

01161
1
2ej

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

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 INGENIERIA
DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

POR: GERMAN ALVAREZ GALLEGOS

como requisito para obtener

el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(ESTRUCTURAS)

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

CIUDAD UNIVERSITARIA

1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS**

CONTENIDO

1. ANTECEDENTES
2. TIPOS COMUNES DE CIMENTACIÓN
3. CIMENTACIONES AISLADAS SÍSMICAMENTE
4. RIGIDEZ ANGULAR, TORSIONAL Y LINEAL DE CIMENTACIONES
5. CÁLCULOS COMUNES PARA ESTIMAR LAS RIGIDECESES EN TERRENO SUAVE
6. PARÁMETROS DE RIGIDEZ QUE CONTROLAN LA ESTABILIDAD
7. APLICACIÓN A PROBLEMAS ESPECÍFICOS
8. COMENTARIOS FINALES
9. REFERENCIAS
10. APÉNDICE

1. ANTECEDENTES

Sistemáticamente los efectos de los sismos en las estructuras ponen de manifiesto los errores cometidos en el proyecto y en la construcción, prueba de ello es que hasta antes de los sismos intensos que en septiembre de 1985 perturbaron a la ciudad de México, el análisis dinámico de las estructuras en muchos casos se realizaba bajo la hipótesis de que las estructuras se desplantaban sobre terreno indeformable. Sin embargo, esta suposición deja de ser válida cuando la rigidez del terreno con respecto a la de la estructura es menor, lo cual da lugar a que los efectos de interacción suelo-estructura adquieran importancia.

Al incorporar la flexibilidad del terreno en las estructuras el efecto de la interacción ocasiona varias modificaciones en la respuesta, como pueden ser:

- 1) Desplazamientos en la superestructura mayores a aquellos que se esperaban.
- 2) Incremento de los elementos mecánicos.
- 3) Diferencias entre los períodos calculados y los reales.
- 4) Volteo de la estructura.
- 5) Asentamientos diferenciales importantes.
- 6) Efecto $P-\Delta$.

Para evitar este tipo de problemas resulta necesario verificar las hipótesis con que se elaboran los proyectos, para que de esta manera se establezcan las similitudes y diferencias entre el modelo matemático estructura-cimentación-suelo, pues la interacción está íntimamente relacionada con el diseño: el diseño de una cimentación influye en la magnitud de las fuerzas inducidas en la estructura y, a su vez, estas fuerzas influyen en el diseño. Este principio es aplicable a la estructura en su totalidad, y es especialmente importante en el caso de la cimentación, pues ha sido práctica común analizar la estructura como un sistema independiente de su cimentación y del suelo.

2. TIPOS COMUNES DE CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

La cimentación es la subestructura adyacente al terreno, la cual está afectada por las cargas que le transmite la superestructura y el suelo. Su función es lograr una transición entre la superestructura y el terreno en que se apoya.

El diseño de las cimentaciones empleadas para resistir el efecto combinado de la gravedad y de las fuerzas laterales puede originar con frecuencia problemas especiales. Si a lo anterior adicionamos la necesidad de un conocimiento adecuado de las propiedades mecánicas de los suelos y rocas, materiales naturales de los cuales depende también el comportamiento estructural, la ingeniería de cimentaciones se convierte en una ciencia y un arte.

En sitios con suelos malos, perturbaciones intensas del terreno pueden causar desplazamientos horizontales permanentes, debido al esparcimiento lateral o al asentamiento del terreno, ambos tipos de movimientos pueden resultar dañinos para las estructuras. Los desplazamientos horizontales, de ser lo suficientemente grandes, pueden conducir al colapso o a la destrucción total, en ocasiones la función de una cimentación no es la de conservarla intacta mientras el terreno subyacente se mueve, sino evitar o cambiar la dirección de este movimiento.

La forma más común de clasificar las cimentaciones depende de la profundidad de los estratos a los que se transmitirá la mayor parte de las cargas que provienen de la superestructura. En estos

términos se subdividen en superficiales y profundas.

Las superficiales se apoyan en estratos poco profundos y se agrupan de la siguiente manera:

a) Zapatas aisladas. Consiste en el ensanchamiento de la sección de una columna (fig. 1).

b) Zapatas combinadas. Se utilizan bajo dos o más columnas.

c) Zapatas corridas. Se emplean bajo un muro o una contrarabe (fig. 2).

d) Losas de cimentación. El apoyo se efectúa en toda el área de la construcción (fig. 3).

e) Cajones de cimentación. Con este tipo se busca aprovechar el peso del suelo extraído para compensar parcial o totalmente el peso de la construcción, y de ésta manera aliviar la presión neta en la superficie de contacto con el suelo (fig. 4).

Las Losas de cimentación y las zapatas interconectadas tienen una considerable rigidez en el plano respecto a la traslación horizontal. Esto puede no resultar cierto para traslación vertical, cabeceo y giro, aunque el sistema estructural soportado por estos elementos proporcione una rigidez adicional. La ausencia de rigidez en la cara de contacto complica enormemente los cálculos.

Las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga por punta (fig. 5) o por fricción (fig. 6); se denominan pilas, cuando su sección transversal con respecto a la longitudinal es de gran tamaño. Los pilotes pueden colocarse bajo zapatas o bajo losas de cimentación.

Debido a la complejidad del problema pilote-suelo, el conocimiento y la comprensión actual del comportamiento dinámico de

las cimentaciones con pilotes, es menos completo que el de las losas de cimentación.

La respuesta dinámica de un pilote enterrado a una excitación dada, puede predecirse si se conocen las reacciones del suelo al movimiento del cuerpo.

Aún cuando las cimentaciones reales de los edificios no son rígidas, algunos estudios (ref. 6 p. 328) con estructuras sobre cimentaciones flexibles, sugieren que la suposición de una cimentación rígida es apropiada.

En general la elección y el diseño de una cimentación depende en alto grado de los siguientes factores:

- a) Características del sismo.
- b) Características estratigráficas , hidráulicas y de resistencia del subsuelo.
- c) Propiedades dinámicas de esfuerzo-deformación del subsuelo.
- d) Comportamiento sísmico dinámico del subsuelo.
- e) Rigidez de la estructura y la cimentación.
- f) Interacción entre el suelo y la estructura de cimentación.
- g) Magnitud de los esfuerzos de contacto.

3. CIMENTACIONES AISLADAS

Ha existido un interés constante en las soluciones que puedan reducir drásticamente los esfuerzos sísmicos en toda la estructura (Matsushita e Izumi, 1969). Los primeros intentos analíticos en este sentido recomendaban lo que se conoció como "planta baja flexible" (Green, 1935).

Se argüía que un primer piso flexible alargaría de tal manera el período natural de vibración del edificio que reduciría el cortante basal y, por tanto, todos los esfuerzos en la superestructura, a valores mucho menores de los que es posible obtener con las soluciones estructurales más convencionales. Se producirían economías importantes. Con objeto de evitar una oscilación excesiva por viento y sismos moderados se utilizaría un "fusible", que podría consistir, por ejemplo, en muros, de bloque débil y frágil, que fallarían ante un temblor intenso.

Posteriormente se demostró que el primer entrepiso tendría que ser muy flexible para lograr una economía significativa en los niveles superiores. Típicamente, en un edificio de veinte pisos, un aumento de diez veces la flexibilidad de planta baja reduciría los esfuerzos a las mayores elevaciones en no más de treinta por ciento (ref. 9 p.565). La solución resultó todavía menos efectiva que lo que a primera vista pudiera parecer, ya que los desplazamientos del primer entrepiso producen grandes momentos debido a las fuerzas gravitacionales .

Una versión más práctica consistió en hacer que las columnas del sótano fueran huecas y bastante rígidas, y encerraran a columnas muy flexibles que soportaran la estructura total. De ésta manera resultaba sencillo limitar los desplazamientos de la losa de planta baja, lo que daba origen a un comportamiento bilineal del sistema (fig. 7). Se muestra una variante de ésta solución en la figura 8. A pesar de la mejora, subsiste el problema de los incrementos en momentos de entrepisos de las columnas flexibles.

El conocimiento de cierta propiedad en algunos materiales llamada ductilidad ha justificado el uso de aceleraciones sísmicas reducidas para diseño elástico.

El comportamiento post-elástico del acero en particular es sumamente útil en problemas sísmicos, debido a que viene acompañado por un incremento de resistencia antes de su ruptura total. Su falla se produce después de deformaciones considerables.

Esta ductilidad resulta deseable si se tiene en cuenta su adecuada localización en la estructura.

Otros estudios orientados en el mismo sentido acuden al uso de elastómetros debajo de las columnas del sótano o de la planta baja (fig. 9), así como rodillos (fig. 10) y soportes suspendidos (fig. 11). Actualmente el proceso de diseño de estructuras nuevas, en las cuales se incorpora algún sistema de aislamiento, requiere varios tipos de análisis que tienen diferentes objetivos.

El análisis y diseño de una estructura aislada sísmicamente envuelve un proceso de mayor complejidad que aquel en que típicamente se considera la base de la estructura fija. No obstante, si se está familiarizado con la implementación correspondiente al

procedimiento de análisis y diseño, el trabajo puede realizarse tan eficientemente como para una estructura convencional con la base fija.

Algunos de los criterios empleados en el análisis y diseño incluyen: datos sísmicos; estimación de fuerzas; comportamiento elástico; cálculo de límites de desplazamiento y análisis no lineal.

Para la distribución de los aislantes, un análisis por separado del diafragma en el nivel de la base directamente encima de los aisladores, debe contemplar la posibilidad de tensiones debidas a levantamientos localizados.

El procedimiento del análisis podría resumirse en los siguientes pasos:

1. Diseño preliminar de aislantes utilizando un espectro de respuesta inelástica.

2. Análisis elástico en 3 dimensiones usando propiedades elásticas equivalentes en los aisladores y un espectro no lineal.

3. Análisis no lineal en 3-D considerando la fluencia de los elementos aislantes.

En general los procedimientos de análisis de estructuras aisladas sísmicamente es más elaborado que para una estructura convencional con la base fija, sin embargo el problema del diseño resulta el mismo que para una estructura ordinaria.

Algunos detalles constructivos que pueden incorporarse en el diseño se muestran en las figuras 12 a 16.

4. RIGIDEZ LINEAL, ANGULAR Y TORSIONAL DE CIMENTACIONES

Un cuerpo rígido que descansa sobre un suelo tiene seis grados de libertad: tres posibles desplazamientos a lo largo de tres ejes ortogonales y las rotaciones alrededor de dichos ejes.

El estudio de estos movimientos, así como el de la rigidez y los esfuerzos de contacto, han sido estudiados por diversos investigadores, para el caso puede consultarse el trabajo del Prof. Nefthalí Rodríguez C. quien sobre el tema realizó una extensa revisión de la literatura hasta 1987.

Debido a que las investigaciones sobre el fenómeno de interacción suelo-estructura son muy extensas, resulta relevante una síntesis al respecto. Los siguientes párrafos fueron extraídos íntegramente de la referencia 12 pp 325,326,332 y 333.

El caso más simple de la vibración de una cimentación corresponde a los diferentes modos de excitación de un disco rígido colocado sobre la superficie de un semiespacio elástico (Veletsos y Luco, 1971). Este modelo de suelo considera la energía disipada por la radiación en forma de onda, pero no toma en cuenta las pérdidas debidas al rozamiento interno. El amortiguamiento del material se ha incorporado en el modelo del suelo elástico en forma de amortiguamiento viscoso, y también en forma de amortiguamiento histerético, independiente de la frecuencia, lo cual concuerda mejor con el resultado de los ensayos dinámicos (Veletsos y Verbic, 1973). Para estos problemas se tienen disponibles aproximaciones numéricas y soluciones cerradas sencillas. Así mismo, existen disponibles

resultados numéricos para el caso de un disco soportado por un estrato sobre un semiespacio viscoelástico (Luco, 1976).

Se ha utilizado el método del elemento finito para calcular las funciones de impedancia de cimentaciones con sección transversal circular, apoyadas en un estrato viscoelástico y empotradas en su base (Kausel y Roesset, 1975). Con este modelo se condujo un estudio paramétrico con el objeto de encontrar fórmulas simplificadas de aplicación práctica (Elsabee, Kausel y Roesset, 1977).

Un procedimiento numérico aproximado fué desarrollado para la vibración de una cimentación rígida de forma arbitraria, que descansa sobre un semiespacio elástico (Elorduy, Nieto y Szekely, 1967) (Wong y Luco, 1976) y dicho procedimiento se usó para evaluar las funciones de impedancia vertical de cabeceo horizontal en cimentaciones rectangulares .

Los experimentos realizados con vibración vertical en modelos de zapatas superficiales y enterradas de formas diversas, indican que la relación armónica fuerza-desplazamiento es función del área de la sección transversal de la cimentación, y es prácticamente independiente de la forma de la zapata (Gupta, 1972). Esta propiedad resultó útil en aplicaciones, pues mediante ella los resultados que fueron originalmente desarrollados para bases circulares pueden usarse en cimentaciones de diferentes secciones transversales mediante el empleo de un radio equivalente (Whitman y Richart, 1967) (Bielak y Palencia, 1977). Un enfoque similar puede utilizarse para los restantes modos de vibración de la cimentación, en que los momentos de inercia sustituyen el área de la sección transversal en movimientos que involucran rotaciones.

