía.

3. Esfuerzos en un sólido elástico seminfinito bajo la acción de compresión de un cuerpo circular rígido.

El problema de determinar la distribución de esfuerzos en un sólido elástico seminfinito bajo la acción de una carga concentrada en la frontera superior, fue considerado por primera vez por Boussinesq. Es por ello que los problemas del tipo descrito adquirieron el nombre de *problemas de Boussinesq*.

La solución general del problema de Boussinesq para el caso axisimétrico fue obtenida por Harding y Sneddon (ref. 8). Ellos presentaron en 1945, un método de análisis para problemas tridimensionales de la teoría de la elasticidad. El método propuesto fue utilizado por Sneddon para determinar la distribución de esfuerzos en sólidos infinitos y seminfinitos con una placa gruesa sujeta a distintas condiciones de carga. El método, sin embargo, sólo tiene aplicación para el caso axisimétrico y no se puede utilizar para algunos casos específicos de carga.

Muki retomó el método de Sneddon para problemas axisimétricos tridimensionales de la teoría de la elasticidad y lo desarrolló, logrando generalizarlo para el caso asimétrico.

Muki presenta la solución general del problema de Boussinesq bajo la suposición de que el área de contacto entre el sólido y el cuerpo rígido se mantiene de forma circular (ref. 11). Supone también, en el desarrollo de su solución, que los esfuerzos de cortante son nulos en la frontera y obtiene, para la superficie del sólido y para $r \leq a$, la expresión

$$\left(\frac{\sigma_z}{2\mu}\right)_{z=0} = -\frac{\delta/a}{(1-\nu)\pi} \frac{1}{\sqrt{1-\rho^2}} \left(1 + 2\frac{\epsilon}{\delta} \rho \cos \theta\right) \quad (1)$$

donde

μ módulo de cortante

δ desplazamiento vertical debido a cargas de compresión en el cuerpo rígido

- a radio del cuerpo rígido
- ν módulo de Poisson
- r distancia desde el centro del cuerpo rígido
- ρ relación r/a
- ϵ desplazamiento vertical debido a cargas de volteo en el cuerpo rígido
- θ inclinación del cuerpo rígido debida a cargas de volteo.

La figura 6 aclara los parámetros δ , a , ϵ y θ .

La validez de la solución de la ecuación 1 se restringe al intervalo $\epsilon \leq \delta/2$.

La ecuación 1 permite evaluar la fuerza P necesaria para desplazar al cilindro a una profundidad δ por debajo del nivel de la frontera no perturbada, así como el momento M para inclinar al cilindro un ángulo $\Delta\theta = \epsilon/a$ en relación a su posición original. Así, se obtienen las ecuaciones

$$P = \int_0^a \int_0^{2\pi} (\sigma_z)_{z=0} r [d\theta] dr = - \frac{4 a^2 \mu \delta}{1 - \nu} \frac{\delta}{a} \quad (2)$$

$$M = \int_0^a \int_0^{2\pi} (\sigma_z)_{z=0} x r d\theta dr = - \frac{8 a^3 \mu}{3 (1 - \nu)} \frac{\epsilon}{a} \quad (3)$$

La solución obtenida por Muki es válida en la ausencia de esfuerzos de tensión sobre la superficie de contacto entre el cilindro rígido y el sólido elástico.

La figura 7 muestra de manera gráfica, la distribución de esfuerzos en el sólido elástico de acuerdo con la solución de Muki (ref. 11), cuando se considera un valor igual a 0.25, para el módulo de Poisson ν .

Los esfuerzos infinitos que se aprecian en la circunferencia del cilindro rígido, en la figura 7, indican la posible existencia de flujo plástico. Sneddon sostiene que para cargas pequeñas, los esfuerzos elásticos predominan, excepto en la vecindad de la

circunferencia del cuerpo o cilindro rígido, y que los resultados obtenidos se aproximan bastante bien al estado real de la distribución de esfuerzos (ref. 11).

Figura 6 Desplazamientos de un cuerpo rígido circular desplazado sobre un semiespacio elástico .

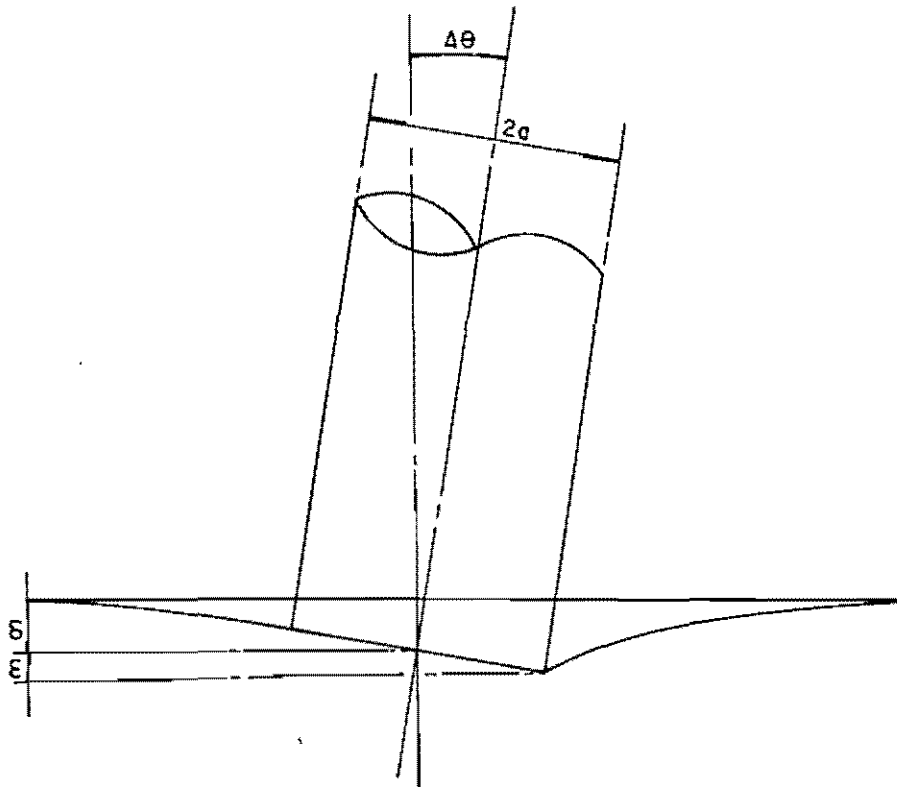
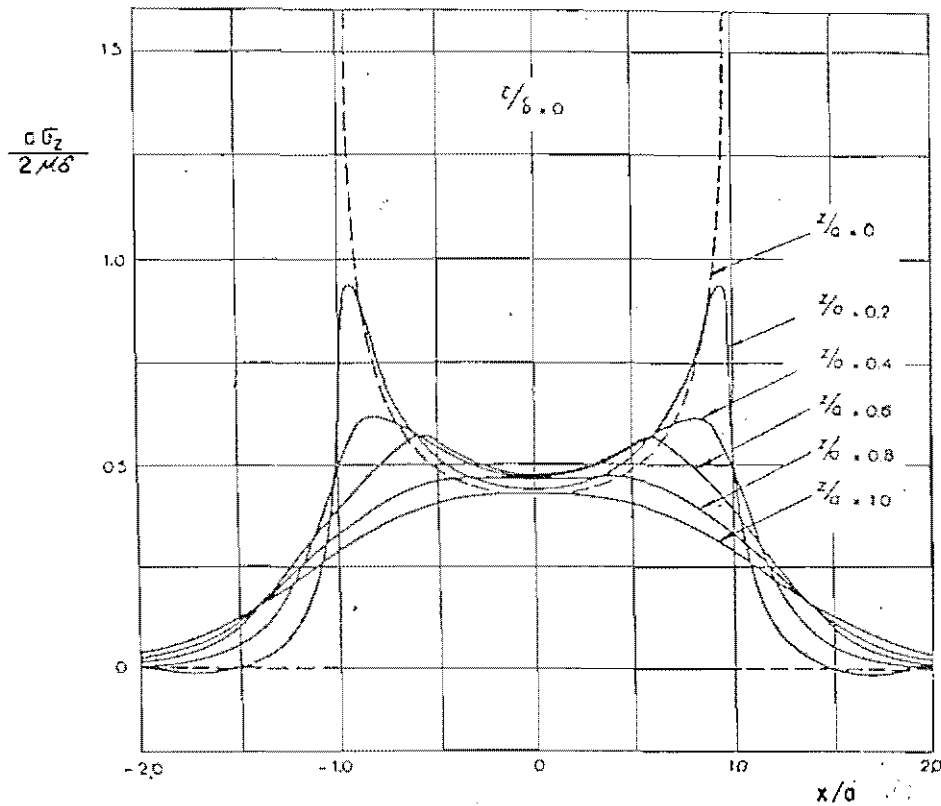


Figura 7 Resultados del método desarrollado por R. Muki para cuerpos circulares rígidos apoyados sobre un semiespacio elástico ($\nu=0.25$) (ref. 11).



4. Modelo de una cimentación circular, estructuralmente unida a una ataguía perimetral de profundidad variable.

4.1 Consideraciones.

De las evidencias experimentales presentadas en la Introducción, resulta interesante estudiar la influencia de la profundidad de la ataguía perimetral, estructuralmente ligada a la cimentación, en la respuesta del sistema cimentación-ataguía-suelo.

Para ello, se modela el sistema en cuestión por medio de una cimentación circular de concreto de 8.74 m de radio y 1.50 m de espesor. La determinación del radio de la cimentación se basa en el área de la correspondiente al puente de la figura 5, que es de

$$A = (20 \text{ m}) (12 \text{ m}) = 240 \text{ m}^2$$

Al utilizar la fórmula para calcular el radio equivalente del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (ref. 5), se obtiene

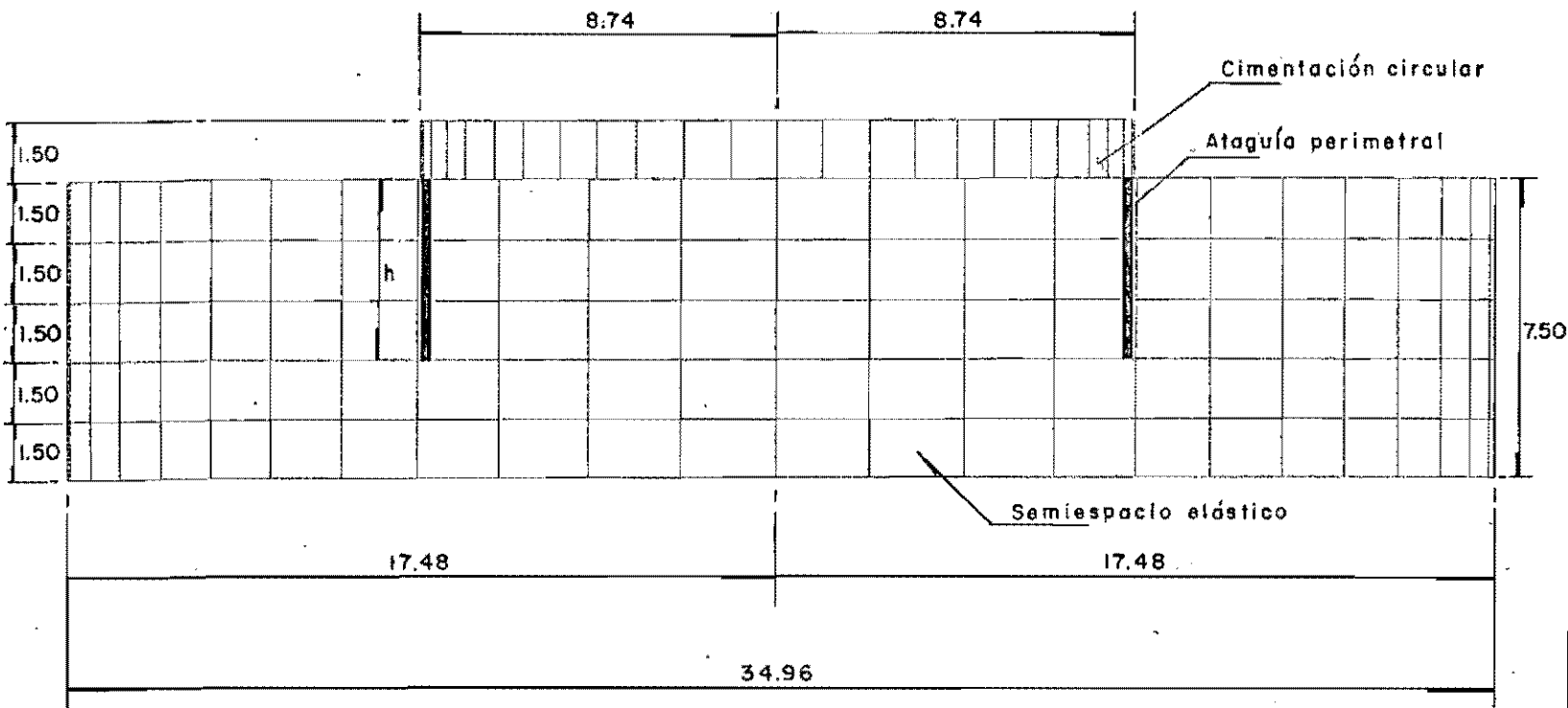
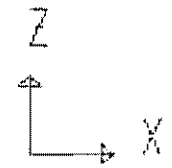
$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{240}{\pi}} = 8.74 \text{ m}$$

