

01163 2  
2ej



**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**Facultad de Ingeniería**

**ANALISIS DE MOVIMIENTOS PERMANENTES  
POR SISMO EN CIMENTACIONES.**

**JULIO ABRAHAM GARCIA GARCIA**

**T E S I S**

**PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO DE LA**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**COMO REQUISITO PARA OBTENER  
EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERIA  
(MECANICA DE SUELOS)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA  
JUNIO, 1995**

**FALLA DE ORIGEN**



## **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.

**Al Padre universal.**

**A mis padres.**

**A mis hermanas y sobrinos.**

**A Mamá Quela.**

**A María de mi corazón.**

## **Agradecimientos**

**Al Dr. Miguel P. Romo, por su acertada dirección y su paciencia durante la realización de este trabajo.**

**Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el apoyo recibido durante la elaboración de esta tesis.**

**A mis amigos y compañeros del Instituto de Ingeniería y de la División de Estudios de Posgrado.**

**A todos mis amigos.**

## Resumen

Se propone una expresión para la determinación de la capacidad de carga de cimentaciones semiprofundas (tipo cajón) ante solicitaciones sísmicas, a través de un análisis de equilibrio límite y utilizando un modelo rígido-plástico de comportamiento del suelo. La superficie de falla utilizada es un sector de espiral logarítmica definida a partir de una minimización de la capacidad de carga, para las condiciones geométricas, geotécnicas, gravitacionales y sísmicas de cada caso particular.

Asociado a este mecanismo de capacidad de carga, se presenta un procedimiento para determinar los desplazamientos permanentes que provoca la combinación de cargas gravitacional y sísmica en una cimentación tipo cajón, con o sin pilotes de fricción, cuando se alcanza la capacidad de carga del suelo durante cortos intervalos de tiempo.

Se evalúa el procedimiento presentado a través del análisis de 5 casos históricos de edificios que sufrieron asentamientos excesivos durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985, en la ciudad de México. Se estimaron las historias de aceleraciones en los centros de masas de los edificios para este evento, a partir de los acelerogramas registrados en el terreno el 25 de Abril de 1989 en sitios vecinos a los mismos y de espectros de respuesta de aceleraciones para el sismo de Septiembre de 1985 generados con un modelo de propagación de ondas de corte en depósitos estratificados y con registros de aceleraciones obtenidos en terreno firme para este evento.

Finalmente, se realiza un análisis paramétrico de un caso particular, para ilustrar la influencia de ellos en el patrón de asentamientos y giros de cimentación, y se propone un procedimiento de diseño de cimentaciones por desplazamientos sísmicos.

## INDICE

1. Introducción.	1
2. Revisión de capacidad de carga y cálculo de desplazamientos.	3
2.1 Introducción.	3
2.2 Métodos de evaluación de la capacidad de carga.	3
Métodos de evaluación de la capacidad de carga en condiciones sísmicas	5
2.3 Cálculo de desplazamientos.	11
Métodos para el cálculo de desplazamientos de origen sísmico	12
3. Modelo teórico propuesto.	14
3.1 Capacidad de carga.	14
3.2 Cálculo de desplazamientos permanentes.	21
3.2.1 Ecuación de movimiento.	22
3.2.1.1 Cimentación tipo cajón.	22
3.2.1.2 Cimentación compensada con pilotes de fricción	24
3.2.2 Método de solución.	27
4. Evaluación del modelo.	31
4.1 Casos analizados	31
4.1.1 Características estructurales y geotécnicas.	32
4.2 Generación de acelerogramas correspondientes al 19 de Septiembre de 1985.	41
4.3 Evaluación de resultados	43
4.4 Uso como herramienta de diseño.	47
4.4.1 Influencia de la profundidad de desplante.	50
4.4.2 Influencia del peso del edificio.	50
4.4.3 Influencia de la altura del edificio.	50
4.4.4 Influencia del ancho del edificio.	51
4.4.5 Influencia de la cohesión del suelo.	52
4.4.6 Influencia del ángulo de fricción interna del suelo.	52
4.4.7 Influencia de la aceleración horizontal.	53
4.4.8 Influencia del número de pilotes.	54
4.4.9 Influencia del diámetro de los pilotes.	54
4.4.10 Influencia de la longitud de los pilotes.	54
5. Conclusiones.	56
6. Referencias.	60
Apéndice 1: Cálculo de parámetros de la exponencial logarítmica.	64
Apéndice 2: Cálculo de momentos motores y resistentes.	69

## 1. Introducción.

El análisis y diseño sísmico estructural han sido ampliamente estudiados durante los últimos 50 años y, como consecuencia, existe actualmente una gran cantidad de herramientas (cubriendo un intervalo extenso de niveles de precisión y de reproducción de comportamientos observados), para resolver de manera rápida y precisa los problemas de diseño.

Sin embargo, el diseño sísmico de cimentaciones no ha progresado a la misma velocidad, y no es sino hasta hace relativamente pocos años que se inicia su estudio. Ante la falta de herramientas adecuadas y consolado quizás porque las fallas que se observaban en este tipo de eventos afectaban principalmente a la superestructura, el ingeniero de la práctica profesional solía ignorar este problema cuando el diseño por carga estática reportaba factores de seguridad altos, aunque se ignorara el comportamiento real del suelo y de la cimentación.

Desafortunadamente, el sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, permitió observar fallas del suelo de apoyo de las cimentaciones, en las que los edificios, sin sufrir daños estructurales graves, experimentaron rotaciones, así como asentamientos totales y diferenciales importantes (llegando incluso al volteo), impidiendo, para muchos de ellos, su posterior reutilización o aun reparación.

El presente trabajo se suma a los esfuerzos recientes por comprender adecuadamente el comportamiento sísmico de cimentaciones, teniendo como objetivo fundamental la determinación de la capacidad de carga y la cuantificación de los movimientos en cimentaciones debido a sollicitaciones sísmicas.

Además de esta introducción, se presenta, en el capítulo II, una breve reseña bibliográfica de algunos estudios sobre capacidad de carga y cálculo de desplazamientos en condiciones sísmicas.

En el capítulo III, se propone un modelo teórico de comportamiento para el análisis de la capacidad de carga en condiciones sísmicas, mismo que se retoma para la formulación de un procedimiento numérico que permita estimar los asentamientos totales y diferenciales de la estructura ante este tipo de sollicitación.

Por otro lado, en el capítulo IV se realizó una evaluación cuantitativa del modelo presentado, intentando reproducir el patrón de asentamientos observados después del sismo de Septiembre de 1985, en algunos edificios de la Ciudad de México. Se utilizó un programa de computadora que considera la propagación de ondas de corte en un medio estratificado para estimar las historias de aceleraciones en los sitios de interés, para el evento mencionado. Posteriormente, se ilustra el uso de esta herramienta dentro del proceso de diseño.

Las conclusiones principales se presentan dentro del capítulo V. A continuación se incluye una lista de referencias bibliográficas que profundizan algunos de los puntos que en este trabajo se mencionan.

Finalmente, se incluyen dos apéndices en los que se describe, respectivamente, el cálculo de parámetros geométricos de una superficie limitada por una exponencial logarítmica, y, el cálculo de momentos motores y resistentes utilizados en el capítulo III.



## 2. Revisión de capacidad de carga y cálculo de desplazamientos.

### 2.1 Introducción.

De manera general, puede decirse que el objetivo fundamental del diseño de cimentaciones es satisfacer los requisitos básicos de funcionalidad y resistencia, dentro de determinado marco económico.

Las exigencias de funcionalidad, obligan a revisar los máximos desplazamientos permisibles en la cimentación, para que ésta satisfaga las limitantes estructurales y arquitectónicas, ante las cargas de diseño.

Por otro lado, los requerimientos de resistencia conducen a verificar que no se presente falla por cortante en el suelo de apoyo de la cimentación, ante la combinación más desfavorable de solicitaciones. A la carga requerida para producir la falla en el suelo, se le conoce como capacidad de carga.

### 2.2 Métodos de evaluación de la capacidad de carga.

Debido a que en condiciones de falla una buena parte del suelo se comporta plásticamente, se ha recurrido con frecuencia, para analizar los problemas de capacidad de carga, a los teoremas límite de la teoría de la plasticidad (Juárez B. y Rico R., 1979), los cuales se enuncian a continuación:

**Primer teorema:** Entre todas las distribuciones de esfuerzos estáticamente admisibles (aquellas que satisfacen las condiciones de equilibrio, las de frontera y no superan la condición de fluencia), la distribución real es la que corresponde al factor de seguridad máximo.

**Segundo teorema:** Entre todos los campos de velocidades de deformación cinemáticamente admisibles (aquellos que provengan de un campo de velocidades de desplazamiento que satisfagan las condiciones de frontera, la relación entre los desplazamientos normales y tangenciales a lo largo de las líneas de falla y la condición de que la velocidad de deformación a lo largo de ellas sea nula), el campo real es el que corresponde al mínimo factor de seguridad.

El primer teorema de colapso plástico permite calcular un valor límite del sistema de cargas tal que, para cualquier valor de las cargas menor que las calculadas, el sistema es estable. Análogamente, el segundo teorema de colapso plástico permite calcular un sistema de cargas tal que cualquier otro con cargas mayores produce el colapso plástico de la estructura.

Los métodos que se han desarrollado históricamente, podrían dividirse en cuatro grupos: métodos de líneas de falla, de equilibrio límite, de análisis límite y de elementos finitos. En seguida, se describirá brevemente cada uno de ellos.

El método de las líneas de falla implica establecer dentro de la masa de suelo, la configuración de dos familias de líneas ortogonales, tangentes a las direcciones de los esfuerzos principales, en las vecindades de la carga de la cimentación. Estas líneas forman una red conocida como el campo de líneas de falla. En problemas de deformación plana, existen dos ecuaciones diferenciales de equilibrio plástico y una ecuación de condición de fluencia, para encontrar los tres esfuerzos desconocidos. Estas ecuaciones se escriben con respecto a coordenadas curvilíneas que coinciden con las líneas de falla. Si las condiciones de frontera de la cimentación se expresan sólo en términos de esfuerzos, estas ecuaciones son suficientes para reproducir la distribución de esfuerzos, sin necesidad de recurrir a relaciones esfuerzo-deformación. Sin embargo, si se especifican los desplazamientos o velocidades como parte de la frontera, entonces debe utilizarse una relación constitutiva esfuerzo-deformación. Usualmente, se establece un campo de velocidades cinemáticamente admisible que, al satisfacer las condiciones de frontera de la velocidad, puede considerarse como límite superior del intervalo buscado. Por otro lado, si el campo de esfuerzos dentro de la zona plástica puede extenderse dentro de la zona rígida, entonces la solución constituye un límite inferior. Si ambas condiciones son satisfechas, la solución obtenida puede considerarse exacta. Aunque pueden establecerse soluciones analíticas, son más comunes los métodos gráficos y numéricos (Sokolovski 1960; Brinch Hansen 1961, 1970; Chen 1975).

Los métodos de equilibrio límite se basan en los procedimientos de líneas de falla. Su solución requiere que se suponga la forma de la superficie de falla y la distribución de esfuerzos normales a lo largo de esa superficie. La distribución de esfuerzos, usualmente satisface la condición de fluencia y las ecuaciones de equilibrio estático (aunque no exhaustivamente). La capacidad de carga se determina a partir de la superficie de falla más desfavorable obtenida por prueba y error. Se basan en el teorema del límite superior, pero no consideran la cinemática del suelo, ni todas las condiciones de equilibrio, por lo

que no constituyen un límite superior o un límite inferior del intervalo buscado. Sin embargo, son los más utilizados debido a su simplicidad y a su razonable precisión (Prandtl, Fellenius, Terzaghi 1943, Meyerhof 1953).

Los métodos de análisis límite consideran una idealización de las relaciones esfuerzo deformación, a través de la "regla de flujo". El objetivo del método consiste en establecer un límite superior y un límite inferior de la solución real. Si ambas soluciones coinciden, se obtiene la solución real (Lysmer 1970, Chen 1975, Murff y Miller 1977).

Por otro lado, si se precisa conocer la configuración de deformaciones bajo la cimentación, o cuando no exista una solución clásica para el caso a analizar, debe recurrirse a una evaluación numérica de la capacidad de carga, tal como la de los elementos finitos. Para ello, se debe: discretizar la cimentación, proponer un modelo constitutivo del suelo (considerando la condición de carga y la naturaleza del comportamiento del suelo), y, resolver las ecuaciones de equilibrio. Cabe aclarar que el uso de este método, requiere más recursos y esfuerzos que los anteriores (Bathe 1982).

#### Métodos de evaluación de la capacidad de carga en condiciones sísmicas.

La evaluación de la capacidad de carga en condiciones sísmicas es un problema de relativamente reciente estudio en mecánica de suelos. Los análisis estáticos de la capacidad de carga  $Q$  de cimentaciones continuas superficiales (cuya profundidad de desplante  $D$  es menor que el ancho  $B$ ), cargadas verticalmente, generalmente conducen a la clásica expresión propuesta por Terzaghi (1943), de acuerdo con la superficie de falla propuesta por Prandtl (Terzaghi, 1943), para una masa de suelo con una cohesión  $c$ , un peso volumétrico  $\gamma$  y una sobrecarga  $q$  al nivel de desplante (figura 2.1):

$$Q = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.1)$$

donde  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son factores de capacidad de carga que dependen sólo del ángulo de fricción interna  $\phi$ .

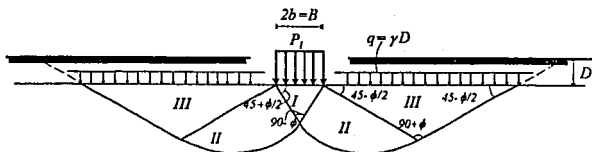


Fig. 2.1 Mecanismo de falla propuesto por Prandtl.

Meyerhof (1953), retoma este análisis y propone utilizar un ancho reducido  $B'$ , cuando se presentan cargas excéntricas; por otro lado, sugiere unos factores de inclinación que deben modificar los factores de capacidad de carga, para incluir el efecto de cargas inclinadas en la cimentación (figura 2.2).

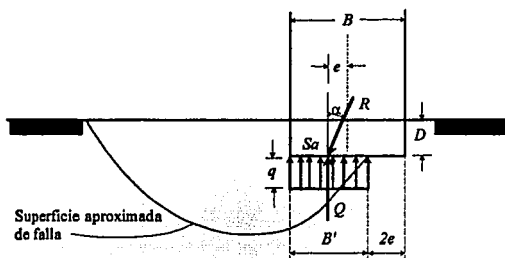


Fig. 2.2 Propuesta de Meyerhof para cargas inclinadas y excéntricas.

Sokolovski (1960), Brinch Hansen (1961) y Vesic (1975), han propuesto sendas expresiones para los ya mencionados factores de inclinación.

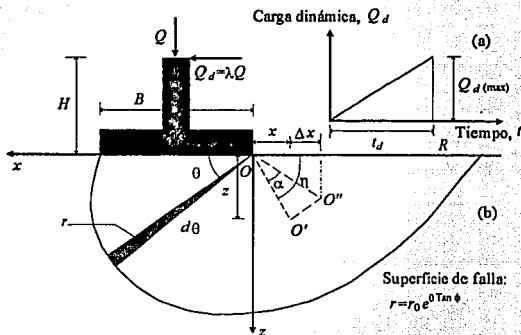


Fig. 2.3 Mecanismo de falla propuesto por Prakash y Chummar.

Prakash y Chummar (1967), consideran un modelo rígido-plástico para la determinación de la capacidad de carga de una cimentación continua apoyada superficialmente en un suelo con características de cohesión y fricción, sujeta, tanto a una carga permanente vertical, como a una carga transitoria horizontal que varía linealmente desde cero hasta

un valor máximo  $Q_d$ , durante un intervalo de tiempo  $t_d$  (figura 2.3.a). La superficie de falla supuesta es una espiral logarítmica cuyo centro está ubicado en la esquina de la base de la cimentación (figura 2.3.b). Utilizando un análisis de equilibrio límite, determinan los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_\gamma$ , que son función únicamente del ángulo de fricción interna del suelo.

Andersen y Lauritzen (1988), proponen un procedimiento para la evaluación de la capacidad de carga de cimentaciones desplantadas sobre suelos arcillosos, sujetas a combinaciones de cargas estáticas y cíclicas, utilizando resultados experimentales obtenidos bajo las condiciones de carga esperadas en el campo. El procedimiento se basa en la compatibilidad de deformaciones de los elementos de suelo a lo largo de la superficie potencial de falla y considera una redistribución de los esfuerzos medios durante la aplicación de la carga cíclica no drenada. Como resultados se obtiene la carga de falla y la ubicación de la superficie crítica de falla (figura 2.4).

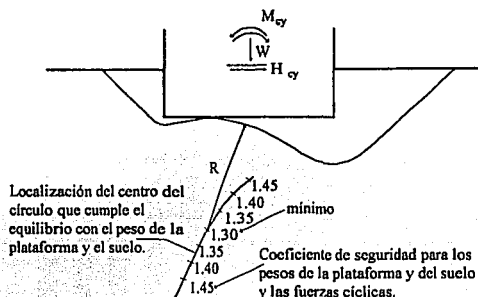


Fig. 2.4 Determinación de la capacidad de carga cíclica, según Andersen y Lauritzen.