Los acelerogramas de temblores registrados en diversas ubicaciones muestran que el movimiento aplicado en un sitio dado, generalmente es mayor en la superficie del terreno y decrece con la profundidad. Esto sugiere que la excitación efectiva en el contacto suelo-estructura, (interacción cinemática) será una función decreciente de la profundidad de la cimentación.

Para investigar los efectos de la profundidad de la cimentación se estudió el movimiento de una cimentación rígida de sección transversal elíptica, enterrada en un semiespacio elástico, sujeta a ondas armónicas planas SH, con un ángulo de incidencia (Wong y Trifunac, 1974). La profundidad de la cimentación tuvo el efecto general de reducir la respuesta en la superficie rígida de contacto suelo-cimentación con respecto al movimiento de superficie de campo libre. La magnitud de esta reducción varía con la frecuencia y el ángulo de incidencia de las ondas entrantes.

El empotramiento de la cimentación también provoca cabeceo en ella. Se han presentado fórmulas aproximadas (Kausel, Whitman, Morray y Elsabee, 1978) para calcular la disminución del movimiento introducido y la cantidad de cabeceo con base en la teoría de propagación de ondas en una dimensión. Los autores trabajan con factores de corrección dependientes de la frecuencia para la transformada de Fourier de la aceleración de superficie del campo libre.

El desarrollo formal del problema de interacción suelo-estructura dió origen a diferentes métodos analíticos para su solución. Algunos métodos proporcionan decididamente mayores aproximaciones que otros; sin embargo, escogiendo estos últimos

métodos de acuerdo a criterios prácticos más conservadores, es posible, a veces, llegar a una solución que resulte inicialmente menos costosa (estos modelos simples ciertamente llevan a una pérdida de precisión, pero dicha pérdida se compensa enormemente ya que en la práctica general se requiere de modelos relativamente simples que puedan en principio ser utilizados sin influir, de manera significativa, en la relación de costos del proyecto y tiempo de desarrollo) sin que por ello aumente de manera comparable el valor presente de la esperanza del costo de falla.

5. CALCULOS COMUNES PARA ESTIMAR RIGIDECES EN TERRENO SUAVE

Probablemente en muchos despachos de cálculo aún no se implementan técnicas para considerar el problema de la interacción suelo-estructura, pero existen técnicas que aún con las limitaciones que se tengan en equipo, permiten realizar trabajos más realistas.

Para el cálculo de las rigideces lineales y angulares de la cimentación, se emplean diferentes criterios, algunos de los cuales se resumen en seguida:

i) Según R. Dobry y G. Gazetas (ref. 3)

Para evaluar la respuesta estática de una base rígida que descansa sobre un semiespacio homogéneo e infinito, los autores proponen las siguientes expresiones:

$$K_z = 2S_z GL / (1-\nu)$$

$$K_y = 2S_y GL / (2-\nu)$$

$$K_x = K_y - [0.216L / (0.75-\nu)] [1 - (B/L)]$$

$$K_{rx} = [S_{rx} G (I_x)^{3/4}] / [(1-\nu)(B/L)^{1/4}]$$

$$K_{ry} = S_{ry} G (I_y)^{3/4} / (1-\nu)$$

donde

$$S_z = 0.73 + 1.54 (B/L)^{3/4}$$

$$S_y = 4.5 (B/L)^{0.98}$$

$$S_{rx} = 3.2 (B/L)^{1/4}$$

$$S_{ry} = 3.2$$

Con las rigideces estáticas anteriores y los valores del parámetro a_0 se pueden obtener las rigideces dinámicas empleando las gráficas calculadas por Dobry et al (ref 3), que aquí se reproducen en las figuras 21, 22 y 23.

$$a_0 = \omega B/V_s$$

donde

$$\omega = 2\pi/T$$

ii) Según Kabori et al (ref. 12)

Al tomar en cuenta el efecto de la forma de la base para evaluar la rigidez estática interviene tanto el área de contacto como las características geométricas. Los diferentes factores para aproximar estas características consideran el llamado radio equivalente, así como la relación ancho/largo. Están dados por las siguientes expresiones:

$$R_p = 2L [1 + (B/L)] / \pi$$

$$R_a = 2L [(B/L) / \pi]^{1/2}$$

$$R_{rx} = 2L [(B/L) / 3\pi]^{1/4}$$

$$R_{ry} = 2L [(B/L)^3 / 3\pi]^{1/4}$$

La principal diferencia entre una cimentación superficial y una enterrada es el efecto de acoplamiento del movimiento de cabeceo. En realidad es fácil desacoplar estos dos efectos para una cimentación superficial. La profundidad de desplante de una cimentación incrementa el efecto de acoplamiento, omitirlo no sería una solución conservadora.

Para una cimentación superficial la matriz de rigidez puede ser una diagonal puesto que todos los efectos de acoplamiento son

ignorados. Mientras que para una cimentación enterrada la matriz puede tener la siguiente forma

$$\begin{bmatrix} K_{vv} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{hh} & K_{hr} & 0 \\ 0 & K_{rh} & K_{rr} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{tt} \end{bmatrix}$$

El efecto de la profundidad de desplante en los términos de la diagonal tiende a incrementar sus valores.

En orden de incrementar estos valores algunos coeficientes han sido propuestos:

$$f_v = [1 + (D/R_a)]$$

$$f_h = [1 + 0.54 (D/R_a)]$$

$$f_{rx} = [1 + 2.3(D/R_{lx}) + 0.58(D/R_{rx})]$$

$$f_{ry} = [1 + 2.3(D/R_{ly}) + 0.58(D/R_{ry})]$$

Resulta de interés señalar que con las expresiones para las rigideces estáticas superficiales y al emplear estos factores, con la profundidad como variable, la variación de las rigideces lineal y angular es una función de la profundidad de desplante (ver fig. 24 y 25).

Los diferentes casos que se muestran en dichas figuras corresponden a tres diferentes tipos (A, B y C) en cuanto a propiedades geométricas de la cimentación (ver pag. 28 del presente trabajo).

Como comparación en ambas figuras aparecen como líneas horizontales los valores de las rigideces calculadas de acuerdo con las NTC-RDF 87 para los diferentes tipos de cimentación mencionados.

Para el caso de la rigidez angular, mediante un ajuste por

mínimos cuadrados a las rigideces calculadas se puede observar un comportamiento muy semejante al parabólico (fig. 26).

Por otra parte, cabe señalar que tratándose de un modelo en 2-D el acoplamiento de las rigideces horizontal y torsional es omitido. En realidad esto no está probado. Los estudios al respecto están orientados a clarificar la influencia de la profundidad de desplante sobre el acoplamiento de estos términos.

Cuando se requiera considerar la interacción suelo-estructura en un análisis modal de cualquier estructura un factor importante es la capacidad del suelo a absorber la energía. En problemas estáticos o para frecuencias bajas esta capacidad puede no ser desarrollada, ya que depende de la velocidad. Pero la disipación de la energía se incrementa con la frecuencia y con esta el amortiguamiento de una cimentación, esto es una ventaja para el comportamiento dinámico. De cualquier manera si con este factor se tiene alguna ganancia en la irradiación de energía, por otro lado se pierde rigidez de la cimentación (ref. 12).

Por mucho tiempo, sin embargo, se creyó realizar un análisis conservador al despreciar la interacción suelo-estructura. Actualmente ha sido probado que esto no es completamente cierto puesto que los coeficientes de amortiguamiento no incrementan infinitamente sus valores y las rigideces no pueden adquirir valores negativos.

Cuando se trata con un problema dinámico la matriz de rigideces puede plantearse como la adición de una parte real y una parte imaginaria (ref. 12):

$$\begin{bmatrix} K_{vv} & iC_{vc} & K_{vh} & iC_{vh} & K_{vr} & iC_{vr} & K_{vt} & iC_{vt} \\ K_{hv} & iC_{hv} & K_{hh} & iC_{hh} & K_{hr} & iC_{hr} & K_{ht} & iC_{ht} \\ K_{rv} & iC_{rv} & K_{rh} & iC_{rh} & K_{rr} & iC_{rr} & K_{rt} & iC_{rt} \\ K_{tv} & iC_{tv} & K_{th} & iC_{th} & K_{tr} & iC_{tr} & K_{tt} & iC_{tt} \end{bmatrix}$$

Como se mencionó anteriormente el acoplamiento entre los movimientos de giro y horizontal se puede presentar. El resto de los términos no diagonales puede tomarse como cero pero el analista debe hacer alguna consideración o tener una razón para poder omitirlos.

La matriz compleja de rigideces resulta ser una matriz dependiente de la frecuencia (ref. 12).

$$K_{aa}(\omega) = K_{aa}f_1 + i\alpha_0 C_{aa}f_2$$

donde

$$K_{aa1} = K_{aa}f_1(\omega)$$

K_{aa} es la rigidez estática de una cimentación circular equivalente (enterrada o no) de cualquier forma.

$f_1(\omega)$ parámetro en función de la frecuencia

$$K_{aa2} = C_{aa}f_2(\omega)$$

C_{aa} es un valor dado para una cimentación circular equivalente de cualquier forma.

$f_2(\omega)$ parámetro en función de la frecuencia

iii) Según el RDF-NTC87 (ref. 10)

Para estructuras en zona III con profundidad de desplante mayor

a 3 mts. se proponen las siguientes expresiones:

$$K_{VZ} = 16GR_a$$

$$K_h = 8GR_a$$

$$K_r = 9GR_r$$

en donde

$$R_a = (A/\pi)^{1/2}$$

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

En las expresiones anteriores A representa el área de la cimentación e I puede ser I_x ó I_y según el caso.

iv) Según L. Zeevaert (ref. 15)

Para el cálculo de las reacciones sísmicas por balanceo, con todo rigor el subsuelo no debe considerarse homogéneo e isótropo pues está constituido por una serie de sedimentos con propiedades mecánicas, estáticas y dinámicas diferentes en cada estrato. Para la práctica profesional se puede suponer que cada estrato del subsuelo puede ser representado por sus características geotécnicas medias, esto es: su geometría, propiedades de resistencia y de esfuerzo-deformación, tanto estáticas como dinámicas.

Para el diseño sísmico de una cimentación rígida sin pilotes interesa fundamentalmente conocer la fuerza de inercia que se genera en el centro de masa.

$$V_m = f_a M a_m$$

en donde a_m es la aceleración máxima asignada a la superficie del suelo.

El momento de volteo valdrá:

$$O\tau = V_m h_m$$

Se llamará $K\theta$ al módulo de cimentación por rotación el cual se define por:

$$K\theta = \frac{O\tau}{\theta}$$

en donde θ es la amplitud del ángulo de rotación originado por $O\tau$.

Llamando $\omega\theta$ a la frecuencia circular por rotación de la cimentación y $\delta\theta$ al desplazamiento del centro de masa se tiene:

$$M\omega\theta^2 \delta\theta h_m = K\theta \frac{\delta\theta}{h_m}$$

en donde la frecuencia circular libre se obtiene de:

$$\omega\theta^2 = \frac{1}{h_m^2} \frac{K\theta}{M}$$

y consecuentemente el período de rotación de la cimentación

$$T\theta = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K\theta}}$$

El problema consiste en determinar el módulo de cimentación por rotación $K\theta$, para lo cual dividimos la superficie de apoyo en fajas transversales de igual área y tantas como sea necesario para obtener precisión práctica. Al cargar una faja con una carga unitaria y calcular la influencia que dicha carga unitaria induce en el subsuelo al centro de los estratos considerados y de bajo de cada

una de las bandas. Las compresiones dinámicas volumétricas se designan para cada estrato por:

$$\alpha_d^N = \frac{d}{3G}$$

Por consiguiente, se pueden encontrar los desplazamientos verticales δ_{ji} al centro de las bandas que dicha carga unitaria produce en los puntos cuando ésta se aplica sucesivamente en cada una de las bandas consideradas.

El efecto dinámico vertical a la profundidad de desplante de la cimentación inducido por el sismo, requiere el conocimiento de la deformación de los estratos del subsuelo relacionado con el módulo dinámico de cortante G o de rigidez dinámica del suelo, esto es, para un estrato N :

$$\alpha_d^N = \left(\frac{d}{2(1+\nu)G} \right)$$

El valor anterior representa la deformación dinámica elástica unitaria del estrato N de espesor d , esto es, el cambio de espesor del estrato debido a un esfuerzo unitario.

Para estudiar la compatibilidad de deformación en la interfase de la estructura de cimentación y el suelo, la superficie de contacto se divide en áreas tributarias iguales.

De esta manera se pueden encontrar los desplazamientos verticales al centro de las bandas que la carga unitaria le produce cuando esta se aplica sucesivamente en cada una de las bandas consideradas. En forma matricial

$$\{\delta_{ji}\} = [I_{ij}]^T \{\alpha_d^N\}$$

donde

$|\delta_{ji}|$ vector de desplazamientos verticales en los puntos j debido a la carga vertical en la banda i

$[I_{ji}]^T$ matriz transpuesta de las influencias en j debido a la carga unitaria aplicada en i

$|\alpha_d^N|$ vector de las compresiones volumétricas en los estratos de A a N por condiciones dinámicas.