Con el objeto de que la cimentación se modele como un cuerpo rígido, se multiplica el módulo de elasticidad del concreto por 10^6 . Para el suelo se considera un módulo de Young igual a 208.3 kg/cm². El módulo de Poisson ν del concreto se toma igual a 0.33 y el del suelo de 0.25.

La cimentación se desplanta sobre un semiespacio homogéneo e isotrópico de suelo, con las características arriba descritas, también de forma circular, con un radio de dos veces el de la cimentación. La profundidad del semiespacio es de 7.50 m (figura 8).

La figura 9 resume los datos básicos considerados en el modelo.

Figura 8 Elevación del modelo cimentación-atagúa-suelo.



ATAG7_5
UNDEFORMED
SHAPE

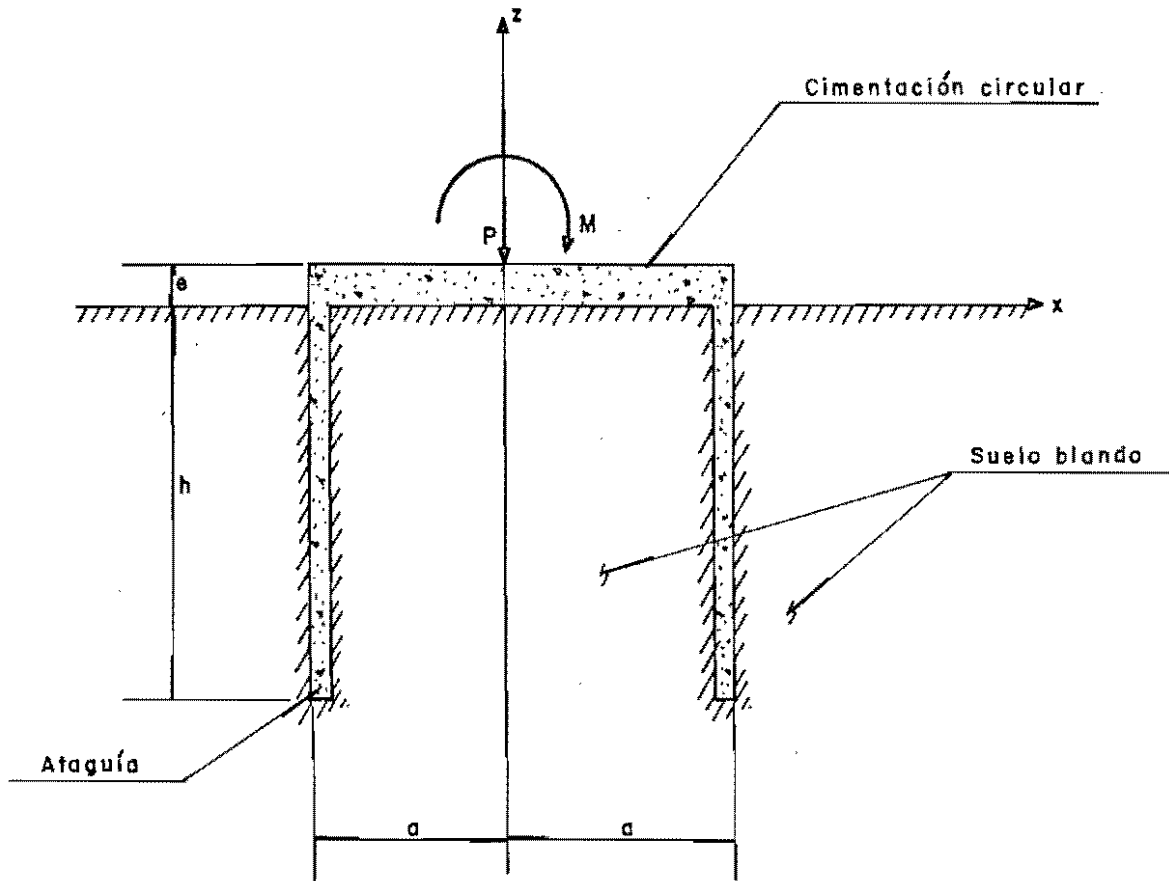
OPTIONS
HIDDEN LINES

h = Profundidad de la atagúa
(variable entre 0.00 y 6.00 m)

Acot : m

SAP90

Figura 9 Cimentación con atagüa unida estructuralmente, sobre suelo blando.



$$a = 8.74 \text{ m}$$

$$e = 1.50 \text{ m}$$

$$E_{\text{cim}} \approx \infty$$

$$E_{\text{suelo}} = 208.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu_{\text{cim}} = 0.33$$

$$\nu_{\text{suelo}} = 0.25$$

$$h = \text{variable entre } 0.00 \text{ m y } 6.00 \text{ m}$$

Para el análisis del sistema cimentación-ataguía-suelo se utilizan elementos finitos, tanto para el cuerpo rígido, como para el semiespacio. John P. Wolf (ref. 16) recomienda una longitud máxima del elemento finito de

$$2 \Delta l = \frac{\pi c_s}{3\omega} \quad (4)$$

donde

c_s velocidad de una onda de cortante en la superficie del medio

ω frecuencia máxima por ser transmitida.

A pesar de que el estudio de sollicitaciones dinámicas no forma parte de los alcances de este trabajo, se determina la dimensión de los elementos finitos, de manera que ésta sea conveniente para en un futuro someter el modelo a cargas dinámicas.

Se determina que el periodo T mínimo sea de 0.083 s, por lo que

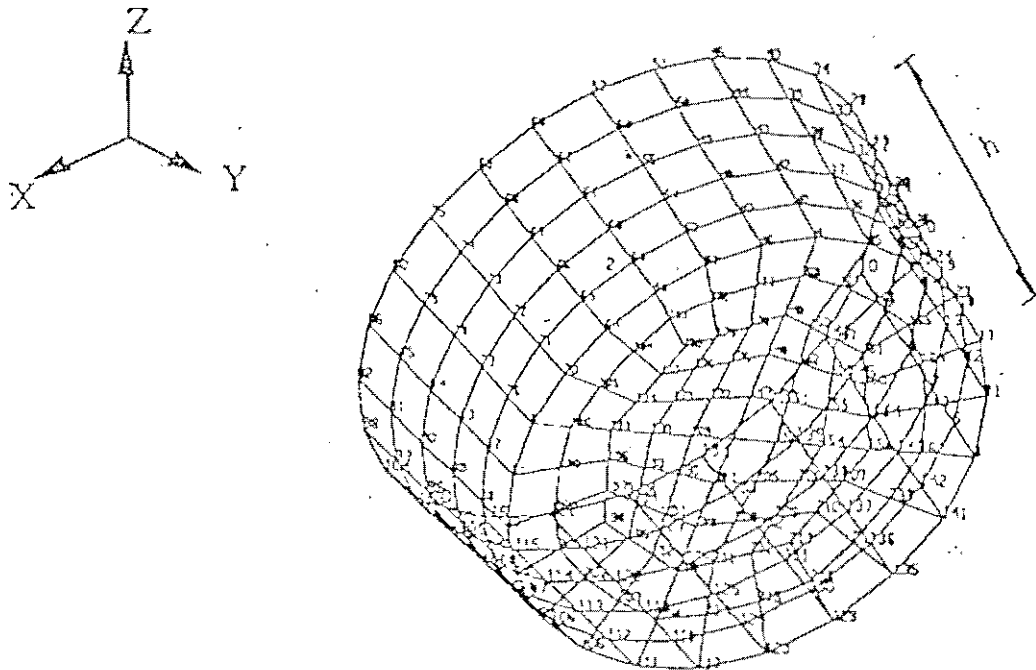
$$\omega = \omega_{\max} = \frac{2\pi}{T_{\min}} = \frac{2\pi}{0.083} = 75.4 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Al considerar $c_s = 75$ m/s, resulta una longitud máxima para los elementos finitos de

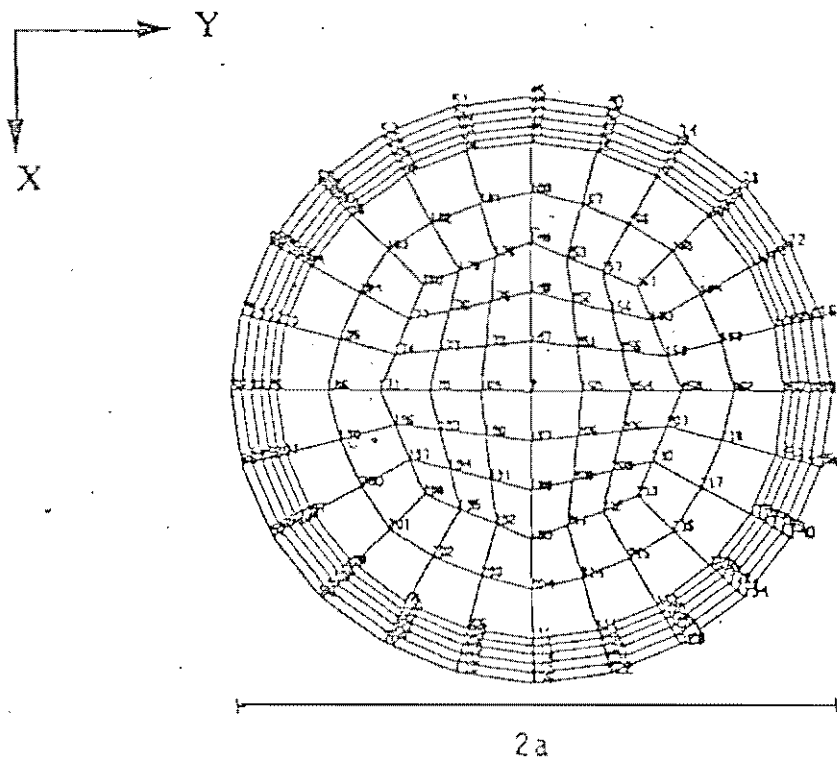
$$(2 \Delta l)_{\max} = \frac{75 \pi}{(3)(75.4)} = 1.04 \text{ m} \approx 1.00 \text{ m}$$

Al tomar como referencia la longitud máxima mencionada y seleccionar la geometría y distribución de los elementos finitos utilizada en un estudio previo (ref. 2), en el que se usó una malla de 204 elementos para obtener las funciones de impedancia de una cimentación rígida profunda, sobre un semiespacio (figura 10), se decidió utilizar la partición que se muestra en las figuras 11 y 12. La cimentación se modela con 288 elementos finitos que requieren de 313 nodos. El espesor de dichos elementos es de 1.50 m.

