

01149

32



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**MOVIMIENTOS PERMANENTES CAUSADOS POR SISMO  
EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS**

**JOEL MERLOS ESPERICUETA**

**T E S I S**

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(GEOTECNIA)**

Director de tesis:

DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la  
UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el  
contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Joel Merlos  
Espericueta

FECHA: 15 / Nov / 2002

FIRMA: Joel Merlos

Ciudad Universitaria

Noviembre, 2002



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## RESUMEN

El mal comportamiento que tuvieron muchos edificios durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, se debió en muchos casos a incapacidad del suelo de cimentación para soportar las cargas dinámicas, lo que provocó rotaciones y hundimientos con graves consecuencias en su mayoría. Estas deformaciones permanentes pueden atribuirse a **falla por capacidad de carga** de la cimentación que en repetidas ocasiones durante pequeños intervalos de tiempo, se presentó en el transcurso que actuó el temblor. La observación de abultamientos en el pavimento, a mitad de calle frente a algunos edificios hundidos en aquel evento, refuerza la idea de que el suelo sufrió una falla (temporal) general, en muchos casos.

Hasta hoy existen pocos procedimientos para calcular deformaciones permanentes por sismo en cimentaciones desplantadas sobre suelos arcillosos. Atendiendo a esta necesidad se desarrolló un modelo aplicable tanto a suelos arcillosos como a friccionantes que consiste en resolver una ecuación diferencial de equilibrio de momentos que aparecen en un sistema suelo-edificio que se desliza sobre una superficie de falla, cuando se ha vencido el equilibrio estático. Los giros de la cimentación se inician cuando los momentos actuantes son mayores que los resistentes y cesan cuando los resistentes son superiores.

Como resultado principal se corrobora analíticamente, que la capacidad de carga de una losa o cajón de cimentación sobre suelos arcillosos, se reduce drásticamente en condiciones sísmicas. Por otra parte, se observó que al incrementarse las fuerzas sísmicas, el mecanismo de falla se hace más superficial y local. Los resultados que arroja el modelo analítico, se comparan con algunos casos históricos documentados después de los sismos de septiembre de 1985.

El procedimiento desarrollado puede usarse para calcular asentamientos y giros de una cimentación desplantada sobre losa o cajón de cimentación por cargas sísmicas. Se creó un programa para ello. Además, para una estructura con características conocidas y acelerograma esperado en su centro de masa, es posible trazar una curva de asentamientos *versus* factor de seguridad estático haciendo variar la resistencia en un intervalo de incertidumbre. En dicha curva se observa un valor umbral del factor de seguridad estático que separa el buen comportamiento sísmico del inconveniente. Si el factor de seguridad estático calculado para la estructura es apreciablemente superior a este umbral, se tendrá una estructura sísmicamente segura. Una función del programa desarrollado crea esta gráfica.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DEDICATORIA

A la memoria de mi Padre y a mi Madre, a quienes debo todo lo que hasta hoy he logrado. Gracias a Dios y a ellos.

A mi esposa, por su apoyo en estos años recientes

A mis hermanos, por serlo en todo sentido

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Miguel P. Romo Organista por la asesoría brindada para la realización de esta tesis, por los conocimientos compartidos y por la confianza, el apoyo y comprensión manifestados en la duración de la misma.

A los profesores:

Dr. Efraín Ovando Shelley  
Dr. Víctor M. Taboada Urtuzuástegui  
M. en I. Roberto Magaña del Toro  
M. en I. Manuel J. Mendoza López

Por sus atinados comentarios y recomendaciones para mejorar este trabajo, así como por el tiempo dedicado a la revisión del mismo. Por ser también mis maestros.

Al Instituto de Ingeniería por el completo apoyo que de múltiples maneras me brindó para la realización de la maestría.

Al Ing. Alejandro Mendoza Reséndiz quien me apoyo en materia de visualización.

A los Sres. Arturo Paz y Roberto Soto por sus frecuentes contribuciones a la realización de este documento.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **Indice**

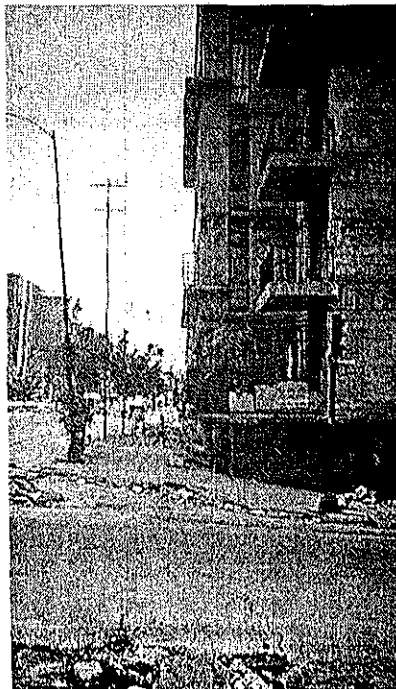
	Pág.
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
<b>2. Antecedentes Teóricos</b>	<b>4</b>
2.1 Métodos de evaluación de la capacidad de carga	4
2.1.1 Teoría y fórmula de Terzaghi	6
2.1.2 Aportaciones de Meyerhof a la Teoría de Terzaghi	7
2.1.3 Método de Sarma e Iossifelis (1990)	10
2.1.4 Método de Pecker y Salençon (1991)	12
2.1.5 Método de Richards et al. (1993)	14
2.1.6 Método de Romo y García (1995)	17
2.2 Métodos de evaluación de asentamientos por sismo	19
2.2.1 Método de Sarma y Iossifelis (1990)	19
2.2.2 Método de Richards et al. (1993)	20
2.2.3 Método de Romo y García (1995)	21
<b>3. Modelo Teórico Propuesto</b>	<b>23</b>
3.1 Introducción	23
3.2 Capacidad de carga	25
3.3 Desplazamientos permanentes	35
3.3.1 Cimentación tipo cajón sin pilotes	35
3.3.2 Cimentación tipo cajón con pilotes de fricción	38
<b>4. Evaluación del Modelo</b>	<b>40</b>
4.1 Estructuras analizadas	40
4.2 Acelerogramas utilizados	46
4.3 Evaluación del modelo propuesto	48
<b>5. Uso como Herramienta de Diseño</b>	<b>57</b>
5.1 Sensibilidad de parámetros	57
5.2 Herramienta de diseño	63
<b>6. Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>66</b>
<b>7. Referencias</b>	<b>67</b>
Apéndice 1 Cálculo de parámetros geométricos	70
Apéndice 2 Momentos resistentes	77
Apéndice 3 Método de integración numérica	83
Apéndice 4 Momentos que resisten los pilotes	85
Apéndice 5 Manual de usuario	88
Apéndice 6 Símbolos utilizados	93

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## 1. Introducción

Una parte importante de los daños en edificios causados por sismos se deben a fallas en el suelo de cimentación. Este tipo de fallas provoca rotaciones y hundimientos de la cimentación, en algunos casos sin deterioro en la superestructura, con consecuencias que pueden ir desde el impedimento de la reutilización del inmueble hasta el volteo, con la inevitable pérdida de vidas humanas. Es hasta fechas recientes cuando, conscientes de lo anterior, algunos investigadores de diversas partes del mundo han dedicado esfuerzos a estudiar el comportamiento sísmico de las cimentaciones.

Algunos suelos granulares, que teóricamente no son licuables, han tenido problemas de asentamientos durante sismos. El caso de la Planta de Filtración Jensen en los Estados Unidos durante el sismo de San Fernando en 1971, es un ejemplo bien documentado de grandes asentamientos (10 cm) sufridos por material compactado en el que se descarta la licuación (Richards et al., 1993). De igual forma, son dignos de considerarse y estudiarse los movimientos permanentes causados por sismo en cimentaciones desplantadas sobre suelos arcillosos, a fin de proponer medidas que mitiguen el fenómeno. En muchos casos, algunas teorías sobre **pérdida de capacidad de carga en condiciones sísmicas** parecen explicar mejor el mecanismo de las fallas de cimentaciones causadas por sismos. Gran parte de los edificios de la ciudad de México sufrieron desplomos y asentamientos importantes durante los sismos de septiembre de 1985 (Fig 1.1), que pueden entenderse en términos de pérdida de capacidad de carga.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig 1.1 Asentamiento excesivo en un edificio en la ciudad de México causado por el sismo del 19 septiembre de 1985 (Cortesía: M. J. Mendoza, Instituto de Ingeniería, UNAM)

Hasta el momento se cuenta con muy pocos procedimientos confiables para calcular asentamientos y giros por sismo, debidos a pérdida de capacidad de carga. Mucho menos, aún son los aplicables a suelos arcillosos. Romo y García (1995) desarrollaron un modelo basado en el método de equilibrio límite para calcular deformaciones permanentes que consiste en integrar, a lo largo de la duración del sismo, una ecuación diferencial que resulta del equilibrio de momentos causados por las fuerzas que se originan en un sistema suelo-edificio cuando éste se desliza sobre una superficie de falla. Estos autores proponen una superficie de falla espiral logarítmica con centro en uno de los extremos de la cimentación situado a cierta altura de la base, a diferencia de otras teorías que consideran el centro de giro en la base. La superficie parte del extremo opuesto, pasa bajo la cimentación y se extiende hasta el terreno colindante o la calle dependiendo de la dirección más crítica. La superficie es única durante todo el sismo y se calcula de tal forma de tener el mínimo factor de seguridad considerando un equilibrio de fuerzas con respecto al centro de la espiral, incluyendo la fuerza de inercia máxima en el edificio. Los giros se calculan con respecto al centro de la espiral. Algunos abultamientos a mitad de calle frente a algunos edificios hundidos por efecto de las cargas sísmicas inducidas por el temblor de septiembre de 1985 (Mendoza y Auvinet, 1987) corroboran esta hipótesis. También se observó que las edificaciones con inclinaciones muy pronunciadas o excesivamente esbeltas giraron con respecto a un punto situado a la mitad de la base (o muy cercana a ella; ver Fig 1.2) lo cual hace pensar en la hipótesis de que, debido a la aparición de fuerzas de inercia horizontales, el centro de giro está cambiando de posición durante la acción del evento sísmico y por consiguiente, la potencial superficie de falla.



Fig 1.2 Volcamiento de un edificio con respecto a un punto a la mitad de la base causado por el sismo del 19 de septiembre de 1985 (Cortesía: M. J. Mendoza, Instituto de Ingeniería, UNAM)

La presente investigación se enfocó, principalmente a estudiar la hipótesis de la variación en el tiempo de la posición vertical y horizontal del centro de giro de la espiral, partiendo del modelo de Romo y García (1995), con el objetivo de mejorar la modelación y analizar

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



la posibilidad de crear una herramienta útil en el diseño de una cimentación bajo cargas sísmicas que pueda cubrir la necesidad que se tiene al respecto. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones del Distrito Federal aluden a esta necesidad en la fracción de un párrafo de la sección 3.3.2 Estados límite de servicio, que dice **“La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas”**. El método desarrollado en esta investigación proporciona un procedimiento para realizar la tarea enunciada en el Reglamento.

En el capítulo 2 se hace una síntesis de las investigaciones más sobresalientes en el campo de la determinación de la capacidad de carga en condiciones estáticas y sísmicas, y del cálculo de las deformaciones permanentes ocasionadas por sismo en cimentaciones.

En el capítulo 3 se describe el modelo desarrollado incluyendo los nuevos aspectos considerados en la presente investigación (los cuales se explican en la sección 3.1). En el capítulo 4 se hace una evaluación del modelo que consiste en comparar los resultados del modelo con los asentamientos y giros reportados de algunos edificios de la ciudad de México dañados por el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Se hace un análisis de la dependencia de los asentamientos y giros permanentes de algunas características geométricas de la estructura y de la magnitud de las fuerzas sísmicas, el cual se describe en el capítulo 5. En el mismo se propone una forma de aplicar el modelo al diseño sísmico de cimentaciones.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones más importantes del presente trabajo y una lista de referencias se presenta enseguida. Finalmente, se presentan 6 apéndices que contribuyen a una descripción más detallada del modelo, permitiendo así, resaltar los aspectos más importantes en el capítulo 3.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 2. Antecedentes teóricos

El objetivo del diseño en ingeniería es concebir obras funcionales y resistentes dentro de cierto marco económico. Para lograr la funcionalidad de una cimentación se deben cuidar los asentamientos permisibles ante las cargas de diseño, para que a la vez se satisfagan las limitaciones estructurales y arquitectónicas. Por otro lado, para que la cimentación sea resistente, se debe verificar que no se presente falla por cortante en el suelo de apoyo. A esta resistencia límite en problemas de cimentaciones se le conoce como capacidad de carga.

Con objeto de conocer mejor el comportamiento de las cimentaciones de edificios durante sismos fuertes, se han desarrollado numerosas investigaciones en diversas partes del mundo. En el presente capítulo se describen algunas de las más sobresalientes en el campo de la determinación de la capacidad de carga sísmica. Como todos los modelos parten de la condición estática, se hace una breve revisión de ésta en cada uno. Los procedimientos, basados en estos modelos, para calcular los movimientos permanentes se describen al final de este capítulo.

### 2.1 Métodos de evaluación de la capacidad de carga

Conocer la capacidad de carga de una cimentación consiste en encontrar la carga,  $q$ , máxima que puede ponerse sobre ella, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. En la Fig 2.1 puede verse el problema de la capacidad de carga modelado a través de la balanza de Khristianovich. Lo que contrarresta a la carga  $q$  es el peso  $p = \gamma D$  (sobrecarga al nivel de desplante) que actúa al otro lado de la balanza y la resistencia del suelo la cual está representada por la fricción en las guías de la balanza.

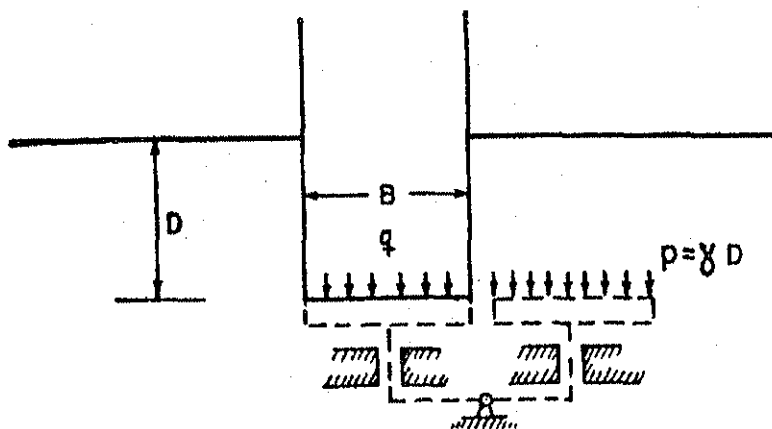


Fig 2.1 Balanza de Khristianovich

Se han desarrollado criterios para encontrar la capacidad de carga de las cimentaciones basados en las dos disciplinas de la mecánica del medio continuo: Teoría de la Elasticidad y Teoría de la Plasticidad, principalmente en esta última (Juárez y Rico, 1979).

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

La Teoría de la Elasticidad, haciendo algunas hipótesis, permite conocer los esfuerzos cortantes inducidos en la masa de suelo por un sistema de cargas externas. Por otro lado, es posible determinar la resistencia del suelo mediante pruebas de laboratorio. Si para todo punto del medio la resistencia es mayor que los esfuerzos cortantes, el suelo soportará las cargas impuestas. Si en algún punto se sobrepasa esta resistencia, se creará una zona plástica; sin embargo, la estabilidad seguirá garantizada. Si bajo estas condiciones se incrementan las cargas externas, se extenderá la zona plástica, posiblemente hasta que se forme una superficie de deslizamiento. La Teoría de la Elasticidad se ha aplicado poco, debido a sus propias limitaciones y a las dificultades matemáticas que su aplicación encierra.

La Teoría de la Plasticidad, por su parte, ha sido más fértil en su aplicación a los suelos que la de la Elasticidad, debido a que proporciona un mejor enfoque a un gran número de problemas. No obstante, debido a sus hipótesis tiene algunas limitaciones.

Se dice en Teoría de la Plasticidad que un estado de esfuerzos es estáticamente admisible cuando se satisfacen las condiciones de equilibrio, las de frontera impuestas por el problema concreto de que se trate y cuando el nivel de esfuerzos en todo punto es tal que la condición de fluencia no se ve sobrepasada.

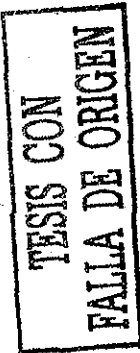
Por otro lado, un campo de velocidades de deformación es cinemáticamente admisible si proviene de un campo de velocidades de desplazamiento que satisfaga las condiciones de frontera, la condición de que la velocidad de deformación a lo largo de las líneas de falla sea nula, y que en dichas líneas, los desplazamientos normales sean iguales a los tangenciales por  $\tan\varphi$ , donde  $\varphi$  es el ángulo de fricción del material. A continuación se enuncian los teoremas límite de la Teoría de la Plasticidad.

**Primer teorema:** Entre todas las distribuciones de esfuerzos estáticamente admisibles, la distribución real es la que corresponde al factor de seguridad máximo.

**Segundo teorema:** Entre todos los campos de velocidades de deformación cinemáticamente admisibles, el campo real es el que corresponde al factor de seguridad mínimo.