Sarma e Iossifelis (1990), estudian el efecto de la inercia de la masa de suelo ( $W_p$ ,  $W_s$  y  $W_a$ ), de la sobrecarga  $q$  y de la estructura  $W$ , en los factores de capacidad de carga en condiciones sísmicas para cimentaciones continuas superficiales. Suponen una misma aceleración sísmica  $k_e$  (aquella necesaria para provocar, junto con la carga vertical por unidad de longitud  $Q$ , una falla incipiente), tanto en el suelo como en la estructura, y consideran la carga sísmica en la estructura como el cortante basal actuando al nivel de desplante  $k_e W$  (sin incluir el momento sísmico en la estructura). La superficie de falla considerada es similar a la propuesta por Prandtl (Terzaghi, 1943), cuyas cuñas están definidas por ángulos que se obtienen iterativamente para que reproduzcan los mínimos factores de capacidad de carga (figura 2.5). Considerando un comportamiento rígido-plástico en el suelo, y el criterio de falla de Mohr-Coulomb, aplican un método de

análisis de estabilidad de taludes, basado en el principio de equilibrio límite, para obtener unas curvas que indican la variación de los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , con el ángulo de fricción interna  $\phi$  y la aceleración horizontal sísmica  $k_c$ . Concluyen que el uso de factores de inclinación para determinar la capacidad de carga en condiciones sísmicas  $Q$  de cimentaciones continuas, no es conservador, debido a la influencia que puede tener la inercia de la masa de suelo. Para aceleraciones menores que  $0.1g$ , sugieren que puede recurrirse a un factor de seguridad conveniente para evitar este análisis.

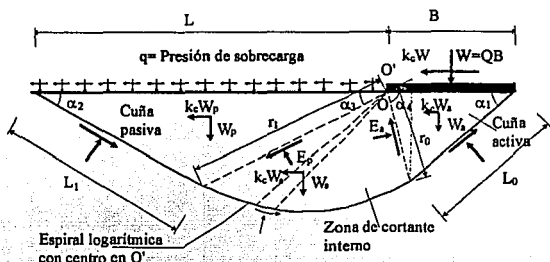


Fig. 2.5 Mecanismo de falla propuesta por Sarma e Iossifelis.

Pecker y Salençon (1991), analizan la capacidad de carga en condiciones sísmicas de cimentaciones superficiales continuas sobre suelos arcillosos, dentro del marco de la teoría de la plasticidad. Consideran que el semiespacio de apoyo obedece el criterio de resistencia isotrópica de Tresca, con una cohesión  $c$  y puede o no tener resistencia a la tracción. En el vector de cargas incluyen: una fuerza vertical, una fuerza horizontal, un momento y una fuerza de inercia en el suelo. Proponen, para el caso estático, un mecanismo de falla tipo Prandtl, en el que una de las aristas de la cuña activa es un sector circular, cuando la sollicitación es una carga inclinada y excéntrica (figura 2.6); este mismo mecanismo, lo adaptan posteriormente para el caso sísmico, para generar una serie de curvas en términos de parámetros adimensionales para el cálculo de la capacidad de carga en condiciones estática y sísmica de cimentaciones. Concluyen que el efecto de la fuerza de inercia en el suelo, generalmente es muy poco significativo en la magnitud de la capacidad de carga en condiciones sísmicas.

Richards et al (1993) utilizan el análisis límite junto con un mecanismo de falla tipo Coulomb (que incluye las fuerzas de inercia en el suelo y en la cimentación), para definir los factores sísmicos de capacidad de carga, en relación a los correspondientes factores estáticos. La superficie de falla utilizada es una simplificación de la de Prandtl, en la que se elimina la zona de cortante radial, resultando una superficie formada por dos cuñas triangulares: activa-pasiva (figura 2.7). Enfatizan la reducción de la capacidad de carga

de origen sísmico, respecto a la estática, a medida que aumenta la aceleración horizontal, observando también que a diferencia de que cuando se alcanza ésta la falla es inevitable, aquélla puede alcanzarse por pequeños lapsos de tiempo, sin que necesariamente se produzca el colapso.

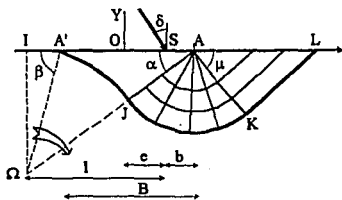


Fig. 2.6 Mecanismo de falla propuesto por Pecker y Salençon.

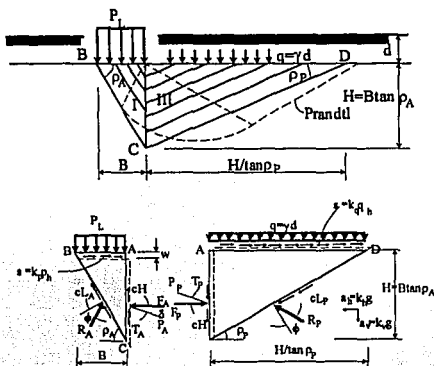


Fig. 2.7 Mecanismo de falla propuesto por Richards et al.

Por otro lado, Dormieux y Pecker (1995), estudian la influencia de la fuerza de inercia horizontal en el suelo, en la capacidad de carga de origen sísmico de una cimentación superficial continua sobre un suelo puramente friccionante. Para ello, utilizan el teorema del límite superior de la teoría de la plasticidad y consideran una resistencia en el suelo de acuerdo a la ley de Mohr-Coulomb, así como un vector de cargas formado por las fuerzas normal y tangencial aplicadas a la cimentación y por las fuerzas de inercia desarrolladas dentro de la masa del suelo. Proponen una superficie de falla tipo Prandtl,

afectada por la asimetría de las cargas, y determinan los factores de capacidad de carga en condiciones sísmicas, concluyendo que la principal reducción en la capacidad de carga se debe a la componente horizontal de la fuerza aplicada a la cimentación, y no a la fuerza de inercia en el suelo (figura 2.8).

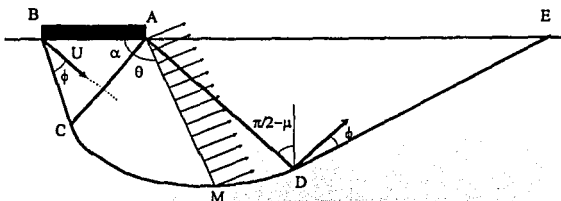


Fig. 2.8 Mecanismo de falla propuesto por Dormieux y Pecker.

Conviene mencionar que, además de los modelos teóricos propuestos, también se han realizado investigaciones experimentales en laboratorio las cuales, junto con modelaciones numéricas del fenómeno (similares a la realizada por Andersen y Lauritzen, 1988), facilitan la comprensión y análisis de este problema. Queda fuera de los alcances de este trabajo realizar una reseña exhaustiva sobre el tema; sin embargo, se ha decidido ilustrar esta rama de la investigación con la descripción de un trabajo específico (Prevost et al, 1981a y 1981b).

Con el fin de estudiar la estabilidad de las plataformas marinas de gravedad en el Mar del Norte (sujetas a carga cíclica del oleaje y hielo), Prevost et al (1981a), realizaron un estudio experimental utilizando un acelerador centrífugo, en el que se construyó un modelo de plataforma descansando sobre un depósito de suelo normalmente consolidado. El modelo se sometió a condiciones de carga estática y cíclica (inclinada y excéntrica), registrándose deformaciones permanentes tanto verticales, como horizontales y angulares, en una configuración final de falla claramente definida.

Paralelamente (Prevost et al, 1981b), se realizó un análisis de elementos finitos para modelar la interacción suelo estructura del mencionado modelo, bajo condiciones de carga cíclica, excéntrica e inclinada. Se utilizó un modelo para el suelo que describe las características no lineales, anisotrópicas y elastoplásticas de las propiedades esfuerzo-deformación, cuando éste se somete a una historia tridimensional y cíclica de cargas. La mayoría de los análisis se realizaron bidimensionalmente (aunque algunos fueron tridimensionales), suponiendo que ocurre un mecanismo de deformación plana.

Además de la carga estática  $W$  debida al peso de la estructura, la cimentación se sometió a la carga cíclica, excéntrica e inclinada  $F$ , debida a la acción del oleaje (o del hielo).



Las predicciones analíticas tridimensionales coincidieron con un alto nivel de precisión con los resultados experimentales obtenidos en la centrifuga, mientras que las bidimensionales se mostraron menos consistentes con los resultados experimentales.

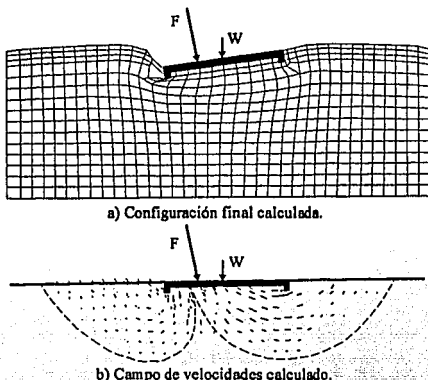


Fig. 2.9 Resultados analíticos obtenidos por Prevost et al.

En la Figura 2.9 (a), se muestra, para una condición particular de carga, la configuración final calculada bidimensionalmente del sistema suelo-cimentación, la que se aproxima razonablemente bien a la respectiva observada en el laboratorio. Obsérvese que están presentes los tres tipos de desplazamientos antes mencionados.

En la Figura 2.9 (b), se ilustran las direcciones del flujo en la falla, en términos del vector de velocidades. Se aprecia que existe una discontinuidad lo que implica una superficie de falla cuya traza se marca con línea interrumpida.

La extrapolación de estos comentarios al caso analizado, servirá de base para la selección de un mecanismo factible de falla en el siguiente capítulo.

### 2.3 Cálculo de desplazamientos.

Los desplazamientos que se producen en el suelo por la construcción de una cimentación, pueden dividirse en tres grandes grupos: expansiones por excavación; asentamientos a corto y largo plazos, como producto de la aplicación de las cargas muerta y viva de diseño, y asentamientos como producto de la aplicación de

solicitaciones ambientales accidentales: sismo, viento, cambios de temperatura, oleaje, cargas de impacto, modificación de las condiciones hidráulicas, etc.

A continuación se hará una breve reseña de algunos métodos para el cálculo de desplazamientos en cimentaciones, debido a la aplicación de una sollicitación de tipo sísmico.

#### Métodos para el cálculo de desplazamientos de origen sísmico.

Los métodos propuestos para la evaluación de la capacidad de carga de cimentaciones bajo sollicitaciones sísmicas, generalmente van acompañados de procedimientos para estimar, de un modo aproximado, las deformaciones que ocurren en el suelo ante estas situaciones.

Así, Prakash y Chummar (1967), realizan una integración analítica en el dominio del tiempo de la ecuación de equilibrio dinámico, para una cimentación continua apoyada superficialmente en un suelo con cohesión y fricción, sujeta a una carga permanente vertical y a una carga transitoria horizontal (figura 2.3). Obtienen como resultado el ángulo de rotación  $\alpha$  de la cimentación, como función del tiempo. En el análisis incluyen, tanto las fuerzas actuantes vertical y horizontal como la cohesión y la resistencia friccionante a lo largo de la superficie de falla, el peso de la cuña de suelo, y la fuerza de inercia horizontal de la cuña de suelo. Definen la relación entre la máxima carga horizontal y la carga vertical, como una constante  $\lambda$ . Por otro lado, indican que al incrementar gradualmente  $\lambda$  desde cero, existe un valor crítico  $\lambda_{cr}$  para el que  $\alpha$  se vuelve positivo, mientras que si  $\lambda$  es menor que  $\lambda_{cr}$ ,  $\alpha$  es negativo, lo que implica que la superficie de falla en el suelo aún no se ha desarrollado.

Sarma e Iossifelis (1990), sugieren que para suelos secos sin cohesión, que no experimenten una pérdida de resistencia con la deformación, y, a través de la técnica del bloque deslizante, puede estimarse burdamente el máximo desplazamiento  $x_m$  de la cimentación, conociendo: la máxima aceleración basal  $k_m$ , la aceleración crítica de la cimentación  $k_c$  (aquella necesaria para provocar, junto con una carga vertical dada, una falla incipiente), el periodo fundamental de la estructura y el periodo predominante del acelerograma registrado en el terreno. Cuando existe cohesión en el suelo o algún tipo de sobrecarga al nivel de desplante, indican que el procedimiento se vuelve iterativo, ya que la aceleración crítica  $k_c$ , no puede determinarse directamente.

Pecker y Salençon (1991), recurriendo a la teoría de la plasticidad, integran la velocidad angular de la cimentación respecto del centro de giro, para obtener la máxima rotación permanente de la misma. Con ello logran expresar el máximo desplazamiento de la cimentación como producto de dos términos: uno relacionado con la geometría del mecanismo cinemático, y otro con la historia de las fuerzas de inercia desarrolladas en la superestructura. De esta forma, logran definir la falla en términos de desplazamientos

permanentes inaceptables, análogamente a lo propuesto por Newmark para el análisis de estabilidad sísmica de presas.

Romo (1991), sugiere evaluar las deformaciones verticales permanentes inducidas por sismos en una cimentación, a partir del estado de esfuerzos en el suelo impuesto por la cimentación (esfuerzos sostenidos), de los esfuerzos dinámicos (resultados de un análisis sísmico), de la resistencia no drenada en condiciones estáticas  $S_u$ , y de una relación esfuerzo deformación que involucre la variación de las deformaciones permanentes con respecto a las variables previamente mencionadas.

Richards et al (1993), suponen que una cimentación se asienta sísmicamente cada vez que la aceleración supera un valor crítico. Utilizan la suposición del bloque deslizante e integran incrementalmente las velocidades relativas, para obtener los desplazamientos a lo largo de la superficie de falla para un pulso particular.

### 3. Modelo teórico propuesto.

#### 3.1 Capacidad de carga.

Considérese una estructura de altura  $H_e$ , de ancho  $B$  y longitud  $L$  (mucho mayor que  $B$ ), desplantada a una profundidad  $D$  en un semiespacio homogéneo, isótropo e incompresible, estable bajo condiciones estáticas. El problema presenta características de deformación plana, por lo que consideraremos sólo una franja de longitud unitaria.

La estructura tiene una masa por unidad de longitud  $m_e$ , y transmite, en estas condiciones, una carga  $q$  por unidad de área (muerta y viva) al semiespacio, que tiene: un peso volumétrico  $\gamma_e$ , una resistencia cortante para esfuerzo de confinamiento nulo  $c$ , y un ángulo de fricción interna  $\phi$ .

Si súbitamente el semiespacio se desplaza horizontalmente con una aceleración lineal  $a_e$ , aparece una fuerza de inercia horizontal en la estructura, en sentido opuesto al movimiento del semiespacio, cuya magnitud es igual al producto de la masa  $m_e$  por la aceleración de la misma  $a_e$ , y puede considerarse aplicada en el centro de gravedad (método pseudoestático).

Se supondrá que el suelo presenta comportamiento rígido-plástico en el que la traza de la superficie crítica de falla es una espiral logarítmica, cuyo centro  $O$  se localiza sobre la vertical que pasa por el extremo opuesto a aquél de donde parte la espiral, a una altura  $H_c$  respecto de la base de la estructura (figura 3.1).

Las fuerzas externas aplicadas al sistema son el peso de la estructura  $W_e$  y la fuerza de inercia horizontal  $F_{ie}$ , concentrada en el centro de gravedad de la misma, a una altura  $H_g$  de la base de ésta. Estas se expresan como:

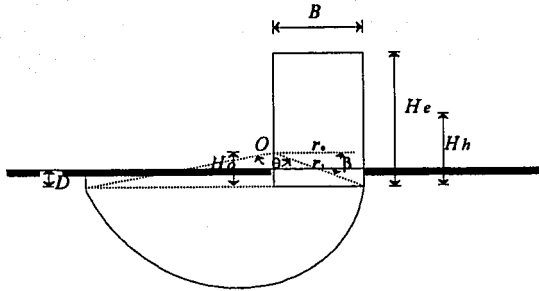


Fig. 3.1 Configuración geométrica del problema.

$$W_s = m_s g = qBL = qB \quad (3.1)$$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad. Por tanto:

$$m_s = \frac{qB}{g} \quad (3.2)$$

La fuerza horizontal, puede expresarse como:

$$F_w = m_s a_s = \frac{qB}{g} a_s \quad (3.3)$$

Cuando la magnitud de las fuerzas aplicadas permite que se alcance la resistencia a lo largo de toda la superficie de falla, aparecen como fuerzas resistentes (figura 3.2):

$F$ : Fuerzas debidas a la fricción.

$C$ : Fuerzas debidas a la cohesión.

$W_s$ : Peso de la cuña de suelo.

$W_{sc}$ : Peso del suelo que gravita sobre la profundidad  $D$ .

Se supondrá que la superficie de falla finaliza a una profundidad igual a  $D$ , y a partir de ese punto, el suelo se somete a fuerzas de tracción que lo agrietan verticalmente y únicamente puede actuar como sobrecarga  $W_{sc}$ , pero ya no contribuye a la resistencia cortante de la superficie.

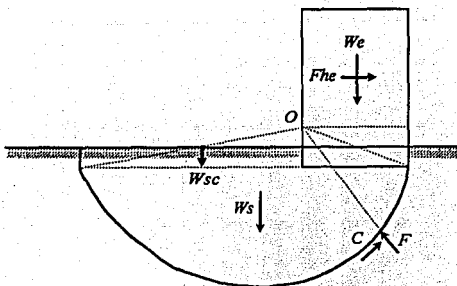


Fig. 3.2 Conjunto de fuerzas actuantes.

Estableciendo el equilibrio de momentos respecto del punto  $O$ , puede determinarse la magnitud de las fuerzas externas que logran establecer en el sistema un estado de movimiento inminente.