De esta manera se puede formar la matriz general de influencia o desplazamientos verticales unitarios como sigue:

$$[\delta_{ji}] |\Delta q_i| = |\delta_i|$$

Para el caso de rotación, cuando la superficie rígida en contacto gira un ángulo θ se logra

$$\Delta q_i = \frac{x_i}{\bar{a}}$$

donde x_i son los desplazamientos verticales de las bandas con respecto al centro de giro. Por simetría :

$$\Delta q_i = -\Delta q_n$$

La ecuación matricial se puede reducir a

$$[\delta_{ii} - \delta_{in}] \left| \frac{\Delta q_i}{\theta} \right| = |x_i|$$

Al resolver el sistema de ecuaciones el momento de volteo resulta ser

$$M_{TB} = \bar{a} \sum_1^n \Delta q_i x_i$$

de aquí se obtiene el módulo de cimentación por rotación de la base

$$K_{\theta} = \bar{\alpha} \sum \frac{\Delta q_i}{\theta} x_i$$

v) Según John P. Wolf (ref. 13)

El autor propone las siguientes expresiones para rigideces enterradas:

$$K_{vz} = \frac{GB}{1-\nu} [3.1(L/B)^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25(B/L)(D/B)^{0.8})]$$

$$K_{hx} = \frac{GB}{2-\nu} [6.8(L/B)^{0.65} + 2.4] [1 + (0.33 + \frac{1.34}{1+(L/B)})(D/B)^{0.8}]$$

$$K_{rx} = \frac{GB}{1-\nu} [3.2(L/B) + 0.8] [1 + (D/B) + \frac{1.6}{0.35 + (L/B)} (D/B)^2]$$

$$K_{ry} = \frac{GB}{1-\nu} [3.73(L/B)^{2.4} + 0.27] [1 + (D/B) + \frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} (D/B)^2]$$

6. PARÁMETROS DE RIGIDEZ QUE CONTROLAN LA ESTABILIDAD

Con respecto a las acciones sísmicas, se debe prestar mayor atención a los asentamientos provocados por momentos de volteo.

En suelos blandos la rigidez en el subsuelo puede ser inferior a la necesaria para generar vibraciones estables.

En problemas de inestabilidad, la influencia de la rigidez de los apoyos, tanto en rigidez a desplazamiento como a rotación resultan muy significativos para establecer las condiciones de estabilidad, y el tipo de movimiento que se presenta al actuar una perturbación.

Para lograr la estabilidad en una estructura es necesario determinar el valor de la rigidez crítica angular, pues los desplazamientos horizontales de ser lo suficientemente grandes pueden volver inestable a la estructura y llevarla al colapso o a la destrucción total.

Del estudio en la estabilidad de una estructura equivalente (ref. 11) ,mediante planteamientos elásticos que suponen al subsuelo como un continuo homogéneo se puede deducir lo siguiente (fig 17):

$$I\ddot{\phi} + Kr\phi - PL\phi = 0$$

$$I\ddot{\phi} + (Kr - PL)\phi = 0$$

$$\ddot{\phi} + k^2\phi = 0$$

donde

$$k^2 = (Kr - \Sigma p_i h_i)(1/I)$$

para las condiciones iniciales

$$t = 0 ; \phi = 0$$

y la condición de frontera

$$\phi = (\Delta/L)$$

las posibles soluciones serian

$$a) k^2 > 0 \quad \phi = (\Delta/kL) \text{ sen } (kt)$$

$$b) k^2 = 0 \quad \phi = (\Delta/L) t$$

$$c) k^2 < 0 \quad \phi = (\Delta/L) \text{ sen hip } (kt)$$

De lo anterior se puede afirmar que se inician desplazamientos angulares que abandonan cualquier entorno de estabilidad si:

$$k^2 = 0$$

es decir

$$(Kr - \sum_{i=1}^n P_i h_i) (1/I) = 0$$

pero como $(1/I) \neq 0$ entonces

$$(Kr)_{cr} = \sum_{i=1}^n P_i h_i$$

donde

$(Kr)_{cr}$ es el valor crítico de la rigidez angular en la cimentación

P_i magnitud resultante de todas las cargas verticales aplicadas en el mismo nivel de la estructura

h_i altura del piso sobre el nivel de la base en el que existe la carga P_i

Se debe buscar siempre que la rigidez angular en la base de la cimentación tenga valores superiores a los definidos por la siguiente expresión (ref. 11):

$$(K_r)_{cr} = 1.7 \sum_{i=1}^n P_i h_i$$

Mientras mayor resulte el valor dado por la fórmula anterior, mayor será la carga de inestabilidad y menores resultarán los desplazamientos que se generan durante una perturbación de la configuración de equilibrio.

Por ello las características de apoyo en una estructura son extraordinariamente importantes para establecer la carga de inestabilidad.

7. APLICACION A PROBLEMAS ESPECIFICOS

Como ayuda para comprender la manera de aplicar los diferentes criterios mencionados para el cálculo de las rigideces del terreno se plantea el siguiente problema:

a) Características de la estructura y la cimentación. Se trata de un edificio de quince niveles contados a partir del nivel de banqueta. Los pisos superiores están formados por trabes y columnas metálicas, formando marcos en las dos direcciones principales, los cuales reciben a las losas de los entrepisos.

El cálculo de un marco tipo ante carga lateral en la dirección E-W (fig. 18) arrojó los siguientes valores de rigideces de entrepiso:

Nivel	Rigidez (kg/cm)
15	46048
14	36337
13	36337
12	36337
11	37682
10	37682
9	37682
8	40191
7	40191
6	40191

5	47772
4	47772
3	47772
2	53574
1	38196

Puesto que se trata de una estructura de cortante, al suponer traveses de rigidez infinita los momentos de inercia de las columnas se obtienen al sustituir los valores anteriores en la siguiente expresión:

$$\Sigma I = \frac{K^2 L}{12E}$$

La estructura de la cimentación consiste en losas y contraviridajes de concreto reforzado formando un cajón (fig. 19), las columnas dentro del cajón son de concreto reforzado también.

Para el diseño del cajón se empleó el criterio de compensación total.

En cuanto a las dimensiones del cajón se supondrán tres diferentes tipos de acuerdo a las siguientes propiedades geométricas:

	(A)	(B)	(C)
L	10 m	10 m	15 m
B	5 m	5 m	10 m
D	6 m	10 m	6 m

b) Parámetros del suelo. Se supondrán los siguientes datos de las características del suelo:

$$G = 1250 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\nu = 0.45$$

$$V_a = 83 \text{ m/seg.}$$

1) Según R. Dobry y G. Gazetas (ref. 3).

Al sustituir valores se obtuvieron los siguientes valores para las rigideces estáticas superficiales:

	(A)	(B)	(C)	
Kvz	74 805	74 805	127 240	ton-m
Khx	51 399	51 399	68 797	"
Khy	55 774	55 774	73 172	"
Krx	1 897 094	1 897 094	12 231 221	t-m/rad
Kry	5 365 731	5 365 731	22 470 187	"

Para tomar en cuenta el efecto dinámico se calcularon los siguientes parámetros:

	(A)	(B)	(C)
a_0	0.2030	0.2030	0.4060

Empleando las gráficas de las figuras 21 a 23 se obtuvo lo siguiente:

	(A)	(B)	(C)	
Kvz	74 057	74 057	126 977	ton-m
Khx	51 399	51 399	73 919	"
Khy	55 774	55 774	78 294	"
Krx	1 840 181	1 840 181	11 619 660	t-m/rad
Kry	5 070 616	5 070 616	19 549 063	"

ii) Según Kabori et al (ref. 12)

Para rigideces estáticas al sustituir valores, los radios equivalentes adquieren los valores siguientes:

	(A)	(B)	(C)
Ra	7.98	7.98	13.82
Rrx	6.79	6.79	12.63
Rry	9.60	9.60	15.47

Las rigideces estáticas superficiales valdrán:

	(A)	(B)	(C)	
Kvz	72 500	72 500	125 795	ton-m
Khx	51 452	51 452	89 193	"
Krx	1 886 364	1 886 364	12 349 432	t-m/rad
Kry	5 363 636	5 363 636	22 474 432	"

Los factores de empotramiento valdrán:

	(A)	(B)	(C)
fv	1.75	2.25	1.43
fh	1.41	1.68	1.23
frx	3.52	5.24	2.37
fry	2.80	3.42	2.12

Por lo tanto las rigideces estáticas enterradas resultan ser:

	(A)	(B)	(C)	
Kvz	127 020	163 364	180 416	ton-m
Khx	72 347	86 275	110 109	"
Krx	6 688 896	9 889 263	29 243 455	t-m/rad
Kry	15 019 790	18 345 780	47 576 125	"

Para tomar en cuenta los efectos dinámicos

	(A)		(B)		(C)	
	f _A	f _B	f _A	f _B	f _A	f _B
aovv	0.32	0.98 0.80	0.32	0.98 0.80	0.56	0.96 0.81
aohh	0.32	0.99 0.61	0.32	0.99 0.61	0.56	0.99 0.63
aorr _x	0.28	0.98 0.02	0.28	0.98 0.02	0.51	0.95 0.08
aorry	0.39	0.96 0.08	0.39	0.96 0.08	0.62	0.94 0.09

	(A)	(B)	(C)
m _{vv}	0.08	0.11	0.04
m _{hh}	0.11	0.15	0.05
m _{xx}	0.01	0.01	0.01
m _{yy}	0.01	0.01	0.01
C _{vv}	1.51	1.28	2.13
C _{hh}	0.87	0.75	1.30
C _{rx}	1.30	1.30	1.49
C _{ry}	0.14	0.14	1.49

Finalmente las rigideces dinámicas valdrán:

	(A)	(B)	(C)	
K _{vz}	124 480	160 097	173 200	ton-m
K _{hx}	71 624	85 412	109 008	"
K _{rx}	6 555 118	9 691 478	27 781 282	t-m/rad
K _{ry}	14 418 998	17 611 949	44 721 558	"

iii) Según el RDF-NTC87 los radios de giro equivalentes toman los siguientes valores:

	(A)	(B)	(C)
R _x	7.98	7.98	13.82
R _{rx}	6.79	6.79	12.63
R _{ry}	9.60	9.60	15.47

Por lo tanto las rigideces valdrán:

	(A)	(B)	(C)	
Kvz	159 577	159 577	276 400	ton-m
Khx	79 788	79 788	138 200	"
Krx	3 517 927	3 517 927	22 665 358	t-m/rad
Kry	9 949 081	9 949 081	41 650 811	"

iv) Según L. Zeevaert (ref. 15)

Se supondrán los siguientes valores para las propiedades de los diferentes estratos bajo las cimentaciones en estudio:

(A) y (C)							
	γ	G	d				
S	1.9	1500	6				
A	1.7	1200	5	arena	arcilla	limosa	
B	1.6	950	3	arcilla			
C	1.8	1350	6	arena	limo-arcillosa		
				suelo	firme		

	γ	ρ	G	v_s	d	Δt	α
S	1.9	0.194	1500	87.93	6	0.068	
A	1.7	0.173	1200	83.29	5	0.060	13.89E-4
B	1.6	0.163	950	76.34	3	0.039	10.53E-4
C	1.8	0.183	1350	85.89	6	0.070	14.81E-4

$[I_{ij}]$ para $X=2$ $N=4$ $\lambda=2.5$ $B=10$

donde

X es el factor de distribución de esfuerzos, y depende de las condiciones estratigráficas y de compresibilidad del suelo. Para un suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades su valor se tomará igual a 2.