El primer teorema permite calcular una cota inferior del sistema de cargas límite, por lo que, para cualquier valor de las cargas menor que las calculadas, el sistema es estable. El segundo permite calcular una cota superior; es decir, un sistema de cargas tal que cualquier otro con cargas mayores produce el colapso plástico de la estructura.

Si ambos teoremas se aplican, se tienen dos cotas entre las cuales deberá estar el sistema crítico real que produce el colapso de la estructura. Este método es conocido como *Análisis Límite*. En problemas donde ambas cotas coincidan, se tendrá una solución definitiva del problema, en materiales idealmente plásticos. En los procedimientos basados en el método de *Equilibrio Límite* 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 de 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 razonable precisión (Prandtl, 1921; Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1953; etc.).

### 2.1.1 Teoría y fórmula de Terzaghi

La capacidad de carga en condiciones estáticas de cimentaciones continuas superficiales con sobrecarga al nivel de desplante,  $q$ , cargadas verticalmente, puede obtenerse con la expresión de Terzaghi (1943):

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

donde  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son llamados factores de capacidad de carga. Aunque Terzaghi propuso una forma de obtener estos factores, las expresiones 2.2 a 2.4 son las más recientemente adoptadas para obtenerlos.

Para llegar a esta expresión Terzaghi usó el mecanismo de falla propuesto por Prandtl (1921) que se muestra en la Fig 2.2. Consideró un suelo homogéneo de peso volumétrico  $\gamma$ , con características de resistencia Mohr-Coulomb (cohesión,  $c$  y ángulo de fricción,  $\phi$ ) idealizado como un cuerpo rígido plástico. Terzaghi define una cimentación superficial como aquella en la que la profundidad de desplante,  $D_f$ , es menor que el ancho,  $B$ .

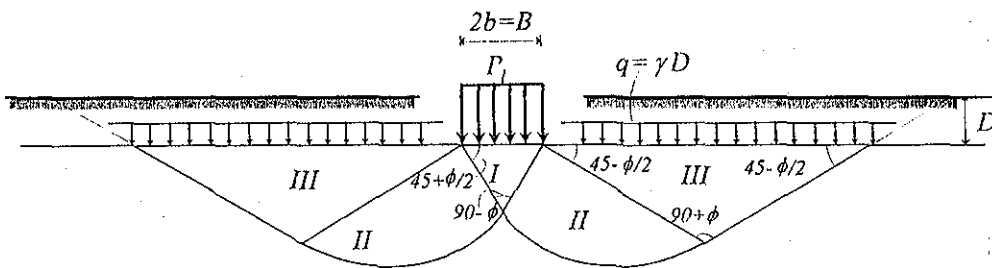


Fig 2.2 Mecanismo de falla propuesto por Prandtl

En el mecanismo se observan tres regiones: una triangular activa (región I) que se mueve hacia abajo, una triangular pasiva (región III) que se mueve hacia arriba y una de traza logarítmica (región II) que se mueve lateralmente conforme gira alrededor del extremo de la base de la cimentación. En esta última, las líneas de falla radiales son rectas y las tangenciales son logarítmicas (no considerando el peso del suelo). Para lograr el equilibrio estático, los factores de capacidad de carga para un suelo sin peso ( $\gamma = 0$ ), son (Jumikis, 1962):

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.3)$$

Cuando el peso del suelo es considerado, algunos resultados de Sokolovsky (1960), usando métodos numéricos, muestran que las líneas dentro de la región II se distorsionan. Una aproximación a una solución numérica propuesta por Vesic (1973) resultó en la expresión

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (2.4)$$

### 2.1.2 Aportaciones de Meyerhof a la Teoría de Terzaghi

Posteriormente, Meyerhof (1953) propone utilizar en la ecuación 2.1 un ancho reducido,  $B'$ , para cargas excéntricas. También, con base en resultados de laboratorio, sugiere unos factores de inclinación para incluir el efecto de cargas inclinadas en la cimentación (Fig 2.3).

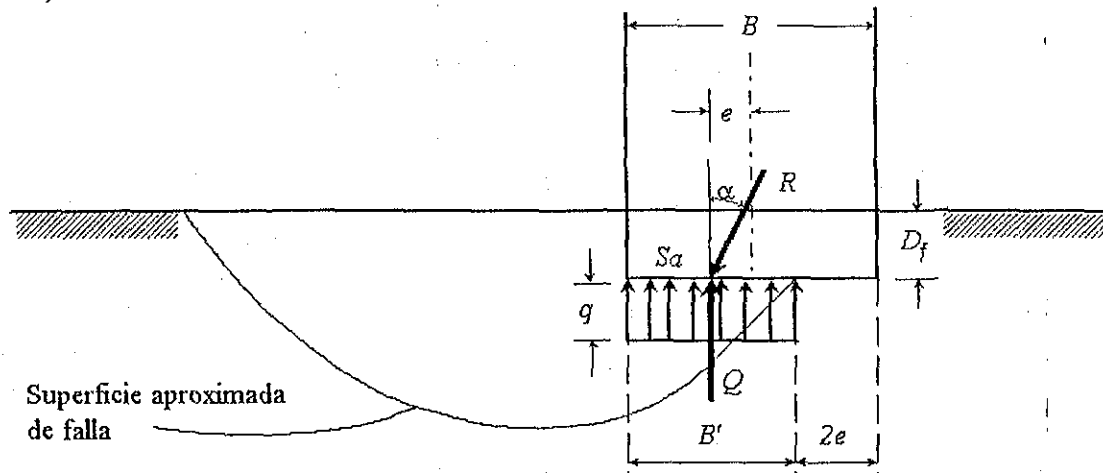


Fig 2.3 Reducción del ancho de la cimentación por excentricidad de la carga

La expresión para obtener la capacidad de carga en su forma más general resulta (Meyerhof, 1963):

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} \lambda_{ci} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i} \quad (2.5)$$

donde  $N_c$ ,  $N_q$  se calculan con las expresiones 2.2 y 2.3, y

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (2.6)$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Los  $\lambda_y$  son factores de forma, profundidad e inclinación, respectivamente, y se calculan como se explica a continuación.

Factores de forma para  $\varphi = 0^\circ$

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right) \quad \text{y} \quad \lambda_{qs} = \lambda_{rs} = 1 \quad (2.7)$$

Factores de forma para  $\varphi \geq 10^\circ$

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{y} \quad \lambda_{qs} = \lambda_{rs} = 1 + 0.1 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.8)$$

Factores de profundidad para  $\varphi = 0^\circ$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left( \frac{D_f}{B} \right) \quad \text{y} \quad \lambda_{qd} = \lambda_{rd} = 1 \quad (2.9)$$

Factores de profundidad para  $\varphi \geq 10^\circ$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{y} \quad \lambda_{qd} = \lambda_{rd} = 1 + 0.1 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.10)$$

Factores de inclinación de la carga actuante,  $\alpha_m$  (en grados):

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left( 1 - \frac{\alpha_m}{90^\circ} \right)^2 \quad (2.11)$$

$$\lambda_{ri} = \left( 1 - \frac{\alpha_m}{\varphi^\circ} \right)^2 \quad (2.12)$$

Alternativamente, DeBeer (1970) propone unas expresiones para calcular los factores de forma y Hansen (1970), para los factores de profundidad.

#### *Efecto de la velocidad de aplicación de la carga*

Por otra parte, se han hecho intentos por conocer el efecto de la velocidad de aplicación de la carga. Vesic (1965) logró observar que para velocidades de aplicación entre  $2.54 \times 10^{-3}$  y  $2.54 \times 10^{-2}$  cm/s, la capacidad de carga de suelos granulares alcanzaba un valor mínimo. El mismo autor recomendó, para tomar en cuenta este aspecto, reducir el ángulo de fricción en dos grados. En arcillas saturadas sucede lo contrario (Das, 1999): la resistencia no drenada aumenta al incrementarse la velocidad de deformación. Algunos

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

resultados de Carroll (1963) con arcilla de Buckshot muestran que la resistencia,  $c_u$ , en condiciones dinámicas es 1.5 veces mayor que en condiciones estáticas.

Otras investigaciones realizadas con arcilla de la ciudad de México muestran también que la resistencia a la falla bajo carga dinámica es mayor que la correspondiente en condiciones estáticas. Romo (1990) encontró que independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada,  $S_{ud}$ , varía entre 1.2 y 1.4 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas,  $S_u$ . Considerando una prueba de carga cíclica de compresión en la que se aumenta el esfuerzo desviador manteniendo constante el confinante, la relación entre ambas puede expresarse de la siguiente forma

$$S_{ud} = \frac{M_d(3 - M_e)}{M_e(3 - M_d)} S_u \quad (2.13)$$

donde  $M_d$  y  $M_e$  son, respectivamente, la pendiente de la envolvente de falla dinámica y la de la estática en un diagrama  $p$ - $q$  como se muestra en la Fig 2.4.

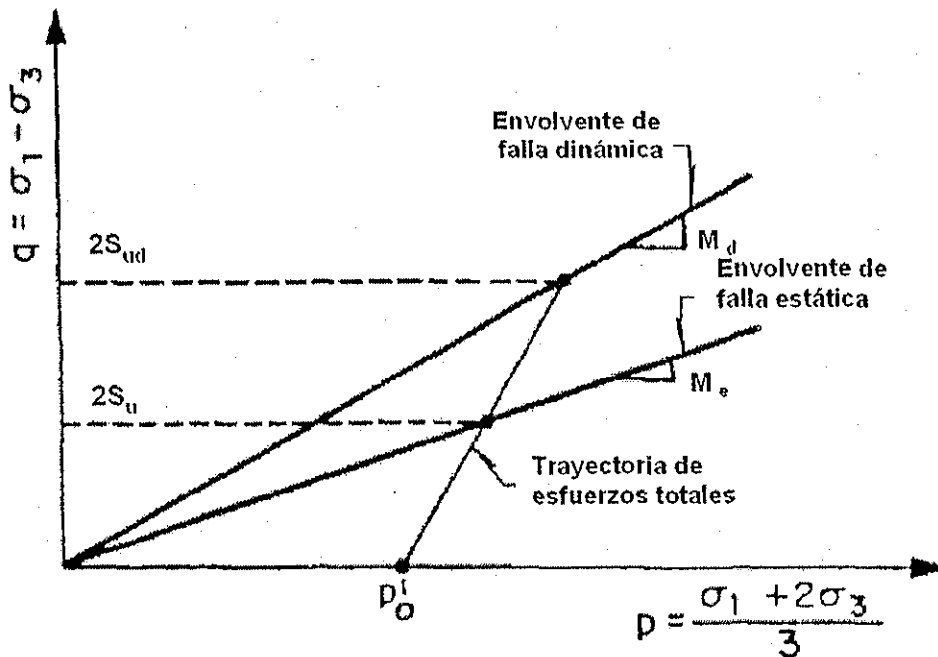


Fig 2.4 Resistencia a la falla dinámica en diagrama  $p$ - $q$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Por otro lado, las investigaciones de Romo (1990) muestran que la relación entre estas dos pendientes es

$$M_d = (1.25 \pm 0.05)M_e \quad (2.14)$$

### 2.1.3 Método de Sarma e Iossifelis (1990)

Sarma e Iossifelis (1990) estudiaron el efecto de la inercia de la masa de suelo bajo la cimentación y el de la sobrecarga en los factores de capacidad de carga en condiciones sísmicas de cimentaciones superficiales. Para ello propusieron una superficie de falla como la mostrada en la figura 2.5 cuya definición depende únicamente de los ángulos  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  y  $\alpha_4$ , que caracterizan las cuñas triangulares pasiva y activa. Los valores de estos ángulos son aquellos que proporcionan los mínimos factores de capacidad de carga. Entre ambas cuñas se localiza una zona de cortante cuyo límite inferior es una línea espiral logarítmica con centro en uno de los extremos de la base. Esta zona es dividida en varias cuñas definidas por cortes inclinados que pasan por el centro de la espiral.

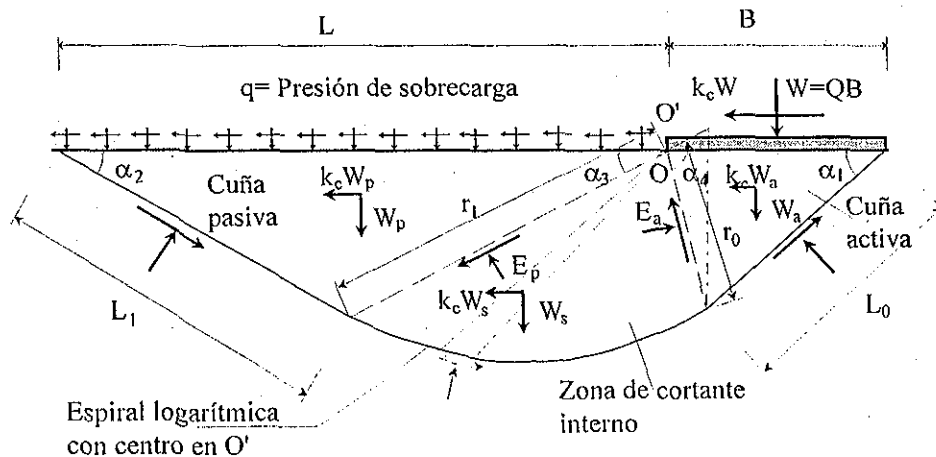


Fig 2.5 Mecanismo de falla propuesto por Sarma e Iossifelis

El mismo valor de aceleración se asume para el suelo y para la estructura. La fuerza sísmica en el suelo se hace intervenir tanto en las cuñas activa y pasiva, como en cada una de las de la zona de cortante. La carga sísmica en la estructura se representa mediante un cortante basal y no se considera momento de volteo por sismo.

Una vez que se propone una posible superficie de falla, partiendo de la condición de equilibrio límite de la cuña pasiva, se determina el empuje pasivo,  $E_p$ . El empuje en la base de la cuña activa,  $E_a$ , se determina a partir de plantear el equilibrio de cada una de las cuñas de la zona de cortante desde la cuña pasiva hasta la activa. Los autores encuentran una expresión para relacionar el empuje que le llega a cada cuña de la zona de cortante con aquél que se transmite a la siguiente cuña, que al diferenciarla e integrarla en



toda la zona, se obtiene una expresión para relacionar  $E_a$  con  $E_p$ . Después, por equilibrio límite de la cufia activa se obtiene el peso,  $W$ , por unidad de longitud que la cimentación puede soportar. Si se divide el peso entre el ancho se tendrá la capacidad de carga de la cimentación,  $\bar{Q}$ . La expresión resultante fue arreglada para dejarla en función de unos factores de capacidad, es decir, en el mismo formato de la expresión de Terzaghi. La capacidad de carga es, entonces, aquella que se obtiene con los factores mínimos.

Estos autores obtuvieron en su investigación que los valores de  $N_q$  concuerdan con los obtenidos por Sokolovski (1960) y por Meyerhof (1953); los de  $N_c$  se aproximan a los valores de Meyerhof, mientras que los de  $N_\gamma$  con ninguno concuerdan. Hicieron una serie especial de análisis cambiando de posición el centro de la espiral para ver si era posible obtener valores menores de estos factores, llegando a la conclusión que los valores de  $N_c$  y  $N_q$ , obtenidos antes de cambiar el punto, fueron los menores y que, por otro lado, sí era posible llegar a menores valores de  $N_\gamma$ .

Cambiando de posición el centro de la espiral se obtuvieron valores de  $N_\gamma$  muy cercanos a los obtenidos por Meyerhof, pero mayores a los de Sokolovski, quien usó líneas de corte no rectas. Sin embargo, cuando se considera fuerza horizontal actuante, los valores de este factor son menores que los de Meyerhof (líneas discontinuas en la Fig 2.6), lo que demuestra la importancia de la inercia del suelo.

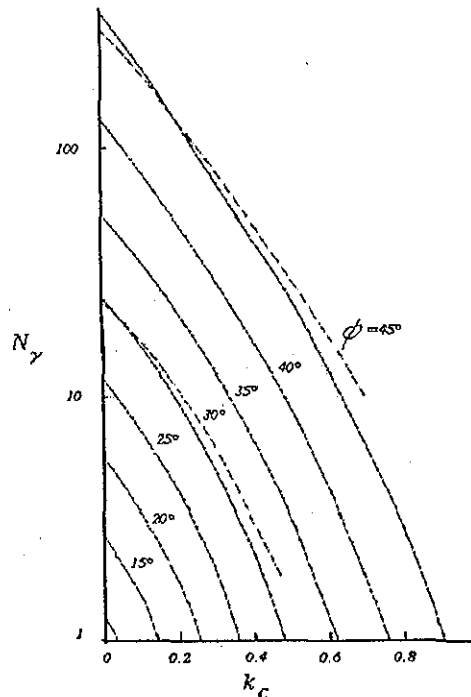


Fig. 2.6 Factor de capacidad de carga  $N_\gamma$ . Se presentan los resultados del procedimiento descrito con línea continua y los obtenidos por Meyerhof (1953) con línea discontinua

2.1.4 Método de Pecker y Salençon (1991)

Pecker y Salençon (1991) determinan la capacidad de carga sísmica de cimentaciones superficiales continuas dentro del campo de la teoría de la plasticidad sobre suelos arcillosos homogéneos que obedecen el criterio de resistencia isótropa de Tresca con cohesión, y con o sin resistencia a la tracción. El comportamiento del sistema suelo-cimentación es idealizado como elastoplástico perfecto. El vector de carga se conforma de cuatro componentes independientes: una fuerza vertical, una fuerza horizontal, un momento y la fuerza de inercia del suelo. Primero desarrollan un modelo para obtener la capacidad de carga bajo cargas estáticas excéntricas e inclinadas; posteriormente, éste es extendido para incluir el efecto de las fuerzas de inercia en el suelo. Propusieron y analizaron dos mecanismos cinemáticos, de los cuales se muestra uno en la Fig 2.7.