Los momentos motores pueden expresarse como:

El momento  $M_{w_e}$  debido al peso de la estructura  $W_e$ :

$$M_{w_e} = W_e \frac{B}{2} = q \frac{B^2}{2} \quad (3.4)$$

El momento  $M_{F_{he}}$  debido a la fuerza de inercia horizontal  $F_{he}$ :

$$M_{F_{he}} = F_{he} (H_h - H_0) = \frac{qBa_x}{g} (H_h - H_0) \quad (3.5)$$

Si se considera que la distribución de masas en la estructura es uniforme en toda la altura, y suponiendo un movimiento de cuerpo rígido en ella, se puede asumir que la aceleración horizontal es constante en toda la altura. Entonces,  $M_{F_{he}}$  puede expresarse como (apéndice 2):

$$M_{F_{he}} = \frac{qBa_x}{2g} (H_e - 2H_0) \quad (3.6)$$

Por otro lado, los momentos resistentes son:

El momento  $M_c$  debido a la cohesión del suelo:

$$M_c = \int_0^{l_c} cr ds = \int_{\beta}^{\theta+\beta} cr^2 d\theta \quad (3.7)$$

donde  $l_c$  es la longitud del arco de la superficie de falla,  $\theta$  es el ángulo subtendido por el arco,  $r$  es la distancia desde el punto  $O$  hasta un punto sobre ella y  $\beta$  es el ángulo entre la horizontal y el radio inicial del arco (figura 3.1). Puede demostrarse que (apéndice 2):

$$M_c = \frac{cr_0^2}{2 \tan \phi} \left( \exp(2(\theta + \beta) \tan \phi) - \exp(2\beta \tan \phi) \right) \quad (3.8)$$

donde  $r_0$  es el radio inicial horizontal de la espiral logarítmica:

$$r_0 = \frac{r_1}{\exp(\beta \tan \phi)} \quad (3.9)$$

$r_1$  es la distancia desde el centro de giro  $O$  hasta el extremo opuesto de la base de la estructura:

$$r_1 = \sqrt{B^2 + H_0^2} \quad (3.10)$$

$\beta$ , como se definió arriba, es el ángulo que forma  $r_1$  con la horizontal:

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{H_0}{B} \right) \quad (3.11)$$

El momento  $M_{w_2}$  debido al peso de la cuña de suelo  $W_2$ :

$$M_{w_2} = W_2 \bar{x} = A_c \gamma_s \bar{x} \quad (3.12)$$

donde  $\bar{x}$  es la distancia horizontal entre las verticales que pasan por el punto  $O$  y por el centro de gravedad de la cuña con área  $A_c$ . Esto equivale a (apéndice 2):

$$M_{w_2} = \frac{r_0^3 \gamma_s}{3(1 + 9 \tan^2 \phi)} \left[ \begin{aligned} & \left[ \frac{(\cos(\theta + \beta))(\tan(\theta + \beta) + 3 \tan \phi)(\exp(3(\theta + \beta) \tan \phi))}{-(\cos(\beta))(\tan(\beta) + 3 \tan \phi)(\exp(3\beta \tan \phi))} \right] \\ & - \frac{\gamma_s H}{6} \left( \frac{H^2}{\tan^2(\theta + \beta)} - B^2 \right) \end{aligned} \right] \quad (3.13)$$

El momento  $M_{w_3}$  debido al peso del suelo que gravita sobre el nivel de desplante:

$$M_{w_3} = \frac{\gamma D}{2} \left[ r_0 \cos(\theta + \beta) \exp((\theta + \beta) \tan \phi) \right]^2 \quad (3.14)$$

Se aprecia que las fuerzas de fricción son convergentes en el punto  $O$ , por lo que no contribuyen al momento respecto de ese punto.

Por tanto, la suma de momentos respecto al punto  $O$ , puede establecerse así:

$$M_w + M_{w_0} = M_c + M_w + M_{w_0} = \sum M_R \quad (3.15)$$

donde  $\sum M_R$  es la suma de los momentos resistentes del sistema. Sustituyendo (3.4) y (3.6), se tiene:

$$q \frac{B^2}{2} + q \frac{B a_x}{2g} (H_s - 2H_0) = \sum M_R \quad (3.16)$$

Debido a que se está analizando una condición de movimiento inminente (análisis de equilibrio límite), la carga por unidad de área  $q$ , representa la capacidad de carga del suelo, en condiciones estática y sísmica:

$$q = \frac{2}{B} \left( \frac{1}{B + (a_x/g)(H_s - 2H_0)} \right) \sum M_R \quad (3.17)$$

Puede observarse que la capacidad de carga  $q$  depende de: parámetros geométricos de la estructura ( $B$ ,  $H_s$ ), parámetros geométricos de la cuña de suelo ( $H_0$ ,  $r_0$ ,  $\theta$ ,  $\bar{x}$ ,  $A_c$ ), la magnitud de la aceleración horizontal del edificio  $a_x$ , así como parámetros índices y mecánicos del suelo para la condición de carga analizada ( $\gamma_s$ ,  $c$ ,  $\phi$ ).

Con respecto a la cuña de suelo, ésta queda definida si se logra conocer la altura  $H_0$  del centro de giro y el ángulo barrido  $\theta$ .

La altura  $H_0$  buscada es aquella que proporciona la capacidad de carga mínima para las condiciones del problema. A pesar de que es posible definir a  $q$  por medio de una expresión algebraica, es tal la cantidad de variables de las que depende, que su minimización a través del cálculo diferencial resulta complicada.

Por tanto, se ha recurrido a un procedimiento iterativo (de prueba y error), para obtener  $H_0$  a partir de las condiciones de un caso en particular.

Como resultado de estudios paramétricos realizados para observar la dependencia de  $H_0$  de las variables mencionadas, se pudo apreciar que, considerando intervalos razonables de variación de dichos parámetros, los que definen su comportamiento son:  $B$ ,  $H_s$ ,  $a_x$  y  $\phi$ . En las figuras 3.3 a 3.7, se han dibujado las curvas  $H_0/B$  vs.  $a_x$  para distintas relaciones  $H_s/B$  y para un valor dado de  $\phi$ .



Por otro lado, el ángulo barrido  $\theta$ , depende sólo de  $B$ ,  $H_0$  y  $\phi$ . No obstante, tampoco puede obtenerse analíticamente, por lo que también en este caso es necesario auxiliarse de un procedimiento iterativo (de aproximaciones sucesivas), para determinar la magnitud buscada. En la figura 3.8, se ilustra la dependencia del ángulo barrido  $\theta$  con la relación  $H_0/B$  para distintos valores de  $\phi$ .

Por tanto, los parámetros  $H_0$  y  $\theta$  pueden determinarse por interpolación lineal entre las curvas presentadas, o utilizando los algoritmos mencionados con los datos particulares del problema que se analiza.

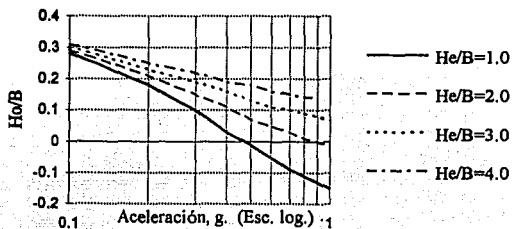


Fig. 3.3 Curvas  $H_0/B$  para  $\phi=0^\circ$

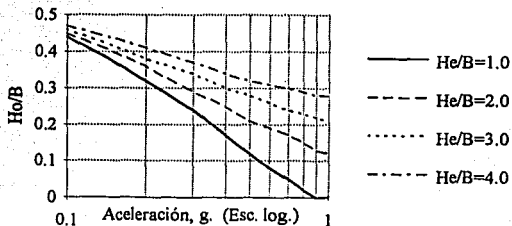


Fig. 3.4 Curvas  $H_0/B$  para  $\phi=10^\circ$

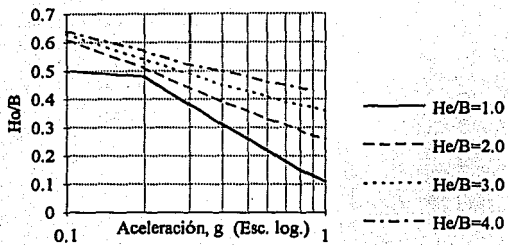


Fig. 3.5 Curvas Ho/B para  $\phi=20^\circ$

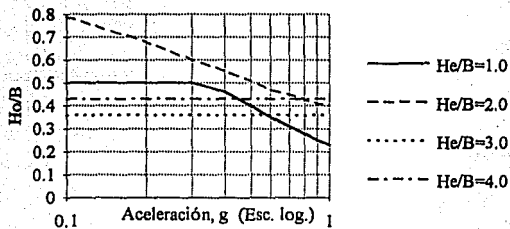


Fig. 3.6 Curvas Ho/B para  $\phi=30^\circ$

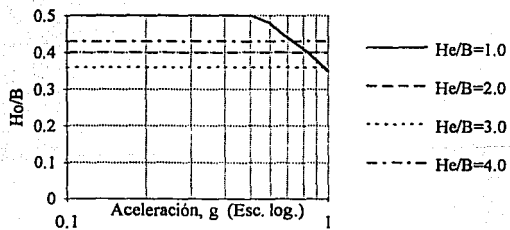


Fig. 3.7 Curvas Ho/B para  $\phi=40^\circ$

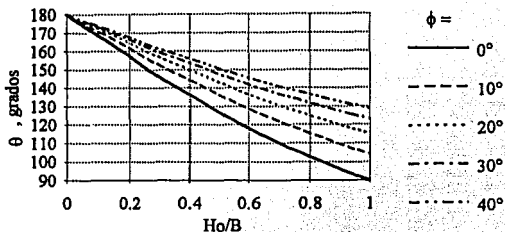


Fig. 3.8 Ángulo barrido para distintos valores de  $\phi$

La aceleración horizontal del semiespacio  $\alpha$ , puede estimarse a partir de registros de aceleraciones en la vecindad del sitio de interés; o bien, a partir del reglamento de diseño sísmico del sitio.

Por otro lado, la estimación de la aceleración horizontal en la estructura  $\alpha_s$ , es un proceso más complejo que puede resolverse rigurosamente con un análisis de interacción dinámica suelo-estructura que considere las características estratigráficas y mecánicas del suelo, así como el tipo de cimentación y las características inerciales y de rigidez de la estructura. Este análisis puede realizarse con un procedimiento de elementos finitos (Romo et al, 1980). Un enfoque alternativo bastante más simplificado para resolver este problema, es utilizar un espectro adimensional de diseño de aceleraciones relativas (Zeevaert, 1982), en el que puede conocerse el factor de amplificación  $f_s$  (el cociente entre la máxima respuesta de aceleración  $R_s$  en un oscilador de un grado de libertad, y la máxima aceleración observada en el terreno  $\alpha_s$ ), conociendo la relación entre el período dominante del terreno  $T_1$ , y el período equivalente de la estructura y su cimentación  $T_0$ .

Una vez que se conozcan las magnitudes de las variables involucradas, puede determinarse la capacidad de carga de origen sísmico por medio de la expresión (3.17).

### 3.2 Cálculo de desplazamientos permanentes.

Si el sistema considerado en el apartado anterior se encuentra solicitado por una historia irregular cíclica de desplazamientos horizontales (aplicada lo suficientemente rápido para que no se permitan deformaciones volumétricas en el suelo), entonces el mecanismo de falla previamente descrito se presentará alternadamente, durante los intervalos de tiempo en los que las fuerzas resistentes sean incapaces de mantener al sistema en equilibrio estático.

Es decir que cuando se alcance a desarrollar una superficie de falla, el sistema cuña de suelo - estructura rotará como cuerpo rígido respecto del centro de giro correspondiente, hasta

que los momentos resistentes logren restablecer el equilibrio estático. Si posteriormente se produce una fuerza de inercia en la estructura que sea capaz de desarrollar la superficie de falla opuesta, el sistema girará nuevamente, pero esta vez respecto al centro de giro contrario, el tiempo necesario para que se equilibre el conjunto de momentos.

Este mecanismo de deformación, basado en un comportamiento rígido-plástico del suelo (figura 3.9), conduce a una sucesión alternada de rotaciones de la estructura, cuya base describe un movimiento de zigzag, acumulando asentamientos diferenciales entre uno y otro extremo, así como asentamientos totales en la misma (Romo y García, 1994).

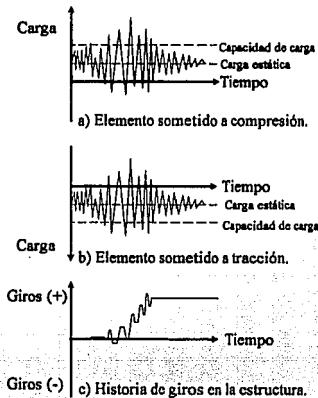


Fig. 3.9 Comportamiento del suelo y desarrollo de giros permanentes en la cimentación.

Es importante señalar que, en realidad, se producen gradualmente desplazamientos en la cimentación, mucho antes de que el suelo alcance la resistencia. Este patrón de deformaciones podría reproducirse con mayor fidelidad si se considerara al suelo con un comportamiento elasto-plástico, y no rígido-plástico, como se hace en este trabajo.

### 3.2.1 Ecuación de movimiento.

#### 3.2.1.1 Cimentación tipo cajón.

La ecuación de movimiento del sistema se plantea a partir del equilibrio de momentos respecto al centro de giro  $O$ . Debido a que puede superarse el equilibrio estático, y de acuerdo con la segunda ley de Newton, se presenta una fuerza de inercia resultante en el

suelo, igual al producto de la masa por la aceleración de la cuña, que se considera aplicada en el centro de gravedad de la misma.

Debido a que se está utilizando una sumatoria de momentos para establecer el equilibrio dinámico, se considerará el momento de la fuerza de inercia  $M_{ia}$ , como el producto del momento polar de inercia de la masa de la cuña  $\frac{\gamma_s}{g} J_o$ , por la aceleración angular de la misma  $\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2}$ , respecto al punto  $O$ .

Este momento puede expresarse como (apéndice 2):

$$M_{ia} = \frac{\gamma_s}{g} J_o \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \quad (3.18)$$

Obsérvese también que, debido a que el sistema acumulará giros permanentes  $\psi$  respecto a uno y otro extremo (figura 3.10), se estarán modificando continuamente los brazos de aplicación de las distintas fuerzas gravitacionales (peso de la estructura y peso de la cuña de suelo).

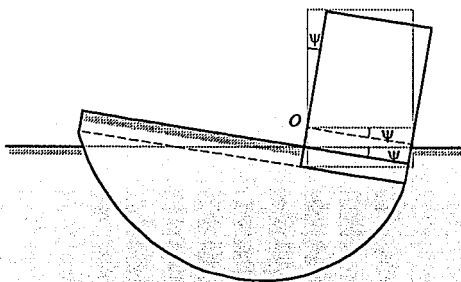


Fig. 3.10 Angulo girado por la cimentación y masa de suelo

Por tanto, el momento del peso de la estructura puede expresarse así:

$$M_{wd} = \frac{q}{2} (B^2 + BH_s \psi) = \frac{qB^2}{2} + \frac{qBH_s}{2} \psi \quad (3.19)$$

$$M_{wd} = M_{we} + M_{ed} \quad (3.20)$$

donde:

$$M_{ed} = \frac{qBH_e}{2} \psi \quad (3.21)$$

Además, el momento del peso de la cuña de suelo debe ser:

$$M_{wsd} = W_s(\bar{x} + \bar{y}\psi) = M_{ws} + M_{sd} \quad (3.22)$$

donde:

$$M_{sd} = W_s \bar{y} \psi \quad (3.23)$$

$\psi$  es el ángulo girado por el sistema e  $\bar{y}$  es la ordenada del centro de gravedad de la cuña respecto del centro de giro  $O$ .

Es importante señalar que cuando el giro acumulado del sistema,  $\psi$ , se encuentra en el mismo sentido que la aceleración angular, los brazos de palanca aumentan, y viceversa.

Al establecer una suma de momentos respecto del punto  $O$ , se obtiene:

$$M_{ws} + M_{ed} + M_{hs} = M_c + M_{ws} + M_{sd} + M_{sc} + M_{ls} \quad (3.24)$$

o bien:

$$\frac{qB^2}{2} + \frac{qBH_e}{2} \psi + \frac{qBa_e}{2g} (H_e - 2H_0) = \sum M_R + W_s \bar{y} \psi + \frac{\gamma_e}{g} J_0 \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \quad (3.25)$$

Esto equivale a:

$$\frac{\gamma_e J_0}{g} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} + \psi \left( W_s \bar{y} - \frac{qBH_e}{2} \right) = \left( \frac{qB^2}{2} + \frac{qBa_e}{2g} (H_e - 2H_0) - \sum M_R \right) \quad (3.26)$$

donde la aceleración de la estructura  $a_e(t)$ , es también una función del tiempo.

### 3.2.1.2 Cimentación compensada con pilotes de fricción.

Si la cimentación de la estructura es del tipo compensada con pilotes de fricción, un giro en ella implica superar la oposición que presentan los pilotes a desplazarse dentro de la masa del suelo.

Suponiendo que los pilotes se encuentran empotrados en la losa de cimentación, el giro de ésta obliga al movimiento conjunto de los pilotes y la cuña de suelo, por lo que la fracción de los mismos que sobresalen de la superficie de falla es la que experimentará un

desplazamiento relativo respecto del semiespacio, y consecuentemente, la que opondrá resistencia al movimiento.

Los desplazamientos relativos horizontal  $\delta_0$  y vertical  $\alpha_0$ , para un valor pequeño del ángulo  $\psi$ , pueden expresarse como:

$$\alpha_0 = \psi [r_0 \exp(\theta \tan \phi)] \cos \theta \quad (3.27)$$

$$\delta_0 = \psi [r_0 \exp(\theta \tan \phi)] \sin \theta \quad (3.28)$$

donde  $\theta$  es el ángulo girado entre  $r_0$  y el radio vector que pasa por la intersección de la superficie de falla con el pilote.

La resistencia al giro puede representarse por fuerzas longitudinales  $T_0$  y transversales  $P_0$ , distribuidas desde la intersección de la superficie de falla con el pilote, hasta el extremo inferior del mismo (figura 3.11).

El cálculo de estas fuerzas debe realizarse a partir de un análisis de interacción pilote-suelo, donde se tomen en cuenta las características geométricas y de rigidez de ambos medios, así como los desplazamientos relativos entre ambos.

Romo (1994b), propone unas expresiones denominadas curvas  $t-z$  (en este caso  $t-\alpha$ ), para calcular las fuerzas longitudinales por unidad de área  $t_0$ , en función de los desplazamientos verticales relativos  $\alpha_0$  entre el pilote y el suelo:

$$t_0 = \frac{G\alpha_0}{R \ln \left( \frac{(1-\nu)l}{R} \right)} \quad (3.29)$$

donde:

$G$ : módulo de rigidez al corte del suelo.