N es el número de segmentos a considerar

λ es la longitud de los segmentos

Para el caso (A)

	0	2.5	5.0	7.5	E-4
z	1	2	3	4	α
2.5	0.444	0.189	0.046	0.015	13.89
6.5	0.174	0.142	0.085	0.045	10.53
11.0	0.089	0.082	0.064	0.046	14.81

$$|\delta_{ji}| = [I_{ji}]^T |\alpha_d^N|$$

9.317	5.335	2.482	1.363
5.335	9.317	5.335	2.482
2.482	5.335	9.317	5.335
1.363	2.482	5.335	9.317

Los desplazamientos debidos a las cargas unitarias Δq_i valen

$$|\delta_i| = [\delta_{ji}] |\Delta q_i|$$

Si la estructura de cimentación se considera rígida, los desplazamientos verticales de las bandas debido a un giro θ con respecto al centro de giro por simetría valdrán:

$$\delta_1 = -\delta_4 = \frac{1}{\theta} \theta_{x1}$$

$$\delta_2 = -\delta_3 = \frac{1}{\theta} \theta_{x2}$$

entonces

$$|\theta_{xi}| = [\delta_{ji}] |\Delta q_i|$$

o bien

$$\left| \frac{\Delta q_i}{\theta} \right| = [\delta_{ji}]^{-1} |X_i|$$

Por simetría

$$7.954 \quad 2.853 \quad \Delta q_1 / \theta \quad X_1 = 3.75$$

$$2.853 \quad 3.982 \quad \Delta q_2 / \theta \quad X_2 = 1.25$$

resolviendo

$$\Delta q_1 / \theta = 4829.875 ; \Delta q_2 / \theta = -321.354$$

$$K\theta = 2\bar{a} \sum (\Delta q_i / \theta) X_i \quad \bar{a} = (2.5)(20) = 50$$

$$100 \left\{ \begin{array}{l} 4829.875(3.75) = 18\,112.031 \\ -321.554(1.25) = -401.693 \end{array} \right.$$

$$100(17\,710.339) = 1\,771\,034 \text{ t-m/rad}$$

Para el caso (C)

[I_{ij}] para $\lambda=2$ $N=8$ $\lambda=2.5$ $B=15$

0.446	0.191	0.047	0.016	0.007	0.003	0.002	0.001
0.184	0.150	0.092	0.050	0.028	0.016	0.010	0.006
0.102	0.094	0.075	0.055	0.038	0.026	0.018	0.012

$$|\delta_{ji}| = [I_{ji}]^T |\alpha_d^N|$$

9.643	5.625	2.732	1.563	0.955	0.595	0.400	0.255
5.625	9.643	5.625	2.732	1.563	0.955	0.595	0.400
2.732	5.625	9.643	5.625	2.732	1.563	0.955	0.595
1.563	2.732	5.625	9.643	5.625	2.732	1.563	0.955
0.955	1.563	2.732	5.625	9.643	5.625	2.732	1.563
0.595	0.955	1.563	2.732	5.625	9.643	5.625	2.732
0.400	0.595	0.955	1.563	2.732	5.625	9.643	5.625
0.255	0.400	0.595	0.955	1.563	2.732	5.625	9.643

por simetría

$$\begin{bmatrix} 9.388 & 5.225 & 2.137 & 0.608 \\ 5.225 & 9.048 & 4.670 & 1.169 \\ 2.137 & 4.670 & 8.080 & 2.893 \\ 0.608 & 1.169 & 2.893 & 4.018 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta q_1 / \theta \\ \Delta q_2 / \theta \\ \Delta q_3 / \theta \\ \Delta q_4 / \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_1 = 8.75 \\ X_2 = 6.25 \\ X_3 = 3.75 \\ X_4 = 1.25 \end{Bmatrix}$$

cuya solución resulta:

$$8213.418 ; 1295.812 ; 1597.894 ; 340.650$$

$$150 \left\{ \begin{array}{l} 71\ 867.408 \\ 8\ 098.825 \\ 5\ 992.103 \\ 425.813 \end{array} \right.$$

$$150 (86\ 384.149) = 12\ 957\ 622\ \text{t-m/rad}$$

Para el caso de **(B)**

	γ	G	d
S	1.9	1500	10
A	1.7	1200	1
B	1.6	950	3
C	1.8	1350	6

	γ	ρ	G	V_c	d	Δt	αd
S	1.9	0.194	1500	87.93	10	0.114	E-4
A	1.7	0.173	1200	83.29	1	0.012	2.78
B	1.6	0.163	950	76.34	3	0.039	10.53
C	1.8	0.183	1350	85.89	6	0.070	14.81

[i] para $X=2$ $N=4$ $B=10$ $\lambda=2.5$

	0	2.5	5.0	7.5
Z	1	2	3	4
0.5	0.928	0.031	0.003	-
2.5	0.444	0.189	0.046	0.015
7.0	0.160	0.133	0.084	0.047

$$|\delta_{ji}| = [I_{ji}]^T |a_d^N|$$

$$\begin{bmatrix} 9.625 & 4.046 & 1.737 & 0.854 \\ 4.046 & 9.625 & 4.046 & 1.737 \\ 1.737 & 4.046 & 0.163 & 4.046 \\ 0.854 & 1.737 & 4.046 & 9.625 \end{bmatrix}$$

por simetria

$$\begin{bmatrix} 8.771 & 2.309 \\ 2.309 & 5.579 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta q_1 / \theta \\ \Delta q_2 / \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_1 = 3.75 \\ X_2 = 1.25 \end{Bmatrix}$$

que conduce a:

$$4136.285 ; 528.646$$

$$100 \left\{ \begin{array}{l} 4136.285(3.75) = 15\ 511.069 \\ 528.646(1.25) = \underline{660.808} \end{array} \right.$$

$$100 (16\ 171.877) = 1\ 617\ 188\ \text{t-m/rad}$$

Al considerar la profundidad de desplante

	(A)	(B)	(C)
Kv	1 566 000	4 350 000	2 349 000

finalmente

	(A)	(B)	(C)
K θ	3 337 034	5 967 188	15 306 622 t-m/ra

v) Según John P. Wolf (ref.13)

Al sustituir valores se obtuvieron los siguientes resultados:

	(A)	(B)	(C)
Kvz	111 021	127 980	168 368 ton-n
Khx	100 063	123 971	142 944 "
Krx	6 505 416	11 706 963	24 326 290 t-m/rad
Kry	13 272 109	19 228 157	39 326 175 "

Una vez determinados los valores anteriores y con la ayuda del program SUPER-ETABS, se realizaron una serie de análisis dinámicos.

Un primer análisis consistió en suponer la base empotrada y en los subsiguientes, se introdujo la interacción suelo-estructura

mediante elementos elásticos.

La interacción generalmente se realiza con resortes elásticos si las deformaciones en el suelo no son muy grandes.

El programa mencionado permite considerar de manera explícita los resortes que representan la flexibilidad horizontal del terreno, sin embargo, la rigidez angular se puede simular al recurrir a un artificio en la modelación estructural (figura 20), es decir, se supone un entrepiso ficticio de rigidez infinita al cual se da un giro unitario ocasionando fuerzas verticales en cada columna cuyos momentos con respecto al centro de giro deben ser igual a la rigidez angular. De esta igualdad se obtiene el valor de las áreas de las columnas de acuerdo con la siguiente expresión (ref. 11):

$$\Sigma A = \frac{2h(K_r)}{EI^2}$$

Los modelos analizados sirven para establecer la comparación entre los criterios previamente estudiados.

El resumen de las respuestas obtenidas con el programa utilizado se muestra a continuación:

	Modelo empotrado
T (seg.)	1.60
Δ (mts.)	0.33

Dobry

	A	B	C
T (seg.)	2.87	2.87	1.89
Δ (mts.)	1.15	1.16	0.48
θ (rad.)	0.0051	0.0051	0.0008

IHI

T (seg.)	2.06	1.93	1.74
Δ (mts.)	0.58	0.50	0.40
θ (rad.)	0.0015	0.0010	0.0003

RDF-NTC87

T (seg.)	2.38	2.38	1.76
Δ (mts.)	0.78	0.79	0.41
θ (rad.)	0.0028	0.0028	0.0004

L. Zeevaert

T (seg.)	2.42	2.11	1.82
Δ (mts.)	0.81	0.61	0.44
θ (rad.)	0.0030	0.0017	0.0006

John P. Wolf

T (seg.)	2.07	1.88	1.75
Δ (mts.)	0.58	0.47	0.40
θ (rad.)	0.0015	0.0008	0.0004

8. COMENTARIOS FINALES

Lo primero que se busca al incluir el efecto de interacción es una mayor precisión en el cálculo de las características dinámicas de la estructura, y a partir de esto un cálculo más realista de elementos mecánicos.

Resulta de interés mencionar que la compatibilidad de los desplazamientos en la interfase entre estructura y suelo, es importante en el diseño de cimentaciones. Conocidas las fuerzas que actúan sobre la cimentación inducidas por la superestructura y las reacciones del suelo en la interfase de la estructura de cimentación y el suelo, podremos estimar los elementos mecánicos que actúan en la cimentación y realizar, de esta manera, un diseño justificado y económico.

Por otro lado, considerando el costo de los análisis de interacción completa, así como la necesidad de programas de computadora especializados, parece apropiado emplear tan sólo los análisis de interacción inercial en los proyectos comunes (estructuras para casas habitación, oficinas, comercios, etc.), excepto en los más importantes (centrales nucleoelectricas, presas, etc.)

Con referencia a las acciones sísmicas, debe prestarse mayor atención a los asentamientos provocados por los momentos de volteo. En general, las rotaciones a la altura de la cimentación tienden a reducir las fuerzas experimentadas por una estructura (aún cuando los desplazamientos en los entrepisos superiores de la estructura puedan incrementarse).

Con base en lo anterior se deben considerar los factores que intervienen directamente en el fenómeno de interacción, como son las características iniciales de rigidez de la estructura y la cimentación; el comportamiento no lineal, la estratigrafía y condiciones hidráulicas del suelo, más aún, en regiones sísmicas, las propiedades mecánicas dinámicas del concreto y el suelo se deben determinar si el problema lo amerita.

En los ejemplos tratados, la diferencia en la respuesta de la estructura empotrada y de las estructuras con el efecto de interacción fué significativo. Resalta la sencillez en la manera de acoplar la cimentación a la estructura.

Las figuras 27 a 32 muestran que un mejor comportamiento depende del área de contacto, en este caso el cajón tipo C, sin embargo en la práctica generalmente resultará más fácil incrementar el efecto de cimentación profunda.

En estas figuras se evidencia el carácter conservador que brindan algunos de los criterios empleados.

Finalmente, en las figuras 33 a 35 se observa un comportamiento hiperbólico de los diferentes criterios aplicados a los distintos casos de cimentación estudiados. En estas figuras aparecen como asíntotas los valores de la rigidez crítica angular por una parte, y por la otra, el desplazamiento lateral (período ó frecuencia) que se produce en la estructura empotrada.

9. REFERENCIAS

- 1) Bowles, J. E. "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill 1982, Third edition.
- 2) Cesín Farah, J. "Modelo simplificado de análisis, considerando la interacción suelo-estructura". Tesis de maestría, DEPTI, UNAM 1990.
- 3) Dobry, R., Gazetas, G. "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations". J. Geotech. Mech. Div. ASCE/86, Vol.112 No.2 pp.109-135.
- 4) García Ranz, F. et. al. "Respuesta sísmica de edificios considerando la interacción suelo-estructura". Revista Ingeniería. F.I., UNAM, Vol LIX No.1 ene-mar 89 pp 18-30.
- 5) Hernández Hernández, G. A. "Efecto de la profundidad de desplante en la respuesta de las estructuras". Tesis de maestría, DEPTI UNAM, jul 89.
- 6) IMCYC "Diseño de estructuras resistentes a sismo". 1982.
- 7) Jones, L. R. "Analytical Methods in Seismic Isolation Design". Dynamic Isolation System Inc., Berkeley, Cal.
- 8) Maison, B. F., Neuss, C.F. "SUPER-ETABS An enhanced version of the ETABS program". University of California, 1985.
- 9) Newmark, N. M., Rosenblueth, E. "Fundamentos de Ingeniería Sísmica". Ed. Diana 2a. impresión 1978.
- 10) Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, RDT 1987.

11) Rodríguez Cuevas, N. "Determinación experimental de parámetros estructurales y de la cimentación de edificios mediante vibración ambiental". Revista Ingeniería Sísmica, abr. 1990 No.38 pp 5-36.

12) Takuji Kabori et. al. "Dynamical ground compliance of rectangular foundation". Reporte de trabajo para Ishikawashima Harima Industry (IHI), Abr. 1985

13) Wolf John P. "Dynamic Soil-Structure Interaction". Prentice Hall. ISBN 1985

14) Zeevaert, L. "Interacción de la estructura de concreto con la masa del suelo". Revista IMCYC, Vol. XIII No. 73 mar-abr 1975 pp 25-40.

15) Zeevaert, L. "Interacción suelo-estructura de cimentación". Ed. Limusa, 1a. edición 1980.