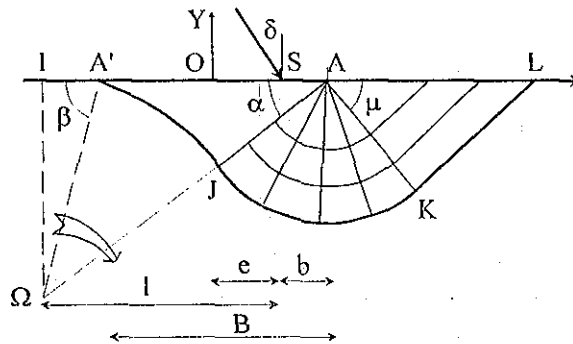


Fig 2.7 Mecanismo de falla propuesto por Pecker y Salençon

Según estos mecanismos se presenta una rotación con velocidad angular,  $\omega$ , alrededor del punto  $\Omega$  del sistema formado por la cimentación  $A'A'$  y el volumen de suelo bajo ésta,  $A'JA$ ; y un campo de velocidad puramente tangencial en el sector circular  $AJK$  y en el triángulo  $ALK$ . Ambos mecanismos difieren en la posición del punto de rotación  $\Omega$ . Los resultados usando las expresiones derivadas de estos mecanismos se muestran en gráficas como las de la figura 2.8, en donde puede observarse la relación entre las fuerzas verticales y horizontales que pueden aplicarse a una cimentación en un estado de equilibrio.

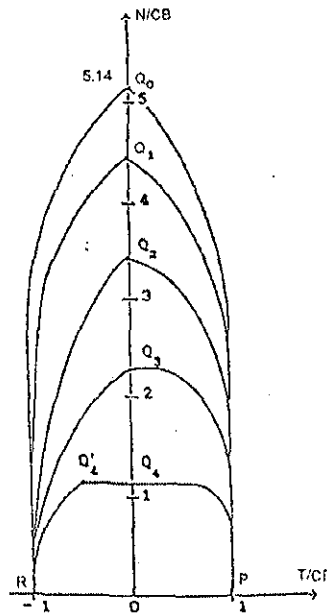


Fig 2.8 Relación entre las fuerzas normales,  $N$ , y horizontales,  $T$ , en una cimentación en un dominio de comportamiento elástico (Pecker y Salençon, 1991)

En la extensión de su modelo para incluir las fuerzas de inercia en el suelo, obtienen otras expresiones cuyos resultados se muestran en gráficas como la de la figura 2.9. En ellas se puede observar cómo, para una fuerza normal dada, la máxima fuerza horizontal que puede aplicarse a la cimentación se reduce al incrementarse su elevación  $H$  y la fuerza sísmica horizontal en el suelo.

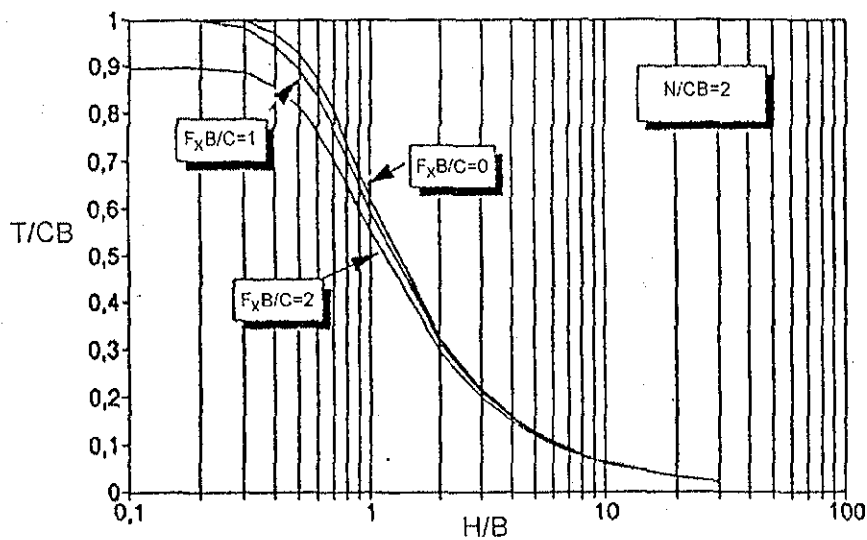


Fig 2.9 Fuerza horizontal máxima en función de su elevación y de la fuerza sísmica en el suelo

Los autores encuentran en su investigación que para valores elevados de la fuerza normal en la cimentación, el efecto de la fuerza sísmica en el suelo es muy importante incluso para valores pequeños de esta última, debido a que la cimentación está más próxima a su condición de equilibrio límite. Cuando la fuerza normal es tal que el factor de seguridad es mayor o igual que 3.0, el efecto de la fuerza sísmica es casi despreciable.

2.1.5 Método de Richards et al. (1993)

Una simplificación útil al mecanismo de Prandtl, la cual se muestra en la Fig 2.10, permite eliminar la región II de traza logarítmica (Richards et al., 1993) concentrando la transferencia de esfuerzos en la línea AC (mecanismo de Coulomb). Esta línea puede imaginarse como un muro de retención sobre el que la región I aplica un empuje activo  $P_A$  contra la resistencia pasiva  $P_p$  de la región III.

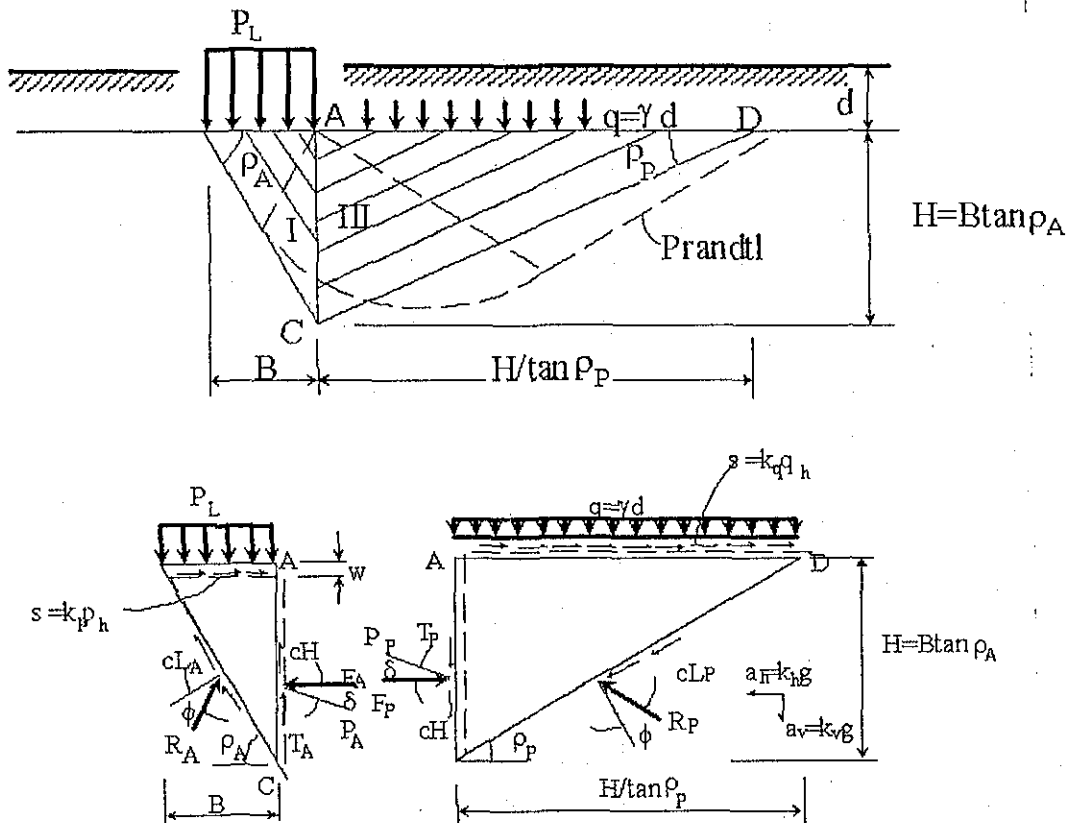


Fig 2.10 Mecanismo de falla de Coulomb

Con este mecanismo simplificado y haciendo un equilibrio de fuerzas en la línea AC, se puede obtener el factor  $N_q$  considerando únicamente la sobrecarga ( $c = \gamma = 0$ ). Asimismo, tomando en cuenta solamente el peso del suelo bajo la cimentación ( $q = c = 0$ ) puede obtenerse el valor  $N_\gamma$ . Las expresiones para obtener estos valores son:

$$N_q = \frac{K_p}{K_A} \quad N_\gamma = \tan \rho_A \left( \frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \quad (2.15)$$

En estas expresiones, los coeficientes de presión de tierra con fricción en el muro son (Tschebotarioff, 1951):

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right\}^2} \quad K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right\}^2} \quad (2.16)$$

y los ángulos críticos de ruptura (Fig 2.10) son

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{[\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)]^{0.5} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\} \quad (2.17)$$

$$\rho_p = -\varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{[\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)]^{0.5} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\} \quad (2.18)$$

Con un valor de  $\delta = \frac{\varphi}{2}$  se obtiene una muy buena correlación entre los factores de capacidad obtenidos con este mecanismo y con el de Prandtl.

La virtud de este mecanismo de Coulomb es que puede ser extendido para considerar las fuerzas sísmicas  $k_h \gamma$  y  $k_v \gamma$  debidas a las aceleraciones  $k_h g$  y  $k_v g$ , las cuales en el caso estático fueron nulas. El equilibrio de fuerzas en la línea AC da como resultado las contrapartes sísmicas de las ecuaciones 2.16 a 2.18.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad (2.19)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad (2.20)$$

y

$$\rho_{AE} = a + \tan^{-1} \left\{ \frac{[(1 + \tan^2 a)(1 + \tan(\delta + \theta) \cot a)]^{0.5} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan a + \cot a)} \right\} \quad (2.21)$$

$$\rho_{PE} = -a + \tan^{-1} \left\{ \frac{[(1 + \tan^2 a)(1 + \tan(\delta - \theta) \cot a)]^{0.5} + \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan a + \cot a)} \right\} \quad (2.22)$$

donde

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad \text{y} \quad a = \varphi - \theta \quad (2.23)$$

El resultado de estas expresiones se sustituye en la 2.15 para obtener los valores de  $N_q$  y  $N_\gamma$ , mientras que el valor de  $N_c$  se obtiene con la 2.3 sin una real justificación. Estos autores recomiendan investigar la degradación sísmica de la componente cohesiva de la capacidad de carga, particularmente para altas intensidades de aceleración.

En la Fig 2.11 puede observarse la influencia de la intensidad de la aceleración sísmica  $\tan \theta$  en a) los ángulos de los triángulos del mecanismo de falla (ecuaciones 2.21 y 2.22); b) los coeficientes activos y pasivos (ecuaciones 2.19 y 2.20); y c) la geometría del mecanismo de falla para  $\tan \theta = 0.3$ . Puede verse que conforme la intensidad de aceleración crece, los ángulos se reducen, tornándose el mecanismo más superficial y local.

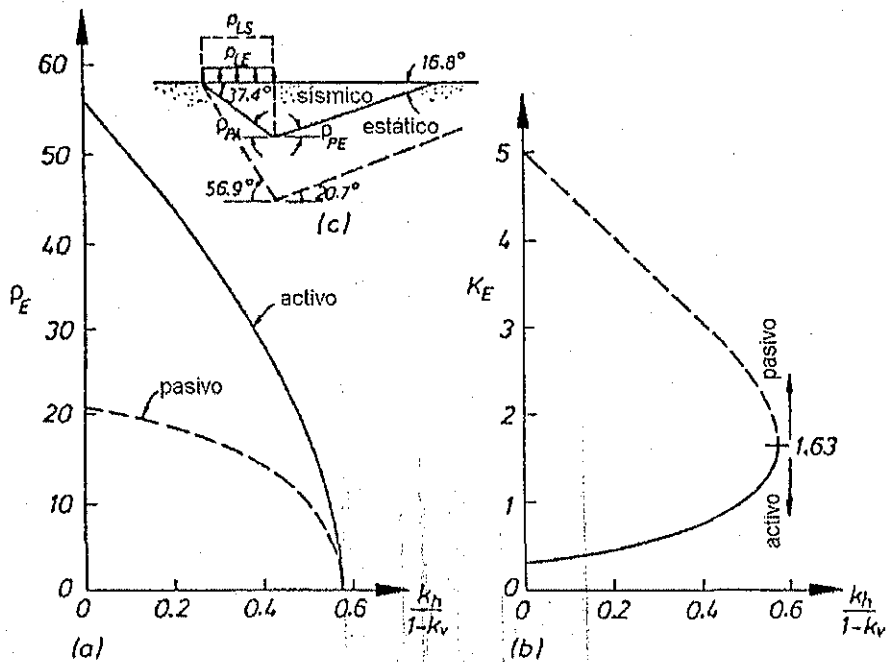


Fig 2.11 Análisis sísmico, Método de Mononobe - Okabe

En la Fig 2.12 se muestran los cocientes de factores de capacidad de carga sísmicos,  $N_{iE}$ , con respecto a los estáticos,  $N_{iS}$ , para diferentes valores de intensidad de aceleración. En ella puede notarse el dramático decrecimiento de tales factores y, por ende, de la capacidad de carga, incluso para niveles moderados de aceleración tales como  $k_h = 0.25$ . Nótese cómo para  $\varphi = 10^\circ$  la capacidad de carga desaparece enteramente para  $k_h = 0.176$ .

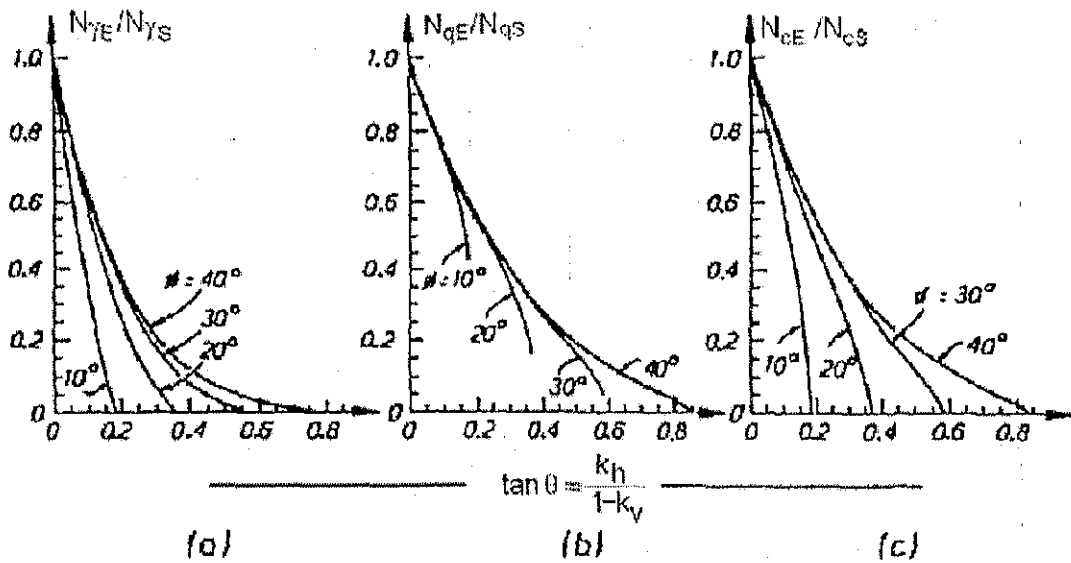


Fig 2.12 Relaciones de factores de capacidad de carga sísmica respecto a los estáticos (Richards et al, 1993)

### 2.1.6 Método de Romo y García (1995)

Suponiendo un comportamiento rígido plástico a lo largo de una superficie de falla espiral logarítmica, Romo y García (1995) hacen un equilibrio de momentos actuantes y resistentes con respecto al centro de la espiral (Fig 2.13) para deducir una expresión con la cual calculan la capacidad de carga.