$R$ : radio de los pilotes.

$\nu$ : relación de Poisson del suelo.

$l$ : longitud total del pilote.

La fuerza total longitudinal  $T_0$  resulta ser:

$$T_0 = t_0 (2\pi R) l_{e0} \quad (3.30)$$

donde:

$l_{e0}$ : longitud efectiva del pilote.

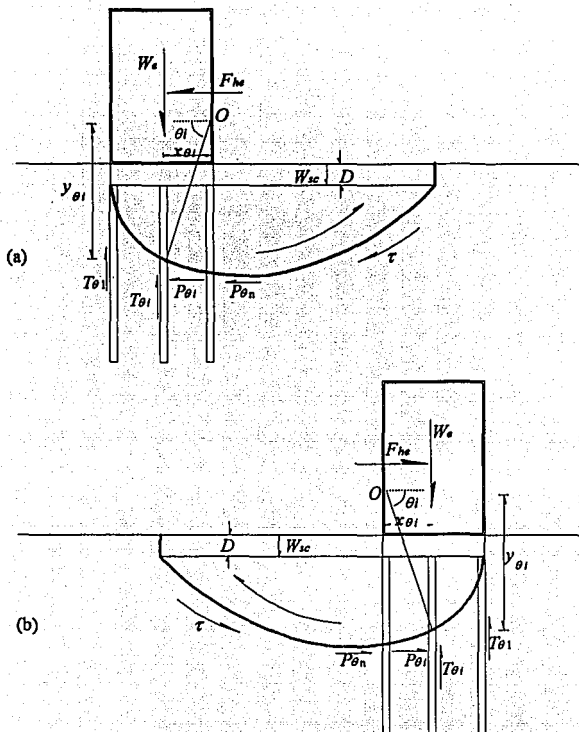


Fig. 3.11 Efecto de los pilotes de fricción y de la profundidad de desplante.

Por otro lado, Romo y Ovando (1993), sugieren unas expresiones de curvas  $p-y$  (en este caso  $p-\delta$ ), para calcular las fuerzas transversales por unidad de área  $p_{\theta}$ , en función del desplazamiento horizontal relativo  $\delta_{\theta}$  entre el pilote y el suelo:



$$P_0 = \frac{2.6G}{(1-\nu)} \left[ \frac{2(1+\nu)Gd^4}{EI} \right]^{1/2} \delta_0 \quad (3.31)$$

donde:

$E$ : Módulo de elasticidad del pilote.

$I$ : Momento de inercia de la sección transversal del pilote.

$d$ : Diámetro del pilote.

Si se supone una variación lineal de  $p_0$  con la profundidad del pilote, desde un valor máximo en la intersección del pilote con la superficie de falla hasta un valor nulo en la punta del mismo, la fuerza total transversal resulta ser:

$$P_0 = \frac{1}{2} (I_{x0} d p_0) \quad (3.32)$$

Conociendo aproximadamente las fuerzas que se generan en los pilotes, así como sus brazos de palanca  $x_{0\alpha}$  e  $y_{0\alpha}$  respecto del punto  $O$ , se pueden calcular los momentos resistentes  $M_{T0}$  y  $M_{P0}$  que producen:

$$M_{T0} = \sum_{\alpha=1}^N T_{0\alpha} x_{0\alpha} \quad (3.33)$$

$$M_{P0} = \sum_{\alpha=1}^N P_{0\alpha} y_{0\alpha} \quad (3.34)$$

donde:

$N$ : Número de pilotes.

$x_{0\alpha}$ : Distancia horizontal entre el pilote y la vertical que pasa por  $O$ .

$y_{0\alpha}$ : Distancia vertical entre el centro de giro  $O$  y la intersección de la superficie de falla con el pilote.

Se ha supuesto que la fuerza horizontal  $P_{0\alpha}$  actúa al nivel de la superficie de falla.

Por tanto, la sumatoria de momentos respecto al punto  $O$ , resulta ser:

$$M_{w_0} + M_{s_0} + M_{p_0} = M_c + M_{w_0} + M_{s_0} + M_{sc} + M_u + M_{T0} + M_{P0} \quad (3.35)$$

### 3.2.2 Método de solución.

Las ecuaciones 3.24 y 3.35, pueden expresarse como ecuaciones diferenciales no homogéneas de segundo orden, de forma similar a la 3.26, que expresa la ecuación de movimiento de un sistema de un grado de libertad. Obsérvese que al no incluir ningún tipo

de amortiguamiento en la formulación de equilibrio límite, no existe un término que dependa de la velocidad angular de la cimentación.

Newmark (1959), propuso un método de integración directa en el dominio del tiempo (aceleración media constante), incondicionalmente estable, para resolver la ecuación diferencial de movimiento de sistemas de varios grados de libertad de la forma:

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = |R| \quad (3.36)$$

donde:

$[M]$ : Matriz de masas del sistema.

$[C]$ : Matriz de amortiguamientos del sistema.

$[K]$ : Matriz de rigideces del sistema.

$|R|$ : Vector de fuerzas externas.

$\ddot{U}$ : Vector de aceleraciones del sistema.

$\dot{U}$ : Vector de velocidades del sistema.

$U$ : Vector de desplazamientos del sistema.

El método se explica con detalle en Bathe y Wilson (1976), y resulta sumamente práctico para resolver la ecuación de movimiento de un sistema no amortiguado de un grado de libertad, que es el caso que acá se trata. Una breve descripción del mismo es la siguiente:

#### A. Pasos iniciales:

Definir las variables de masa  $M$  y rigidez  $K$ , que a su vez determinan el período natural del sistema  $T$ .

Inicializar los vectores  $U$ ,  $\dot{U}$  y  $\ddot{U}$  para un tiempo  $t = 0$ .

Seleccionar un intervalo de tiempo  $\Delta t$ , los parámetros  $\alpha$  y  $\delta$ , y calcular las constantes de integración.

$$\delta \geq 0.50 \quad (3.37)$$

$$\alpha \geq 0.25(0.5 + \delta)^2 \quad (3.38)$$

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \quad (3.39)$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t} \quad (3.40)$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \quad (3.41)$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \delta) \quad (3.42)$$

$$a_7 = \delta \Delta t \quad (3.43)$$

Establecer la rigidez efectiva  $\hat{K}$ :

$$\hat{K} = K + a_0 M \quad (3.44)$$

B. Para cada intervalo de tiempo:

Calcular las cargas efectivas para  $t + \Delta t$ :

$$\hat{R}_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} + M(a_0 U_t + a_2 \dot{U}_t + a_3 \ddot{U}_t) \quad (3.45)$$

Resolver los desplazamientos para  $t + \Delta t$ :

$$U_{t+\Delta t} = \frac{\hat{R}_{t+\Delta t}}{\hat{K}} \quad (3.46)$$

Calcular velocidades y aceleraciones para  $t + \Delta t$ :

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = a_0 (U_{t+\Delta t} - U_t) - a_2 \dot{U}_t - a_3 \ddot{U}_t \quad (3.47)$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + a_6 \ddot{U}_t + a_7 \ddot{U}_{t+\Delta t} \quad (3.48)$$

Bathe y Wilson (1976), establecen que el método de Newmark es incondicionalmente estable (es decir, que la solución no crece sin límites para cualquier intervalo de tiempo  $\Delta t$ ), si:  $\delta \geq 0.50$  y  $\alpha \geq 0.25(\delta + 0.5)^2$ . Además, señalan que cuando se utilizan  $\delta = 0.50$  y  $\alpha = 0.25$  se optimiza la exactitud del método. Finalmente, mencionan que este método es exacto cuando el intervalo de tiempo  $\Delta t$  seleccionado, cumple que  $\Delta t/T < 0.01$ , donde  $T$  es el periodo natural del sistema; cuando no se cumple la anterior desigualdad, el método introduce un alargamiento del periodo de la respuesta (para una función armónica). No obstante, la mayoría de las veces la selección del intervalo de tiempo  $\Delta t$  a utilizar, dependerá del intervalo de digitización con que pueda obtenerse la historia de aceleraciones  $a_g(t)$ .

Puede observarse que la ecuación de movimiento (3.24), a través de  $M_{\text{no}}$ , se encuentra en función de la historia de aceleraciones de la estructura  $a_g(t)$  y por tanto, es necesario evaluar incrementalmente en el tiempo, los intervalos en los que  $a_g(t)$  permite que los momentos motores sean mayores que los resistentes, y que se produzca un giro del sistema estructura - cuña de suelo respecto al semiespacio.

Los asentamientos diferenciales de la estructura se pueden calcular, para valores pequeños del ángulo girado, como el producto de la magnitud del ángulo por el ancho de la estructura.

La sistematización de este proceso se ha conseguido a través de un programa para computadora, el cual se resume en los siguientes pasos:

- a) Lectura de datos de la estructura y el suelo.
- b) Lectura de la historia de aceleraciones en la estructura.
- c) Cálculo de la posición más desfavorable del centro de giro considerando la máxima aceleración horizontal en la estructura.
- d) Definición geométrica de la cuña de suelo, así como sus principales características.
- e) Cálculo de los parámetros geométricos que definen la longitud efectiva de cada fila de pilotes (si existen).
- f) Cálculo de los momentos motores y resistentes independientes del ángulo girado y del tiempo.
- g) Integración numérica de la ecuación de movimiento en el dominio del tiempo (método de Newmark), que incluye:
  - i) Evaluar si la aceleración horizontal en la estructura logra vencer el equilibrio estático.
  - ii) Degradar el módulo de rigidez del suelo con la deformación angular.
  - iii) Determinar las fuerzas y momentos que se generan en los pilotes (si existen).
  - iv) Acumular los giros respecto de los extremos de la estructura.
- h) Calcular los asentamientos de la estructura con base en los giros acumulados.

#### 4. Evaluación del modelo.

Con el fin de evaluar cuantitativamente la validez del modelo presentado, se decidió analizar algunos casos de edificios que sufrieron asentamientos excesivos durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985, en distintos puntos de la ciudad de México.

Debido a que tales edificios fueron demolidos algún tiempo después de esa fecha, es imposible, en la actualidad, obtener físicamente información relativa a la configuración geométrica y estructural de los mismos. Por ello, se ha recurrido a referencias bien documentadas (Mendoza y Auvinet, 1987; Mendoza, 1987; Avilés, 1991), las que han permitido satisfacer esta necesidad.

Conviene resaltar que la mayoría de los edificios habían sufrido asentamientos diferenciales considerables antes del sismo (Mendoza, 1987), de los cuales no existió constancia más que los escalones que fueron construidos para descender a los mismos desde el nivel de la calzada. Por otro lado, ninguno estaba instrumentado, por lo que únicamente se pudo conocer con certeza el asentamiento total después del sismo, el cual incluía, tanto la componente debida a los esfuerzos sostenidos a largo plazo, como aquella inducida por la sollicitación dinámica.

##### 4.1 Casos analizados.

Se escogieron 5 casos por ser éstos los expedientes más completos (aunque no exhaustivos), en cuanto a información estructural y geotécnica, los cuales se describirán brevemente a continuación.

#### 4.1.1 Características estructurales y geotécnicas.

##### Edificio I:

Era un edificio de 6 pisos, de planta irregular, con una altura de 18.6 m desde el nivel de la calzada hasta la azotea, estructurado a base de marcos y losas macizas de concreto reforzado (figura 4.1). La cimentación estaba constituida por una losa de cimentación desplantada a 1.20 m bajo la superficie, la cual transmitía, aproximadamente, una presión neta de 55 kPa (5.5 t/m<sup>2</sup>).

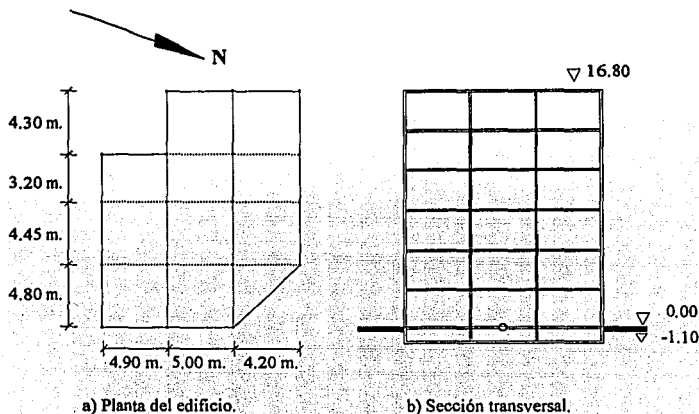


Fig. 4.1 Características geométricas del edificio I.

Se obtuvo un perfil de cono eléctrico en la vecindad del sitio (Méndez et al, 1994), mismo que se utilizó para caracterizarlo estratigráfica y mecánicamente (figura 4.2).

Se pudo establecer que desde antes del sismo mostraba asentamiento general excesivo, ya que existían escalones de acceso a la planta baja (inferiéndose un asentamiento máximo estático de 0.65 m), el cual seguramente se acentuó por bombeos relativamente superficiales llevados a cabo previamente en la vecindad.

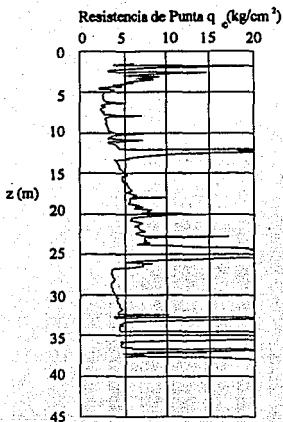


Fig. 4.2 Perfil de cono eléctrico vecino al edificio I.

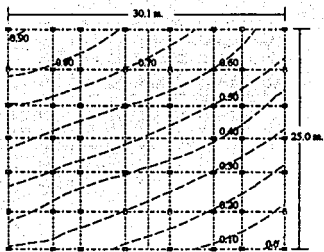
Se ha reportado que el factor de seguridad por capacidad de carga estática era del orden de 2.0 considerando una cohesión aparente reducida, por la posibilidad de falla local (Mendoza, 1987).

El asentamiento total medido después del sismo cerca de la esquina nor-oriental, fue de 1.57 m, lo que significó un desplome del 5.2 % hacia el oriente.

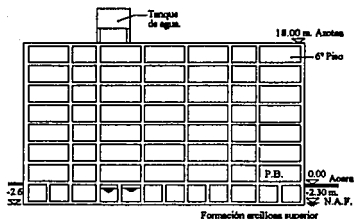
#### Edificio II:

Era un edificio de 7 niveles, de planta rectangular, con una altura de 18.0 m, estructurado a base de marcos de concreto reforzado y losas aligeradas precoladas, del tipo viga y bveda (figura 4.3). Su cimentación era parcialmente compensada, tipo cajón rígido, con una profundidad de desplante de 2.60 m, que transmitía una presión neta promedio de 33 kPa (3.3 t/m<sup>2</sup>).

La caracterización estratigráfica y mecánica del sitio se realizó mediante un sondeo de cono eléctrico (Méndez et al, 1994), obtenido a corta distancia del mismo (figura 4.4).



a) Planta del edificio y asentamientos (en m) medidos después del sismo.



b) Elevación de edificio.

Fig. 4.3 Características geométricas del edificio II.

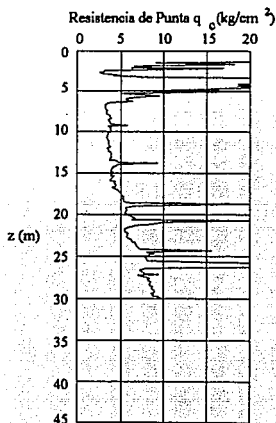


Fig. 4.4 Perfil de cono eléctrico vecino al edificio II.

Se estimó que el asentamiento del edificio antes del sismo era del orden de 0.40 m en la esquina sur-poniente, seguramente acentuado por operaciones de bombeo prolongadas realizadas en los alrededores.



Se reportó que los análisis de capacidad de carga estática indicaron un factor de seguridad de aproximadamente 2.15, considerando una resistencia no drenada reducida (Mendoza, 1987).

El asentamiento máximo medido después del sismo en la esquina sur-poniente fue de 0.93 m, lo que implica un aumento de 0.53 m respecto de la condición estática.

### Edificio III:

Estuvo ubicado a poca distancia de donde estuvo el edificio I.

Era un edificio de 11 pisos (incluyendo un sótano), con una altura de 40.20 m, planta rectangular, estructurado en base a columnas de concreto reforzado y losa reticular aligerada con moldes de poliestireno. La cimentación era parcialmente compensada (cuyo cajón estaba desplantado a 2.30 m), junto con 70 pilotes de fricción con diámetros entre 0.30 y 0.60 m y una longitud de 28.0 m (figura 4.5). La presión neta transmitida al nivel de desplante del cajón era de 131 kPa (13.1 t/m<sup>2</sup>).

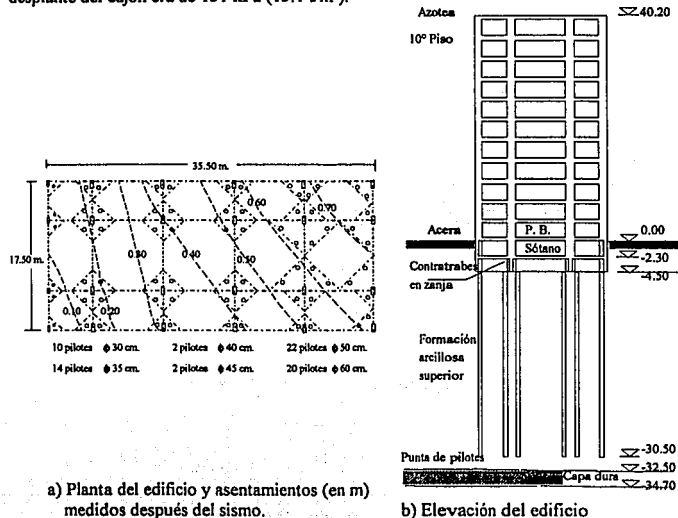


Fig. 4.5 Características geométricas del edificio III.