Figura 10 Representación discreta de una cimentación cilíndrica con 204 elementos finitos (ref. 2).

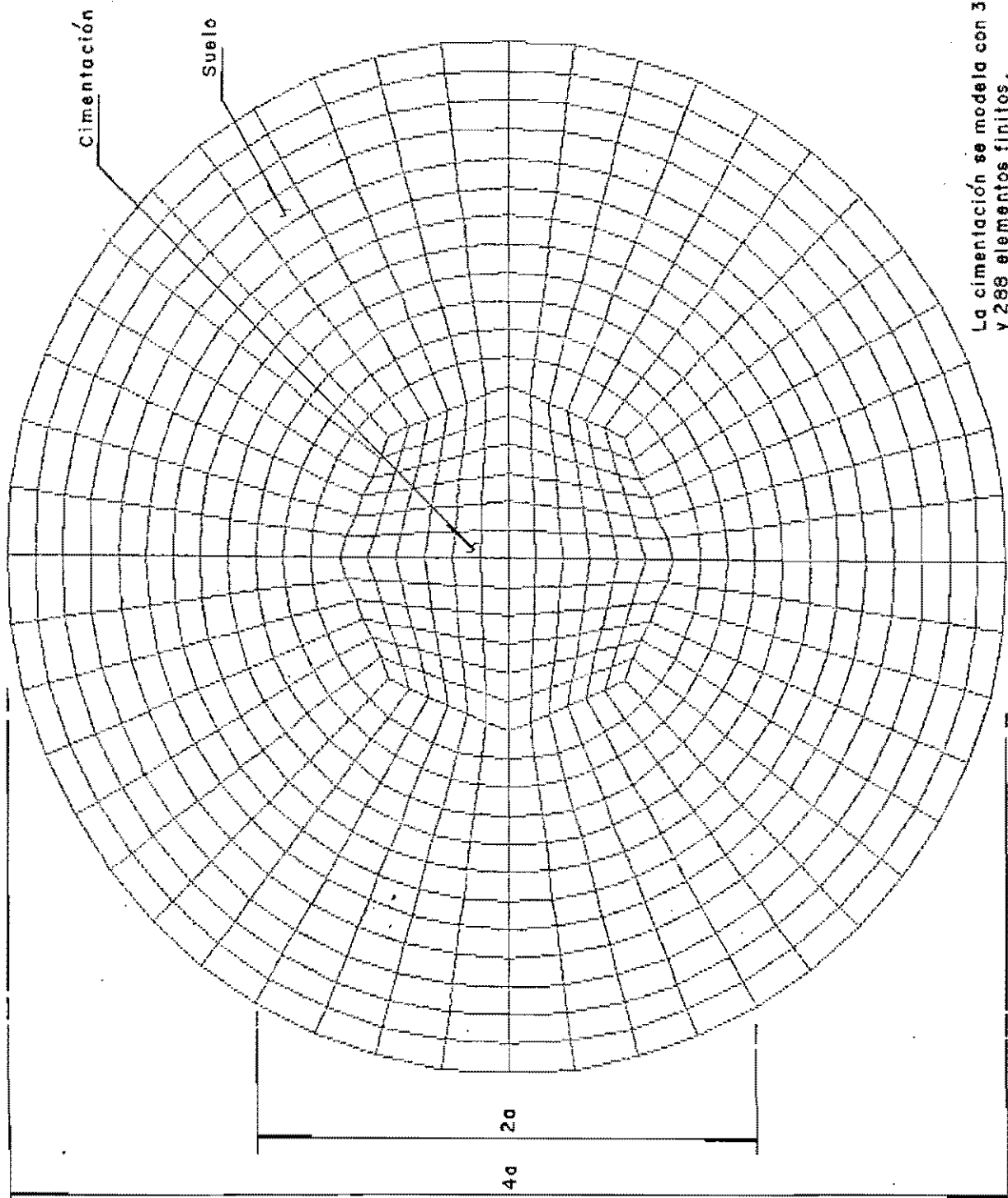


a) Isométrico.

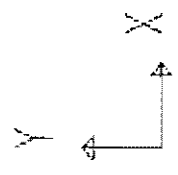


b) Vista vertical de la malla.

Figura II Modelo utilizando elementos finitos.



La cimentación se modela con 313 nodos y 288 elementos finitos.
El suelo se modela con 3725 nodos y 3600 elementos finitos.

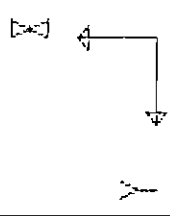
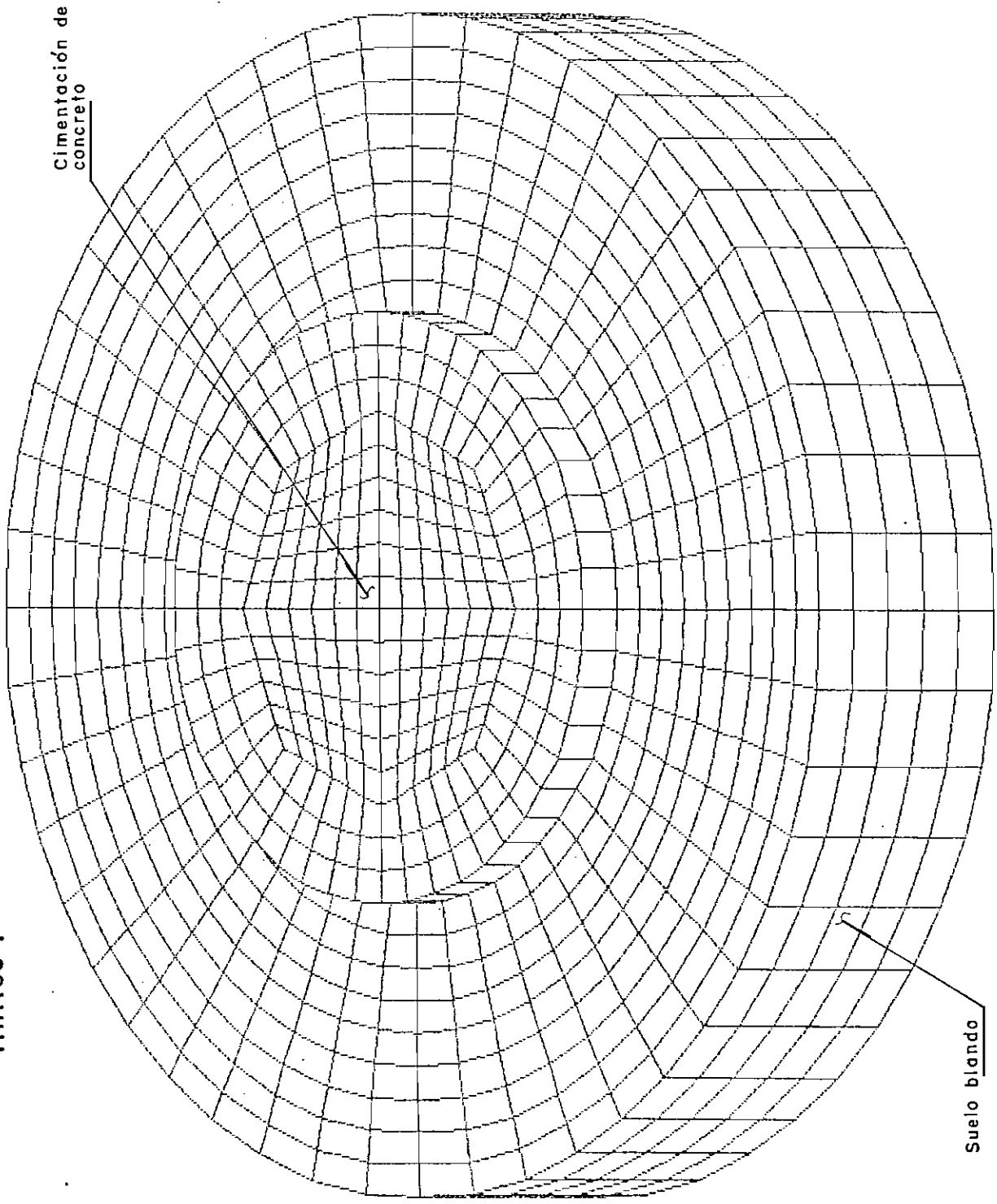


ATAG7_5
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
WIRE FRAME

SAP90

Figura 12 Isométrico del sistema cimentación - suelo, modelado con elementos finitos.



ATAG7_5
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
HIDDEN LINES

SAP90

Por su parte, para modelar el suelo se utilizan 3600 elementos y 3725 nodos (figura 11). Los elementos se distribuyen en cinco estratos con la misma geometría (figura 8) y 1.50 m de espesor.

No se considera la masa del cuerpo rígido ni la del semiespacio, con el fin de que los resultados sean también independientes de ellas. El hecho de que la cimentación sea de rigidez prácticamente infinita y que el suelo no tenga masa, elimina la necesidad de confinarlos lateralmente para cargas gravitacionales. Sin embargo, el confinamiento lateral adquiere importancia cuando aparecen sollicitaciones inducidas en el modelo.

Es así que se proporcionan rigideces lineales en los sentidos x y y en todos los nodos de la frontera lateral e inferior del suelo. También, en los nodos de la frontera inferior se proporciona rigidez lineal en el sentido vertical. Todas las rigideces se modelan por medio de resortes (figura 13).

Los resortes que modelan las rigideces en los nodos de la frontera, actúan a partir del momento en que aparecen las cargas que obran sobre el sistema cimentación-ataguía-suelo.