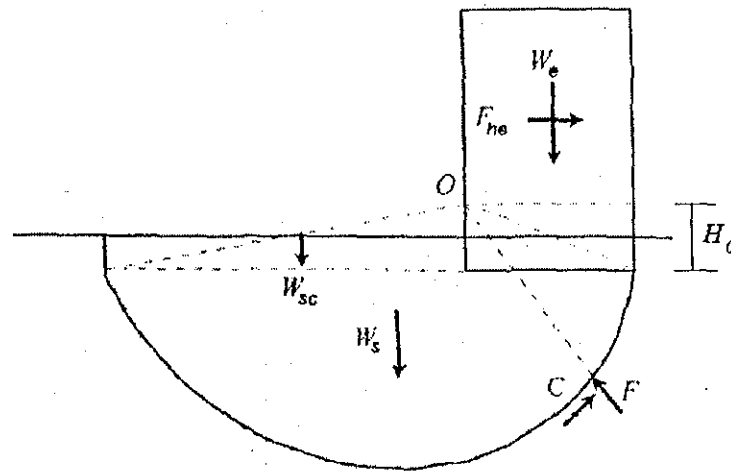


Fig 2.13 Modelo de Romo y García, fuerzas que participan en el equilibrio de momentos

Los momentos que actúan son: el debido al peso  $W_e$  de la estructura,  $M_{we}$ , y el debido a la fuerza  $F_{he}$  de inercia horizontal,  $M_{he}$ . Los momentos que resisten son: el debido a la resistencia  $c$  en la superficie de falla,  $M_c$ ; el debido al peso  $W_s$  de la cuña de suelo,  $M_{ws}$ , y el debido al peso  $W_{sc}$  del suelo adyacente que gravita sobre la superficie horizontal de desplante,  $M_{sc}$ . Estas fuerzas son representadas en la Fig 2.13. En las expresiones de los momentos actuantes aparece la presión que se le aplica al suelo en el instante incipiente de falla. Esta presión es la capacidad de carga, la cual al ser despejada de la ecuación de equilibrio resulta ser:

$$q = \frac{2}{B} \left( \frac{1}{B + (a_e/g)(H_e - 2H_0)} \right) \sum M_R \quad (2.24)$$

Donde  $B$  y  $H_e$  son el ancho y la altura de la estructura, respectivamente;  $a_e$  es la aceleración en el centro de masa de la misma;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $H_0$  la altura del centro de la espiral y

$$\sum M_R = M_c + M_{ws} + M_{sc} \quad (2.25)$$

El centro de la espiral, como se observa en la Fig 2.13, se localiza sobre la vertical que pasa por el extremo opuesto a aquél de donde parte la espiral, a una altura  $H_0$  respecto de la base de la estructura, la cual se calcula de acuerdo con la posición que dé la condición de estabilidad más crítica, para un cierto valor de aceleración.

Como resultado, además de proporcionar una expresión para calcular la capacidad de carga sísmica, encuentran que esta capacidad se reduce al aumentar la aceleración a la



que se somete la estructura ( $\alpha_e$ ), debido, por una parte, a que el valor de esta última aparece en el denominador de la ecuación 2.24; y por otra, a que el mecanismo adopta una geometría más crítica en la que se reducen los momentos resistentes. Los autores hicieron algunos análisis con la expresión obtenida para resaltar la influencia de algunos parámetros en la posición del centro de giro,  $H_0$ . Entre los parámetros analizados se encuentran la relación de esbeltez, la aceleración horizontal sufrida por el edificio, el ángulo de fricción interna, etc. Los resultados fueron presentados en gráficas como la que se muestra en la figura 2.14, en la que se observa que, para diferentes relaciones de esbeltez,  $H_0$  se reduce al aumentar la fuerza sísmica en el edificio.

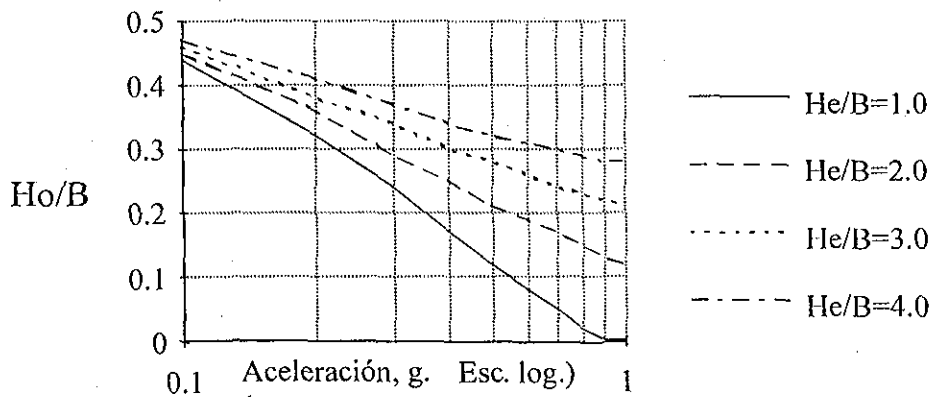


Fig 2.14 Curvas  $H_0/B$  para  $\varphi = 10^\circ$

Para estimar la máxima aceleración en la estructura, la cual es necesario conocer para usar este modelo, tomando en cuenta su flexibilidad, se puede evaluar su periodo natural y usar este valor en el espectro de diseño (p.e. el espectro reglamentario o un espectro de sitio). Para el caso en que los modos superiores del edificio influyan, el valor de  $\alpha_e$  puede evaluarse usando superposición modal.

## 2.2 Métodos de evaluación de asentamientos por sismo

### 2.2.1 Método de Sarma e Iossifelis (1990)

Para una carga vertical dada, las gráficas de la figura 2.6 proporcionan la aceleración horizontal crítica,  $k_c$ , que una cimentación puede soportar sin falla. Si durante un sismo, la aceleración máxima,  $k_m$ , que representa el cortante basal es mayor que la crítica, el desplazamiento de la cimentación puede obtenerse usando la técnica de bloque deslizante con la cual se llega a la siguiente expresión

$$\frac{1}{C} (4x_m / k_m g T^2) = 1.07 - 3.83 \frac{k_c}{k_m} \quad (2.26)$$

donde  $x_m$  es el máximo desplazamiento de bloque deslizante,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $T$  es el periodo fundamental de la estructura o el del subsuelo, el que sea mayor,

$$C = \cos(\varphi - \beta) / \cos \varphi \quad (2.27)$$

y  $\beta$  es la inclinación equivalente de la superficie de deslizamiento. El uso de la técnica desarrollada en esta investigación está restringido para suelos secos no cohesivos que no pierden resistencia con la deformación. En presencia de cohesión,  $c$  y sobrecarga,  $q$ , el valor de  $k_c$  puede obtenerse por iteración.

### 2.2.2 Método de Richards et al. (1993)

Mientras que en condiciones estáticas la falla se presenta súbitamente con desplazamientos importantes, en condiciones sísmicas la falla tiene lugar cuando la intensidad de aceleración rebasa un cierto valor límite,  $k_h^*$ . Dado que durante un sismo el valor de la aceleración está cambiando, la situación anterior sólo se presenta para un cierto número de lapsos pequeños. Estas pequeñas y recurrentes fallas se traducen en asentamientos. Richards et al. (1993) consideran que construir las cimentaciones para mantenerlas debajo de la aceleración crítica,  $k_h^*$ , y de esta forma evitar los asentamientos por sismo elevaría excesivamente los costos y para sismos fuertes sería prohibitivo. Por lo anterior, resulta conveniente diseñar por desplazamientos.

El mecanismo de Coulomb usado por estos autores permite una adaptación de la técnica del bloque deslizante (usado por ellos mismos para muros de contención) para el cálculo de desplazamientos de cimentaciones por sismo. La hipótesis usual de esta técnica establece que una vez que el movimiento comienza, éste continúa a aceleración constante hasta que la velocidad relativa entre los bloques deslizantes y el resto del suelo llega a cero. Integrando la velocidad relativa se obtiene el desplazamiento a lo largo de la superficie de deslizamiento para un pulso en particular. Así, el asentamiento en un sismo real, tiene lugar en forma incremental y se calcula como el desplazamiento en la superficie de deslizamiento por la tangente de  $\rho_{AE}$ . De esta forma, obtienen una expresión para el cálculo de desplazamientos

$$\Delta = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left| \frac{k_h^*}{A} \right|^{-4} \quad (2.28)$$

donde  $V$  y  $A$  son, respectivamente, la velocidad máxima y el coeficiente de aceleración de diseño y  $g$  es la aceleración de la gravedad. Considerando que los desplazamientos se presentan en dos direcciones, el asentamiento esperado es

$$w = 2\Delta \tan \rho_{AE} \quad (2.29)$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

### 2.2.3 Método de Romo y García (1995)

El modelo desarrollado por Romo y García (1995) para calcular la capacidad de carga en condiciones sísmicas fue la base para el desarrollo de un procedimiento para calcular los asentamientos por sismo.

Considerando que la aceleración  $a_e$  varía de manera aleatoria durante la acción del sismo, se tendrá que  $H_0$  y su correspondiente superficie de falla estarán también modificándose. Por simplicidad de los cálculos, estos autores decidieron adoptar el valor de  $H_0$  correspondiente a la aceleración máxima del sismo y conservarla en la duración de éste.

Cuando se alcance a desarrollar una superficie de falla, el sistema cuña de suelo-estructura rotará como cuerpo rígido respecto al centro de la espiral (ahora centro de giro) hasta que los momentos resistentes logren reestablecer el equilibrio. 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 con respecto al centro de giro contrario, hasta que se logre reestablecer el equilibrio por disminución en las fuerzas de inercia que impone la estructura. Este mecanismo conduce a una sucesión alternada de rotaciones en la estructura, cuya base describe un movimiento de zigzag, acumulando asentamientos totales y diferenciales entre uno y otro extremos de la misma.

En un instante en que la estructura esté girando aparece un momento de inercia de la masa en movimiento,  $M_{is}$  y un momento actuante debido al incremento del brazo de palanca del peso del edificio  $M_{sd}$ . Planteando el equilibrio dinámico de momentos y arreglando términos, resulta una ecuación diferencial no homogénea de segundo orden

$$\frac{\gamma_s}{g} J_0 \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} + \left( W_s \bar{y} - \frac{qBH_e}{2} \right) \psi = \left( \frac{qB^2}{2} + \frac{qBa_e}{2g} (H_e - 2H_0) - \sum M_R \right) \quad (2.30)$$

donde

$\psi = \psi(t)$ , es el giro del edificio en grados en un instante  $t$ ,

$\gamma_s$ , es el peso específico del suelo,

$\frac{\gamma_s}{g} J_0$ , Momento polar de inercia de la masa de la cuña de suelo

$\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2}$ , es la aceleración angular del sistema

que expresa la ecuación de movimiento de un sistema de un grado de libertad.

Esta ecuación se resuelve en el dominio del tiempo, mediante el método de integración directa de Newmark con aceleración media constante. Se obtuvo, con lo anterior, un procedimiento para calcular asentamientos y giros.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Con este procedimiento analizaron cinco casos historia de edificios que sufrieron asentamientos significativos durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México. En cuatro de estos casos lograron estimar asentamientos relativamente similares a los medidos. Sólo en un caso el análisis subestimó demasiado el asentamiento, y fue precisamente el único en que se tenía un factor de seguridad mayor que 2.0. Con base en lo anterior concluyeron que su procedimiento encuentra aplicabilidad en cimentaciones con factores de seguridad menores que 2.0. También desprendieron de sus análisis que este número parece ser un umbral de comportamiento, de tal forma que para una cimentación con factor de seguridad mayor que 2.0 los asentamientos son despreciables. Sin embargo, recomiendan que esto último sea sostenido con el análisis de más casos historia y estudios teóricos.

En la figura 2.15 se comparan los asentamientos totales medidos en los dos extremos de uno de los edificios analizados con los obtenidos del procedimiento. Se incluyen dos curvas (teóricas) que ilustran el efecto de la aceleración horizontal en los asentamientos de los dos extremos.

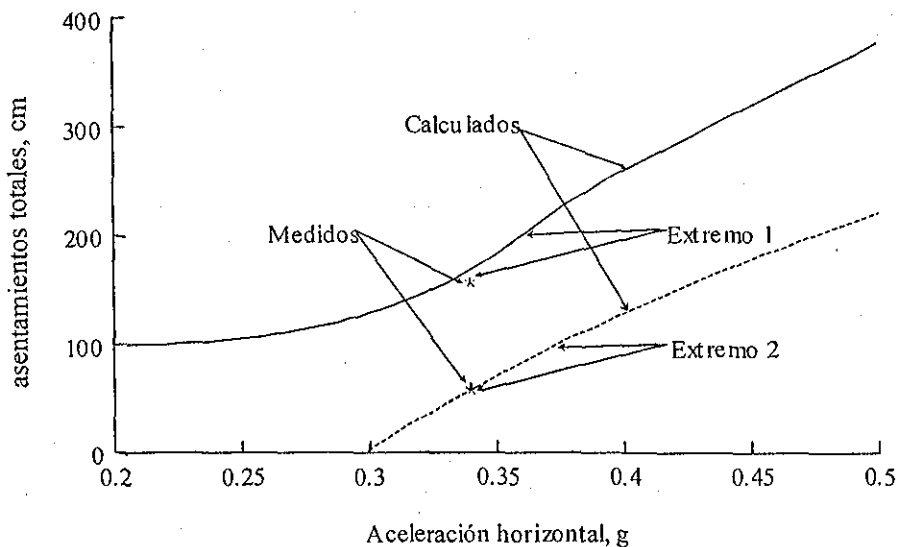


Fig 2.15 Efecto de la aceleración horizontal en los asentamientos

TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN

### 3. Modelo teórico propuesto

#### 3.1 Introducción

Los sismos de septiembre de 1985 ocasionaron hundimientos totales y diferenciales importantes e incluso el colapso de un gran número de edificios de la ciudad de México. Por otro lado, algunos edificios no sufrieron falla estructural alguna. Estas deformaciones permanentes, de acuerdo con Romo y García (1995) y los resultados incluidos en esta tesis, se atribuyen a falla por capacidad de carga de la cimentación que se presenta varias veces durante el temblor por pequeños intervalos de tiempo. La dirección de la falla es aquella en la que se combinan en la forma más desfavorable la acción sísmica y la geometría de la cimentación.

La observación de abultamientos en el pavimento a mitad de calle frente a algunos edificios hundidos, refuerza la idea de que el fenómeno fue el resultado de la acumulación de pequeños giros del sistema edificio-cimentación-suelo de apoyo que, en forma de zigzag, fueron presentándose durante el sismo (Fig 3.1).

En esta investigación el problema se resuelve mediante un enfoque bidimensional, aunque sí se consideran el ancho y la longitud de la cimentación. La acción del sismo se reduce a una fuerza que cambia de magnitud y sentido, durante la acción del mismo, dependiendo del valor de la aceleración, aplicada en el centro de masa de la estructura (fuerza de inercia). De acuerdo con este modelo, cuando la fuerza sísmica va hacia la izquierda (Fig 3.1a) se forma una potencial superficie crítica de falla de tipo espiral logarítmica (si el suelo es cohesivo-friccionante) que se extiende hacia la derecha. Admitiendo la posibilidad de giro con respecto al centro de esta espiral se considera la aparición de momentos actuantes y resistentes cuyos valores varían durante la acción de la excitación. Habrá giro sólo cuando los momentos actuantes sean mayores que los resistentes y cesará cuando la comparación favorezca a los resistentes. Cuando la excitación cambie de sentido (Fig 3.1b) se desarrollará una superficie de falla complementaria hacia la izquierda y el giro, si se presenta, será hacia la derecha.

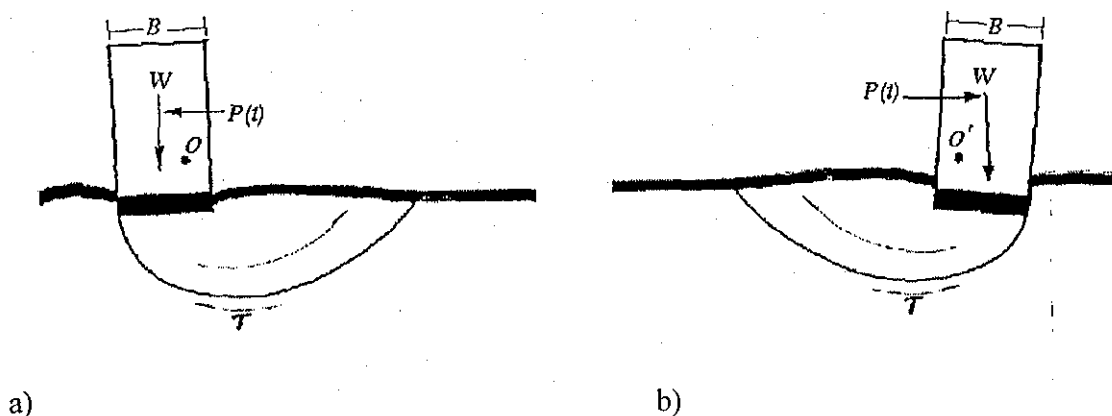


Fig 3.1 Conceptualización de los hundimientos de una cimentación por sismo

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### Hipótesis

El subsuelo es un medio rígido-plástico, semiinfinito, homogéneo, isótropo e incompresible durante el evento sísmico. La falla se considera de tipo rígido-plástica, por lo que no se cuantifican las deformaciones elásticas antes de que se presenten los giros permanentes, ni endurecimientos por deformación una vez que los giros se produzcan. Bajo la hipótesis de que el suelo es semiinfinito, se descarta la influencia de las fronteras en el desarrollo de las líneas de falla tanto hacia abajo como hacia los lados. Considerando el suelo homogéneo, se evita manejar estratos con diferentes valores de resistencia y peso volumétrico, facilitando así, el álgebra de las expresiones (para la zona del lago esta hipótesis es muy cercana a la realidad). Asumiendo isotropía, se logra tener el mismo valor de resistencia a lo largo de toda la superficie de falla cualquiera que sea el sentido de ésta. Finalmente, para favorecer que se alcance la falla al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie, por una parte y que no haya cambio de volumen, por otra, se considera el suelo incompresible.