Se utilizó el perfil de cono eléctrico correspondiente al edificio I, para caracterizar al sitio estratigráfica y mecánicamente (figura 4.2).

No existen indicaciones de asentamientos diferenciales apreciables antes del sismo, estimándose un asentamiento medio uniforme de 0.25 m

Se ha reportado que el factor de seguridad por capacidad de carga (considerando la superposición de las contribuciones de la losa y de los pilotes), era del orden de 1.75 (Mendoza y Auvinet, 1987).

El asentamiento total medido después del sismo en la esquina sur-poniente fue de 0.78 m, lo que significó un desplome de 3.3 % en esa dirección.

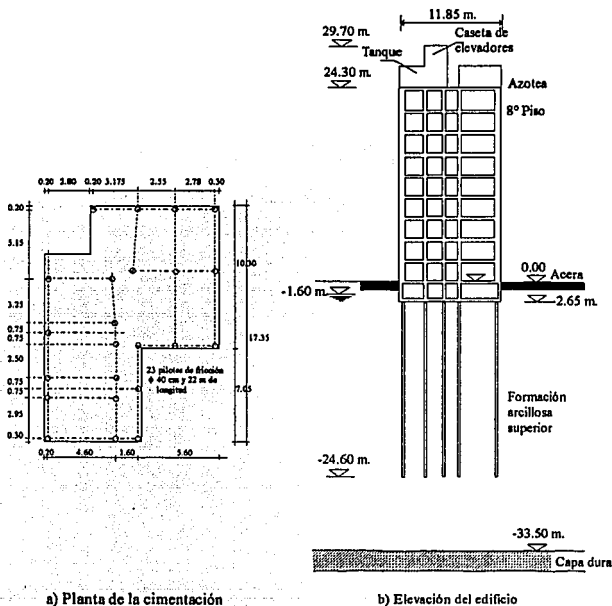


Fig. 4.6 Configuración geométrica del edificio IV.

#### Edificio IV:

Se hallaba situado cerca del edificio I.

Era un edificio de 9 niveles, de planta irregular, con una altura de 29.70 m, estructurado a base de marcos y losas macizas de concreto reforzado. Su cimentación era parcialmente compensada (el cajón estaba desplantado a 2.65 m), con 23 pilotes de fricción de 40 cm de diámetro y 22 m de longitud (figura 4.6). La presión neta transmitida al nivel de desplante del cajón era de 144 kPa (14.4 t/m<sup>2</sup>).

La caracterización estratigráfica y mecánica del sitio se realizó mediante el sondeo de cono eléctrico correspondiente al edificio I (figura 4.2).

El factor de seguridad reportado por capacidad de carga estática fue de 1.6, mientras que el proveniente de un análisis dinámico modal, fue de 1.1 (Mendoza y Auvinet, 1987).

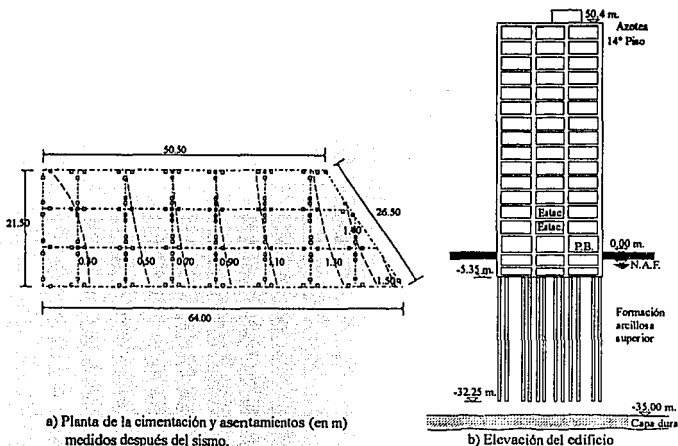


Fig. 4.7 Configuración geométrica del edificio V.

Este edificio colapsó totalmente por volteo durante el sismo, por lo que no pudo establecerse qué tipo de comportamiento había presentado con anterioridad al mismo.

Durante el volteo se produjo la emersión de la cimentación.

### Edificio V:

Era un edificio de 16 pisos (incluyendo un sótano), con una altura de 50.4 m, planta trapezoidal, estructurado a base de columnas de concreto reforzado y losa plana aligerada.

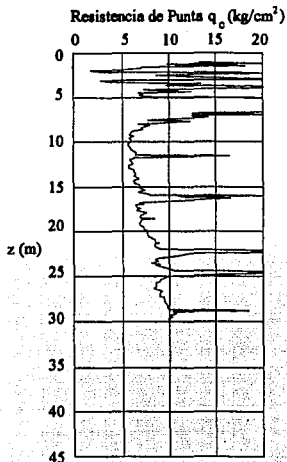


Fig. 4.8 Perfil de cono eléctrico vecino al edificio V.

La cimentación era parcialmente compensada (con el cajón desplantado a 5.35 m de profundidad), con 137 pilotes de fricción de sección cuadrada de 0.5 m por lado y 27 m de longitud (figura 4.7). La presión neta transmitida al nivel de desplante del cajón era de 245 kPa (24.5 t/m<sup>2</sup>).

Se obtuvo un perfil de cono eléctrico en la vecindad del sitio (Méndez et al, 1994), mismo que se utilizó para caracterizarlo estratigráfica y mecánicamente (figura 4.8).

Se cree que el edificio experimentó un asentamiento de 50 cm en su fachada sur con anterioridad al sismo. Al parecer, el proyecto original fue alterado durante la construcción, agregándole en el extremo sur una superficie de 47 m<sup>2</sup> sin pilotes adicionales.

Se ha reportado un factor de seguridad por capacidad de carga estática del orden de 1.6, mientras que el correspondiente a un análisis dinámico, resulta ser de 1.33 (Mendoza y Auvinet, 1987).

Después del sismo, el edificio presentó un asentamiento diferencial entre los extremos norte y sur de 1.30 m, mientras que el asentamiento total en el extremo sur era de 1.52 m. Esto indica un desplome hacia el sur de 2.4 %.

Los parámetros geométricos y de cargas de las estructuras se extrajeron de las referencias mencionadas (Mendoza y Auvinet, 1987; Mendoza, 1987; Avilés, 1991).

Debido a que el modelo considera un problema de deformación plana, es necesario, desde un punto de vista riguroso, que la base de la estructura tenga forma rectangular, y que el ancho sea mucho menor que la longitud de la misma. Esta última condición no se cumple en los casos analizados, por lo que es posible que se originen diferencias entre el análisis realizado y el comportamiento observado. Las estructuras que presentaban una base irregular (no rectangular, ni cuadrada), fueron analizadas con una base rectangular equivalente, con igual área e igual momento de inercia mínimo al del polígono real de la cimentación (Avilés, 1991).

Por otro lado, la cohesión del suelo,  $c$ , se calculó a partir de la envolvente media de la resistencia por punta medida con el cono,  $q_c$ , hasta una profundidad donde ya no se encontrara afectada por la superficie de falla (una y media veces el ancho de la cimentación). Se hizo uso de una correlación empírica entre  $c$  y  $q_c$  (Santoyo et al, 1989):

$$c = \frac{q_c}{N_k} \quad (4.1)$$

Donde  $N_k$  es un coeficiente de correlación. Santoyo et al (1989), sugieren utilizar  $N_k = 13$  para arcillas blandas en la Ciudad de México, con el fin de estimar la resistencia al corte de suelos cohesivos en una prueba triaxial no consolidada - no drenada. Sin embargo, se observó que si en los casos III, IV y V se utilizaba  $N_k = 10$ , se obtenían resultados mejor aproximados a los reportados.

En cuanto al ángulo de fricción interna, se consideró nulo, ya que se analizan depósitos de arcillas saturadas sujetos a sollicitaciones dinámicas.

Aquellos casos en los que ya existía algún desplome en el edificio antes del sismo, éste fue tomado en cuenta al momento de realizar el análisis. Ello implicó, como resultado, un giro permanente en esa dirección, de mayor magnitud al que resultaría si el edificio se hubiera considerado inicialmente vertical.

En las tablas 4.1 y 4.2, se presenta un resumen de la información estructural y geotécnica de los casos analizados.

**Tabla 4.1 Información estructural y geotécnica de los casos analizados.**

Edificio	I	II	III	IV	V
Peso volumétrico del suelo ( $t/m^3$ )	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Cohesión ( $t/m^2$ )	2.50	2.70	3.30	3.30	5.50
Angulo de fricción interna (grados)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Módulo de rigidez al corte ( $t/m^2$ )	159.30	172.05	210.28	210.28	350.50
Relación de Poisson	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Ancho de cimentación (m)	9.63	24.74	17.50	9.60	21.29
Longitud de cimentación (m)	15.30	30.00	34.84	16.32	56.70
Peso del edificio (t)	1445	4860	9990	2857	35318
Presión neta transmitida ( $t/m^2$ )	5.5	9.9	13.1	14.4	24.5
Altura del centro de gravedad (m)	8.50	9.50	20.10	12.50	25.20
Profundidad de desplante (m)	1.10	2.60	2.30	2.65	5.35
Giro inicial de cimentación (%)	5.20	2.40	-	?	1.20
Diámetro de pilotes (m)	-	-	0.46	0.40	0.28
Longitud de pilotes (m)	-	-	28.20	22.00	27.00
Módulo de elasticidad de pilotes ( $t/m^2$ )	-	-	1130000	1130000	1130000
Momento de inercia de pilotes ( $m^4$ )	-	-	0.00231	0.00125	0.00031

**Tabla 4.2 Información respecto a los pilotes de los edificios.**

Edificio	III	IV	V
Fila 1			
Distancia al extremo izquierdo (m)	0.55	0.24	0.00
Número de pilotes por fila (u)	11	3	25
Fila 2			
Distancia al extremo izquierdo (m)	4.90	2.44	6.93
Número de pilotes por fila (u)	23	3	44
Fila 3			
Distancia al extremo izquierdo (m)	12.60	4.48	14.36
Número de pilotes por fila (u)	23	5	44
Fila 4			
Distancia al extremo izquierdo (m)	16.95	5.76	21.29
Número de pilotes por fila (u)	13	7	24
Fila 5			
Distancia al extremo izquierdo (m)	-	9.46	-
Número de pilotes por fila (u)	-	5	-

Una observación importante sobre el comportamiento sísmico de estos casos es la siguiente: Mendoza y Auvinet (1987) y Mendoza (1987), reportaron que los levantamientos topográficos realizados después del sismo en los alrededores del edificio contiguo al caso I (que también sufrió asentamientos considerables durante el sismo, pero que no fue incluido en este trabajo por carecer de información suficiente), indicaron una sobrelevación del

terreno natural de por lo menos 20 cm en el centro de la calle frente al mismo, a unos 6 m del lindero más próximo. Ello revela el movimiento de una masa considerable de suelo como consecuencia de que el tipo de falla que se experimentó fue por capacidad de carga general.

#### 4.2 Generación de acelerogramas correspondientes al 19 de Septiembre de 1985.

Para analizar el comportamiento de estos edificios durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985, el modelo propuesto requiere que se conozcan las historias de aceleraciones en los centros de gravedad de los mismos, para este evento.

En 1985, la red de estaciones acelerométricas del Distrito Federal disponía de pocos instrumentos, la mayoría de los cuales registró el evento del 19 de Septiembre. Poco tiempo después, aumentó considerablemente la cantidad de estaciones, a fin de cubrir con una mayor densidad a todo el valle. Como consecuencia, existe en la actualidad al menos una estación cercana a cada uno de los sitios analizados.

El 25 de Abril de 1989, cuando ya se había iniciado la expansión de la red y se encontraban instaladas las estaciones vecinas a los sitios donde estuvieron los mencionados edificios, se registró un sismo de 6.8 grados de Magnitud Richter, con epicentro sobre las costas de Guerrero, que ha sido el de mayor magnitud e intensidad después del de Septiembre de 1985.

En la figura 4.9, se presentan los acelerogramas correspondientes a la estación Tacubaya (ubicada sobre terreno firme o zona de Lomas), para los eventos del 19 de Septiembre de 1985 y del 25 de Abril de 1989. Un análisis de Intensidad de Arias reportó como tiempos efectivos (donde se concentra el 90% de la energía del sismo), 46 y 48 segundos, respectivamente. Debido al común origen de ambos y a su relativamente comparable magnitud, se aprecia que los acelerogramas registrados en un mismo sitio para ambos eventos son razonablemente similares en su forma (contenido de frecuencias) y duración, aunque presentan amplitudes francamente distintas.

Ello conduce a especular que es posible estimar los acelerogramas correspondientes al sismo de Septiembre de 1985, si se afectan los de Abril de 1989 por un factor, de modo tal que se reproduzcan las amplitudes correspondientes.

Se decidió, para los fines de este trabajo, generar los espectros de respuesta de aceleraciones en los puntos de interés (para el sismo de Septiembre de 1985), a partir de la fracción incidente del correspondiente para un afloramiento (que coincide con el movimiento incidente en cualquier punto de la frontera del semiespacio), aplicarlo en la base del depósito, y permitir la propagación de ondas de corte en el depósito estratificado, incluyendo la variación de las propiedades dinámicas del suelo con la deformación angular (análisis lineal equivalente). Para ello, se recurrió a un programa de computadora (Bárcena y Romo, 1994), especialmente diseñado para ese fin.

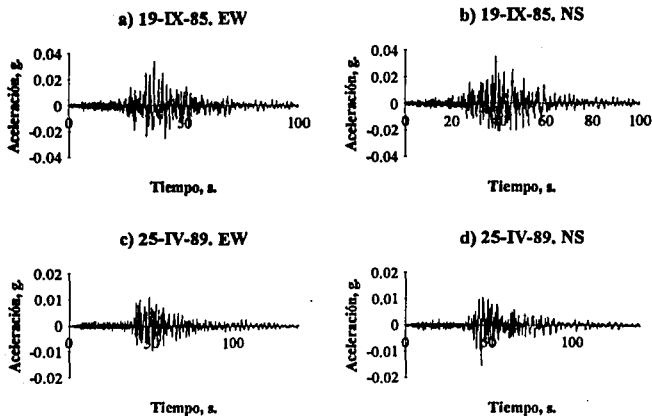


Fig. 4.9 Acelerogramas registrados en la estación Tacubaya.

Como punto representativo del afloramiento, se escogió la estación sismológica de Tacubaya, debido a que, además de encontrarse sobre terreno firme (zona de lomas), se conocen los registros en ella para ambos eventos.

La definición de las propiedades dinámicas de los distintos estratos del depósito, se realizó a partir de una correlación existente entre la resistencia a la penetración de punta medida con el cono eléctrico, y la velocidad de ondas de corte en el estrato (Ovando y Romo, 1991), que, junto con estimaciones de los pesos volumétricos de los mismos, permitió conocer de manera aproximada los módulos de rigidez al corte para baja deformación de los distintos estratos. Las fracciones del amortiguamiento crítico se estimaron de acuerdo con los valores observados experimentalmente en las arcillas del valle.

En la figura 4.10, se han superpuesto los espectros medios de respuesta de aceleraciones registradas (considerando las componentes norte-sur y este-oeste), para el sismo del 25 de Abril de 1989, con los espectros de respuesta de aceleraciones medias calculadas, en los mismos sitios, utilizando el procedimiento previamente descrito. Puede observarse que la aproximación obtenida es razonable.

En la figura 4.11, se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones medias calculadas, para el sismo del 19 de Septiembre de 1985, en los sitios de interés.



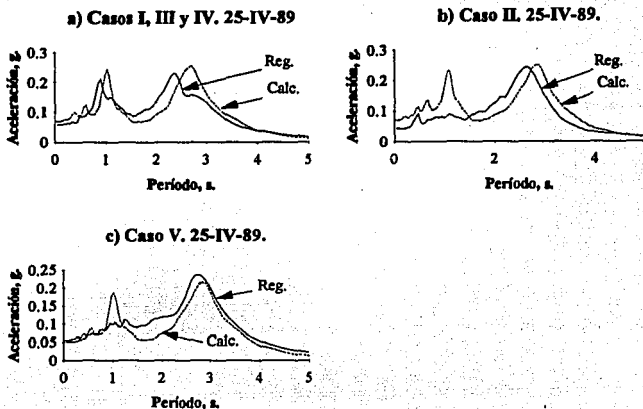


Fig. 4.10 Superposición de espectros medios calculados y registrados para el 25-IV-89.

La máxima aceleración en cada estructura, se estimó a partir de la superposición cuadrática de las respectivas para el primero y segundo modos naturales de vibración de la misma (superposición modal).

La determinación de los periodos fundamentales de los edificios se realizó a partir de expresiones sencillas aproximadas que involucran el número de pisos o la altura de la estructura (Bazán y Meli, 1985; Wakabayashi y Martínez, 1988), ya que se desconocen los parámetros geométricos de los elementos estructurales, así como la distribución de cargas en los mismos.

Los acelerogramas correspondientes al 19 de Septiembre de 1985 en los centros de gravedad de las estructuras analizadas, se estimaron, de manera aproximada, como aquéllos registrados en el terreno el 25 de Abril de 1989 en las estaciones vecinas, escalados para que la máxima aceleración fuese la que se obtuvo del análisis espectral por superposición modal (figura 4.12).

#### 4.3 Evaluación de resultados.

En la tabla 4.3, se presentan los periodos calculados para los distintos edificios, así como las estimaciones de aceleraciones máximas en los centros de gravedad para el sismo del 19 de

Septiembre de 1985. Además, se comparan los asentamientos medidos después del sismo con los calculados en este análisis. Puede observarse que para los edificios III, IV y V, los resultados obtenidos coinciden bastante bien con los registrados; en el caso del edificio I, la aproximación es buena sólo si se considera una cohesión aparente reducida por la posibilidad de falla local (Terzaghi, 1943), dada la alta compresibilidad del suelo dentro de la zona de interés; sin embargo, para el edificio II, no se logró vencer el equilibrio estático con la máxima aceleración que se obtiene del análisis por superposición modal, ni aun considerando que el cajón de cimentación pudiera estar inundado en el momento del sismo (Avilés, 1991).