10. APENDICE

Notación:

ω_0 (adimensional) = Parámetro en el rango de las frecuencias

B (metros) = Mitad del ancho de la cimentación

D (metros) = Altura de la cimentación

d (metros) = Espesor del estrato

f_v (adimensional) = Factores que toman en cuenta la

f_h (adimensional) = profundidad de desplante y afectan a las

f_{rx} (adimensional) = rigideces de acuerdo a los subíndices que

f_{ry} (adimensional) = cada uno indica

G (ton/m^2) = Módulo de cortante

K_v (ton-m) = Rigidez vertical

K_{hx} (ton-m) = Rigidez horizontal respecto al eje que

K_{hy} (ton-m) = indica el subíndice

K_{rx} (ton-m/rad) = Rigidez angular respecto al eje que

K_{ry} (ton-m/rad) = indica el subíndice

L (metros) = Mitad de la longitud de la cimentación

R_p (metros) = Radios equivalentes que dependen

R_a (metros) = de las características geométricas

R_{rx} (metros) = de la cimentación, afectan a las

R_{ry} (metros) = rigideces según los ejes señalados

S_{vz} (adimensional) = Parámetros que dependen de la
 S_{hx} (adimensional) = geometría de la cimentación
 S_{hy} (adimensional) = y afectan a las rigideces de
 S_{rx} (adimensional) = acuerdo a los subíndices que en
 S_{ry} (adimensional) = cada caso se señalan

T (segundos) = Período fundamental de vibración

V_s (m/seg) = Velocidad de las ondas de cortante

z (metros) = Profundidad al centro del estrato

w (1/seg) = Frecuencia circular

Δ (metros) = Desplazamiento lateral

γ (ton/m³) = Peso específico

ν (adimensional) = Relación de Poisson

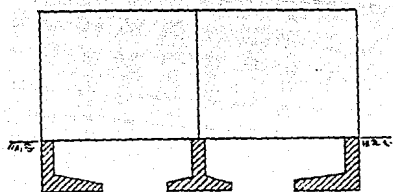


Fig. 1
Zapatas aisladas

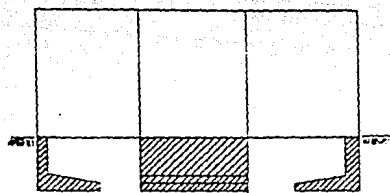


Fig. 2
Zapatas combinadas

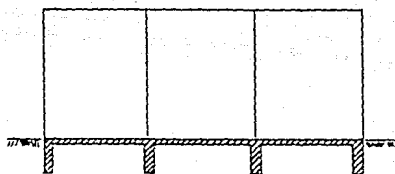


Fig. 3
Losa de cimentación

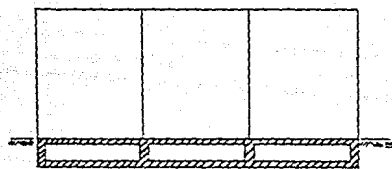


Fig. 4
Cajón de cimentación

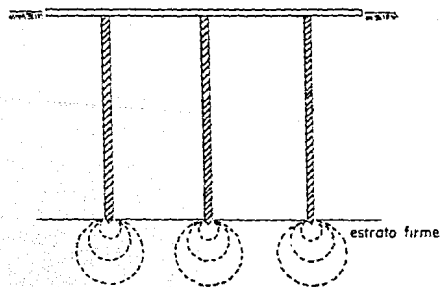


Fig. 5
Pilotes de punta

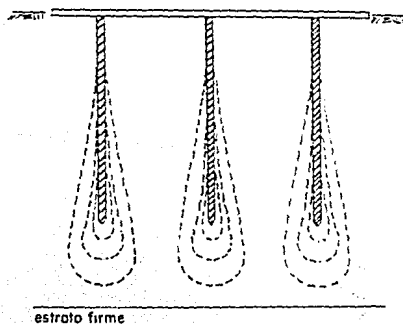


Fig. 6
Pilotes de fricción

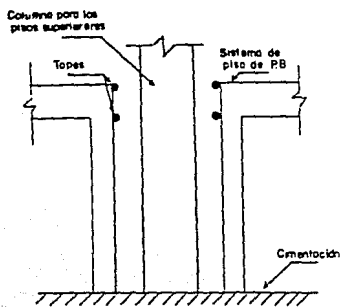


Fig. 7

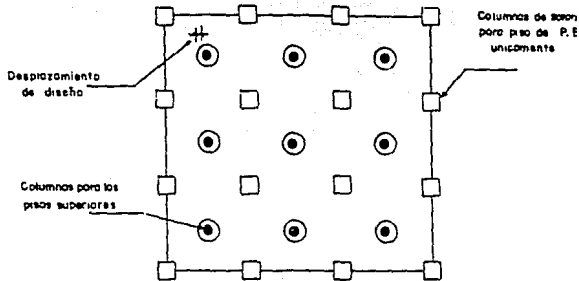


Fig. 8

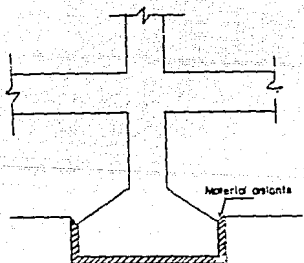


Fig. 9

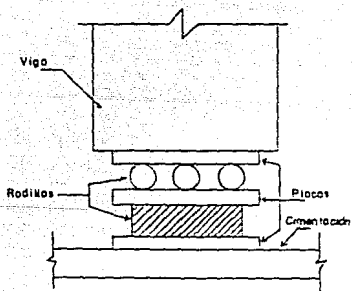


Fig. 10

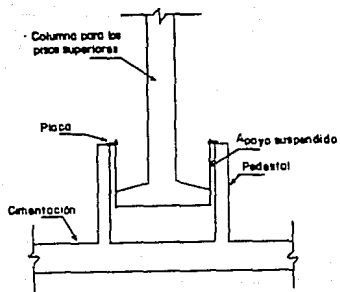


Fig. 11

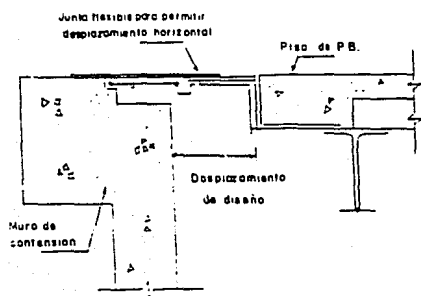


Fig. 12

Detalle típico de junta sísmica

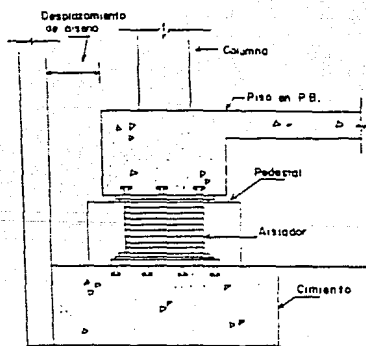


Fig. 13

Detalle típico en trabe de liga perimetral

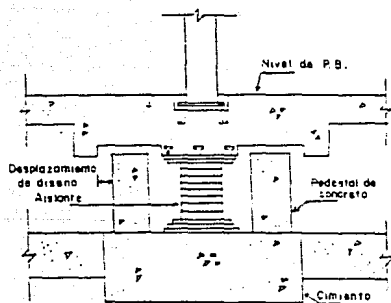


Fig. 14

Detalle típico en zapatas

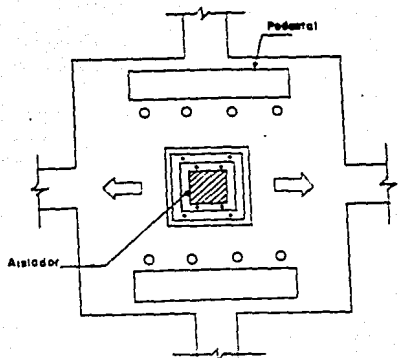


Fig. 15
Detalle típico en zapatas

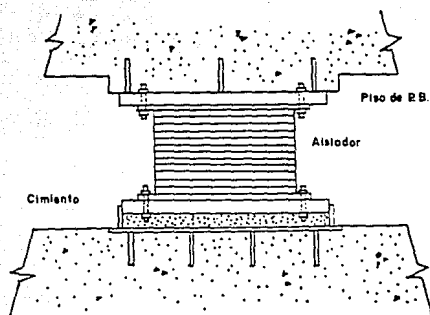


Fig. 16
Detalle de aislador típico

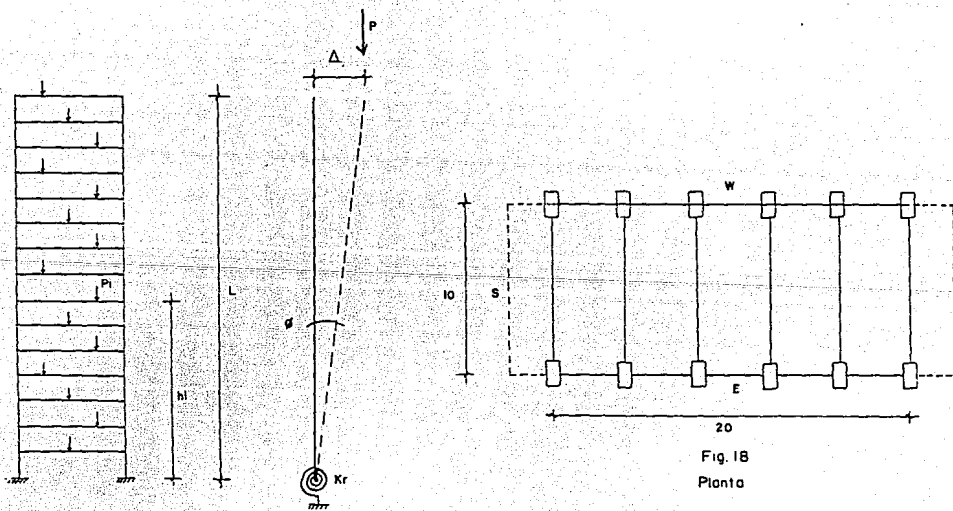


Fig. 17

Fig. 18
Planta

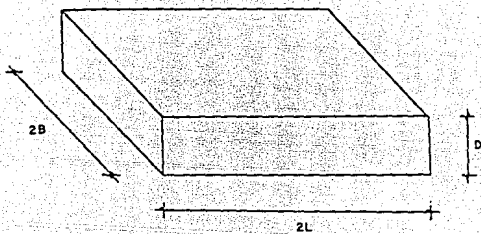


Fig. 19
Cajón de cimentación

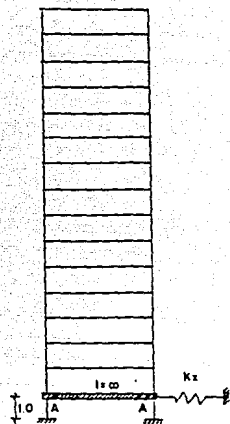
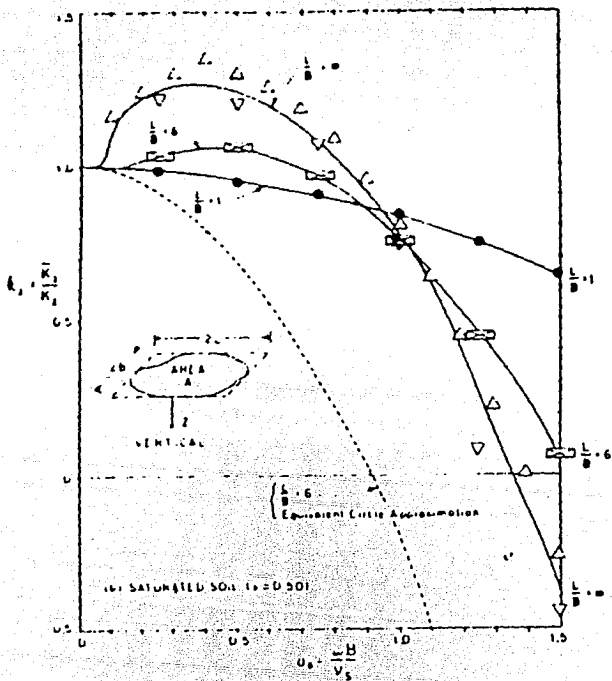
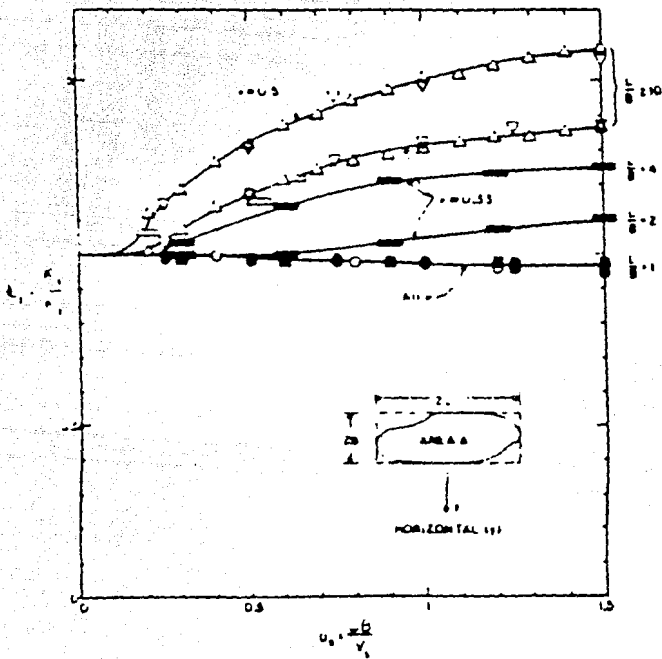