El edificio se considera rígidamente acoplado a la cimentación durante la acción del sismo. Las fuerzas de inercia se obtienen de la respuesta de la estructura, considerando su interacción con el suelo, en el tiempo representada por los movimientos de un punto representativo de la respuesta del edificio situado a una altura,  $H_{eq}$ .

La superficie de falla es una espiral logarítmica debido a que este tipo de curvas (ecuación 3.11) son las únicas que cumplen con la condición de intersección de familias de falla en ángulos de  $90 \pm \phi$ . La resistencia en ella está dada por la resistencia no drenada al esfuerzo cortante que actúa a lo largo de dicha superficie. El centro de giro del sistema suelo-estructura coincide con el de la espiral logarítmica.

En esta investigación se consideró que el centro de giro cambia de posición tanto vertical como horizontalmente dependiendo de la magnitud de la fuerza de inercia causada por la acción del sismo. Por lo tanto, la superficie de falla se modifica en función de las fuerzas inerciales, aspecto nunca tomado en cuenta en los diseños dinámicos de las cimentaciones. De hecho, esto no se considera en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Otra contribución consiste en estudiar la importancia del aspecto tridimensional de la resistencia del suelo adicionando las fuerzas que se generan en las caras anterior y posterior del bloque deslizante y considerando la longitud total de la estructura. También, se consideró otra forma de calcular la aportación de los pilotes a la estabilidad de la estructura durante la ocurrencia de sismos. Además, se considera la inercia del edificio al giro y la del suelo adyacente; en el método de Romo y García (1995), sólo se tomaba la inercia del suelo comprendido entre la línea horizontal de desplante y la superficie de falla.

El efecto de la aceleración vertical se toma en cuenta incluyendo la inercia vertical considerando que el 30 % de la aceleración horizontal, actúa en el sentido vertical.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En este capítulo se presenta el desarrollo completo de las expresiones para calcular la capacidad de carga en condiciones sísmicas y la ecuación diferencial de movimiento para el cálculo de los asentamientos, incluyendo las modificaciones mencionadas en este apartado.

### 3.2 Capacidad de carga

En esta sección se desarrolla una expresión que permite calcular la capacidad de carga de una cimentación en condiciones estáticas, pseudoestáticas y sísmicas.

La geometría del problema es la que se presenta en la Fig 3.2. En ella aparece una estructura de altura total,  $H_e$ , de ancho,  $B$ , longitud,  $L$ , desplantada a una profundidad  $D_f$  en un suelo con peso volumétrico  $\gamma_s$ , con parámetros de resistencia Mohr-Coulomb,  $c$  y  $\phi$  (en términos de esfuerzos totales), y que cumple con las hipótesis antes mencionadas.

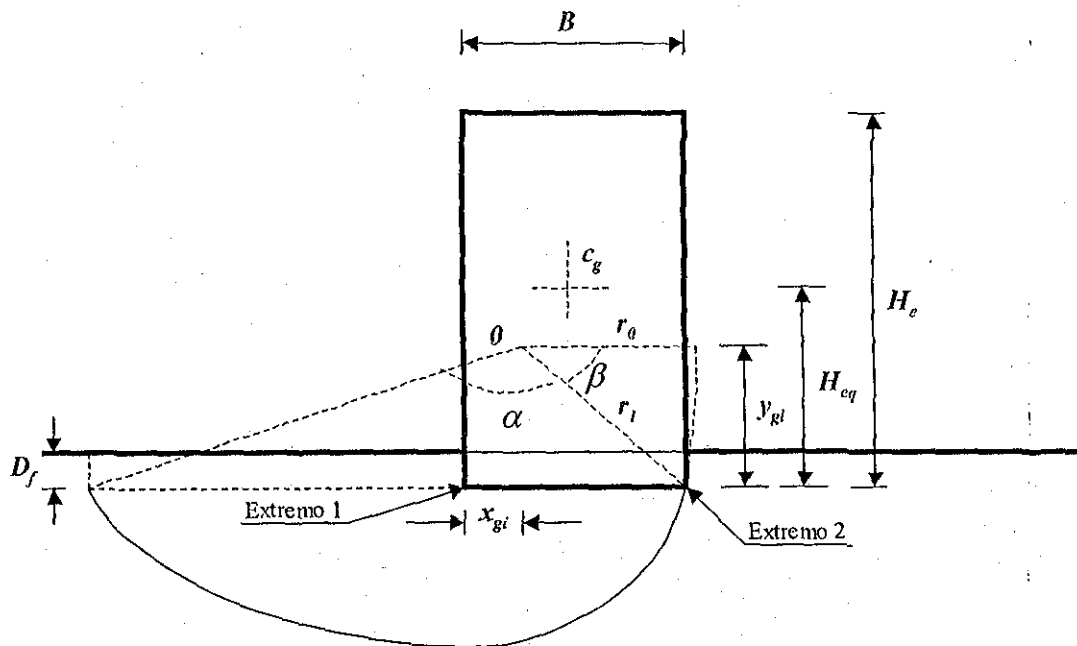


Fig 3.2 Parámetros geométricos

En el sistema actúan la fuerza sísmica horizontal,  $F_{he}$ , y el peso de la estructura,  $W_e$ , y se contraponen la resistencia en la superficie de falla, el peso del suelo adyacente que gravita sobre la superficie horizontal de desplante,  $W_{sa}$ , y el peso del bloque de suelo que se desliza junto con el edificio,  $W_s$ , como se muestra en la Fig 3.3.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

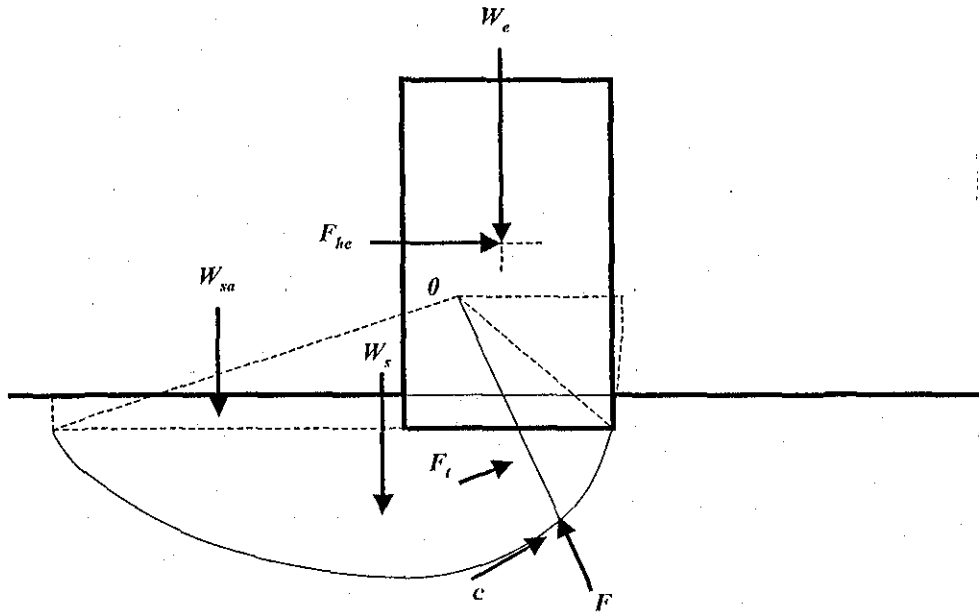


Fig 3.3 Fuerzas actuantes

La presión transmitida al suelo por la estructura es

$$q = \frac{W_e}{BL} \quad (3.1)$$

de donde

$$W_e = qBL \quad (3.2)$$

Por otro lado, el peso del edificio se puede expresar como:

$$W_e = m_e g \quad (3.3)$$

donde

$m_e$ , es la masa del edificio y  
 $g$ , es la aceleración de la gravedad

Despejando la masa del edificio

$$m_e = \frac{qBL}{g} \quad (3.4)$$

Si súbitamente el semiespacio se desplaza horizontalmente con una aceleración lineal,  $a$ , aparece una fuerza de inercia horizontal en la estructura, en sentido opuesto al

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



movimiento del semiespacio, cuya magnitud es igual al producto de la masa  $m_e$  por la aceleración de la misma  $a_e$

$$F_{he} = m_e a_e = \frac{qBL}{g} a_e \quad (3.5)$$

Cuando la fuerza sísmica es hacia la derecha considere que la posición del centro de giro en un instante  $i$  está dada por las coordenadas  $x_{gi}$  y  $y_{gi}$  con respecto al extremo I del edificio como se muestra en la Fig 3.2. La diferencia en las abscisas entre el punto de aplicación de la fuerza y el centro de giro está dada por la expresión

$$x_d = \frac{B}{2} - x_{gi} = \frac{B - 2x_{gi}}{2} \quad (3.6)$$

Y la diferencia en las alturas de los mismos puntos es

$$y_d = H_{eq} - y_{gi} \quad (3.7)$$

en donde  $H_{eq}$  es la altura del punto de aplicación de la fuerza sísmica (centro de masa del edificio).

Los momentos actuantes son, por lo tanto:

El debido al peso de la estructura

$$M_{awe} = W_e x_d = qBL \left( \frac{B - 2x_{gi}}{2} \right) \quad (3.8)$$

y el debido a la fuerza horizontal

$$M_{afh} = F_{he} y_d = \frac{qBL}{g} a_e y_d \quad (3.9)$$

Cuando el edificio está inclinado, el momento debido al peso de la estructura se incrementa en un lado y se reduce en otro. Este incremento se puede calcular con la expresión

$$M_{aie} = W_e H_{eq} \psi = qBL H_{eq} \psi \quad (3.10)$$

Donde  $\psi$  es el ángulo de inclinación del edificio considerado positivo en el sentido de las manecillas del reloj de acuerdo con la Fig 3.4.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

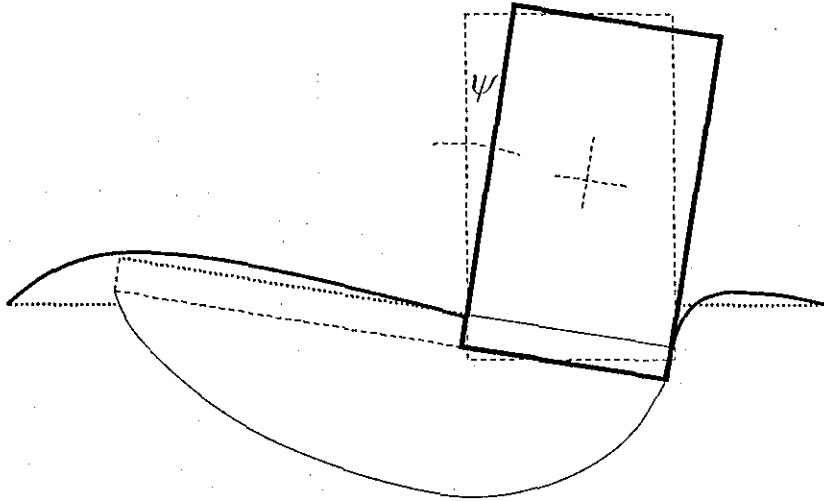


Fig 3.4 Ángulo girado

La línea de la Fig 3.2 que representa la superficie de falla tiene como ecuación (en coordenadas polares  $(r, \theta)$  con respecto al centro de giro y a una línea horizontal que pasa por él):

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (3.11)$$

de donde el radio inicial de la espiral es

$$r_0 = \frac{r_1}{e^{\beta \tan \varphi}} \quad (3.12)$$

en la que

$$r_1 = \sqrt{(B - x_{gf})^2 + y_{gf}^2} \quad (3.13)$$

y  $\beta$  es el ángulo que forma  $r_1$  con la horizontal, el cual se obtiene con la expresión

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{y_{gf}}{B - x_{gf}} \right) \quad (3.14)$$

Con el radio inicial de la espiral,  $r_0$ , se calculan los momentos resistentes con las siguientes expresiones (ver deducción en los apéndices A.1 y A.2):

Para el momento debido a la resistencia en la superficie de falla, se utiliza

$$M_{r_{sf}} = \frac{c r_0^2 L}{2 \tan \varphi} \left[ e^{2(\alpha + \beta) \tan \varphi} - e^{2\beta \tan \varphi} \right] \quad (3.15)$$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

en la que  $\alpha$  es el sector de la espiral que se desarrolla bajo la superficie de desplante (ángulo barrido, ver Fig 3.2).

El momento que resiste la cuña de suelo desplazada, se obtiene con

$$M_{rcd} = \frac{\gamma_s r_0^3 L}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} \left[ e^{3\beta \tan \varphi} (\sin \beta + 3 \cos \beta \tan \varphi) - e^{3(\alpha + \beta) \tan \varphi} (\sin(\alpha + \beta) + 3 \cos(\alpha + \beta) \tan \varphi) \right] - \frac{\gamma_s y_{gi} L}{6} [B_1^2 - (B - x_{gi})^2] \quad (3.16)$$

donde

$$B_1 = -r_0 e^{(\alpha + \beta) \tan \varphi} \cos(\alpha + \beta) \quad (3.17)$$

es la distancia horizontal del centro de giro al punto de intersección de la línea horizontal de desplante con la superficie de falla.

El momento resistente que soporta el suelo adyacente que gravita sobre la superficie horizontal de desplante, está dado por la expresión

$$M_{rsa} = \frac{\gamma_s D_f L}{2} (B_1^2 - x_{gi}^2) \quad (3.18)$$

Como puede verse, la longitud,  $L$ , aparece en todas las expresiones de los momentos mencionados. Para un análisis bidimensional puede considerarse la longitud real o una longitud unitaria, incluso podría simplificarse de todas las expresiones.

Para tomar en cuenta el efecto tridimensional geométrico en forma muy simplista, se considera la longitud real de la cimentación y el volumen de material desplazado se asemeja a un bloque que desliza. Debe adicionarse, por tanto, la resistencia en las caras laterales del bloque. El momento que soporta cada una de estas caras se calcula con la siguiente expresión

$$M_{rcd} = \frac{c r_0^3}{12 \tan \varphi} \left[ e^{3(\alpha + \beta) \tan \varphi} - e^{3\beta \tan \varphi} \right] - \frac{c y_{gi}^4}{4 r_0} \int_{\beta}^{\alpha + \beta} \frac{d\theta}{e^{\theta \tan \varphi} \sin^4 \theta} \quad (3.19)$$

la cual no pudo reducirse en forma analítica como se justifica en el apéndice A.2 en el que, además, se presentan simplificaciones de esta expresión para ciertas condiciones del problema.

La suma de los momentos actuantes es

$$\sum M_a = M_{ave} + M_{afh} + M_{aie} \quad (3.20)$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

y la de los resistentes

$$\sum M_r = M_{rsf} + M_{rcd} + M_{rsa} + M_{rcd} \quad (3.21)$$

En el instante incipiente de falla la suma de momentos actuantes es igual a la de los resistentes

$$\sum M_a = \sum M_r \quad (3.22)$$

$$M_{awe} + M_{afh} + M_{aie} = M_{rsf} + M_{rcd} + M_{rsa} + M_{rcd} \quad (3.23)$$

Sumando las expresiones de los momentos actuantes y factorizando  $qBL$  se tiene que

$$\sum M_a = qBL \left[ \left( \frac{B - 2x_{gi}}{2} \right) + \frac{abs(a_e)}{g} y_d + H_{eq} \psi_a \right] \quad (3.24)$$

en la que  $\psi_a = |\psi|$ , si la inclinación del edificio y la fuerza sísmica actúan para el mismo lado y  $\psi_a = -|\psi|$ , si estas cantidades actúan en diferentes sentidos. Sustituyendo la expresión 3.24 en la 3.22 y despejando  $q$  se tiene la expresión para obtener la capacidad de carga para cualquier valor de aceleración e inclinación del edificio, la cual es

$$q = \frac{\sum M_r}{BL \left[ \left( \frac{B - 2x_{gi}}{2} \right) + \frac{abs(a_e)}{g} y_d + H_{eq} \psi_a \right]} \quad (3.25)$$

Si  $a_e = 0$ , se obtiene la capacidad de carga estática y con  $a_e = a_{max}$  se obtiene la capacidad de carga pseudoestática. Finalmente, si  $a_e = a(t_i)$ , se tiene el valor de la capacidad de carga en cada instante durante la ocurrencia del sismo. Por otro lado, si no se desea tomar en cuenta ningún aspecto tridimensional, debe hacerse  $M_{rcd} = 0$ , con lo que se hará un análisis bidimensional.

De acuerdo con la fórmula anterior, resultante del modelo propuesto en esta investigación, la capacidad de carga depende de la geometría de la estructura ( $B$ ,  $L$ ,  $H_{eq}$ ), de la geometría de la cuña ( $x_{gi}$ ,  $y_{gi}$ ,  $r_0$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\bar{x}$ ,  $A_c$ ) de la aceleración en la estructura  $a_e$  y de los parámetros geotécnicos del suelo ( $\gamma_s$ ,  $c$ ,  $\phi$ ).