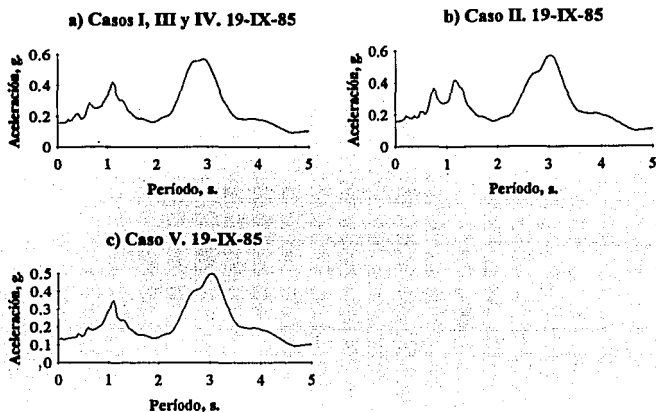


Fig. 4.11 Espectros medios calculados para el 19-IX-85.

Ya se ha mencionado el grado de incertidumbre que se tuvo en la determinación y estimación de los parámetros geométricos, geotécnicos y estructurales de los casos analizados. Sin embargo, aquéllos en los que puede existir una mayor imprecisión son, quizás, la resistencia no drenada del suelo  $c$ , y la magnitud de aceleración máxima horizontal en el centro de gravedad del edificio. Por ello, se han realizado análisis adicionales de todos los casos (con excepción del II, en el que no se logró vencer el equilibrio estático), en los que se han hecho variar sólo estas dos magnitudes, dentro de un intervalo relativamente factible.

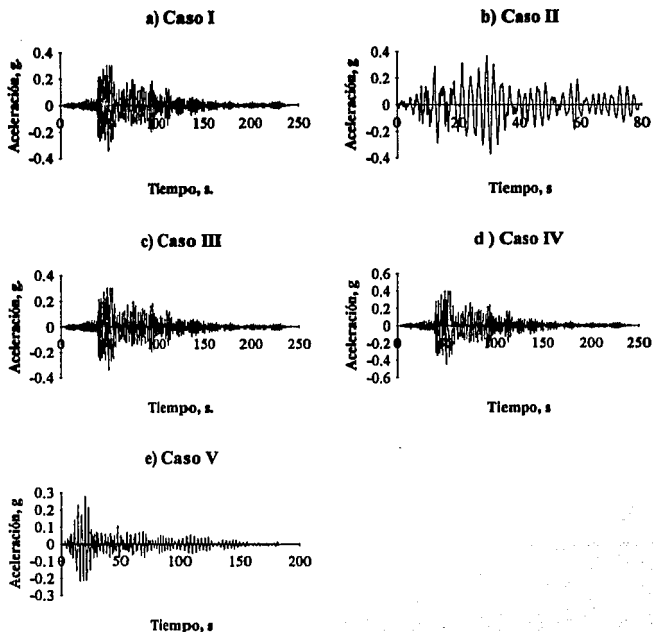


Fig. 4.12 Acelerogramas calculados en los centros de gravedad de las estructuras para el 19-IX-85.

Los resultados se presentan de manera gráfica, en los que se han superpuesto los asentamientos totales medidos en ambos extremos de cada edificio (datos puntuales), tras el sismo del 19 de Septiembre de 1985 (Mendoza, 1987), con aquéllos que resultan de este análisis (una curva de asentamientos por extremo de cada edificio), para el mismo evento. Las figuras 4.13, 4.14, 4.15 y 4.16, corresponden respectivamente a los casos I, III, IV y V. Se observa que, con excepción del caso V, la aproximación obtenida es bastante buena.

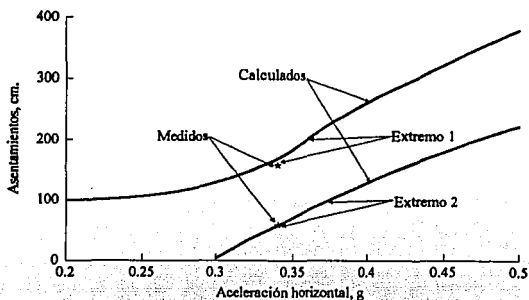
Un comentario interesante sobre estos resultados es que, al comparar por ejemplo la variación de los asentamientos con la aceleración horizontal de todos los casos, se observa en general que éstos aumentan conforme lo hace la última. Sin embargo, en detalles más

específicos como las formas de las curvas o la variación de los asentamientos diferenciales, ya no pueden generalizarse conclusiones.

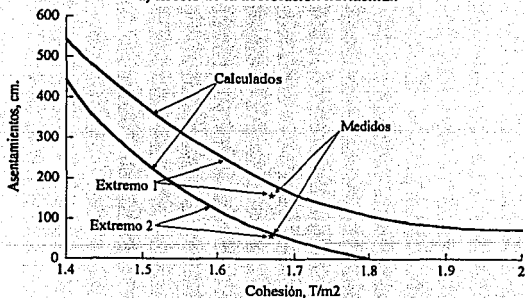
Tabla 4.3 Asentamientos medidos y calculados en edificios para el sismo del 19-IX-1985.

Edificio	I	II	III	IV	V
Periodo fundamental (s)	0.89	0.96	1.79	1.23	2.28
Aceleración máxima horizontal (g)	0.34	0.37	0.33	0.45	0.28
Asentamiento diferencial reportado en la literatura (m)	0.92	0.53	0.50	Volteo	1.02
Asentamiento diferencial proveniente del análisis (m)	* 1.17	-	0.69	3.75	0.70

\* Se consideró una cohesión aparente reducida, por posible falla local (Mendoza, 1987).

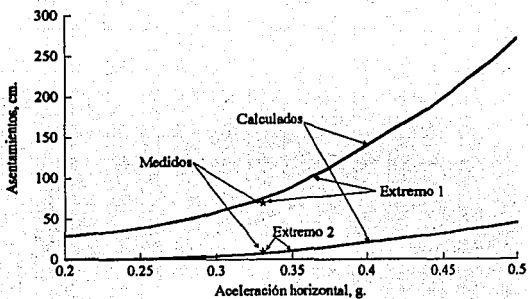


a) Efecto de la aceleración horizontal.

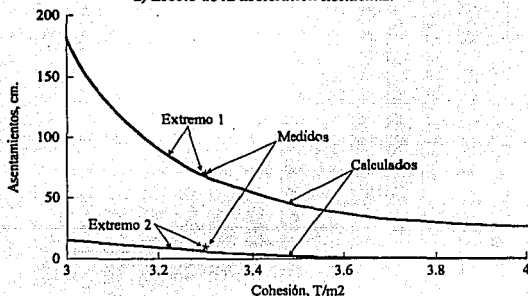


b) Efecto de la cohesión del suelo.

Fig. 4.13 Asentamientos totales medidos y calculados para el caso I, 19-IX-1985.



a) Efecto de la aceleración horizontal.



b) Efecto de la cohesión del suelo.

Fig. 4.14 Asentamientos totales medidos y calculados para el caso III, 19-IX-1985.

#### 4.4 Uso como herramienta de diseño.

De las gráficas anteriores de asentamientos contra aceleraciones horizontales (figuras 4.13a y 4.14a) puede concluirse que, para ciertas condiciones estructurales y geotécnicas, existe una magnitud de aceleración horizontal sísmica, a partir de la cual la cimentación experimenta asentamientos instantáneos permanentes al alcanzar el suelo la capacidad de carga.

En algunos casos, obligar a que la cimentación se mantenga por debajo de esa magnitud de aceleración y no experimente este tipo de movimientos, puede elevar excesivamente los costos de la misma. Ante esta situación y satisfaciendo los requisitos de seguridad y

funcionalidad, es recomendable realizar un diseño sísmico por desplazamientos de la cimentación, similar al que propone Newmark para terraplenes (Newmark, 1965).

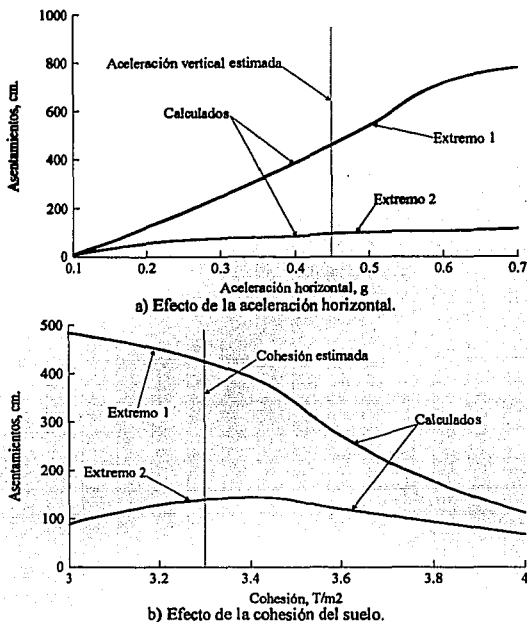
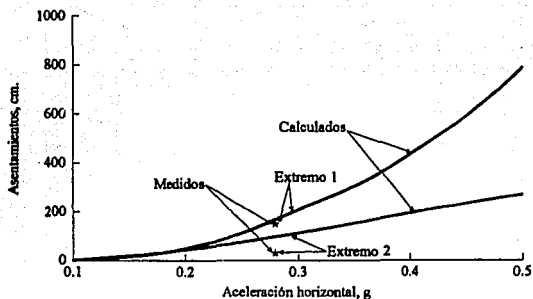
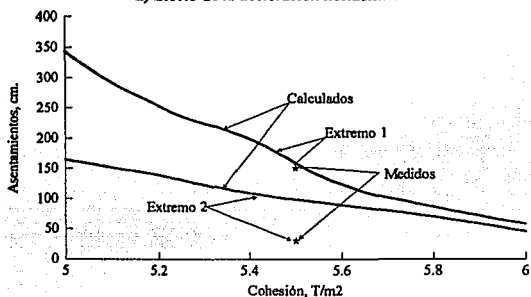


Fig. 4.15 Asentamientos totales calculados para el caso IV, 19-IX-1985.

En el diseño por desplazamientos, dadas las condiciones geotécnicas del sitio y una historia de aceleraciones representativa del sismo de diseño (tanto en amplitudes, duración y contenido de frecuencias), pueden determinarse las características geométricas y gravitacionales de la estructura, para cumplir con los máximos desplazamientos permitidos por este tipo de sollicitación. A continuación se ilustra brevemente cómo estos parámetros geométricos y gravitacionales de la estructura (así como los geotécnicos), afectan el patrón de asentamientos y desplomes de un caso particular (ver tabla 4.4). Los resultados se presentan de manera gráfica, en los que se incluyen dos curvas de asentamientos contra la variable de análisis, que corresponden a los asentamientos totales medidos en cada uno de los dos extremos del edificio en la dirección considerada.



a) Efecto de la aceleración horizontal.



b) Efecto de la cohesión del suelo.

Fig. 4.16 Asentamientos totales medidos y calculados para el caso V, 19-IX-1985.

Tabla 4.4 Información estructural y geotécnica del caso analizado.

Peso volumétrico del suelo ( $T/m^3$ )	1.20
Cohesión ( $t/m^2$ )	2.50
Angulo de fricción interna (grados)	0.00
Ancho de cimentación (m)	9.63
Longitud de cimentación (m)	15.30
Peso del edificio (t)	1445
Altura del centro de gravedad (m)	8.50
Profundidad de desplante (m)	1.10
Aceleración máxima horizontal (g)	0.60
Historia de aceleraciones	SCT NS 19-IX-85

#### 4.4.1 Influencia de la profundidad de desplante.

Para las condiciones del caso analizado, se hizo variar la profundidad de desplante entre 0.0 y 4.5 m, obteniéndose los resultados contenidos en la figura 4.17. Puede observarse cómo al desplantarse a una mayor profundidad, los asentamientos totales se reducen considerablemente; por otro lado, los asentamientos diferenciales también se reducen, aunque a menor velocidad.

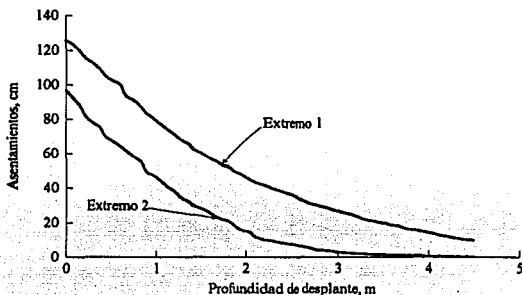


Fig. 4.17 Efecto de la profundidad de desplante

#### 4.4.2 Influencia del peso del edificio.

Si se evalúa la variación del peso del edificio entre 1200 y 1800 toneladas, se obtiene un comportamiento como el indicado en la figura 4.18. Se encontró que hasta una cierta magnitud (1500 t), se produce un incremento en los asentamientos totales, pero un desplome relativamente reducido. No obstante, más allá de ésta, la inclinación aumenta hasta el grado de reportar la emersión de uno de los extremos, lo que indica el volteo de la estructura. Es conveniente apuntar que en los casos reales, si ocurre una variación del peso del edificio (aunque dentro de un intervalo más pequeño), ya que la magnitud de la carga viva puede considerarse como una función del tiempo.

#### 4.4.3 Influencia de la altura del edificio.

En este apartado se ha permitido el desplazamiento vertical del centro de gravedad del edificio, manteniendo constantes el resto de parámetros. Puede observarse en la figura 4.19, que si el centro de masas hubiera ascendido hasta 12.0 m (por concentraciones de masas en los pisos superiores), el asentamiento diferencial habría sido tan elevado, que hubiera implicado la falla por volteo de la estructura.



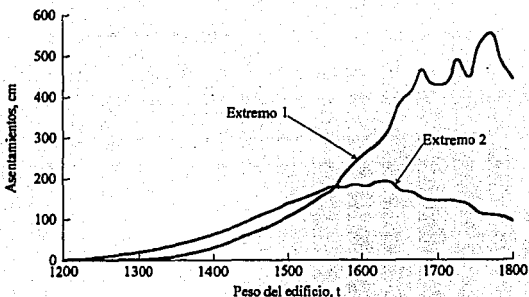


Fig. 4.18 Efecto del peso del edificio

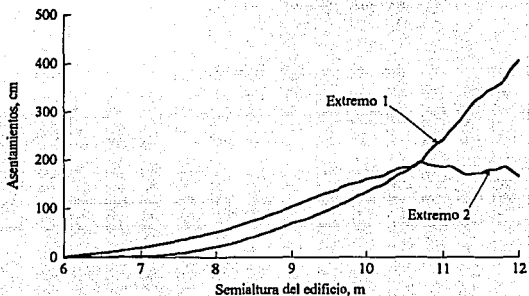


Fig. 4.19 Efecto de la altura del edificio

#### 4.4.4 Influencia del ancho del edificio.

Cuando el ancho del edificio se hace variar entre 6.0 y 11.0 m, manteniendo una presión de contacto constante, se aprecia el patrón de asentamientos de la figura 4.20. Los resultados indican que para un ancho menor de 8.0 m, el desplome del edificio crece hasta provocar el volcamiento del edificio. A pesar de que en la mayoría de los casos las dimensiones en planta de la estructura se fijan de acuerdo al espacio disponible del terreno, existen casos como en los complejos de edificios (centros comerciales, unidades habitacionales), en los que el diseñador tiene la libertad de asignar la magnitud de estas dimensiones. Por otro lado, cuando existe una distribución estática no uniforme de cargas, algunos autores recomiendan considerar, hipotéticamente, un ancho reducido para los análisis de estabilidad del edificio (Meyerhof 1953, Vesic 1975).

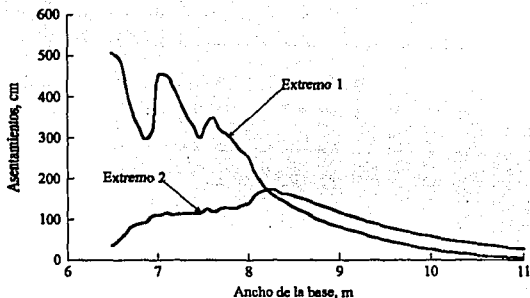


Fig. 4.20 Efecto del ancho del edificio

#### 4.4.5 Influencia de la cohesión del suelo.

En la figura 4.21 se muestra el comportamiento de la cimentación cuando la cohesión del suelo (un medio de la resistencia no drenada), disminuye desde 3.0 hasta 1.5  $t/m^2$ . Se observa que para valores menores a 2.2  $t/m^2$ , se produce el volteo del edificio, ya que el asentamiento en un extremo crece continuamente, mientras que el asentamiento en el otro extremo casi se mantiene invariable.

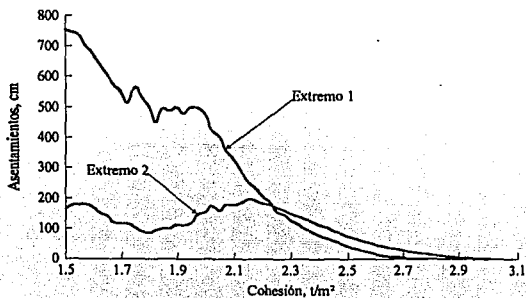


Fig. 4.21 Efecto de la cohesión del suelo

#### 4.4.6 Influencia del ángulo de fricción interna del suelo.

Se encontró que para valores bajos del ángulo de fricción ( $1.5^\circ$ ), casi desaparecen los desplazamientos que se obtienen al considerar un ángulo de fricción nulo (figura 4.22). Esto

resulta comprensible, ya que aumenta la superficie de falla (y con ella las fuerzas resistentes), al pasar de un mecanismo de falla circular ( $\phi=0$ ), a uno de espiral logarítmica ( $\phi \neq 0$ ). La magnitud del ángulo de fricción a considerar depende tanto de las características granulométricas del suelo como de la velocidad de aplicación de la carga.