Fig 20



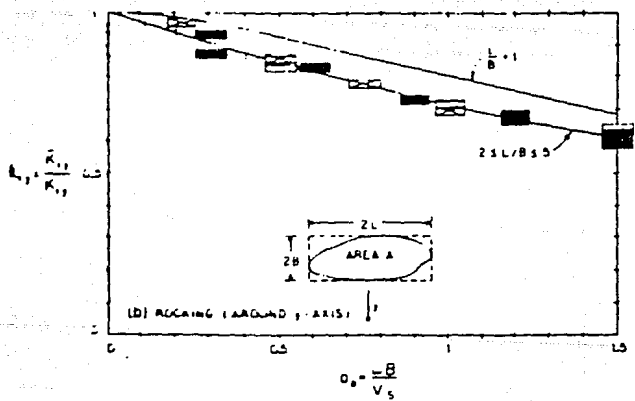
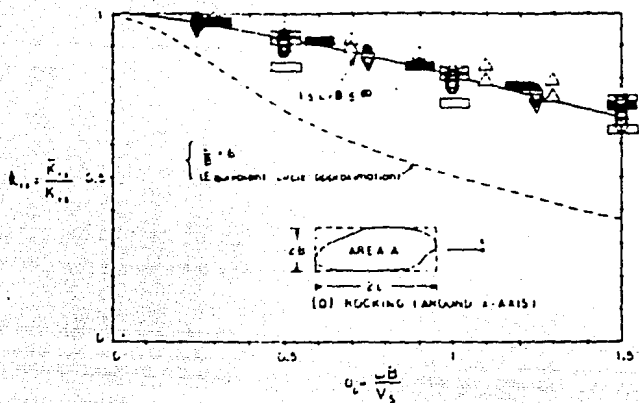
Rigidez Dinámica Vertical contra Frecuencia para Diferentes Relaciones L/B

fig.21



Rigidez Dinamica Horizontal contra Frecuencia para Diferentes Relaciones L/B

Fig. 22



Rigideces Dinamicas Angulares contra Frecuencias para Diferentes Relaciones L/B

Fig. 23

RIGIDEZ LINEAL

EFFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

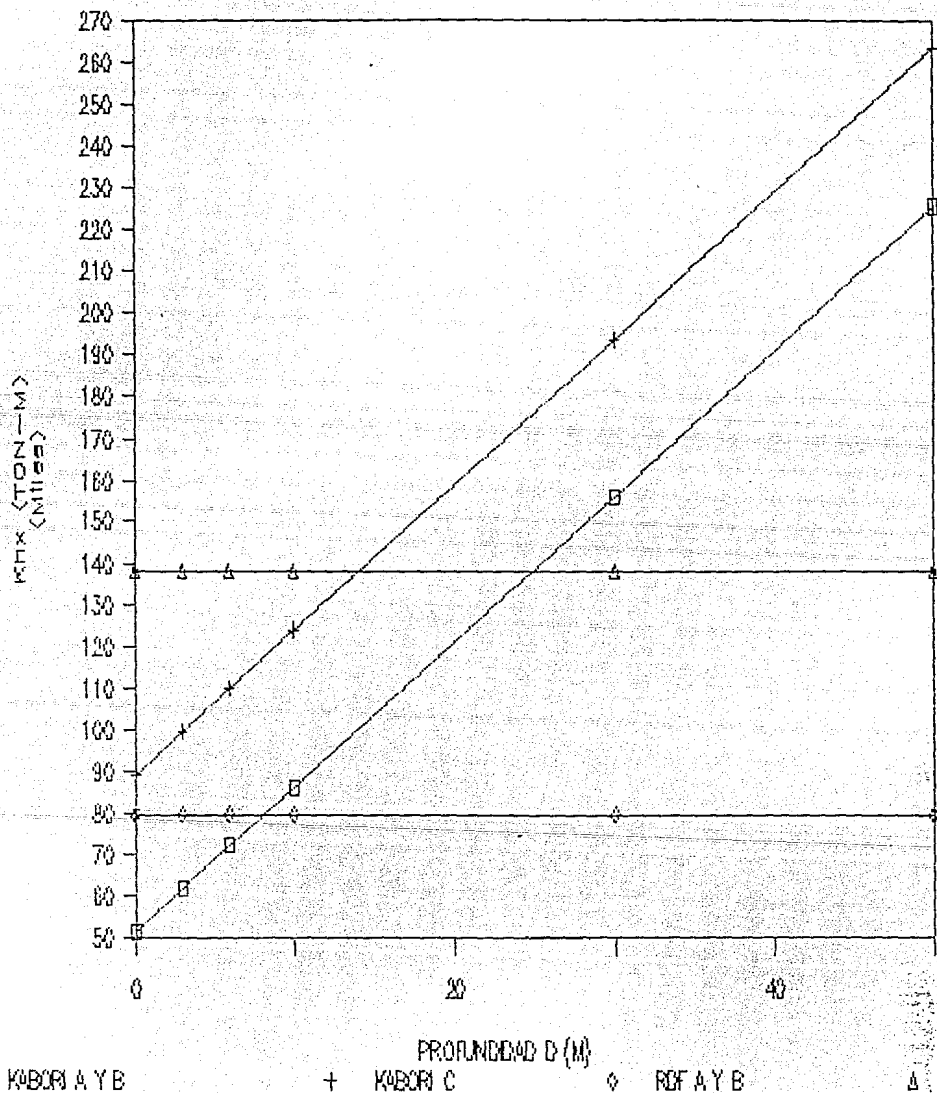


Fig. 24

RIGIDEZ ANGULAR

EFFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

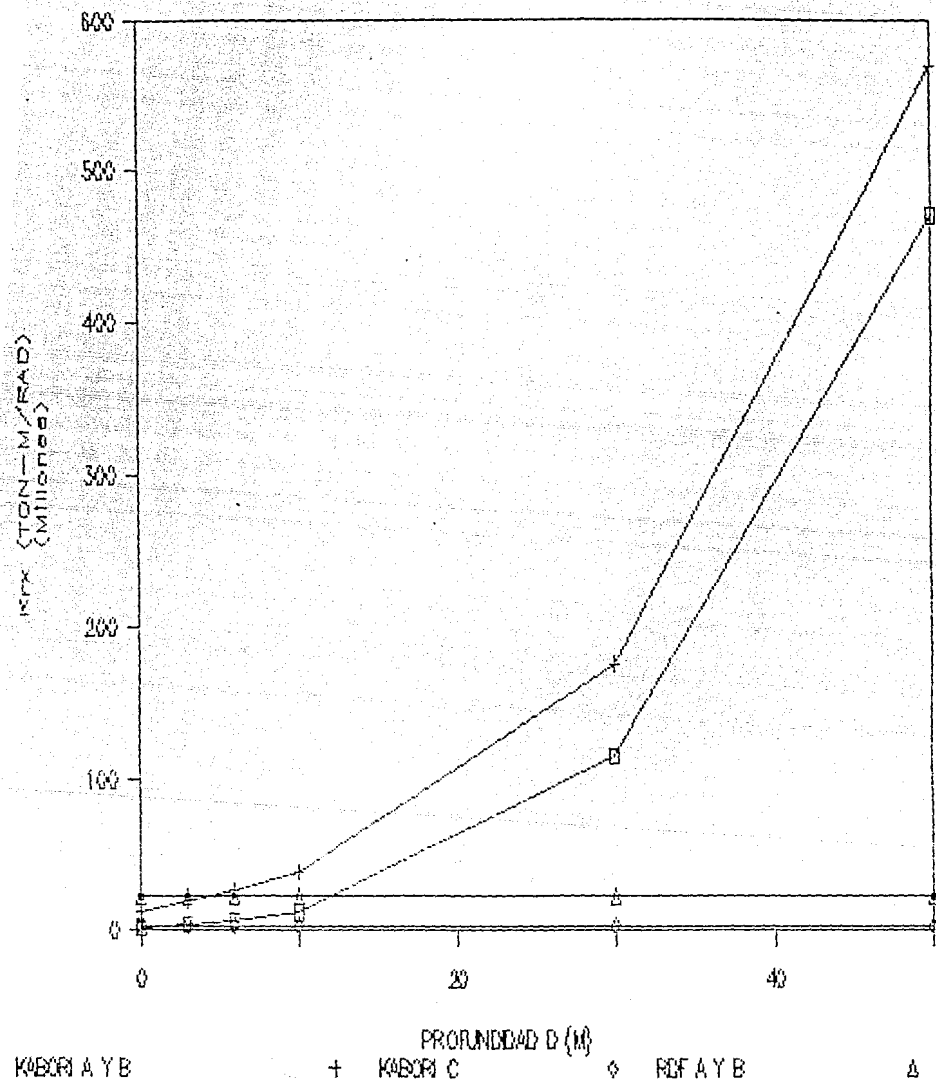


Fig. 25

AJUSTE PARABOLICO

POR MINIMOS CUADRADOS

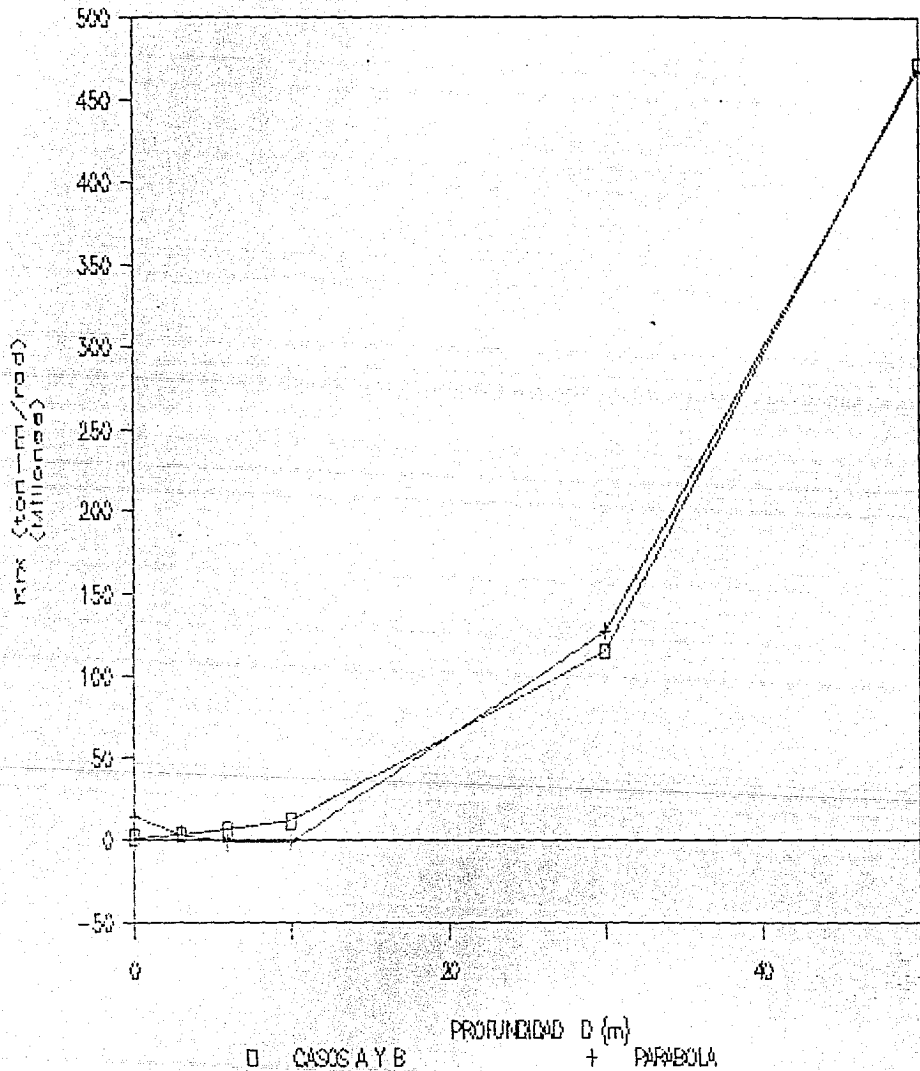
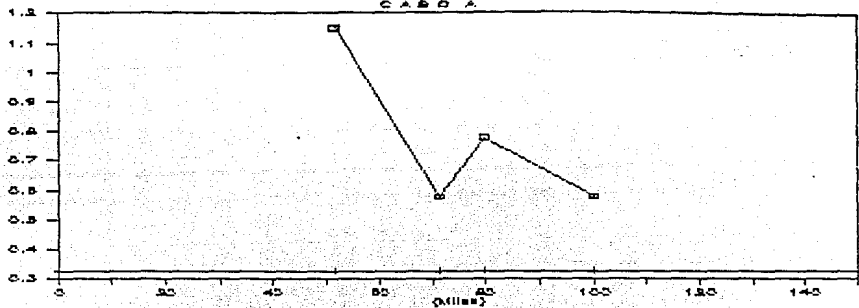