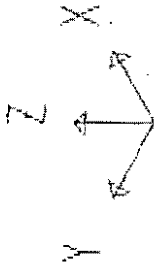
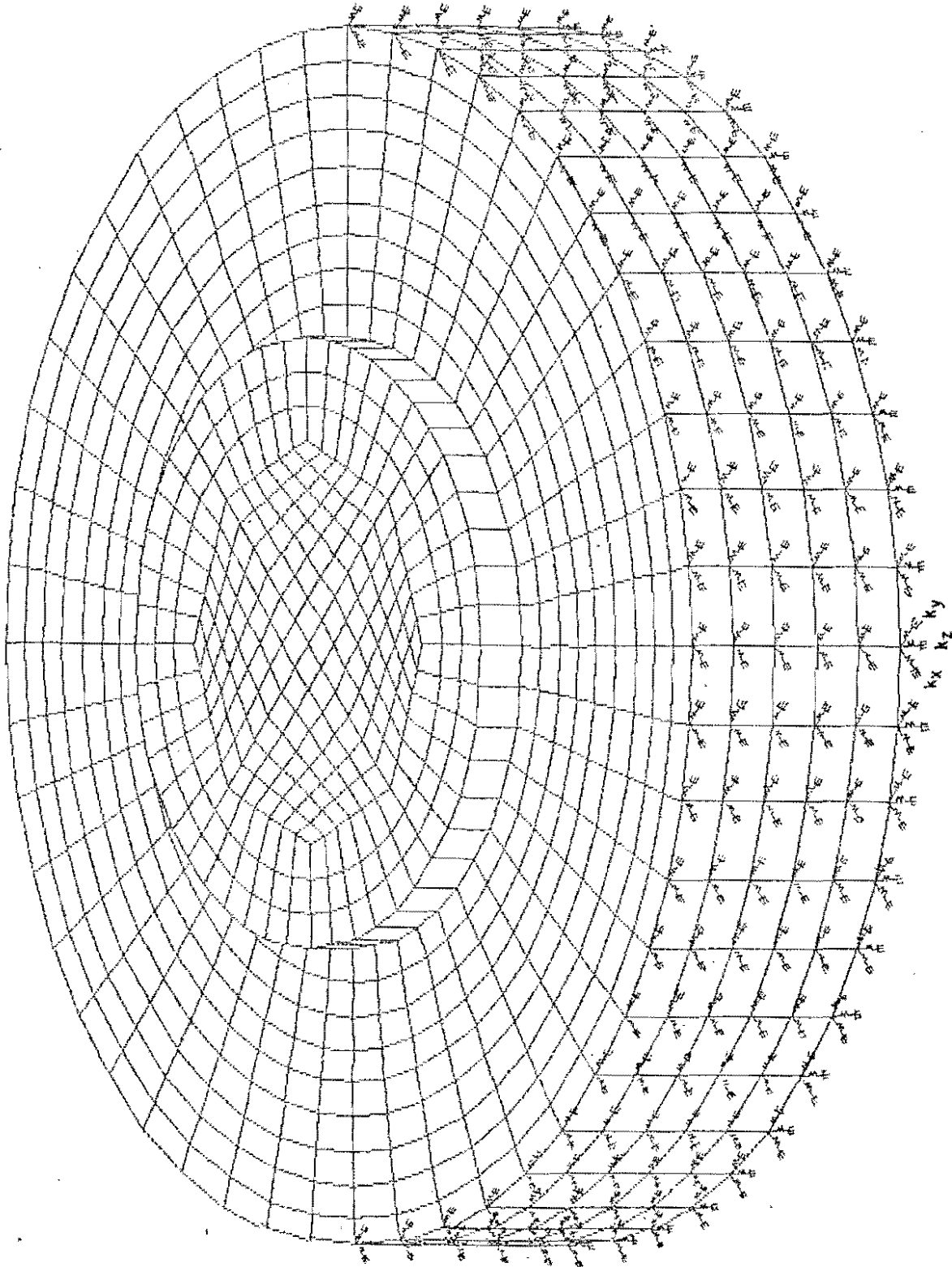
Para el cálculo de las rigideces se utilizó la ecuación recomendada por un estudio (ref. 13)

$$k_h = f e^{0.19z} d \quad (5)$$

para suelos superficiales arcillosos. En (5)

- k_h rigidez horizontal, en ton/m
- f factor que depende del diámetro del pilote: 1743 para pilotes de 50 cm y 2216 para pilotes de 80 cm de diámetro
- z profundidad del resorte respecto de la superficie del suelo, en m
- d espesor del estrato de suelo, en m.

Figura 13 Confinamiento del suelo por medio de resortes de rigidez lineal.



AT467_5

UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS

HIDDEN LINES

SAP90

Para nuestro modelo se considera un factor f de diez veces 2216, para tomar en cuenta el diámetro del semiespacio de suelo. La dimensión del semiespacio en el sentido vertical, de 7.50 m, se considera como el espesor d del estrato.

Con todo lo anterior, se establece para las rigideces horizontales k_x y k_y ,

$$k_x = k_y = k_h = (2216) (10) e^{0.19z} (7.5)$$

$$k_x = k_y = 166,200 e^{0.19z} \text{ ton/m}$$

Por su parte, para la rigidez vertical k_{vv} , el estudio en cuestión propone un valor de 117 ton/cm para pilotes de 80 cm de diámetro. Con el fin de compensar de cierta manera por un diámetro mayor del semiespacio, se multiplica este valor por un factor de 400 y se utiliza $k_{vv} = 46,800 \text{ ton/cm}$.

Cabe aclarar que los valores anteriores, seleccionados para modelar las rigideces lineales horizontales y vertical, se consideran como iniciales, sujetos a ser calibrados. Sin embargo, como se describe más adelante, su magnitud resulta ser irrelevante y el resultado buscado en este trabajo es insensible a los valores seleccionados para las rigideces.

En lo que se refiere a las cargas estáticas a las que se somete el modelo, éstas son de compresión vertical y de volteo a través de un momento alrededor del eje horizontal x . Cada una de estas cargas se aplican de manera independiente sobre la superficie superior de la cimentación de concreto.

Inicialmente se aplicó una carga vertical P de 1000 ton, concentrada en el nodo central de la placa de cimentación. Sin embargo, se detectó que la concentración de la carga provoca esfuerzos de tensión en el suelo, en la cercanía del nodo donde se aplica la carga. Para eliminar dicho problema, se optó por repartir la carga de 1000 ton sobre los 313 nodos de la superficie

superior de la cimentación, y se calculó la carga concentrada que obra en cada nodo en proporción al área tributaria de cada uno de ellos (figuras 14 y 15).

Con respecto al momento aplicado al cuerpo rígido, éste se genera por medio de cargas concentradas en cada nodo, al considerar también su área tributaria. Al colocar cargas positivas en una mitad de la cimentación circular y negativas en la otra, se induce un momento M de 2062.652 ton-m (figuras 16 y 17).

4.2 Procedimiento de evaluación con el programa SAP90.

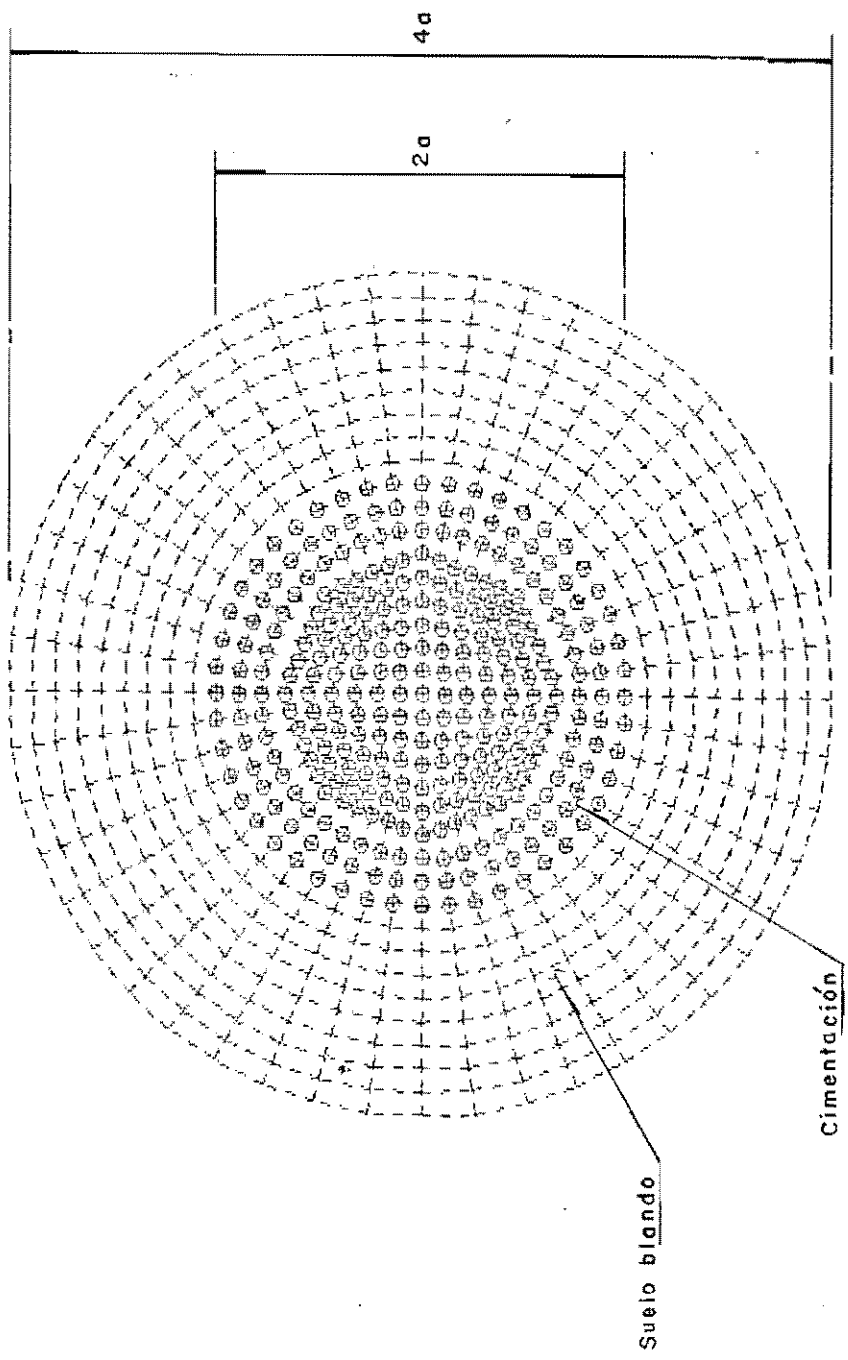
Para encontrar la relación entre la profundidad de la ataguía y la respuesta de la cimentación bajo cargas estáticas, se utiliza el programa para análisis estructural SAP90, y se modeló el sistema cimentación-ataguía-suelo, como se describió en el inciso anterior.

Para los elementos finitos de la cimentación, ataguía y suelo se utilizaron sólidos tridimensionales, formados por ocho nodos cada uno. El material de los elementos, tanto para el concreto como para el suelo, se consideró isotrópico.

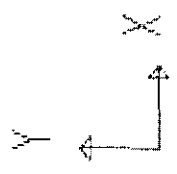
El número elevado de elementos y nodos con que se modela el sistema en estudio, requiere de una computadora PC con un disco duro de bastante capacidad. Cada corrida utiliza 220 MB de disco duro.

El procedimiento que se siguió, al utilizar el programa SAP90, consistió primeramente en calibrar el modelo para un sistema de cimentación sin ataguía perimetral, esto es, al considerar únicamente el cuerpo rígido circular desplantado sobre un semiespacio. Para ello se tomaron como base de calibración, los resultados obtenidos por Muki, descritos en el capítulo 3 del presente trabajo. Sin embargo, como se explica con mayor detalle más adelante, sólo fue posible lograr resultados cualitativamente aceptables, más no cuantitativamente.

Figura 14 Carga P=1000 ton, repartida sobre los nodos de la cimentación .