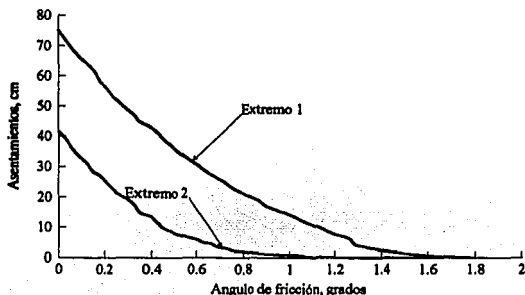


Fig. 4.22 Efecto del ángulo de fricción

#### 4.4.7 Influencia de la aceleración horizontal.

Permitiendo que la magnitud de la aceleración horizontal varíe entre 0.4 y 1.0 g, se obtiene el patrón de asentamientos que muestra la figura 4.23. Puede apreciarse que el modelo es sensible a este parámetro; además, se presenta nuevamente el mecanismo ya observado, es decir, que a medida que el parámetro aumenta, los asentamientos diferenciales crecen aceleradamente hasta que se alcanza el volteo de la estructura.

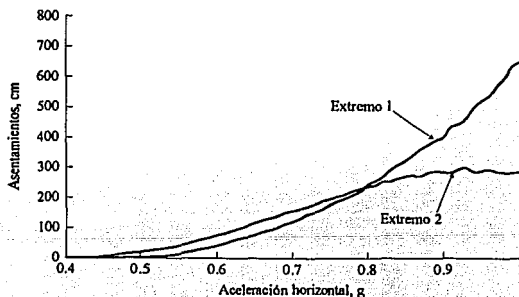


Fig. 4.23 Efecto de la aceleración horizontal

#### 4.4.8 Influencia del número de pilotes.

En esta oportunidad, se ha agregado uniformemente una cantidad variable de pilotes de fricción, para observar su influencia en el comportamiento angular y de desplazamientos de la estructura, el cual se muestra en la figura 4.24. Los pilotes son de concreto, con una longitud de 20.0 m y un diámetro de 60 cm. Los resultados obtenidos indican que al aumentar el número de pilotes, los asentamientos totales disminuyen a gran velocidad, obteniéndose también reducción en los diferenciales.

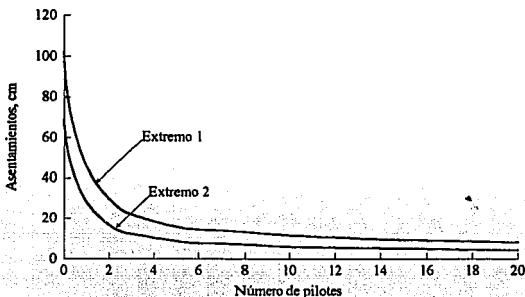


Fig. 4.24 Efecto del número de pilotes

#### 4.4.9 Influencia del diámetro de los pilotes.

Debido a que se está considerando la contribución de los pilotes a resistir el volteo como una función directa de la magnitud del área de interfaz, se espera que si el diámetro de los elementos disminuye, aumente la magnitud de asentamientos registrados. Se supuso una distribución uniforme de 20 pilotes de fricción de 20.0 m de longitud y 60 cm de diámetro. Este efecto se evaluó al disminuir el diámetro de los pilotes de 60 a 20 cm, manteniendo constante la cantidad y la longitud de los pilotes. Los resultados pueden apreciarse en la figura 4.25. Aunque la tendencia observada es la esperada, los resultados cuantitativos no son del todo congruentes, ya que para altas reducciones del diámetro, los asentamientos totales y diferenciales aumentan sólo ligeramente.

#### 4.4.10 Influencia de la longitud de los pilotes.

En este análisis, se trata de evaluar las consecuencias de reducir paulatinamente la longitud de los pilotes (con la anterior distribución), desde los 20.0 m originales hasta un mínimo de 2.50 m. Recuérdese, que se está considerando que las contribuciones de los pilotes dependen de la longitud que éstos logran penetrar más allá de la superficie de falla supuesta.

La figura 4.26 resume los resultados obtenidos. Puede apreciarse que existe congruencia con las hipótesis de trabajo.

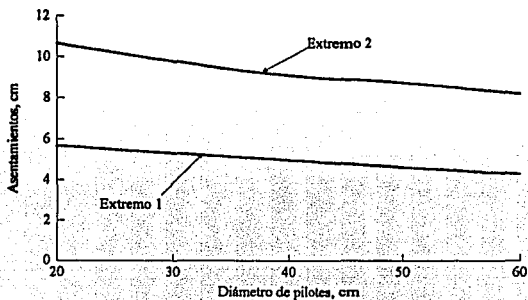


Fig. 4.25 Efecto del diámetro de los pilotes

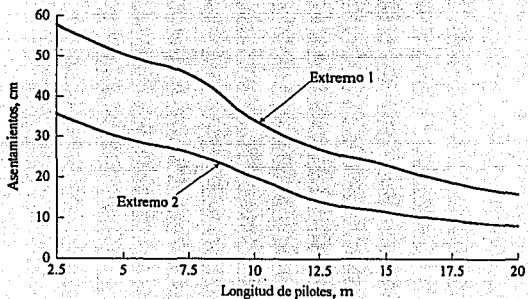


Fig. 4.26 Efecto de la longitud de los pilotes

## 5. Conclusiones.

Se ha propuesto una expresión para la capacidad de carga ante sollicitaciones sísmicas de una cimentación continua descansando sobre un depósito de suelo (incompresible bajo estas condiciones de carga), que depende de la máxima aceleración horizontal que soportará la estructura, de los parámetros geométricos de la estructura y de la superficie de falla, así como de parámetros geotécnicos índice y de resistencia.

Se ha presentado un procedimiento simplificado para estimar los asentamientos diferenciales, totales y giros permanentes, que induce una excitación horizontal dinámica irregular, en una estructura con cimentación continua (con o sin pilotes de fricción), sobre un depósito de suelo incompresible bajo estas condiciones de carga.

Se ha propuesto un procedimiento de diseño por desplazamientos, para cimentaciones sujetas a excitaciones de origen sísmico, con base en el modelo de comportamiento considerado, ilustrándose el efecto de los distintos parámetros geométricos, gravitacionales y geotécnicos, en el patrón de asentamientos y desplomes de la cimentación.

Se utilizó un mecanismo de falla general con una superficie de falla continua para el análisis realizado, básicamente por dos razones: existen investigaciones experimentales y analíticas que demuestran la generación de este mecanismo cuando una cimentación desplantada sobre suelos blandos se somete a cargas cíclicas, excéntricas e inclinadas; por otro lado, la observación de los casos reales sucedidos en Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, y en particular, la configuración final de asentamientos registrados, indican que las cimentaciones de los edificios se desplazaron como cuerpos rígidos, junto con una masa de suelo.

La definición de la superficie de falla a partir de una optimización numérica de la altura del centro de giro, conduce a resultados más desfavorables de estimación de asentamientos, pero, sobre todo, de capacidad de carga de origen sísmico, respecto a aquéllos obtenidos cuando el centro de giro se localiza al nivel de desplante de la estructura.

El mecanismo de deformación y el procedimiento para el cálculo de asentamientos presentado, se limitan a obras que posean una estructura de cimentación suficientemente rígida (tipo cajón, con o sin pilotes de fricción), de modo tal que pueda desplazarse conjuntamente con la cuña de suelo, y que impida el colapso general de la superestructura.

Por otro lado, no se han considerado cambios volumétricos en el suelo, debido a que las arcillas saturadas de la Ciudad de México son prácticamente incompresibles en condiciones dinámicas. Sin embargo, al analizar arenas bajo sollicitaciones dinámicas, o arcillas parcialmente saturadas ante cargas seudoestáticas, es indispensable incluir este efecto en el modelo de comportamiento de suelo a utilizar.

El análisis de equilibrio límite realizado permite, con ciertas reservas, aplicarse a condiciones de carga dinámica horizontal diferentes de la sísmica, tales como viento y oleaje, entre otras.

Del análisis de los casos históricos de asentamientos por sismos en la Ciudad de México, es conveniente reportar que, tanto la irregularidad en planta de algunos edificios, las condiciones no uniformes de distribución de cargas y la anisotropía geotécnica inducida con anterioridad al sismo, establecieron marcadas diferencias entre el comportamiento real y el estimado en este trabajo, para el sismo de 1985.

Al analizar los espectros de aceleraciones calculados para el 19 de Septiembre de 1985 (figura 4.11), puede hacerse el siguiente comentario: debido a que fueron generados a partir de un análisis lineal equivalente (que considera una degradación de las características de rigidez del suelo con la deformación angular inducida), se aprecia que los periodos para los que se obtienen las ordenadas máximas son ligeramente mayores que los correspondientes calculados para el 25 de Abril de 1989 (figura 4.10), los cuales sí logran una mejor aproximación con los registrados para este último evento (25 de Abril de 1989).

Por otro lado, en los espectros calculados para ambos eventos (figuras 4.10 y 4.11), se observa que existen picos importantes para periodos relativamente bajos (probablemente los correspondientes a modos no fundamentales de vibración del depósito de suelo), que no aparecen tan evidentes en los espectros registrados para el 25 de Abril de 1989 (figura 4.10).

Además, las ordenadas máximas de los espectros calculados para el 19 de Septiembre de 1985 (figura 4.11), oscilan entre 0.5 y 0.6 g, valores que parecieran relativamente bajos si se sabe que la ordenada máxima para el espectro obtenido en el sitio SCT, componente este-este para el mismo evento, fue del orden de 1.0 g.

Todos estos comentarios sugieren que las estimaciones realizadas de la magnitud de la aceleración máxima en las distintas estructuras, probablemente estén por debajo de los valores reales de aceleraciones registradas.

Respecto a la determinación de los acelerogramas en los centros de gravedad de los edificios, es lógico esperar un filtrado de frecuencias cuando la excitación se transmite desde la cimentación hasta la superestructura. Este efecto, que pudiera haberse incluido si se hubiera contado con toda la información necesaria para realizar un análisis preciso de interacción dinámica suelo-estructura de cada caso, se señala como otra de las posibles causas de error en el análisis.

Además, de los 5 casos analizados, los cuatro en los que se logró estimar asentamientos relativamente similares a los registrados (al menos dentro de un intervalo razonable de resistencias del suelo y de aceleraciones horizontales), presentaban factores de seguridad por capacidad de carga estática menores que 2.0 (Mendoza y Auvinet, 1987). En aquél que presentaba un factor de seguridad mayor que 2.0 (Mendoza y Auvinet, 1987), no fue posible vencer el equilibrio estático, ni aun considerando las condiciones más desfavorables. Por ello, se sugiere que el procedimiento propuesto para el cálculo de asentamientos diferenciales, totales y giros permanentes, inducidos por excitaciones de origen sísmico, presenta un mayor potencial de aplicación cuando el factor de seguridad por capacidad de carga estática sea igual o menor que 2.0.

Al utilizar un modelo rígido-plástico del comportamiento dinámico del suelo, no se consideran todos aquellos desplazamientos graduales que se producen en la cimentación, antes de que el suelo alcance la resistencia. Esta limitación puede ignorarse sólo cuando la magnitud de deformaciones plásticas sea mucho mayor que aquella correspondiente a las elásticas, es decir, cuando se tenga un factor de seguridad por carga estática relativamente bajo (menor o igual que 2.0). Sin embargo, cuando se tienen factores de seguridad mayores, las deformaciones plásticas se reducen considerablemente, y se vuelve necesario emplear al menos un modelo elasto-plástico sencillo para el comportamiento del suelo.

Al comparar las curvas de variación de asentamientos con la aceleración horizontal de los casos analizados, se observa que, a pesar de que los asentamientos totales aumentan con la magnitud de la aceleración, no existe un patrón general de curvas que pueda aplicarse a todos los casos. Esto conduce a concluir que el patrón de asentamientos obtenido con este modelo, depende de las condiciones geométricas, geotécnicas y estructurales particulares de cada caso, así como de la historia de aceleraciones utilizada.

Los resultados obtenidos para los casos analizados indican que, a pesar de la imprecisión en la obtención de los parámetros necesarios para el análisis, el nivel de aproximación obtenido en la mayoría de ellos fue aceptable.

Del análisis paramétrico realizado para un caso particular, se aprecia que las variables más determinantes en los resultados del modelo son: el peso y el ancho del edificio (ambos relacionados directamente con la capacidad de carga del suelo), la altura del edificio y la



aceleración horizontal (que establecen la diferencia entre un análisis estático y un análisis dinámico de tipo sísmico), y, finalmente, la cohesión del suelo. En todos estos análisis, se observó que existe una magnitud de cada uno de estos parámetros, a partir de la cual se pasa de un intervalo en el que los asentamientos han sido más o menos uniformes, a otro en el que los asentamientos diferenciales y los giros permanentes crecen hasta provocar el volteo de la estructura.

Por otro lado, el resto de parámetros analizados (la profundidad de desplante, el ángulo de fricción, el número, longitud y diámetro de pilotes de fricción), resultaron no ser tan críticos, ya que no lograron producir asentamientos diferenciales importantes, sino más bien, condujeron a asentamientos totales relativamente uniformes dentro de diferentes intervalos.

Conviene apuntar, finalmente, que se necesita mayor investigación experimental, analítica y de campo en esta área, que reproduzca lo más fielmente posible las condiciones del problema, que permita una mejor comprensión del comportamiento suelo-estructura, y que se refleje en diseños cada vez más seguros y económicos.

## 6. Referencias.

- Andersen, K. H. y Lauritzen, R. (1988), *Bearing Capacity for Foundations with Cyclic Loads*, Boletín N° 175, Norwegian Geotechnical Institute.
- Avilés, E. (1991), *Capacidad de carga de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos en condiciones sísmicas*, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Bárcena, A. y Romo, M. P. (1994), *RADSH: Programa de computadora para analizar depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias*, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Bathe, K. J. (1982), *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.
- Bathe, K. J. y Wilson, E. L. (1976), *Numerical Methods in Finite Element Analysis*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.
- Bazán, E. y Meli, R. (1992), *Manual de diseño sísmico de edificios*, LIMUSA, México.
- Brinch Hansen, J. (1961), *A General Formula for Bearing Capacity*, Boletín N° 11, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Brinch Hansen, J. (1970), *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Boletín N° 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

- Chen, W. F. y McCarron, W. O. (1991), "Bearing Capacity of Shallow Foundations", *Foundation Engineering Handbook 2a. Edición*, H. Y. Fang editor, Van Nostrand Reinhold Co., Inc., New York, pp. 144-165.
- Chen, W. F. (1975), *Limit Analysis and Soil Plasticity*, Elsevier, Amsterdam.
- D. D. F. (1987), *Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones del D. F. para diseño por sismo*, Gaceta oficial del D. D. F., México.
- Das, B. M. (1983), *Fundamentals of Soil Dynamics*, Elsevier, New York.
- Dormieux, L. y Pecker, A. (1995), "Seismic Bearing Capacity of Foundation on Cohesionless Soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 121, N° 3, pp. 300-303.
- Finn, W. D. L. (1967), "Applications of Limit Plasticity in Soil Mechanics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 93, SM5, pp. 101-120.
- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1979), *Mecánica de suelos*, Tomo II, 2a. Edición, LIMUSA, México.
- Lysmer, J. (1970), "Limit Analysis of Plane Problems in Soil Mechanics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 96, N° SM4, pp. 1311-1334.
- Méndez, E., Juárez, M., Ovando, E. y Auvinet, G. (1994), *Sistema de información geográfica para sondeos geotécnicos (SIG-SG)*, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Mendoza, M. J. (1987), "Foundation Engineering in Mexico City: Behavior of Foundations", *Proceedings of the International Symposium of Geotechnical Engineering of Soft Soils*, México, SMMS, Vol. 2, pp. 351-367.
- Mendoza, M. J. (1994), comunicación personal.
- Mendoza, M. J. y Auvinet, G. (1987), *Comportamiento de cimentaciones de edificios en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985*, Informe del Instituto de Ingeniería para el Departamento del Distrito Federal, UNAM.
- Meyerhof, G. G. (1953), "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and inclined Loads", *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zürich, Vol. I, pp. 440-445.
- Murff, J. D. y Miller, T. W. (1977), "Foundation Stability on Nonhomogeneous Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103, GT10, pp. 1083-1095.

- Newmark, N. M. (1959), "A Method of Computation for Structural Dynamics", *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, 85, pp. 67-94.
- Newmark, N. M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Géotechnique*, 15(2), Londres, pp. 139-160.
- Ovando, E. y Romo, M. P. (1991), "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la Ciudad de México con ensayos de cono", *Sismodinámica 2*, pp. 107-123.
- Pecker, A. y Salençon, J. (1991), "Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations on Clay Soils", *Proceedings of the International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering*, CENAPRED, México, pp. 287-304.
- Prakash, S. y Chummar, A. V. (1967), "Response of Footings to Lateral Loads", *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, University of New Mexico Press, Albuquerque, New Mexico, pp. 679-691.
- Prevost, J. H., Cuny, B. y Scott, R. F. (1981a), "Offshore Gravity Structures: Centrifugal Modeling", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 107, N° GT2, pp. 125-141.
- Prevost, J. H., Cuny, B., Hughes, T. J. R. y Scott, R. F. (1981b), "Offshore Gravity Structures: Analysis", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 107, N° GT2, pp. 143-165.
- Richards, R. Jr., Elms, D. G. y Budhu, M. (1993), "Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 119, N° 4, pp. 662-674.
- Romo, M. P., Chen, J. H., Lysmer, J. y Seed, H. B. (1980), *PLUSH: A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction*, Report N° UCB/EERC 77-01, University of California, Berkeley.
- Romo, M. P. y Auvinet, G. (1992), "Seismic Behavior of Foundations on Cohesive Soft Soils", *Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Ouest Editions, Nantes, pp. 311-328.
- Romo, M. P. y Ovando, E. (1993), *Comportamiento dinámico de los suelos típicos de la Sonda de Campeche y curvas p-y*, Informe del Instituto de Ingeniería a PEMEX.
- Romo, M. P. (1991), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones", *Sismodinámica 2*, pp. 125-143.