El uso de la expresión anterior requiere necesariamente desarrollar un programa de computadora debido a que debe encontrarse previamente el centro de la espiral que proporcione la capacidad de carga mínima, dentro de una región rectangular (ver Fig 3.5). En este estudio dicho punto se determina evaluando la capacidad de carga en varios puntos dentro de la región, distribuidos uniformemente en forma cuadrícula y eligiendo aquél que dé un valor mínimo. Para cada punto de dicha cuadrícula se tiene una espiral

logarítmica que representa la línea de falla. El ángulo barrido,  $\alpha$ , tampoco es una cantidad que puede evaluarse directamente. Habría que derivar la expresión 3.25 con respecto a  $\alpha$ , lo cual resulta difícil. La alternativa más adecuada es un método numérico como el de bisección, usado en este trabajo. Gracias a la rapidez de las computadoras, no se consideró necesario trabajar con procedimientos más eficientes que los que se describen en este párrafo, para así poder concentrarnos en los aspectos geotécnicos del problema.

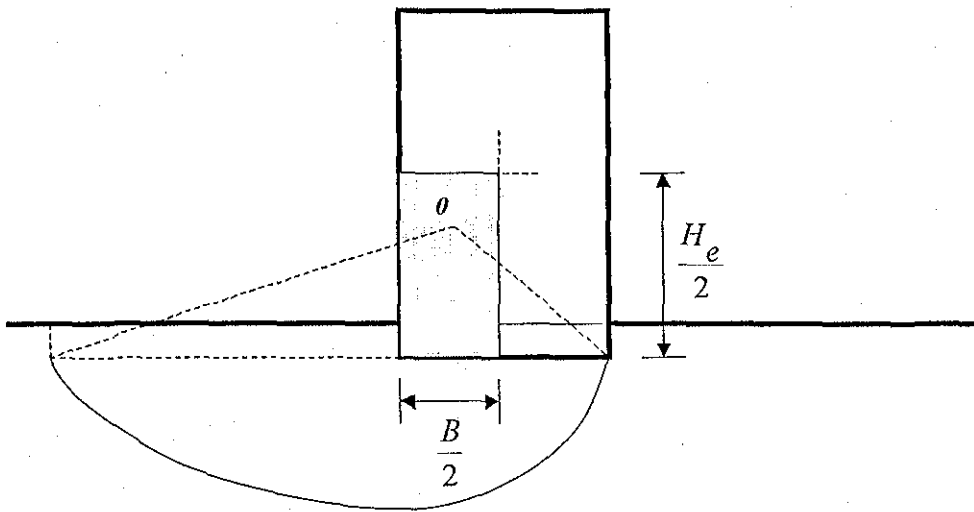


Fig 3.5 Región de localización del centro de giro.

Se hicieron algunos análisis para verificar la existencia, en la región rectangular mencionada arriba, de un punto  $(x_{g_i}, y_{g_i})$  bien definido que proporcione la capacidad de carga mínima y descartar cualquier ambigüedad que pudieran afectar la estabilidad del método. En la Fig 3.6 se presentan curvas de isofactores de seguridad para aceleraciones horizontales: a)  $a_e = 0$ , b)  $a_e = 0.1g$ , c)  $a_e = 0.2g$  y d)  $a_e = 0.3g$ . Las características de la estructura analizada se muestran en la tabla 3.1

En las gráficas de la Fig 3.6 puede apreciarse claramente que sí existe un único punto con condiciones de estabilidad crítica. También que al alejarse de tal punto en cualquier dirección se tienen factores de seguridad mayores, lo cual reduce cualquier tipo de ambigüedad acerca de la posición del centro de giro crítico.

Además, de la observación de las cuatro gráficas, puede notarse que la posición del centro de giro varía con la aceleración, de tal forma que para el caso estático ( $a_e = 0$ ), este punto se encuentra situado en la vertical que pasa por el extremo del edificio, a  $0.27H_e$  y a medida que la aceleración aumenta, el punto se recorre hacia el centro del edificio y desciende hasta la base, tornándose más superficial y local el mecanismo de falla, es decir, más peligroso.

Se consideró de gran interés saber si se obtenían las mismas tendencias al variar las características del edificio; por ejemplo, la relación de esbeltez,  $H_e/B$ ; la profundidad de desplante,  $D_f$  y la resistencia del suelo,  $c$ . En la Figs 3.7 a 3.9 se muestran, respectivamente, los efectos de  $H_e/B$ ,  $D_f$  y  $c$  en la variación de las coordenadas del centro de giro para diferentes valores de aceleración  $a_e$ . En estas gráficas se presentan únicamente las coordenadas del centro de giro que corresponden a los mínimos factores de seguridad.

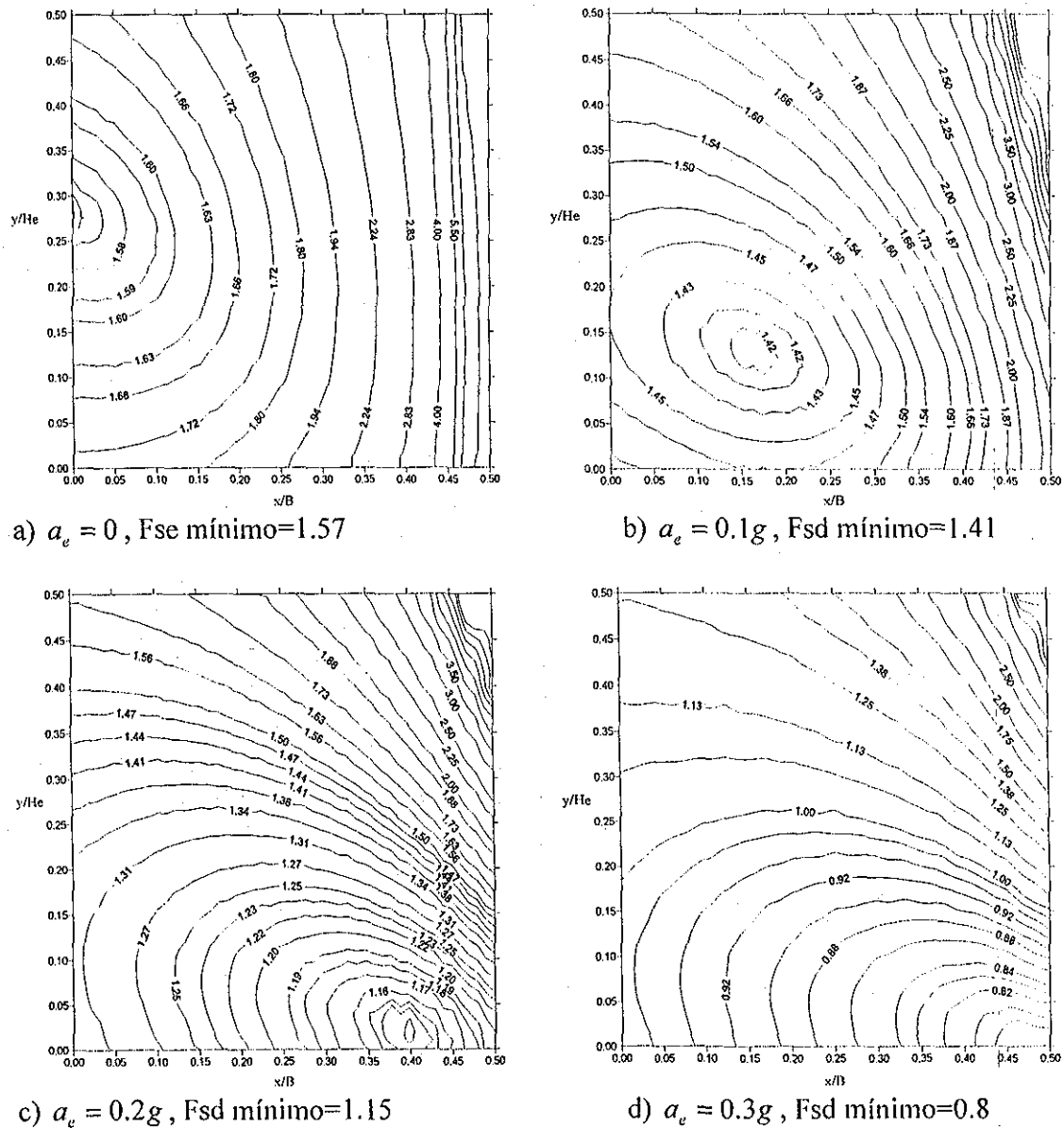


Fig 3.6 Curvas de isofactores de seguridad

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.1 Características usadas para calcular las curvas de isofactores de seguridad

Característica de la estructura	Unidad	Cantidad
Ancho	m	15.0
Longitud	m	12.8
Altura*	m	21.0
Altura del centro de gravedad*	m	9.5
Peso	t	1640.8
Profundidad de desplante	m	2.0
Resistencia	t/m <sup>2</sup>	2.0
Angulo de fricción	grados	0.0
Peso volumétrico del suelo	t/m <sup>3</sup>	1.2

\*Con respecto al nivel de la calle

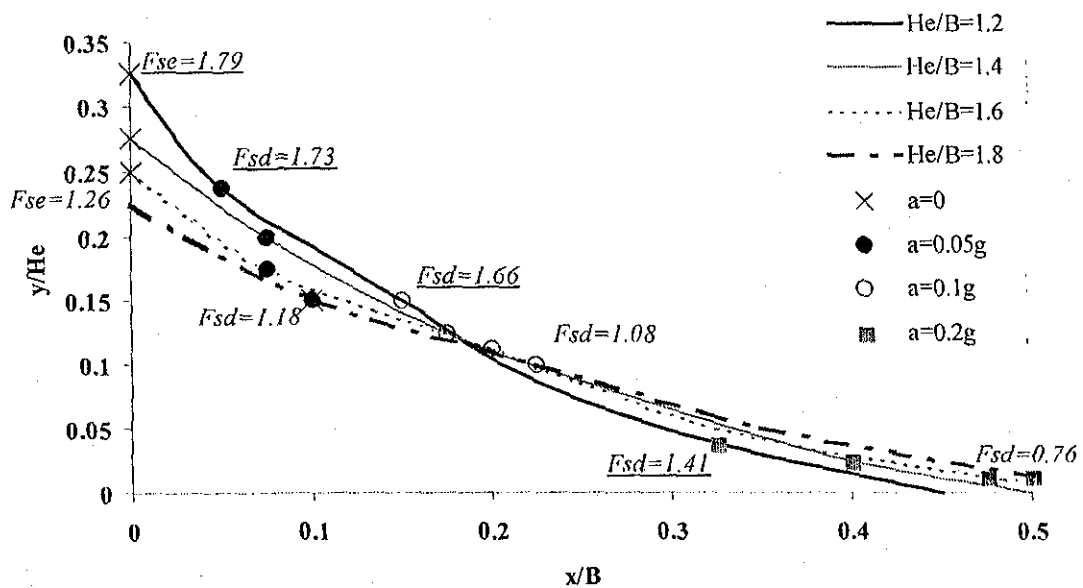


Fig 3.7 Influencia de la relación de esbeltez en la posición del centro de la espiral más crítica

En la Fig 3.7 puede apreciarse el mismo comportamiento descrito en el penúltimo párrafo; es decir, que los centros de giro se desplazan hacia la mitad de la base del edificio, conforme la aceleración y la relación de esbeltez del edificio aumentan. Por lo tanto, es importante señalar que gran parte de los giros que se presentan durante un sismo, se dan con respecto a este punto o muy cercanos a él, según el modelo aquí presentado. En la Fig 3.7 aparecen las coordenadas del centro de giro ( $x_{gi}, y_{gi}$ ) normalizadas con respecto a la base y la altura del edificio, respectivamente. En estas gráficas se observa que al aumentar la relación de esbeltez, los factores de seguridad mínimos (centros de giro) ocurren para valores de  $x/B$  mayores. De hecho para  $x/B = 0.5$  se tiene un factor

de seguridad  $Fsd=0.7$ . Esto indica que se tendrán más asentamientos totales y diferenciales al incrementarse la relación de esbeltez.

También puede observarse la reducción del factor de seguridad con la aceleración. Por ejemplo para una relación de esbeltez  $H_c/B=1.2$ , se tiene un factor de seguridad estático ( $a_e=0$ )  $Fse=1.79$ , el cual se reduce a  $Fsd=1.41$  (pseudoestático) cuando la aceleración es  $a_e=0.2$ .

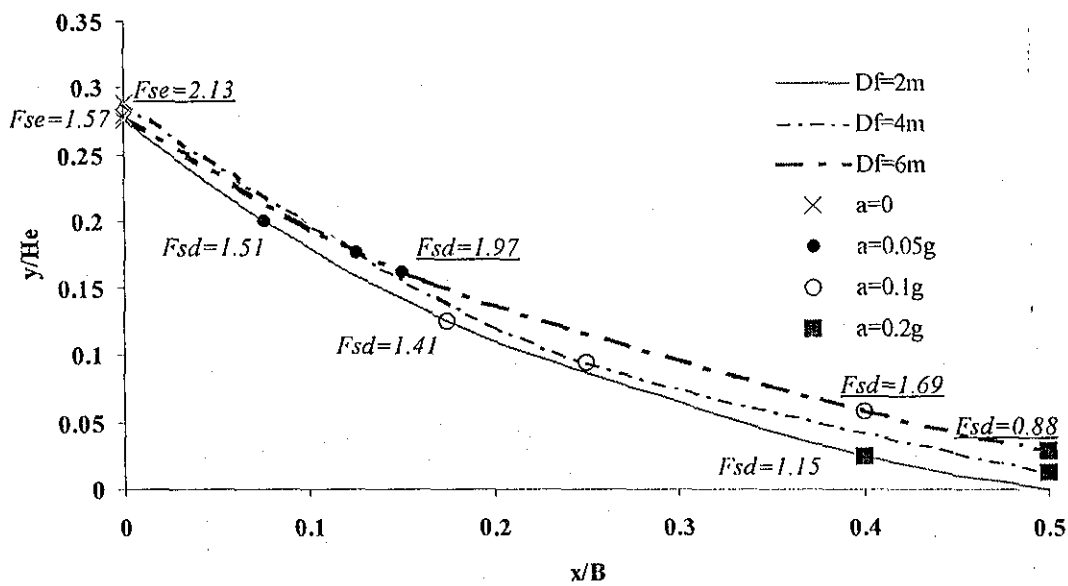


Fig 3.8 Influencia de la profundidad de desplante en la localización del centro de la espiral

El mismo fenómeno se observa cuando varía la profundidad de desplante (para no incluir otros parámetros que empañen el efecto de  $D_f$ , se consideró que el peso de la estructura más la cimentación no aumentaba con la profundidad de desplante). Nótese que aunque las curvas son muy semejantes (Fig 3.8), la posición de los centros de giro para un mismo valor de aceleración depende en gran medida de la profundidad de desplante.

En la Fig 3.9 se observa que para un mismo valor de aceleración, la posición del centro de giro es función de la resistencia, pero las trayectorias de las posiciones consecutivas de los centros de giro son prácticamente iguales.



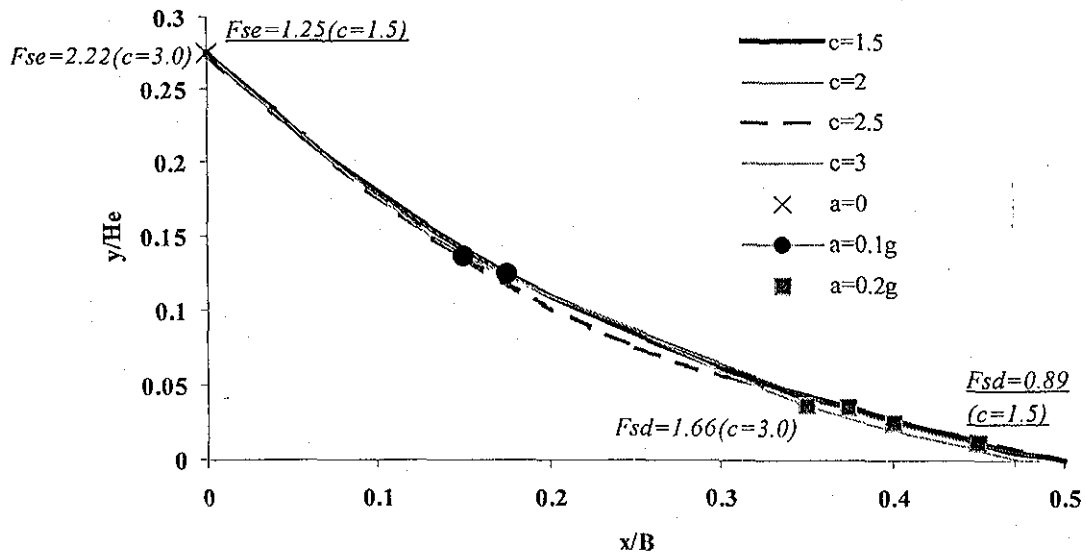


Fig 3.9. Influencia de la resistencia,  $c$ , en la localización del centro de la espiral

### 3.3 Desplazamientos permanentes

#### 3.3.1 Cimentación tipo cajón sin pilotes

Se puede aplicar el modelo descrito en el apartado anterior para hacer un análisis en el tiempo de ocurrencia de un sismo y conocer los desplazamientos permanentes al final del mismo. Durante el evento, el aumento en el valor de la aceleración hace que la capacidad de carga se reduzca, no sólo por actuar en el denominador de la expresión para obtener ésta, sino porque, hace que las demás cantidades que se utilizan también cambien adoptando valores más críticos al aumentar las fuerzas de inercia. Como se vio en el punto anterior, el centro de giro modifica su posición  $(x_{gi}, y_{gi})$  con la aceleración.