0 Carga Pz negativo
 \times Pz = -1000 ton

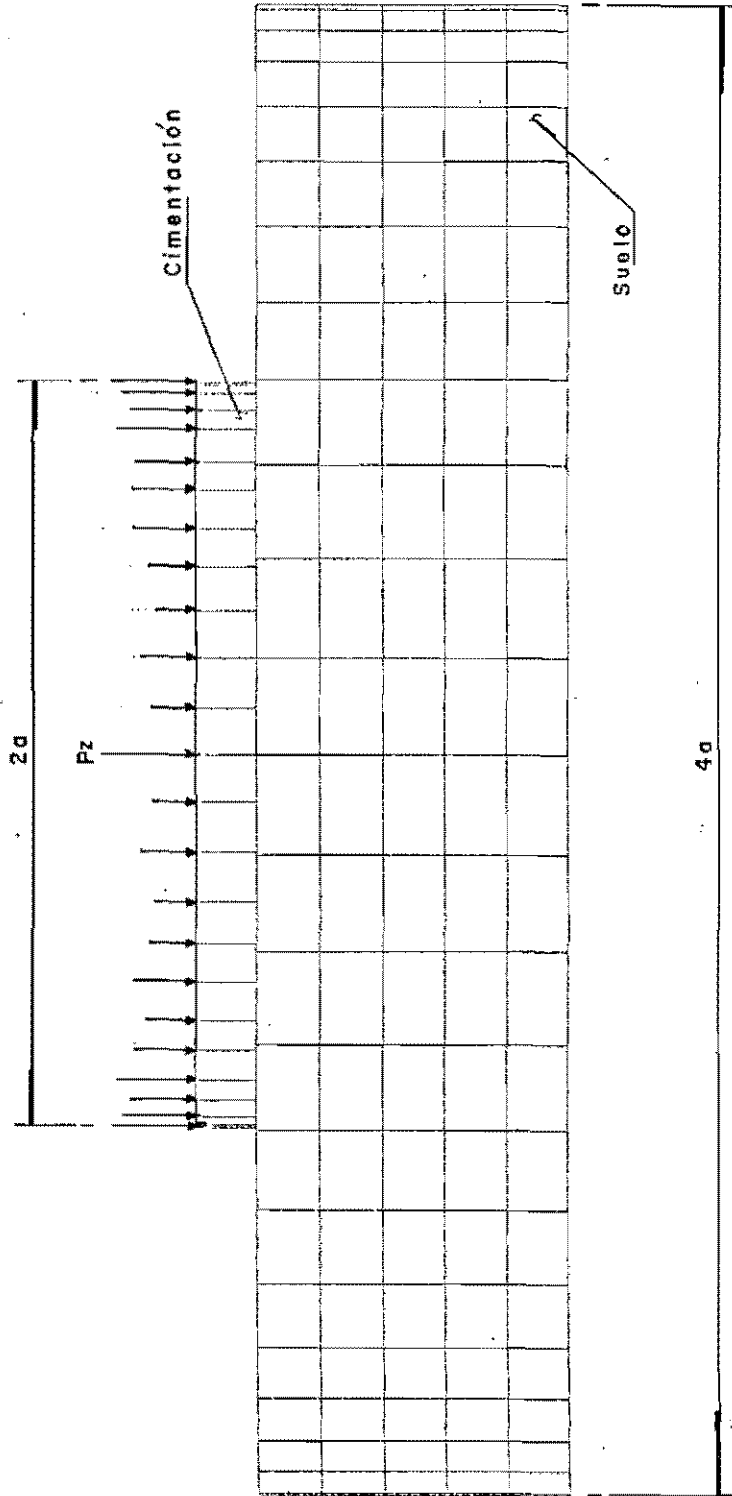


ATAG7_5
 JOINT
 LOADS
 LOAD 1

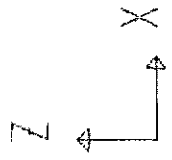
MINIMA
 P-0.4291E+04
 MAXIMA
 P-0.2050E+04

SAP90

Figura 15 Carga $P=1000$ ton, repartida sobre los nodos de la cimentación .



$\Sigma P_z = -1000$ ton



ATAG7_5

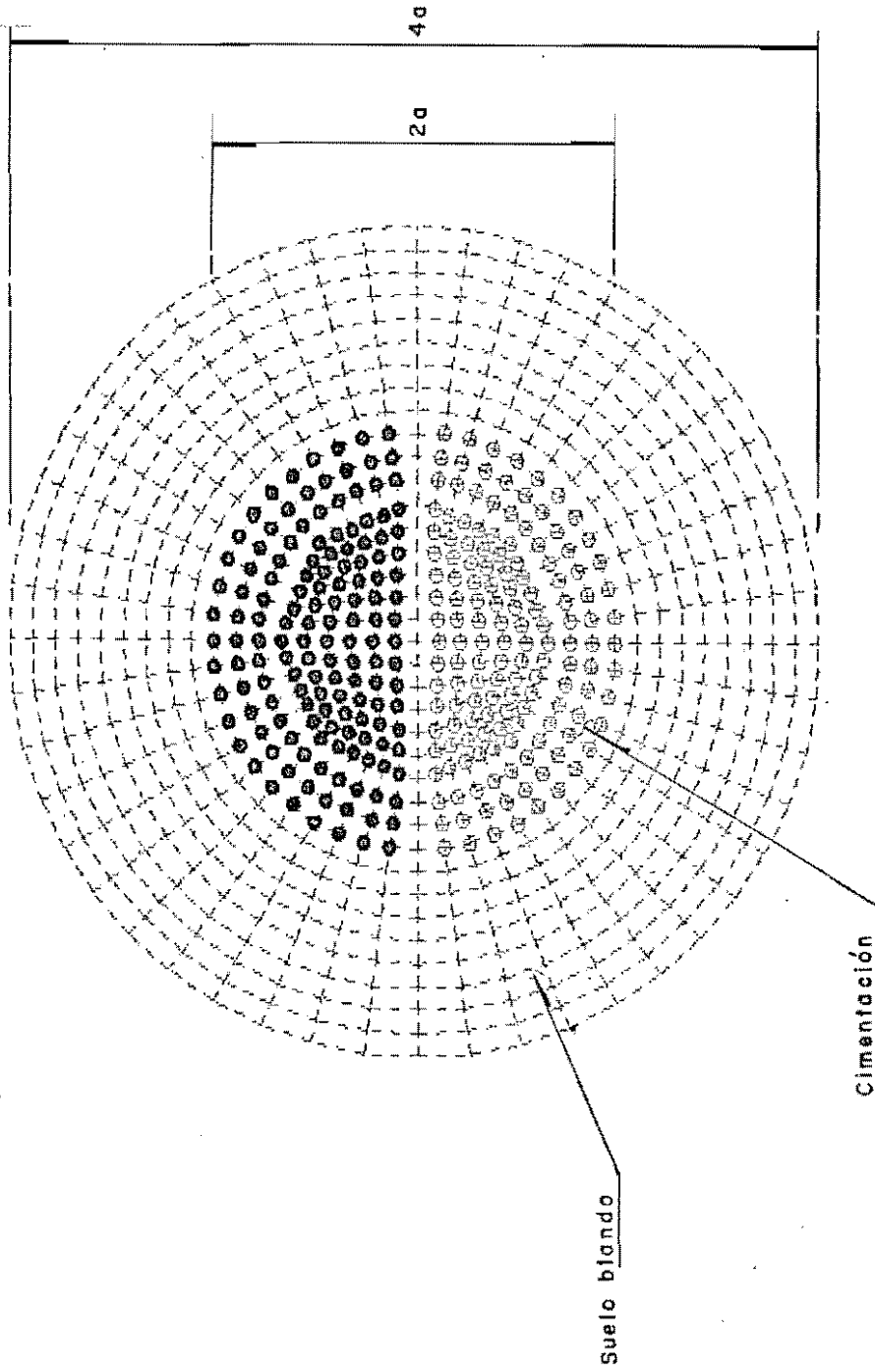
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS

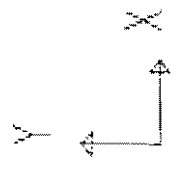
HIDDEN LINES

SAP90

Figura 16 Momento $M=2062.652$ ton-m, generado por cargas P_z positivas y negativas, concentradas en los nodos de la cimentación.



○ Carga P_z negativa
 ⊗ Carga P_z positiva



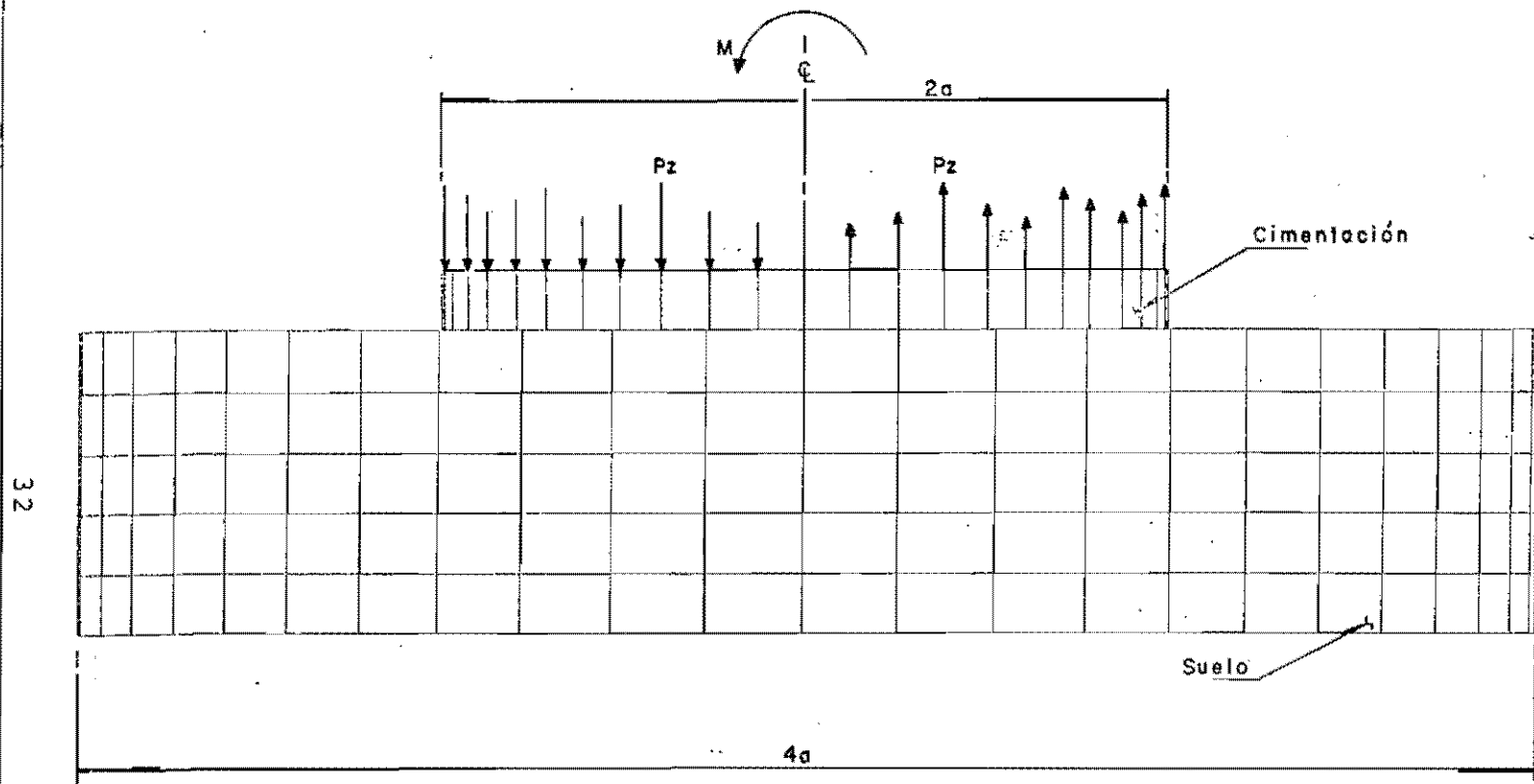
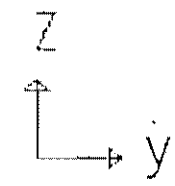
ATAG7_5

JOINT
 LOADS
 LOAD 2

MINIMA
 P-0.2387E+04
 MAXIMA
 P 0.2387E+04

SAP90

Figura 17 Momento $M=2062.652$ ton-m, generado por cargas P_z positivas y negativas, concentradas en los nodos de la cimentación.