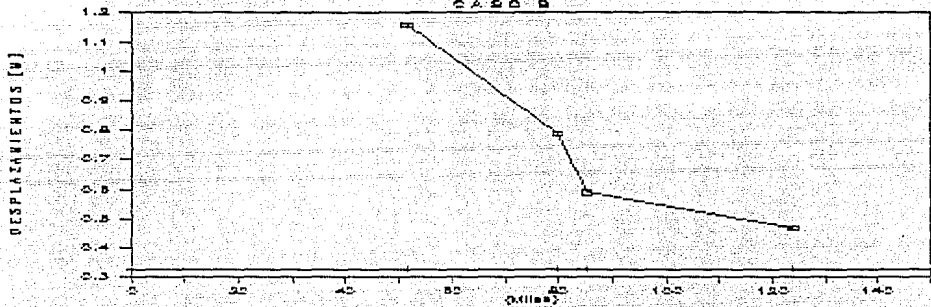
Fig. 26

COMPARACION DE RESULTADOS

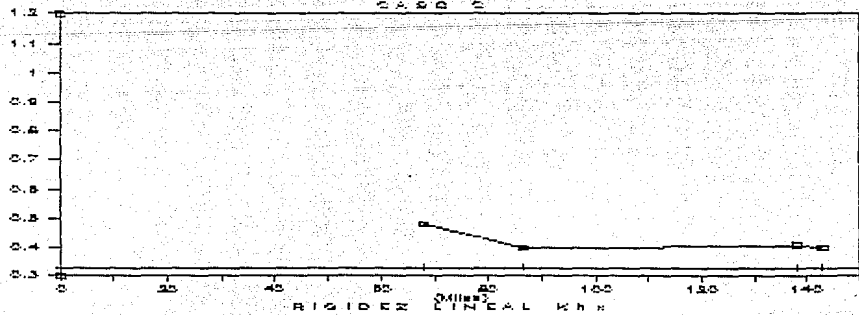
CASO A



CASO B



CASO C



RIGIDEX LINEAL KPH

Fig. 27
60

COMPARACION DE RESULTADOS

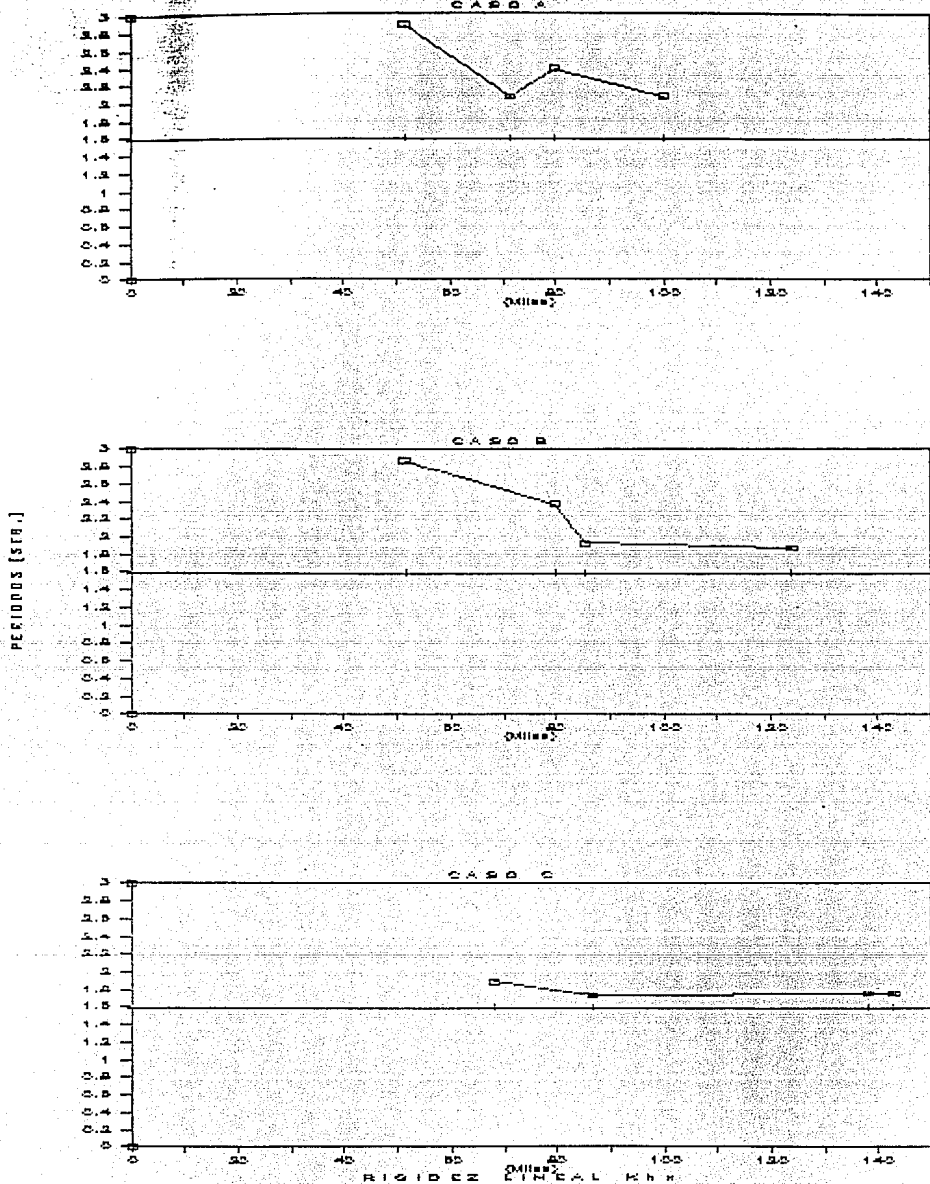


Fig. 28

COMPARACION DE RESULTADOS

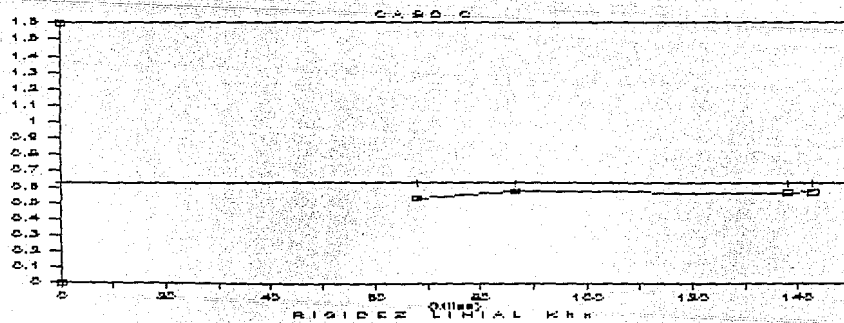
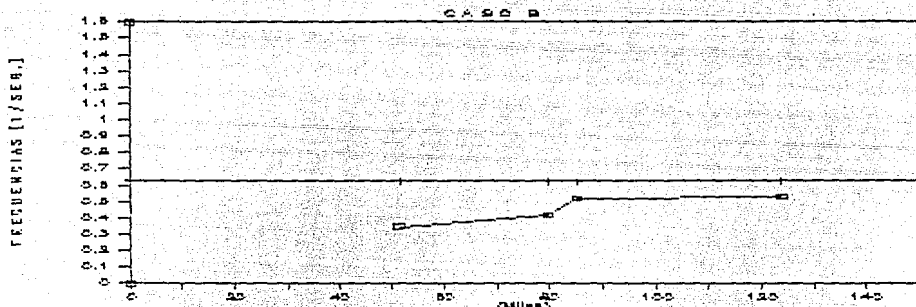
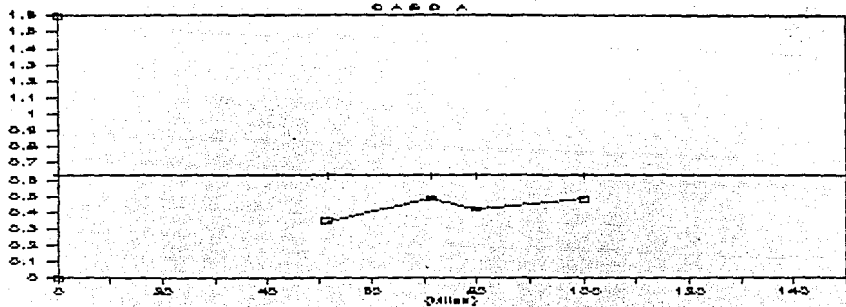
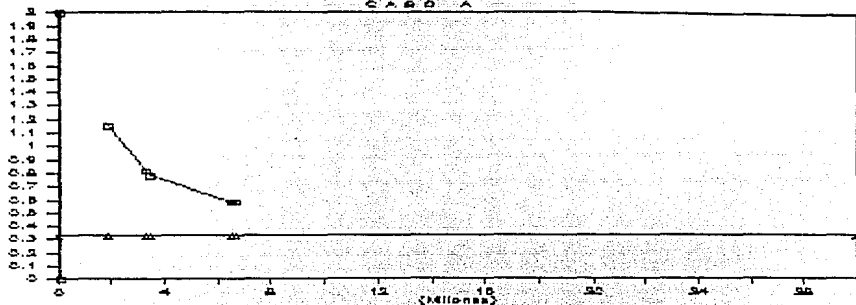


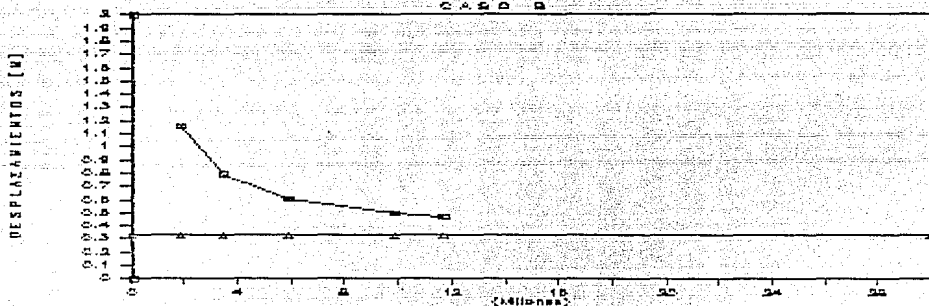
Fig. 29

COMPARACION DE RESULTADOS

C A R P A



C A P D A



C A P D C

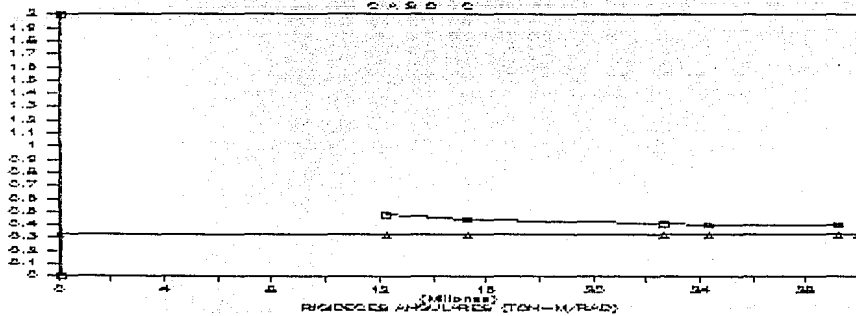
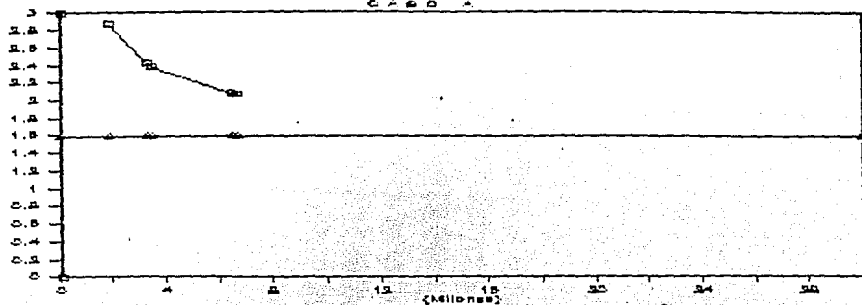


Fig. 30

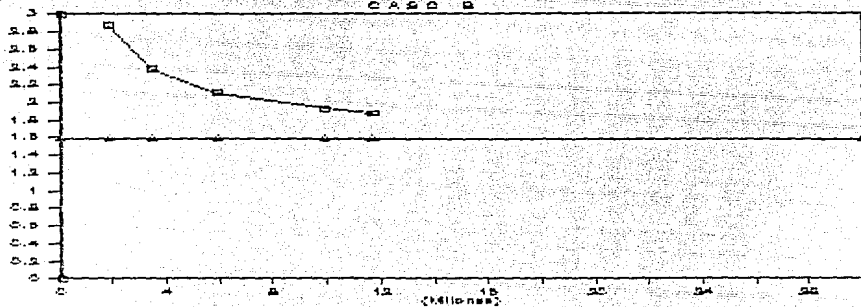
COMPARACION DE RESULTADOS

C A S O A



C A S O B

PERIODOS [SEG.]