El procedimiento para obtener los desplazamientos es el siguiente:

Con las condiciones iniciales del problema y el primer valor del acelerograma, se obtiene con la expresión 3.25 la capacidad de carga mínima, se registran las coordenadas del centro de giro  $(x_{gi}, y_{gi})$  y los valores de los momentos actuantes y resistentes para esa condición. Después se comparan los momentos. Si la suma de los actuantes es menor que la de los resistentes, se tiene una condición de equilibrio que no representa ningún problema y nos permite avanzar hacia el siguiente valor de aceleración. Pero si la diferencia favorece a los actuantes, el sistema es inestable y comenzará a girar deslizándose sobre la superficie de falla. En un acelerograma sísmico común, los primeros valores son muy cercanos a cero por lo que los giros no se tendrán al principio, sino en las proximidades de la fase intensa o ya en ella.

Cuando los momentos actuantes son mayores que los resistentes, existe un déficit de resistencia cuyo valor es la diferencia entre estos y es esta cantidad la que ocasionará el giro. En esta etapa, el sistema suelo-cimentación-edificio se opone con su inercia al giro, la cual es función de la aceleración angular instantánea. El momento de inercia al giro del sistema,  $M_{dis}$ , puede expresarse como el producto de su momento polar de inercia,  $J_s$ , por la aceleración angular del mismo,  $\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2}$ , respecto al centro de giro. El momento de inercia del sistema se obtiene con la expresión

$$J_s = J_{cd} + \frac{B}{H_e} J_e + J_{sa} \quad (3.26)$$

donde

$$J_{cd} = \frac{\gamma_s}{g} J_0 \quad (3.27)$$

es el momento polar de inercia de la cuña deslizante, el del edificio es

$$J_e = \frac{W_e}{12g} [B^2 + H_e^2 + 12(x_d^2 + y_d^2)] \quad (3.28)$$

y el del volumen de suelo adyacente al edificio (ver apéndices A.1 y A.2)

$$J_{sa} = \frac{W_{sa}}{12g} [(B_1 - x_{gi})^2 + D_f^2 + 12(x_{sa}^2 + y_{sa}^2)] \quad (3.29)$$

donde

$$x_{sa} = \frac{B_1 + x_{gi}}{2} \quad y_{sa} = \frac{2y_{gi} - D_f}{2}$$

El factor  $\frac{B}{H_e}$  que actúa sobre el momento de inercia del edificio en la ecuación 3.26, se usa sólo para relaciones de esbeltez mayores que 1.0. Con esta consideración, se toma una fracción, de la inercia del edificio a la rotación teniendo en cuenta que el sistema suelo-edificio en realidad no es un cuerpo rígido moviéndose como una sola pieza alrededor del centro de giro.

Por lo tanto, si  $\psi$  representa el giro del edificio (ángulo con respecto a la vertical), este momento puede expresarse como

$$M_{dis} = J_s \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \quad (3.30)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Por otro lado, el momento del peso de la cuña de suelo es

$$M_{rcd} = M_{rcd} + M_{dbc} \quad (3.31)$$

donde  $M_{rcd}$  está dado por la expresión 3.16 y

$$M_{dbc} = W_s \bar{y} \psi \quad (3.32)$$

$\bar{y}$  es la diferencia entre las ordenadas del centro de masa de la cuña deslizante y del centro de giro. Se demuestra en el apéndice A.2 que

$$W_s \bar{y} = \frac{\gamma_s \gamma_0^3 L}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} \left[ e^{3(\alpha+\beta)\tan \varphi} (3 \sin(\alpha+\beta) \tan \varphi - \cos(\alpha+\beta)) - e^{3\beta \tan \varphi} (3 \sin \beta \tan \varphi - \cos \beta) \right] - \frac{\gamma_s}{3} y_{gi}^2 L [B_1 + (B - x_{gi})] \quad (3.33)$$

Haciendo equilibrio de momentos actuantes y resistentes en el intervalo de tiempo en que hay giro se tiene

$$M_{awe} + M_{qth} + M_{aic} = \sum M_r + M_{dbc} + M_{dis} \quad (3.34)$$

donde  $\sum M_r$  está dado por la expresión 3.21. Sustituyendo las expresiones de los momentos se llega a

$$qBL \left( \frac{B - 2x_{gi}}{2} \right) + qBL \frac{abs(a)}{g} y_d + qBL H_{eq} \psi = \sum M_r + W_s \bar{y} \psi + J_s \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \quad (3.35)$$

Reordenando, se tiene:

$$J_s \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} + [W_s \bar{y} - qBL H_{eq}] \psi = qBL \left( \frac{B - 2x_{gi}}{2} \right) + qBL \frac{abs(a)}{g} y_d - \sum M_r \quad (3.36)$$

El resultado es una ecuación diferencial de segundo orden que deberá resolverse para obtener el giro,  $\psi(t)$ , a partir del valor  $a(t)$ , aceleración en el centro de masa del edificio en cada instante,  $t$ , del sismo, en que el equilibrio estático es superado. El procedimiento para resolver esta ecuación se describe con detalle en el apéndice A.3. Es pertinente mencionar que, en este modelo, una vez que la estructura empieza a girar, el movimiento cesa cuando debido al cambio de sentido de la aceleración, la velocidad disminuye hasta ser nula. Esta condición ocurre cuando los momentos resistentes son mayores que los actuantes. Para tomar en cuenta las fuerzas verticales inerciales, se incrementa el peso en 30% en la ecuación diferencial, y se considera el mismo acelerograma (horizontal)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

actuando en la dirección vertical, pero multiplicado por 0.3. El periodo  $T_v = 0.56$  de integración del componente vertical utilizado en este estudio, se justifica en el inciso 4.3.

### 3.3.2 Cimentación tipo cajón 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 de 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 queda bajo la superficie de falla, es la que experimentará un desplazamiento relativo respecto del semiespacio, y consecuentemente, la que opondrá resistencia al movimiento. Aquí, el semiespacio se supone que corresponde al medio continuo que se localiza debajo de la superficie de falla.

Los momentos que resisten los pilotes utilizando la norma RP2A-WSD (Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design) se pueden obtener con las siguientes expresiones (Apéndice 4)

$$M_{rph} = \sum_{i=1}^n F_{pilh} y_{pi} \quad (3.37)$$

$$M_{rpv} = \sum_{i=1}^n F_{piv} x_{pi} \quad (3.38)$$

donde

$n$  es el número de pilotes,

$x_{pi}$  es la distancia horizontal del pilote  $i$  al centro de giro, y

$y_{pi}$  es la distancia vertical del centro de giro a la intersección del pilote  $i$  con la superficie de falla.

Las fuerzas horizontales y verticales que resiste cada pilote se calculan con las expresiones

$$F_{pilh} = cD[6X_R + 9(l_{efe} - X_R)] \quad (3.39)$$

y

$$F_{piv} = 0.8c\pi D l_{efe} \quad (3.40)$$

en las que

$D$  es el diámetro del pilote,

$l_{efe}$  es la longitud del tramo de pilote que queda debajo de la superficie de falla, y

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$X_R$  es la profundidad de la zona superficial de resistencia reducida la cual se puede obtener con la siguiente expresión

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma_s D}{c} + V} \quad (3.41)$$

en esta última expresión  $V$  es una constante empírica adimensional que varía entre 0.25 y 0.5. Se consideró un valor de 0.3.

De esta forma, la ecuación 3.23 se modifica adquiriendo la siguiente forma

$$M_{ave} + M_{aft} + M_{aie} = M_{rsf} + M_{rcd} + M_{rsa} + M_{rcl} + M_{dbc} + M_{dis} + M_{rph} + M_{rpv} \quad (3.42)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 4. Evaluación del modelo

### 4.1 Estructuras analizadas

Un gran número de edificios sufrieron asentamientos diferenciales y totales durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, de los cuales, en este capítulo se presentan cuatro casos para evaluar el modelo desarrollado. Cabe señalar que los cuatro edificios analizados en esta investigación ya habían sido estudiados en el trabajo de Romo y García (1995); esta vez se retoman para ver si se logra reproducir mejor su comportamiento sísmico con el modelo aquí presentado, el cual resulta ser una versión modificada que incluye algunos aspectos no considerados que, se estima, mejoran la modelación. Tales aspectos se describieron en el capítulo 3.

Estos casos son considerados como de los más completos en cuanto a información estructural y geotécnica se refiere, y también, por las estimaciones de los asentamientos sufridos por el sismo (Mendoza y Auvinet, 1987). Aunque, por otro lado, la mayoría de ellos tenían asentamientos diferenciales y totales importantes antes del evento, de lo cual sólo se tiene el número de escalones construidos para acceder a ellos.

#### *Edificio I*

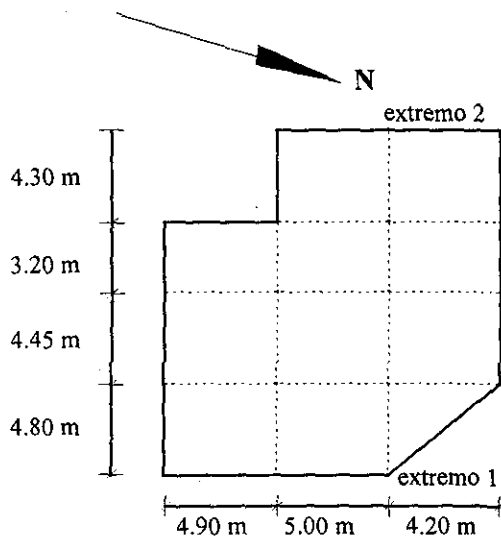
Con 6 pisos y 18.6 m de altura desde el nivel de la calzada, el edificio *I*, de planta irregular (como puede verse en la Fig 4.1), era parte de un conjunto de tres (ya demolidos) en un desarrollo habitacional que sufrió asentamientos excesivos. Su estructura consistía de losas, vigas y columnas de concreto reforzado y una losa de cimentación desplantada a 1.2 m bajo la superficie, la cual transmitía una presión neta de aproximadamente 55 kPa (5.5 t/m<sup>2</sup>)

El subsuelo en la zona consiste de un relleno superficial de 4 m de espesor, aproximadamente. Subyaciendo a éste y hasta los 32 m de profundidad se encuentra una arcilla muy blanda con contenido natural de humedad entre 250 y 380%, y una resistencia al esfuerzo cortante no drenada de 19 kPa (1.9 t/m<sup>2</sup>). En la Fig 4.2 se presenta un perfil de cono eléctrico obtenido en un sitio cercano (Méndez et al., 1994) que sirvió para caracterizar al subsuelo.

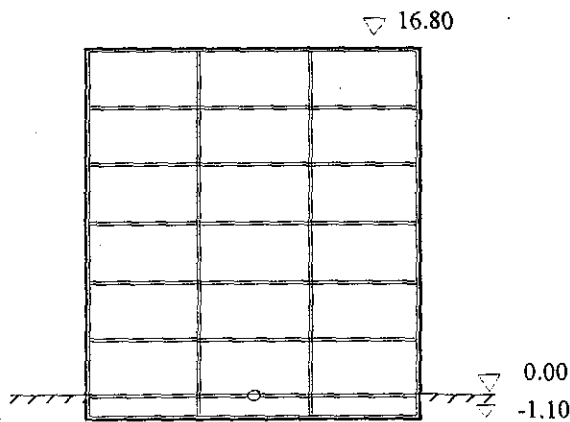
El factor de seguridad por capacidad de carga estática reportado para las condiciones posteriores a la construcción es 2.0 y considerando la posibilidad de falla local, de acuerdo con Terzaghi, este factor se reduce a 1.5.

La predicción retrospectiva de asentamientos a largo plazo era de 95 cm. Se pudo inferir que el edificio ya presentaba un asentamiento de 65 cm, aproximadamente, antes del sismo, favorecido quizás por incremento de los esfuerzos efectivos ocasionados por bombeo en la esquina nor-oriental. El asentamiento total medido después del sismo fue de 1.57 m y un desplome de 5.2% hacia el oriente.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



a) Planta del edificio.



b) Sección transversal.

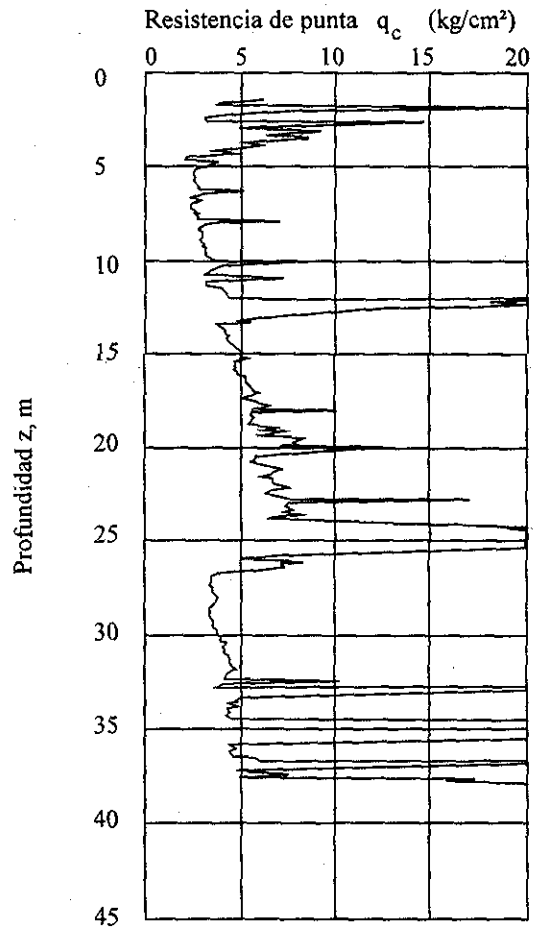


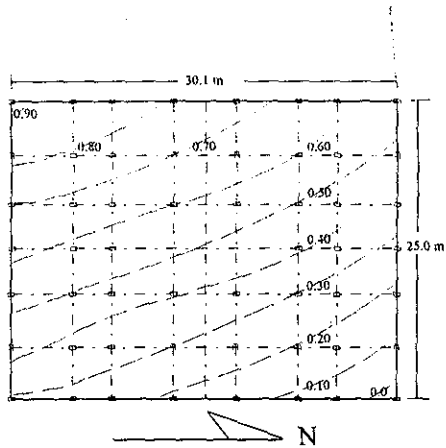
Fig 4.1 Características geométricas del edificio I

Fig 4.2 Perfil de cono eléctrico vecino al edificio I

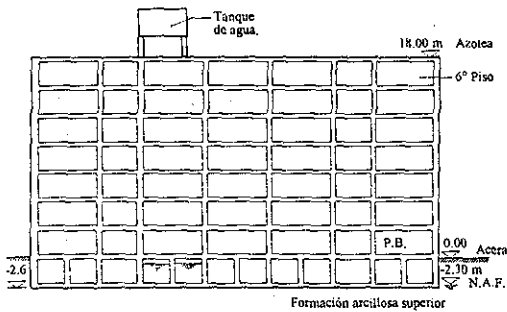
### Edificio II

Era un edificio de 7 pisos y 18 m de altura, de estructura casi equidimensional con planta rectangular de gran área. Estaba estructurado a base de marcos de concreto reforzado y losas aligeradas precoladas, del tipo vigueta y bovedilla (Fig. 4.3). Su cimentación era parcialmente compensada, tipo cajón rígido, con una profundidad de desplante de 2.6 m, y transmitía una presión neta de 33 kPa ( $3.3 \text{ t/m}^2$ ).

El subsuelo en el sitio consiste de depósitos de arcilla lacustre muy suave, al cual sobreyace una capa de relleno de aproximadamente 5 m de espesor. Se presenta en la Fig 4.4 el resultado de un sondeo de cono eléctrico (Méndez et al., 1994) obtenido en un sitio cercano.



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



b) Elevación de edificio

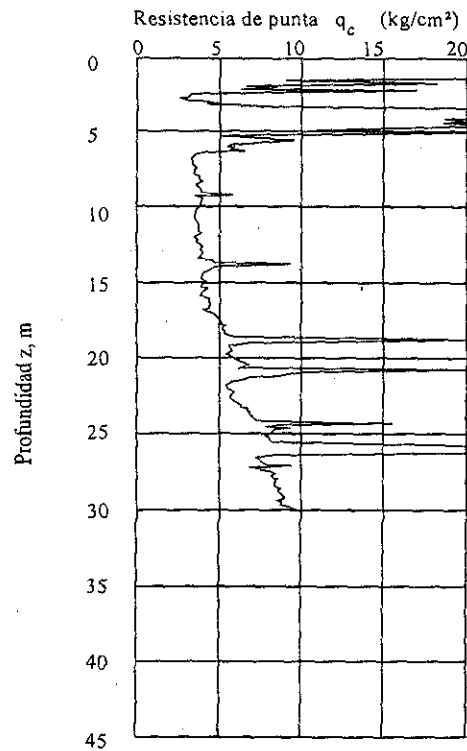


Fig 4.4 Perfil de cono eléctrico vecino al edificio II

Fig 4.3 Características geométricas del edificio II

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

El factor de seguridad por capacidad de carga estática reportado para las condiciones posteriores a la construcción es 2.15 ya tomando en cuenta la posibilidad de falla local.