ATAG7_5
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
HIDDEN LINES

SAP90

Debido a que la consecución de una calibración cuantitativamente aceptable no es posible con un programa como el utilizado, que es uno de los más poderosos del mercado, se dio por terminada la calibración y se procedió a obtener los esfuerzos de compresión vertical σ_z en el suelo y los desplazamientos de la cimentación para distintas profundidades de la ataguía perimetral (figura 9). Las profundidades estudiadas son de 1.50, 3.00, 4.50 y 6.00 m.

5. Resultados obtenidos para distintas profundidades de la ataguía perimetral.

Como se menciona en el capítulo anterior, conocidos los resultados obtenidos por Muki para un sólido elástico seminfinito, bajo la acción de un cuerpo circular rígido, se verificó que los resultados conseguidos con el programa SAP90 concordaran con las ecuaciones 2 y 3 y con la gráfica de la figura 7.

Al despejar δ de la ecuación 2, se tiene

$$\delta_{\text{Muki}} = \delta = - \frac{P (1 - \nu)}{4 a \mu} \quad (6)$$

Al resolver la ecuación 3 para $\frac{\epsilon}{a} = \phi_{\text{muki}}$, se obtiene

$$\phi_{\text{Muki}} = - \frac{3 M (1 - \nu)}{8 a^3 \mu} \quad (7)$$

Con los datos

$$\begin{aligned} a &= 8.74 \text{ m} \\ M &= 2'062,652 \text{ kg - m} \\ P &= 1'000,000 \text{ kg} \\ \mu &= 833,200 \text{ kg/m}^2 \\ \nu &= 0.25 \end{aligned}$$

resulta de las ecuaciones 6 y 7

$$\delta_{\text{Muki}} = - 0.0257 \text{ m} = - 2.57 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{Muki}} = - 10.43 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

Con el SAP90 se obtiene

$$\delta_{\text{SAP90}} = - 0.0089 \text{ m} = - 0.89 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{SAP90}} = \frac{\epsilon_{\text{SAP90}}}{a} = \frac{- 0.005939 \text{ m}}{8.74 \text{ m}} = - 6.79 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

De los resultados anteriores se tiene

$$\frac{\delta_{\text{Muki}}}{\delta_{\text{SAP90}}} = \frac{- 2.57 \text{ cm}}{- 0.89 \text{ cm}} = 2.89$$

$$\frac{\varnothing_{\text{Muki}}}{\varnothing_{\text{SAP90}}} = \frac{- 10.43 \times 10^{-4} \text{ rad}}{- 6.79 \times 10^{-4} \text{ rad}} = 1.54$$

lo que nos indica que el sistema cimentación-suelo tiene rigideces lineal y angular menores según el método desarrollado por Muki que aquéllas resultantes del análisis con el SAP90.

La figura 18, obtenida con resultados del programa SAP90, se puede comparar directamente con la figura 7, que resulta del método de Muki. Cabe aclarar que la primera figura sólo presenta el estado de esfuerzos en el suelo en la mitad del semiespacio, la gráfica es simétrica con respecto a $r/a = 0.00$.

De la confrontación de ambas gráficas se confirma la conclusión anterior, que deriva en esfuerzos de compresión vertical σ_z calculados por el SAP90, que son mayores que los que predice el método de Muki.

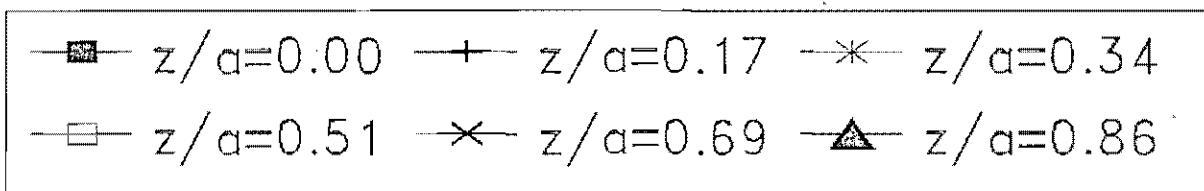
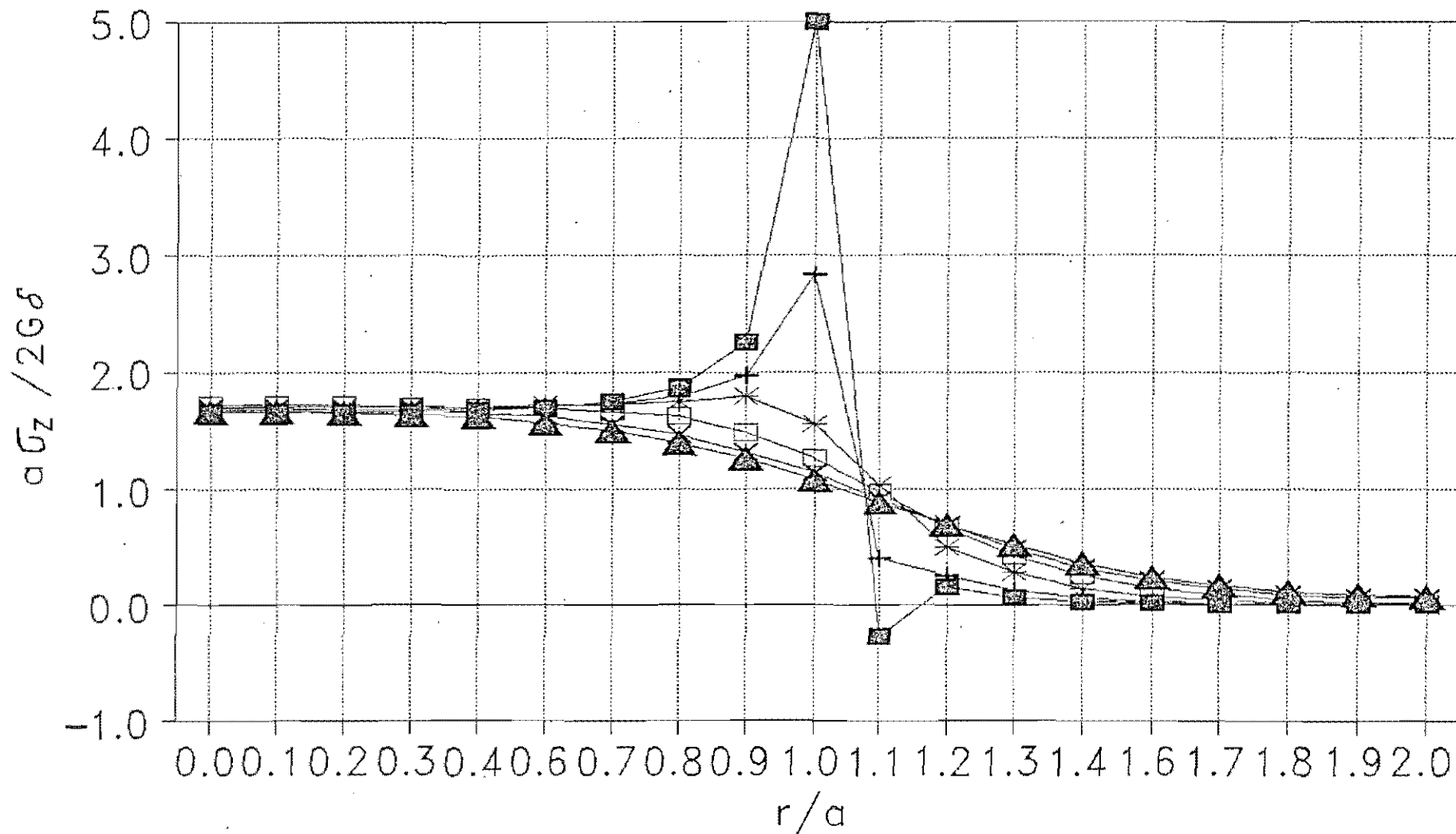
El modelo utilizado en el SAP90 se modificó con el fin de que los resultados de éste se acercaran más a los del método de Muki. Se observó que el programa restringe automáticamente las rotaciones de los elementos finitos en los nodos, alrededor de los tres ejes ortogonales. Se intentó eliminar dicha restricción mediante el comando "RESTRAINTS", sin ningún éxito.

También, se trató de lograr lo anterior colocando resortes en cada nodo, con rigideces angulares pequeñas, de manera que se provocaran rotaciones de los elementos, que hicieran menos rígido el semiespacio. El resultado tampoco fue el esperado.

Como un intento adicional por mejorar los resultados del SAP90, se modificó el valor del módulo de elasticidad del suelo, encontrándose que la respuesta producida por el programa es insensible a dicho módulo.

Figura 18 Gráfica obtenida con el SAP90:
cimentación sin ataguía, P estática.

36



Se concluye que el SAP90, a pesar de ser una de las herramientas de análisis estructural más poderosas de la actualidad, necesita ser mejorado para poder ser utilizado en el tipo de cálculo requerido por el modelo que se analizó en el presente trabajo.

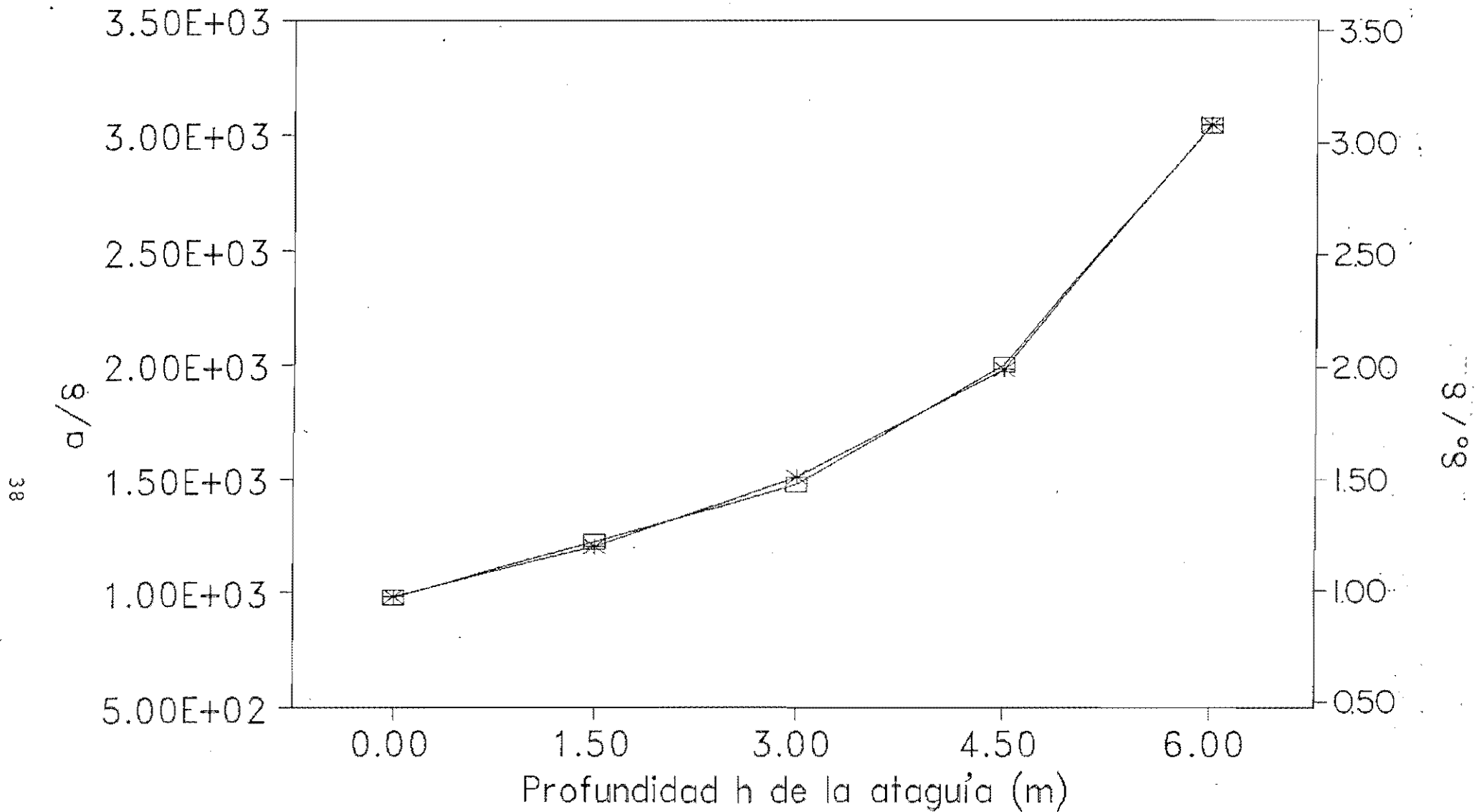
Sin embargo, si bien no fue posible calibrar numéricamente el modelo utilizado en el SAP90, los resultados obtenidos con dicho programa son cualitativamente aceptables.