C A S O C

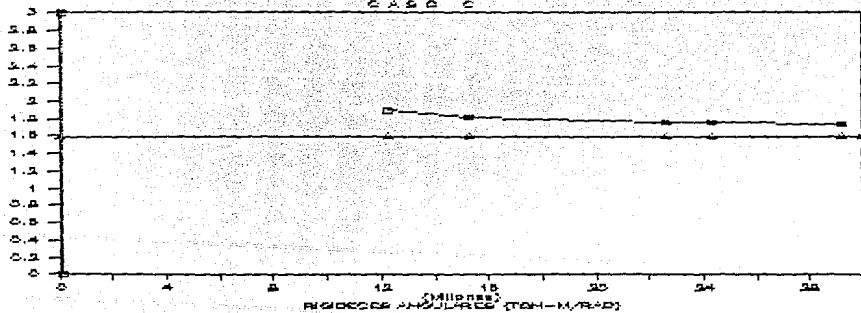


Fig. 31

COMPARACION DE RESULTADOS

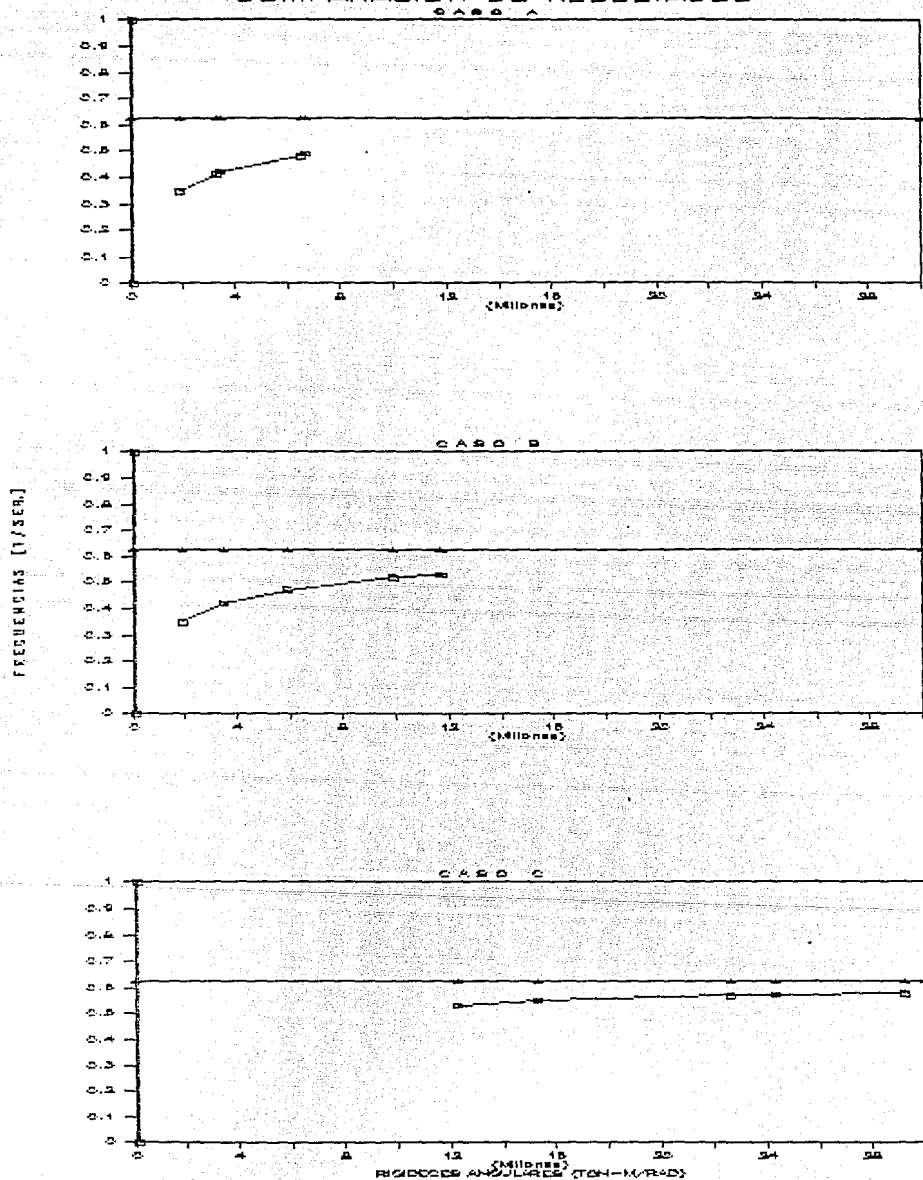


Fig. 32

COMPARACION DE RESULTADOS

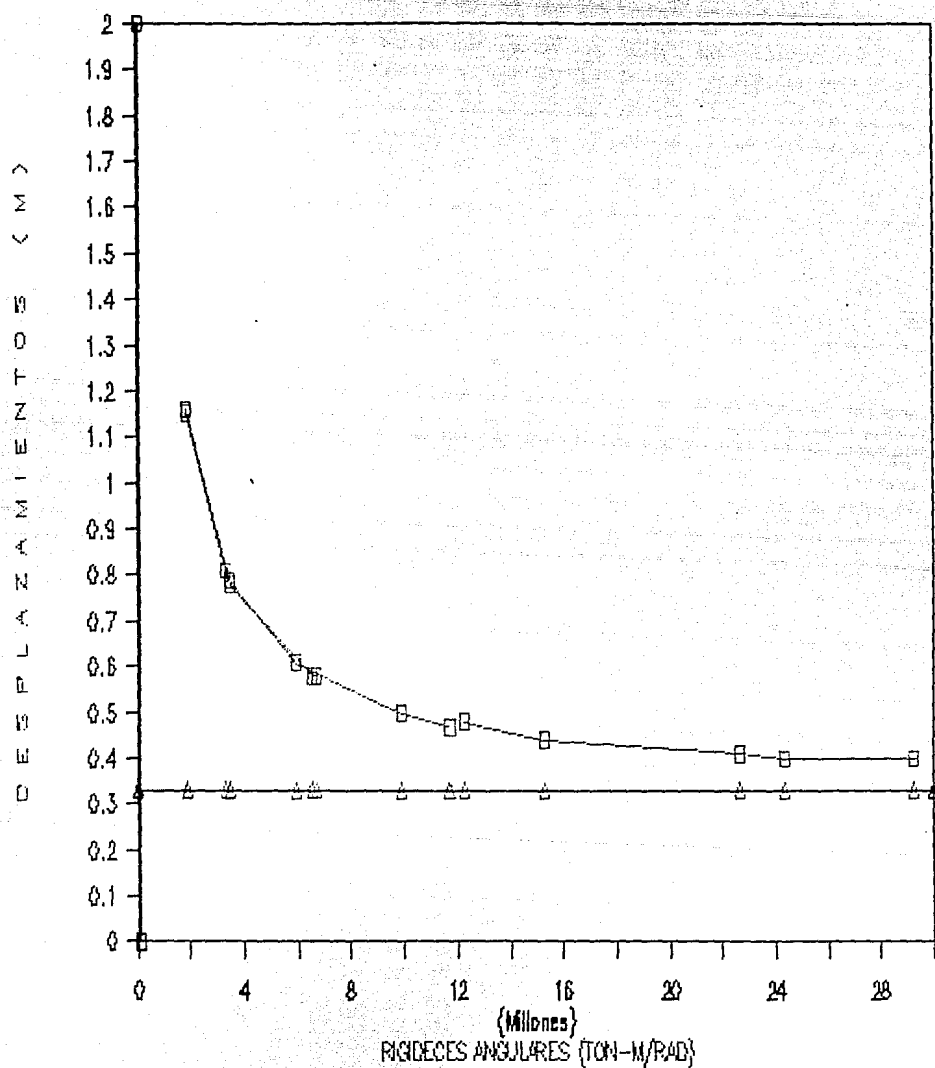


Fig. 33

COMPARACION DE RESULTADOS

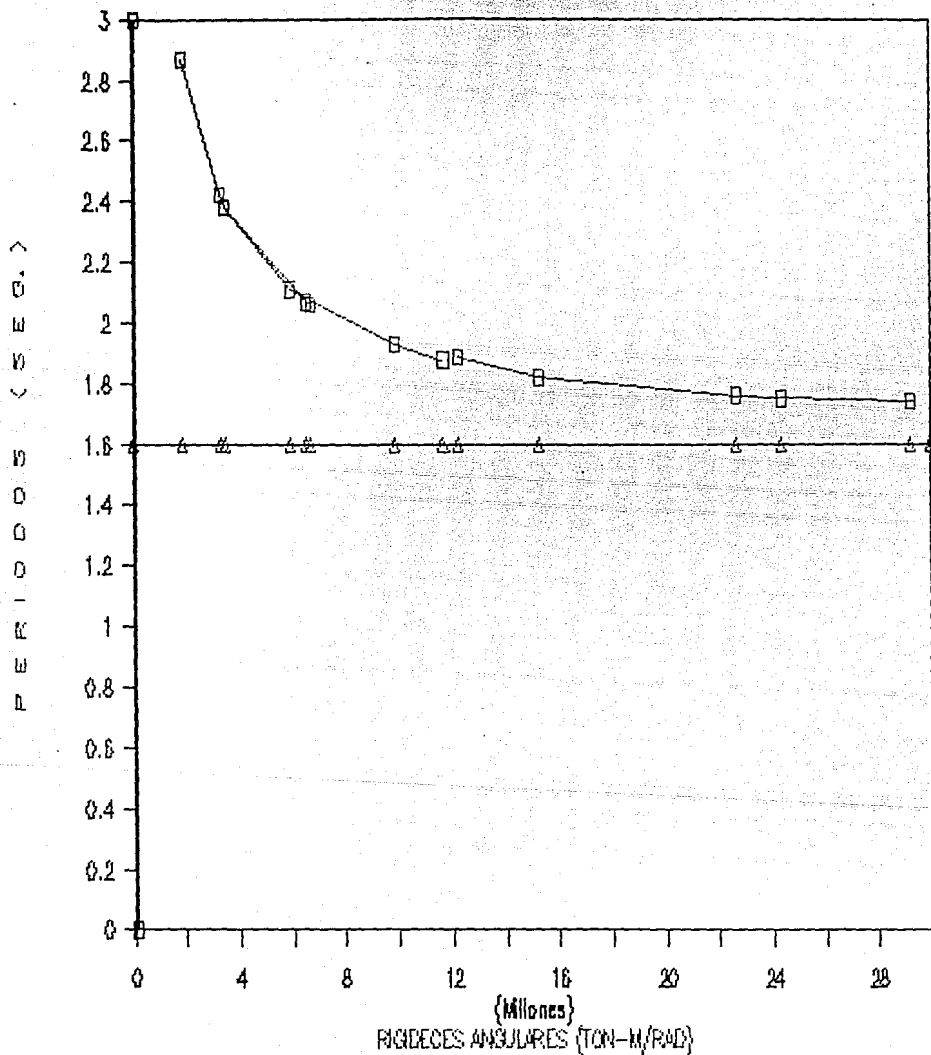


Fig. 34

COMPARACION DE RESULTADOS

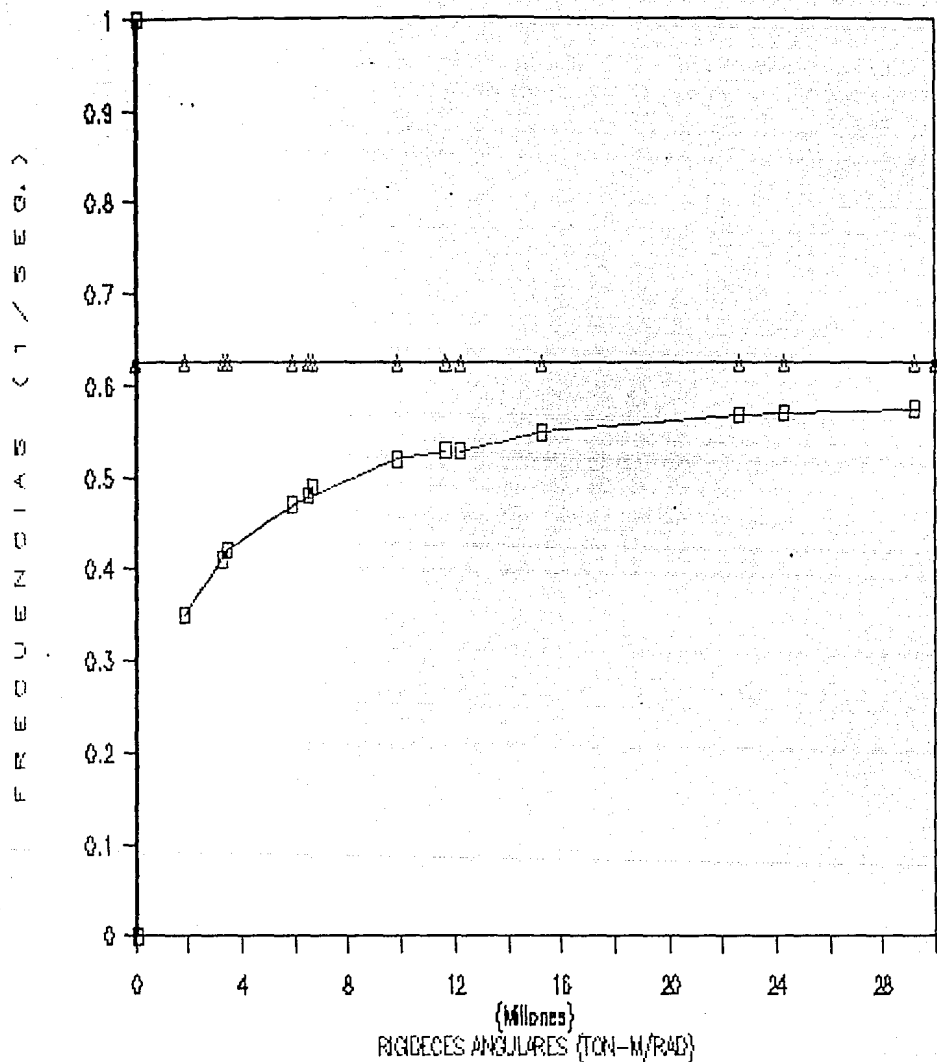


Fig. 35