- Romo, M. P. (1994a), comunicación personal.
- Romo, M. P. (1994b), "Curvas t-z para pilotes de fricción en la arcilla de la Ciudad de México", (sin publicar).
- Romo, M. P. y García, J. A. (1994), "Procedimiento para el cálculo de desplazamientos permanentes inducidos por sismo en cimentaciones profundas", 2° *Simposio de consultores y constructores de cimentaciones profundas*, CENAPRED, México.
- Santoyo, E., Lin, R. y Ovando, E. (1989), *El cono en la exploración geotécnica*, TGC geotecnia, México.
- Sarma, S. K. e Iossifelis, I. S. (1990), "Seismic Bearing Capacity Factors of Shallow Strip Footings", *Géotechnique*, 40(2), pp. 265-273.
- Sokolovski, V. V. (1960), *Statics of Soil Media*, Butterworth, Londres.
- Taylor, D. W. (1948), *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Willey & Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Triandafilidis, G. E. (1965), "The Dynamic Response of Continuous Footings Supported on Cohesive Soils", *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Vol. II, pp. 205-208.
- Vesic, A. S. (1975), "Bearing Capacity of Shallow Foundations", *Foundation Engineering Handbook*, H. F. Winterkorn y H. Y. Fang editores, Van Nostrand Reinhold Co., Inc., New York, pp. 121-147.
- Wakabayashi, M. y Martínez, E. (1990), *Diseño de estructuras sismorresistentes*, McGraw-Hill, México.
- Zeevaert, L. (1982), *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, 2a. edición, Van Nostrand Reinhold Co. Inc., New York.

## Apéndice 1. Cálculo de parámetros de la exponencial logarítmica.

### A.1.1 Area bajo la curva (Ver figura A.1).

$$dA = \frac{1}{2} r (r d\theta) \quad (\text{A.1.1.1})$$

$$dA = \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.1.1.2})$$

$$A = \int dA \quad (\text{A.1.1.3})$$

$$A = \int \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.1.1.4})$$

$$A = \frac{r_0^2 e^{2\theta \tan \phi}}{4 \tan \phi} \quad (\text{A.1.1.5})$$

La integral definida resulta de:

$$A = \frac{r_0^2 (\exp(2\theta_2 \tan \phi) - \exp(2\theta_1 \tan \phi))}{4 \tan \phi} \quad (\text{A.1.1.6})$$

Si  $\theta_1 = 0$ , y  $\theta_2 = \pi$ , entonces:

$$A = \frac{r_0^2 (e^{2\pi \tan \phi} - 1)}{4 \tan \phi} \quad (\text{A.1.1.7})$$

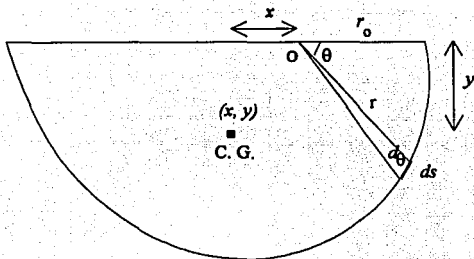


Fig. A.1 Configuración geométrica de la superficie analizada.

### A.1.2 Coordenadas del centro de gravedad.

#### A.1.2.1 Abscisa del centro de gravedad.

$$\bar{x}A = \int x dA \quad (\text{A.1.2.1})$$

$$dA = \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.1.1.2})$$

$$x = \frac{2}{3} r \cos \theta \quad (\text{A.1.2.2})$$

$$x = \frac{2}{3} r_0 e^{\theta \tan \phi} \cos \theta \quad (\text{A.1.2.3})$$

$$\int x dA = \int \frac{1}{3} r_0^3 e^{3\theta \tan \phi} \cos \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.4})$$

$$\int e^{3\theta \tan \phi} \cos \theta d\theta = e^{3\theta \tan \phi} \sin \theta - \int 3 \tan \phi e^{3\theta \tan \phi} \sin \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.5})$$

$$\int e^{3\theta \tan \phi} \cos \theta d\theta = e^{3\theta \tan \phi} \sin \theta + 3 \cos \theta \tan \phi e^{3\theta \tan \phi} - \int 9 \cos \theta \tan^2 \phi e^{3\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.1.2.6})$$

$$\int e^{3\theta \tan \phi} \cos \theta d\theta = \frac{e^{3\theta \tan \phi} \cos \theta (\tan \theta + 3 \tan \phi)}{1 + 9 \tan^2 \phi} \quad (\text{A.1.2.7})$$

$$\int e^{3\theta \tan \phi} \cos \theta d\theta = \frac{e^{3\theta \tan \phi} (\sin \theta + 3 \cos \theta \tan \phi)}{1 + 9 \tan^2 \phi} \quad (\text{A.1.2.8})$$

$$\int x dA = \frac{r_0^3 e^{3\theta \tan \phi} (\sin \theta + 3 \cos \theta \tan \phi)}{3(1 + 9 \tan^2 \phi)} \quad (\text{A.1.2.9})$$

La integral definida resulta ser:

$$\int_{\theta_1}^{\theta_2} x dA = \frac{r_0^3}{3(1 + 9 \tan^2 \phi)} \left[ (\sin \theta_2 + 3 \cos \theta_2 \tan \phi) \exp(3\theta_2 \tan \phi) - (\sin \theta_1 + 3 \cos \theta_1 \tan \phi) \exp(3\theta_1 \tan \phi) \right] \quad (\text{A.1.2.10})$$

Si  $\theta_1 = 0$ , y  $\theta_2 = \pi$ , entonces:

$$\int_0^\pi x dA = -\frac{r_0^3 \tan \phi (1 + e^{3\pi \tan \phi})}{(1 + 9 \tan^2 \phi)} \quad (\text{A.1.2.11})$$

$$\bar{x} = \frac{4r_0 \tan^2 \phi (1 + e^{3\pi \tan \phi})}{(1 + 9 \tan^2 \phi)(1 - e^{2\pi \tan \phi})} \quad (\text{A.1.2.12})$$

A.1.2.2 Ordenada del centro de gravedad.

$$\bar{y}A = \int y dA \quad (\text{A.1.2.13})$$

$$y = \frac{2}{3} r \sin \theta \quad (\text{A.1.2.14})$$

$$y = \frac{2}{3} r_0 e^{0 \tan \phi} \sin \theta \quad (\text{A.1.2.15})$$

$$\int y dA = \int \frac{1}{3} r_0^3 e^{3\theta \tan \phi} \sin \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.16})$$

$$\int e^{3\theta \tan \phi} \sin \theta d\theta = \frac{e^{3\theta \tan \phi} (3 \tan \phi \sin \theta - \cos \theta)}{1 + 9 \tan^2 \phi} \quad (\text{A.1.2.17})$$

$$\int y dA = \frac{r_0^3 e^{3\theta \tan \phi} (3 \tan \phi \sin \theta - \cos \theta)}{3(1 + 9 \tan^2 \phi)} \quad (\text{A.1.2.18})$$

La integral definida resulta ser:



$$\int_{\theta_1}^{\theta_2} y dA = \frac{r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \phi)} \left[ (3 \operatorname{sen} \theta_2 \tan \phi - \cos \theta_2) \exp(3\theta_2 \tan \phi) - (3 \operatorname{sen} \theta_1 \tan \phi - \cos \theta_1) \exp(3\theta_1 \tan \phi) \right] \quad (\text{A.1.2.19})$$

Si  $\theta_1 = 0$ , y  $\theta_2 = \pi$ , entonces:

$$\int_0^\pi y dA = \frac{r_0^3 (1 + e^{3\pi \tan \phi})}{3(1+9 \tan^2 \phi)} \quad (\text{A.1.2.20})$$

$$\bar{y} = \frac{4r_0 \tan \phi (1 + e^{3\pi \tan \phi})}{3(1+9 \tan^2 \phi)(e^{2\pi \tan \phi} - 1)} \quad (\text{A.1.2.21})$$

### A.1.3 Longitud del arco.

$$s = \int ds \quad (\text{A.1.3.1})$$

$$s = \int r d\theta \quad (\text{A.1.3.2})$$

$$s = \int r_0 e^{\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.1.3.3})$$

$$s = \frac{r_0}{\tan \phi} (e^{\theta \tan \phi} - 1) \quad (\text{A.1.3.4})$$

La integral definida resulta ser:

$$\int_{\theta_1}^{\theta_2} ds = \frac{r_0}{\tan \phi} [\exp(\theta_2 \tan \phi) - \exp(\theta_1 \tan \phi)] \quad (\text{A.1.3.5})$$

Si  $\theta_1 = 0$ , y  $\theta_2 = \pi$ , entonces:

$$s = \frac{r_0}{\tan \phi} (e^{\pi \tan \phi} - 1) \quad (\text{A.1.3.6})$$

### A.1.4 Momento polar de inercia.

$$J_0 = \int R^2 dA \quad (\text{A.1.4.1})$$

$$R = \frac{2r}{3} \quad (\text{A.1.4.2})$$

$$R = \frac{2}{3} r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (\text{A.1.4.3})$$

$$dA = \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.1.1.2})$$

$$J_0 = \int \frac{2}{9} r_0^4 e^{4\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.1.4.4})$$

$$J_0 = \frac{r_0^4 e^{4\theta \tan \phi}}{18 \tan \phi} \quad (\text{A.1.4.5})$$

La integral definida resulta ser:

$$\int_{\theta_1}^{\theta_2} R^2 dA = \frac{r_0^4}{18 \tan \phi} [\exp(4\theta_2 \tan \phi) - \exp(4\theta_1 \tan \phi)] \quad (\text{A.1.4.6})$$

Si  $\theta_1 = 0$ , y  $\theta_2 = \pi$ , entonces:

$$J_0 = \frac{r_0^4 (e^{4\pi \tan \phi} - 1)}{18 \tan \phi} \quad (\text{A.1.4.7})$$

## Apéndice 2. Cálculo de momentos motores y resistentes.

A.2.1 El momento  $M_w$  debido al peso de la estructura  $W_s$ :

$$M_w = W_s \frac{B}{2} \quad (\text{A.2.1.1})$$

$$M_w = q \frac{B^2}{2} \quad (\text{A.2.1.2})$$

A.2.2 El momento  $M_{hw}$  debido a la fuerza de inercia horizontal  $F_{hw}$ :

$$M_{hw} = F_{hw} (H_h - H_0) \quad (\text{A.2.2.1})$$

$$M_{hw} = \frac{qBa_x}{g} (H_h - H_0) \quad (\text{A.2.2.2})$$

$$M_{hw} = \left( \frac{qBa_x}{H_s g} \right) \frac{(H_s - H_0)^2}{2} - \left( \frac{qBa_x}{H_s g} \right) \frac{H_0^2}{2} \quad (\text{A.2.2.3})$$

$$M_{hw} = \left( \frac{qBa_x}{H_s g} \right) \frac{(H_s^2 - 2H_s H_0 + H_0^2) - H_0^2}{2} \quad (\text{A.2.2.4})$$

$$M_{ho} = \left( \frac{qBa_c}{2g} \right) (H_c - 2H_0) \quad (\text{A.2.2.5})$$

A.2.3 El momento  $M_c$  debido a la cohesión del suelo:

$$M_c = \int cr ds \quad (\text{A.2.3.1})$$

$$M_c = \int cr^2 d\theta \quad (\text{A.2.3.2})$$

$$M_c = c \int r_0^2 e^{2\theta \tan \phi} d\theta \quad (\text{A.2.3.3})$$

$$M_c = c \frac{r_0^2 e^{2\theta \tan \phi}}{2 \tan \phi} \quad (\text{A.2.3.4})$$

La integral definida resulta ser:

$$M_c = \int_{\beta}^{\theta+\beta} cr^2 d\theta \quad (\text{A.2.3.5})$$

$$M_c = \frac{cr_0^2}{2 \tan \phi} \left( \exp(2(\theta + \beta) \tan \phi) - \exp(2\beta \tan \phi) \right) \quad (\text{A.2.3.6})$$

A.2.4 El momento  $M_{wy}$  debido al peso de la cuña de suelo  $W_c$ :

$$M_{wy} = W_c \bar{x} \quad (\text{A.2.4.1})$$

$$M_{wy} = A_c \gamma_s \bar{x} \quad (\text{A.2.4.2})$$

donde  $\bar{x}$  es la distancia horizontal entre las verticales que pasan por el punto  $O$  y por el centro de gravedad de la cuña con área  $A_c$ . Sabiendo que para el sector de espiral:

$$\int_{\theta_1}^{\theta_2} x dA = \frac{r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \phi)} \left[ (\sin \theta_2 + 3 \cos \theta_2 \tan \phi) \exp(3\theta_2 \tan \phi) - (\sin \theta_1 + 3 \cos \theta_1 \tan \phi) \exp(3\theta_1 \tan \phi) \right] \quad (\text{A.2.4.3})$$

y que para el área triangular:

$$\bar{x}A = - \left( \frac{BH_0}{2} \right) \left( \frac{B}{3} \right) + \left( \frac{B_1 H_0}{2} \right) \left( \frac{B_1}{3} \right) \quad (\text{A.2.4.4})$$

$$\bar{x}A = \frac{H_0}{6} (B_1^2 - B^2) \quad (\text{A.2.4.5})$$

Si:

$$B_1 = -\frac{H_0}{\tan(\theta + \beta)} \quad (\text{A.2.4.6})$$

entonces:

$$\bar{x}A = \frac{H_0}{6} \left( \frac{H_0^2}{\tan^2(\theta + \beta)} - B^2 \right) \quad (\text{A.2.4.7})$$

Por tanto, considerando la superposición de ambos, tenemos:

$$M_w = \frac{r_0^3 \gamma_s}{3(1 + 9 \tan^2 \phi)} \left[ (\sin(\theta + \beta) + 3 \cos(\theta + \beta) \tan \phi) (\exp(3(\theta + \beta) \tan \phi)) \right. \\ \left. - (\sin(\beta) + 3 \cos(\beta) \tan \phi) (\exp(3(\beta) \tan \phi)) \right] \\ - \frac{\gamma_s H_0}{6} \left( \frac{H_0^2}{\tan^2(\theta + \beta)} - B^2 \right) \quad (\text{A.2.4.8})$$

A.2.5 El momento  $M_w$  debido al peso del suelo que gravita sobre el nivel de desplante:

$$M_w = \gamma D \frac{(r_f \cos(\theta + \beta))^2}{2} \quad (\text{A.2.5.1})$$

$$M_w = \frac{\gamma D}{2} [r_0 \cos(\theta + \beta) \exp((\theta + \beta) \tan \phi)]^2 \quad (\text{A.2.5.2})$$

A.2.6 El momento de la fuerza de inercia en el suelo  $M_u$ :

$$M_u = \frac{\gamma_s J_0}{g} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \quad (\text{A.2.6.1})$$

Si para el sector de espiral se tiene:

$$J_0 = \frac{r_0^4}{18 \tan \phi} [\exp(4\theta_2 \tan \phi) - \exp(4\theta_1 \tan \phi)] \quad (\text{A.1.4.6})$$

y para el área triangular:

$$J_0 = \frac{H_0}{4} \left[ H_0(B + B_1) + \frac{1}{3}(B^3 + B_1^3) \right] \quad (\text{A.2.6.2})$$

$$J_o = \frac{H_o}{4} \left[ H_o \left( B - \frac{H_o}{\tan(\theta + \beta)} \right) + \frac{1}{3} \left( B^3 + \frac{H_o^3}{\tan^3(\theta + \beta)} \right) \right] \quad (\text{A.2.6.3})$$

Por tanto:

$$M_{ia} = \left( \frac{\gamma_s}{g} \right) \left( \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \right) \left\{ \begin{array}{l} \frac{r_o^4}{18 \tan \phi} [ \exp(4\theta, \tan \phi) - \exp(-4\theta, \tan \phi) ] \\ - \frac{H_o}{4} \left[ \begin{array}{l} H_o \left( B - \frac{H_o}{\tan(\theta + \beta)} \right) \\ + \frac{1}{3} \left( B^3 + \frac{H_o^3}{\tan^3(\theta + \beta)} \right) \end{array} \right] \end{array} \right\} \quad (\text{A.2.6.4})$$

A.2.7 El momento del peso de la estructura en condiciones dinámicas  $M_{wd}$ :

$$M_{wd} = \frac{q}{2} (B^2 + BH_s \psi) \quad (\text{A.2.7.1})$$

$$M_{wd} = \frac{qB^2}{2} + \frac{qBH_s}{2} \psi \quad (\text{A.2.7.2})$$

$$M_{wd} = M_{wv} + M_{sd} \quad (\text{A.2.7.3})$$

donde:

$$M_{sd} = \frac{qBH_s}{2} \psi \quad (\text{A.2.7.4})$$

A.2.8 El momento del peso de la cuña de suelo en condiciones dinámicas  $M_{wd}$ :

$$M_{wd} = W_s (\bar{x} + \bar{y} \psi) \quad (\text{A.2.8.1})$$

$$M_{wd} = M_{wv} + M_{sd} \quad (\text{A.2.8.2})$$

donde:

$$M_{sd} = W_s \bar{y} \psi \quad (\text{A.2.8.3})$$

$\psi$  es el ángulo girado por el sistema e  $\bar{y}$  es la ordenada del centro de gravedad de la cuña respecto del centro de giro  $O$ .

$$M_{ad} = \psi \frac{r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \phi)} \left[ \begin{array}{l} (3 \operatorname{sen}(\theta + \beta) \tan \phi) \\ -\cos(\theta + \beta) \end{array} \right) \exp(3(\theta + \beta) \tan \phi) \\ - (3 \operatorname{sen} \beta \tan \phi - \cos \beta) \exp(3\beta \tan \phi) \left. \vphantom{\frac{r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \phi)}} \right] \quad (\text{A.2.8.4})$$

**FALLA DE ORIGEN  
EN SU TOTALIDAD**