La gráfica de la figura 18 refleja, correctamente, que los esfuerzos en la frontera suelo-cimentación ($z/a = 0$) y dentro del semiespacio, parten de valores similares en el centro ($r/a = 0$) y tienden asintóticamente a cero al acercarse la relación r/a a 2. También se aprecia que para la frontera suelo-cimentación ($z/a = 0$), los esfuerzos en la periferia del cuerpo circular tienden a infinito.

La tabla 3 y las gráficas de las figuras 19 y 20 resumen los resultados obtenidos con el programa SAP90 al profundizar la ataguía. Se muestra un decrecimiento de los desplazamientos verticales δ de la cimentación sometida a cargas estáticas en la misma dirección, al aumentar la profundidad de la ataguía perimetral. También, se observa una disminución en los desplazamientos angulares θ de la cimentación, al crecer la profundidad de la ataguía.

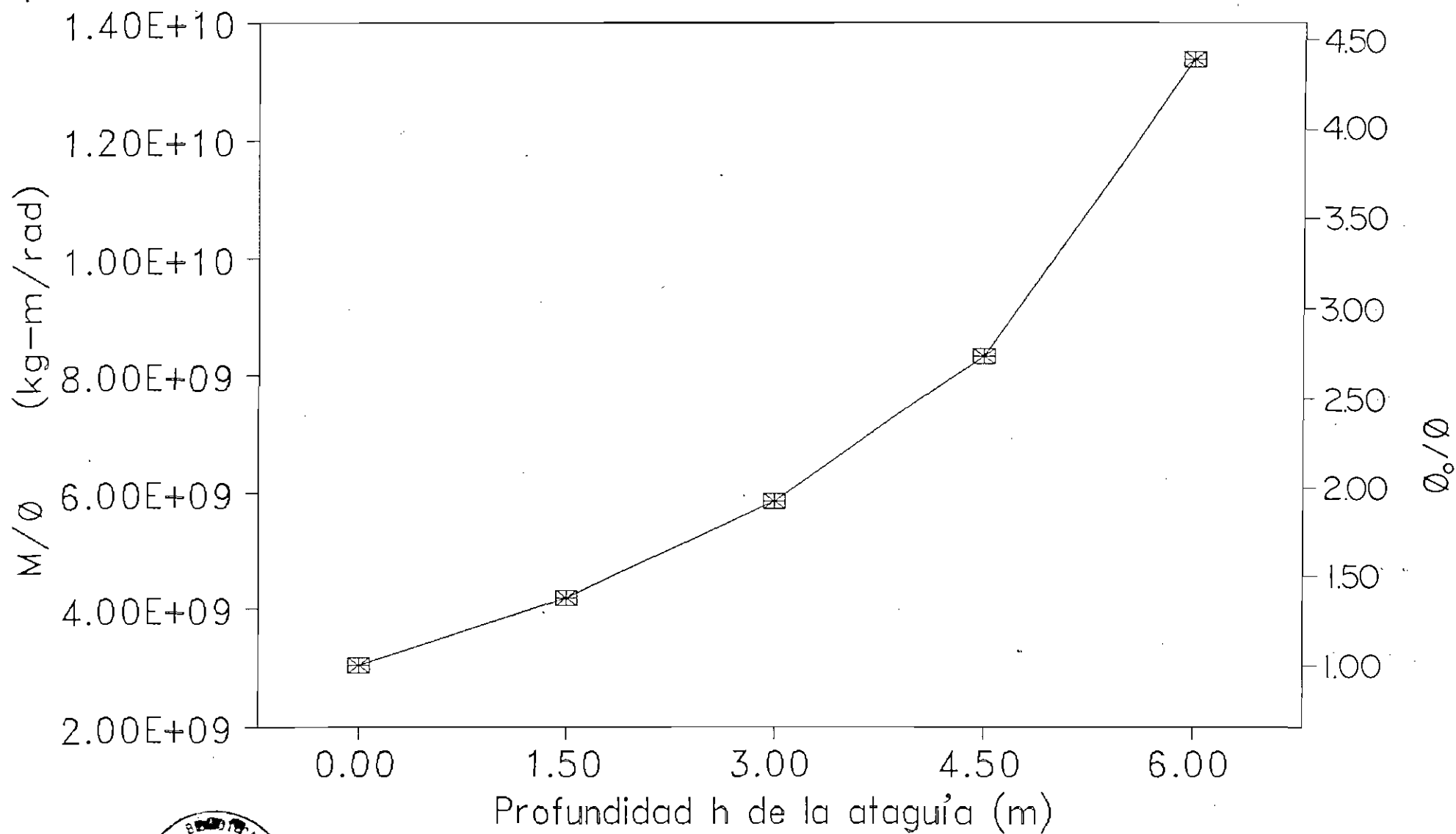
Los resultados obtenidos, en resumen, indican que con la profundización de la ataguía perimetral, estructuralmente ligada a la cimentación, se obtienen incrementos importantes en las rigideces lineal y angular de ésta.

Figura 19 Relación $h - a/s$
para carga vertical estática.

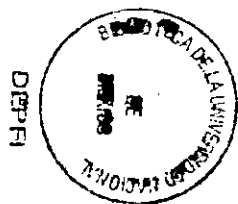


—*— resultados —□— $a/s = 977.64 + 207.08h - 50.44h^2 + 12.21h^3$

Figura 20 Relación $h - M/\phi$
para momento estático.



39



* resultados \square $M/\phi = 3.0355 \times 10^9 + 0.4443 \times 10^9 h + 0.3215 \times 10^9 h^2 - 0.0868 \times 10^9 h^3 + 0.0114 \times 10^9 h^4$

Tabla 3. Resultados obtenidos con el programa SAP90.

$M = 2062.652 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $a = 8.74 \text{ m}$ $\mu \text{ suelo} = G = 833.2 \text{ ton/m}^2$
 $P = 1000 \text{ ton}$ $\nu \text{ suelo} = 0.25$ $\epsilon_{\text{Hukl}} = 0.00911 \text{ m}$ $\delta_{\text{Hukl}} = 0.0257 \text{ m}$

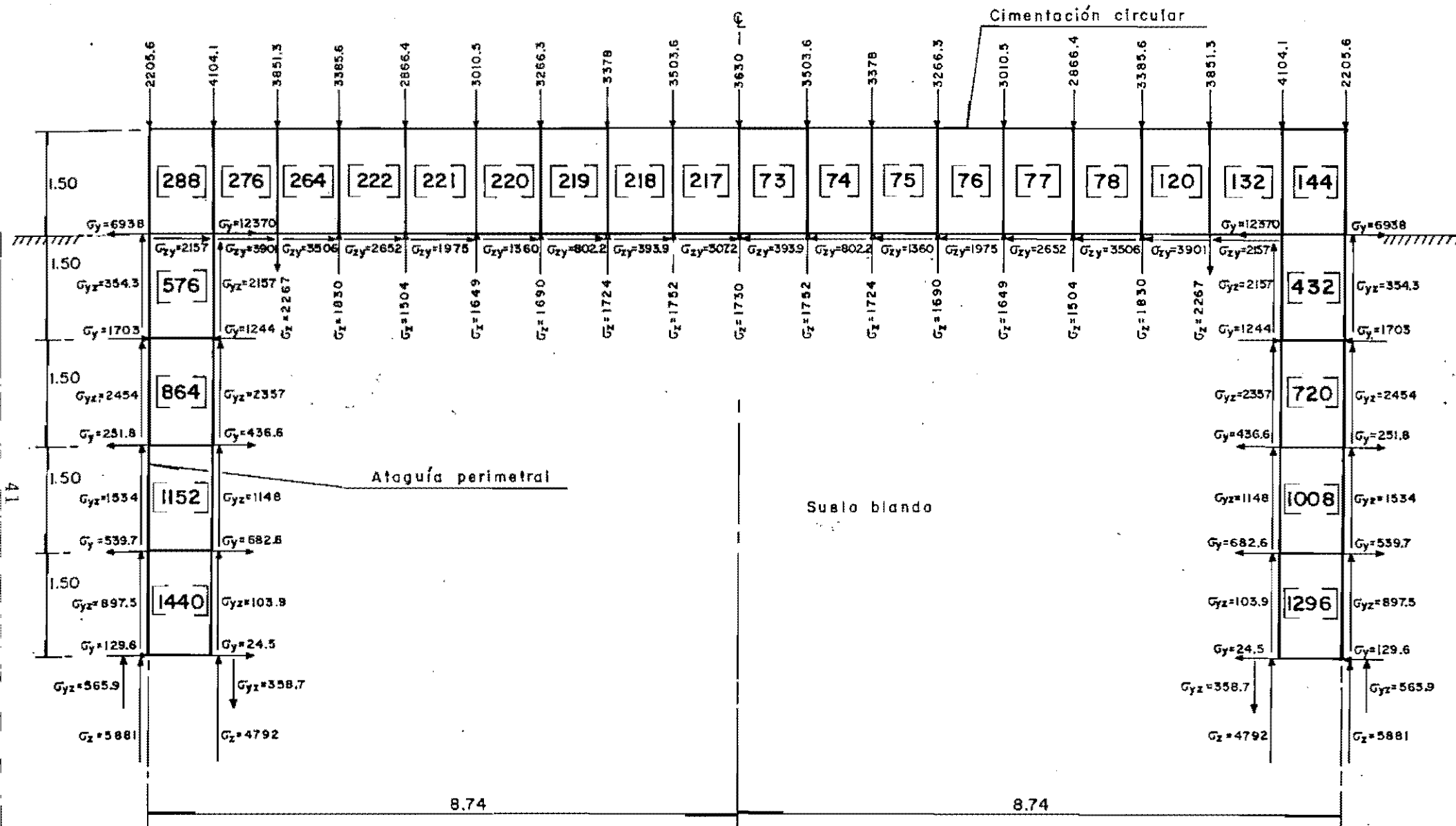
Prof. de la ataguía, h (m)	ϵ_{SAP90} (m)	$\theta_{\text{SAP90}} = \frac{\epsilon_{\text{SAP90}}}{a}$ (rad)	$\frac{M}{\theta_{\text{SAP90}}}$ (ton-m/rad)	δ_{SAP90} (m)	$\frac{P}{\delta_{\text{SAP90}}}$ (ton/m)
0.00	0.005939	6.7952×10^{-4}	3.0355×10^6	0.008897	112,397.4
1.50	0.004302	4.9222×10^{-4}	4.1905×10^6	0.007301	136,967.5
3.00	0.003084	3.5286×10^{-4}	5.8455×10^6	0.005816	171,939.5
4.50	0.002164	2.4760×10^{-4}	8.3307×10^6	0.004411	226,706.0
6.00	0.001349	1.5435×10^{-4}	13.3637×10^6	0.002870	348,432.1

Es importante mencionar que para todos los casos se corroboró que se cumplen las condiciones de equilibrio para los resultados generados por el programa de análisis SAP90.

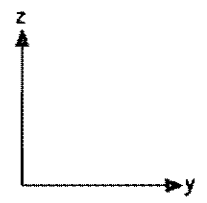
En las figuras 21 y 22 se presentan los esfuerzos en los nodos correspondientes a una franja del sistema cimentación-ataguía, para fuerzas verticales estáticas y momento estático, respectivamente. Se observa que para el primer caso de carga, las fuerzas verticales que actúan sobre la cimentación se equilibran a través de fuerzas también verticales, inducidas por el suelo sobre la superficie inferior de la cimentación circular, así como por fuerzas verticales en el fondo de la ataguía y de cortante sobre la superficie de la misma.

Con respecto a la cimentación con ataguía, sometida a un momento estático, en la figura 22 se puede observar que el momento generado por las fuerzas concentradas en la superficie superior de la cimentación, es equilibrado por fuerzas de cortante y verticales que actúan sobre la ataguía, así como por otras en

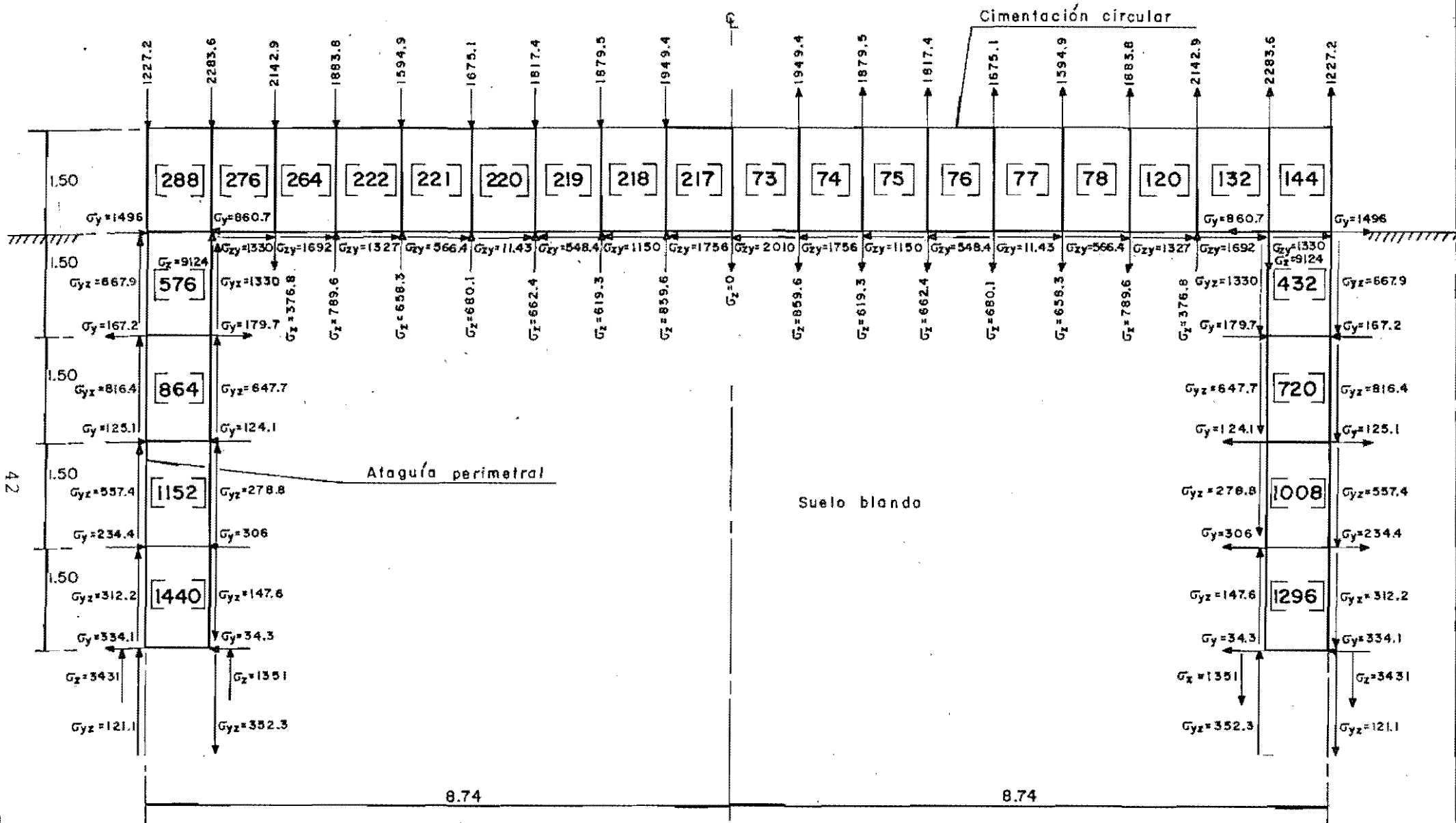
Figura 2. Esfuerzos en la cimentación con ataguía bajo fuerzas verticales estáticas.



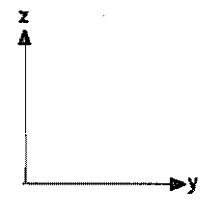
[44] = No. de elemento
 Acol. m
 Gy, Gz, Gyz y Gzy, en kg/m²



41



[1440] = No. de elemento
 Acol. m
 G_y, G_z, G_{yz} y G_{zy} , en kg/m²



dirección vertical que obran sobre la superficie inferior de la cimentación. Dicho sistema de fuerzas genera un momento que equilibra al inducido por las cargas externas aplicadas a la estructura en estudio.

Tanto para el caso de carga con fuerzas verticales estáticas, como para el de momento estático, se observa una contribución importante de fuerzas de equilibrio por parte de la ataguía. Se explica así el aumento de las rigideces lineal y angular de la cimentación a través del incremento de la profundidad de la ataguía perimetral, debido a que el área de contacto entre ésta y el suelo crece con la profundidad h de dicha ataguía:

6. Conclusiones.

De los resultados obtenidos en este trabajo se concluye lo siguiente:

- a) La interacción suelo-estructura adquiere particular importancia al unirse estructuralmente la ataguía perimetral a la cimentación.
- b) La incorporación de la ataguía perimetral al sistema de cimentación, resulta en un aumento en las rigideces lineal y angular de éste.
- c) Una vez unidas estructuralmente la ataguía perimetral y la cimentación, la profundidad hasta la que se construya aquélla se convierte en una variable adicional a considerar. El aumento de dicha profundidad resulta en un incremento de las rigideces lineal y angular del sistema de cimentación.
- d) La relación entre la profundidad de la ataguía perimetral y las rigideces lineal y angular, se aproxima a una de tipo parabólico.
- e) El incremento de las rigideces lineal y angular de una cimentación de cajón, se puede lograr de manera económica, ligándola estructuralmente a las ataguías perimetrales que son necesarias por procedimientos constructivos. Tanto la unión de las ataguías a la cimentación, como su profundización, son obras económicas, comparadas con otros procedimientos enfocados a aumentar la rigidez de una cimentación.
- f) A pesar de que los resultados de este trabajo se obtuvieron únicamente para cargas estáticas, se pueden anticipar conclusiones cualitativamente similares para solicitaciones dinámicas. En tal caso, se pueden ligar las ataguías a la cimentación para modificar los periodos de vibración de la

estructura, en el caso en que esto fuera conveniente, con la opción adicional de aumentar la profundidad de la ataguía si así se requiriera.

- g) Es necesario continuar la mejoría de los programas para ordenador digital existentes para análisis estructural, con el fin de utilizarlos como herramientas efectivas para el estudio de sistemas cimentación-ataguía-suelo.

Referencias.

1. Alvarez, G. "Influencia de las condiciones de cimentación en la respuesta dinámica de estructuras"; Trabajo presentado a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, como requisito para obtener el grado de maestro en Ingeniería (Estructuras); México, D.F. (1991).
2. Aubry, D., Clouteau, D. y Hernández, G. "Funciones de impedancia de cimentaciones rígidas profundas"; Interacción suelo-estructura y diseño estructural de cimentaciones; Memorias del simposio realizado el 18 de septiembre de 1991 en el Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D.F.; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos; México, D.F. (1992).
3. Bielak, J. "Dynamic behavior of structures with embedded foundations"; Publicación E8; Instituto de Ingeniería, UNAM (abril, 1974).
4. Bougacha, S., Roesset, J. y Tassoulas, J. "Dynamic stiffness of foundations on fluid-filled poroelastic stratum"; Journal of Engineering Mechanics; Vol 119; No. 8; American Society of Civil Engineers (agosto 1993).
5. Departamento del Distrito Federal. "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo"; Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; México, D.F. (1987).
6. Habibullah, A. y Wilson, E. SAP90. "A series of computer programs for the finite element analysis of structures. Users Manual"; Computers and Structures Inc.; Berkeley, California (1989).
7. Hadjian, A.H. "Seismic soil-structure interaction: A full circle"; Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica; Puerto Vallarta, México (1993).

8. Harding, J.W. y Sneddon, I.N.; Proc. Cambridge Phil. Soc.; 41 16 (1945).
9. Housner, G.W. "Interaction of building and ground during an earthquake"; Bulletin of the Seismological Society of America; Vol. 47; No. 3; p.p. 179-186 (1957).
10. Luco, J. E. y Westmann, R.A. "Dynamic response of circular footings"; Journal of the Engineering Mechanics Division; Vol. 97; p.p. 1381-1395; American Society of Civil Engineers (octubre, 1971).
11. Muki, R. "Asymmetric problems of the theory of elasticity for a semi-infinite solid and a thick plate"; Progress in solid mechanics; Editado por Sneddon, I.N. y Hill, R.; Vol. I; Cap. VIII; North-Holland Publishing Company; Amsterdam (1960).
12. Rodríguez Cuevas, N. "Interacción dinámica en cimentaciones sobre terreno blando"; Interacción suelo-estructura y diseño estructural de cimentaciones; Memorias del Simposio realizado el 18 de septiembre de 1991 en el Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D.F.; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos; México, D.F. (1992).
13. Rodríguez Cuevas, N. "Revisión estructural de la ampliación del muelle principal del Puerto Punta del Este, en la República Oriental de Uruguay"; Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Uruguay (marzo 1993).
14. Takemiya, H. "Seismic analysis of multi-span continuous girder bridge with emphasis on soil-structure interaction"; Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California; Vol. V; Prentice-Hall; Englewood Cliffs, N.J. (1984).
15. Veletsos, A.S. y Wei, Y.T. "Lateral and rocking vibration of footings"; Journal of the Soil Mechanics and Foundations

Division; Vol. 97; p.p. 1227-1248; American Society of Civil Engineers (septiembre, 1971).

16. Wolf, J. "*Dynamic soil-structure interaction*"; Prentice-Hall Inc.; Englewood Cliffs, N.J. (1985).

17. Zeevaert, L. "*Interacción suelo-estructura de cimentación*"; Editorial Limusa, S.A. de C.V.; México, D.F (1991).