La predicción de asentamientos a largo plazo era de 0.55 m. Se pudo inferir que el edificio ya presentaba, antes del sismo, un asentamiento del orden de 0.40 m en la esquina sur-poniente, seguramente favorecido por operaciones de bombeo realizadas para una obra en las calles en cuya convergencia se encontraba el edificio. El asentamiento total medido después del sismo fue de 0.93 m, en la misma esquina.

### Edificio III

Con 11 pisos, un sótano y 40.20 m de altura desde el nivel de la calzada, el edificio III, de planta rectangular (Fig. 4.5), albergaba áreas para comercio y suites privadas. Su estructura consistía de losas reticulares aligeradas con moldes de poliestireno y columnas de concreto reforzado. Su cimentación era parcialmente compensada, tipo cajón rígido con una profundidad de desplante de 2.3 m, la cual transmitía una presión neta de aproximadamente 131 kPa (13.1 t/m<sup>2</sup>). Tenía, además, 70 pilotes de fricción con diámetros entre 0.30 y 0.60 m, y de longitud 28.0 m.



Se utilizó el perfil de cono eléctrico reportado en Mendoza (1987) para el sitio de esta estructura.

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

Se estima un asentamiento antes del sismo de 0.25 m hacia el poniente (Mendoza, 1987; 2001). El asentamiento total medido después del sismo en la esquina sur -poniente fue de 0.78 m y un desplome de 3.3 % en esa dirección.

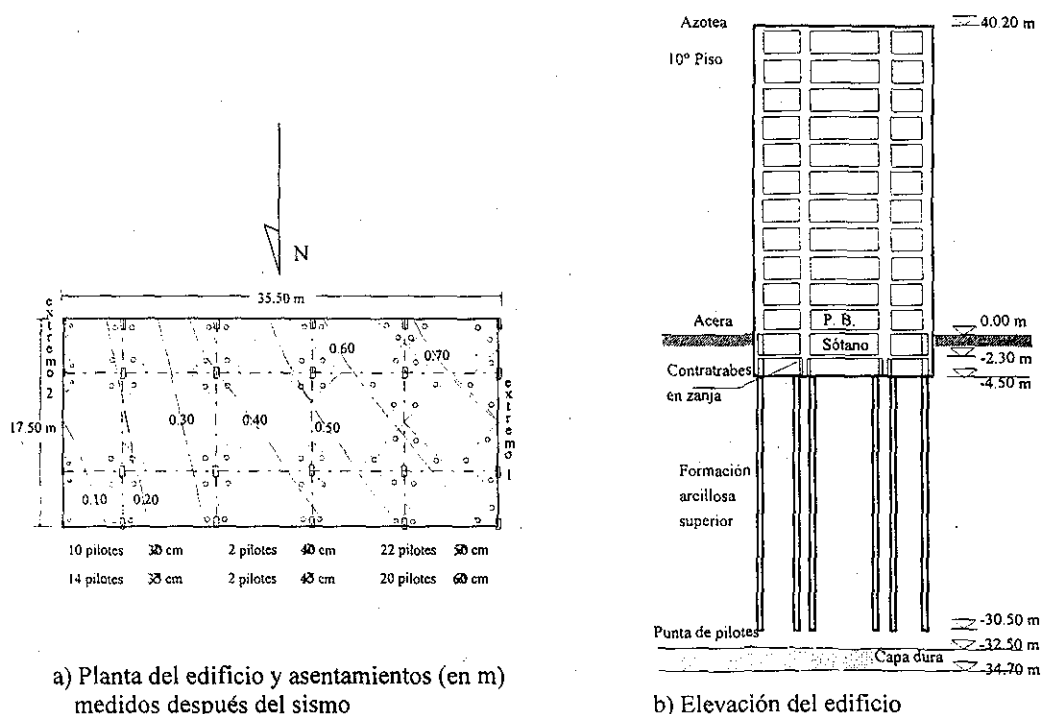


Fig 4.5 Características geométricas del edificio III

#### Edificio IV

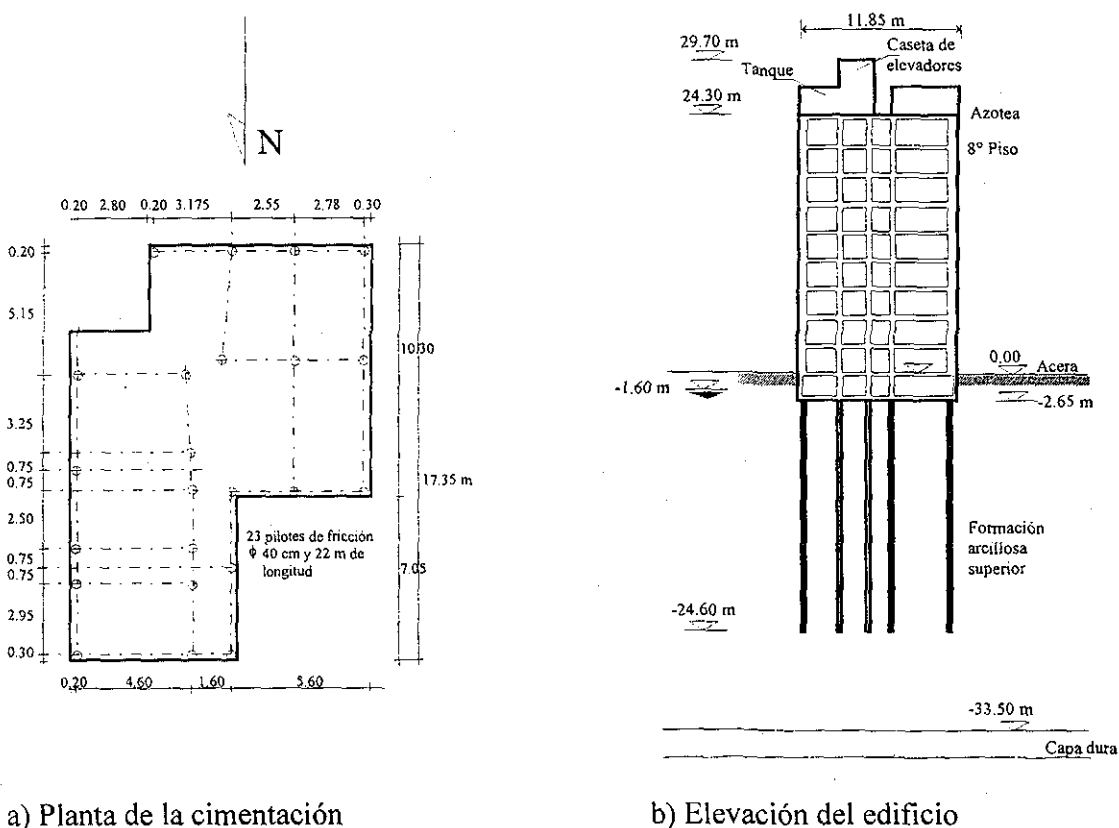
Se trataba de un edificio de 9 niveles, de planta irregular con una altura de 29.7 m. Su estructura consistía de marcos y losas macizas de concreto reforzado. Su cimentación era parcialmente compensada, tipo cajón rígido desplantado a 2.65 m que transmitía una presión neta de 144 kPa (14.4 t/m<sup>2</sup>). Tenía, además, 23 pilotes de fricción de 0.40 m de diámetro y 22 m de longitud (Fig. 4.6).

Se utilizó el perfil de cono eléctrico reportado en Mendoza (1987) para el sitio de esta estructura.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El factor de seguridad reportado por capacidad de carga estática fue de 1.6, mientras que el proveniente de un análisis modal (de acuerdo con el RCDF87), fue de 1.1 (Mendoza y Auvinet, 1987).

Este edificio se derrumbó totalmente por volteo durante el sismo, por lo que no pudo establecerse qué tipo de comportamiento había presentado antes del mismo. Durante el volteo se produjo la emersión de una parte de la cimentación y el resto de ella se indentó en el suelo.



a) Planta de la cimentación

b) Elevación del edificio

Fig 4.6 Geometría del edificio IV

En el modelo se considera el problema como de deformación plana, por lo que sería conveniente analizar únicamente cimentaciones de planta rectangular con ancho mucho menor que la longitud de la misma. Las cimentaciones con base irregular (no rectangular, ni cuadrada) fueron analizadas con base rectangular equivalente con igual área e igual momento de inercia en la dirección del análisis al del polígono de la cimentación.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.1 Características de las estructuras

Edificio		I	II	III	IV
	Unidad				
Peso W	t	1445.00	4860.00	9990.00	2857.00
Ancho	m	16.01*	24.74	17.50	11.12*
Longitud	m	12.80*	30.00	34.84	14.23*
Altura	m	18.60	18.00	40.20	27.00
Número de pisos		6	7	11	9
Profundidad de desplante	m	1.20**	2.60**	2.30**	2.65
Altura del centro de gravedad	m	8.5	9.5	20.1	12.5
Presión neta a nivel de desplante	t/m <sup>2</sup>	5.5	3.3	13.1	14.4
Peso volumétrico del suelo	t/m <sup>3</sup>	1.2	1.2	1.2	1.2
Resistencia no drenada ***, c	t/m <sup>2</sup>	1.92	2.7	2.31	1.6
Angulo de fricción interna	Grados	0	0	0	0
Módulo de rigidez al corte	t/m <sup>2</sup>	159.3	172.05	210.28	210.28
Relación de poisson		0.5	0.5	0.5	0.5
Diámetro de pilotes	m			0.46	0.40
Longitud de pilotes	m			28.0	22.0****
Módulo de elasticidad de pilotes	t/m <sup>2</sup>			1130000	1130000
Momento de inercia de pilotes	m <sup>4</sup>			0.00231	0.00125

\*Dimensiones de base rectangular equivalente de acuerdo con el párrafo anterior

\*\*En el análisis se consideró esta profundidad más el hundimiento medio previo al sismo

\*\*\*Estimada a partir de perfil de cono eléctrico y correlación de Santoyo et al. (1989)

\*\*\*\*Para el análisis se incrementó a 23.76 m para conservar el momento que resisten los pilotes cuando se calcula área equivalente

Tabla 4.2 Información adicional sobre los pilotes

Edificio	Unidad	III	IV
Fila 1			
Distancia al extremo izquierdo	m	0.55	0.27
Número de pilotes por fila		11	3
Fila 2			
Distancia al extremo izquierdo	m	4.90	2.86
Número de pilotes por fila		23	3
Fila 3			
Distancia al extremo izquierdo	m	12.60	5.38
Número de pilotes por fila		23	5
Fila 4			
Distancia al extremo izquierdo	m	16.95	6.67
Número de pilotes por fila		13	7
Fila 5			
Distancia al extremo izquierdo	m		10.92
Número de pilotes por fila			5

Para determinar la resistencia del suelo a partir de los perfiles de cono eléctrico, se hizo uso de una correlación empírica entre  $c$  y  $q_c$  (Santoyo et. al., 1989), de la cual se obtuvo la relación

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

Donde  $N_k$  es un coeficiente de correlación. Santoyo et al. (1989) sugieren utilizar  $N_k = 13$  para arcillas blandas de la ciudad de México para estimar la resistencia al corte de suelos cohesivos en una prueba triaxial no consolidada – no drenada.

#### 4.2 Acelerogramas utilizados

En septiembre de 1985, cuando ocurrieron los catastróficos sismos, se disponía de una red de estaciones acelerométricas con pocos aparatos para registrar las aceleraciones del terreno, durante este tipo de eventos, y ninguno en la superestructura de algún edificio en la ciudad de México. Fue a raíz de este evento, que se decidió ampliar esta red.

Ante la carencia de información sísmológica para cada edificio, Romo y García (1985) hicieron un estudio para determinar de la mejor manera posible la historia de aceleraciones, durante aquel evento, en los centros de masa de los edificios que se analizaron, dado que es en estos puntos donde se requiere conocer la excitación. En el presente trabajo se consideraron válidos los mismos acelerogramas. Sin embargo, es primordial que se realice una investigación para desarrollar un procedimiento sencillo, pero confiable, que permita conocer con mayor exactitud las fuerzas que actuaron sobre las estructuras analizadas en aquel septiembre de 1985. Se describirá en este punto brevemente el trabajo de estos autores en este aspecto.

Se necesitaba primero conocer el movimiento en el sitio de cada edificio. El 25 de abril de 1989, cuando la red ya se había expandido, se registró un sismo de 6.8 grados de magnitud Richter, que era el de mayor magnitud e intensidad después de los de septiembre de 1985 y se observó que, al menos en la estación Tacubaya que está sobre terreno firme, los acelerogramas resultaron muy similares en contenido de frecuencias y duración a los de 1985, en ambas direcciones, aunque de amplitudes muy distintas. Lo anterior puede observarse en la Fig 4.7.

Con base en lo anterior, se estimó que los acelerogramas de sitio correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985, podían obtenerse afectando los de abril de 1989 por un factor, de tal forma que se reprodujeran las amplitudes correspondientes, por lo que correspondía obtener dicho factor.

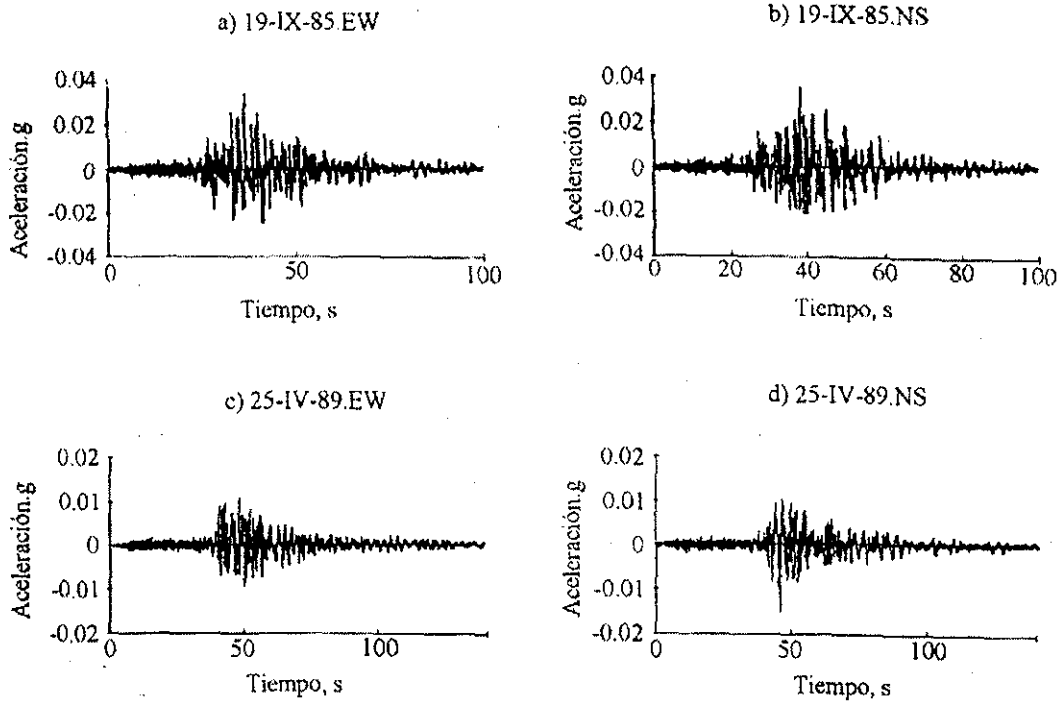


Fig. 4.7 Acelerogramas registrados en la estación Tacubaya

Se calculó el espectro de respuesta en cada uno de los sitios mediante un programa de computadora (Bárcena y Romo, 1994) que se basa en la propagación de ondas de corte a través de un medio estratificado y permite la variación de las propiedades dinámicas con la deformación angular. Se consideró la estación Tacubaya como el afloramiento de la capa rígida por lo que se usó el espectro de respuesta del sismo de 1985 en este sitio como excitación. En la Fig 4.8 se observan los espectros de respuesta calculados en los sitios de análisis para el sismo del 19 de septiembre de 1985.

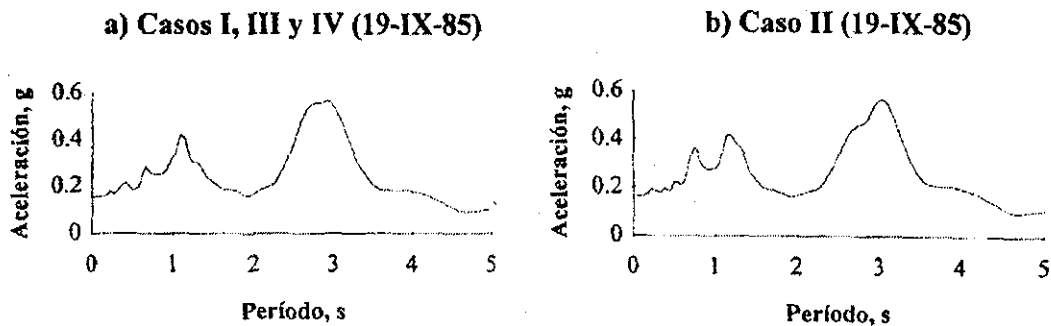


Fig 4.8 Espectros medios calculados para el sismo del 19 de septiembre de 1985

La máxima aceleración en el cada estructura, se estimó a partir de la superposición cuadrática del primero y segundo modos naturales de vibrar (superposición modal) de cada estructura, considerando los espectros correspondientes de la Fig 4.8. La determinación de los periodos fundamentales de los edificios se realizó a partir de expresiones sencillas que involucran el número de pisos o la altura de la estructura.

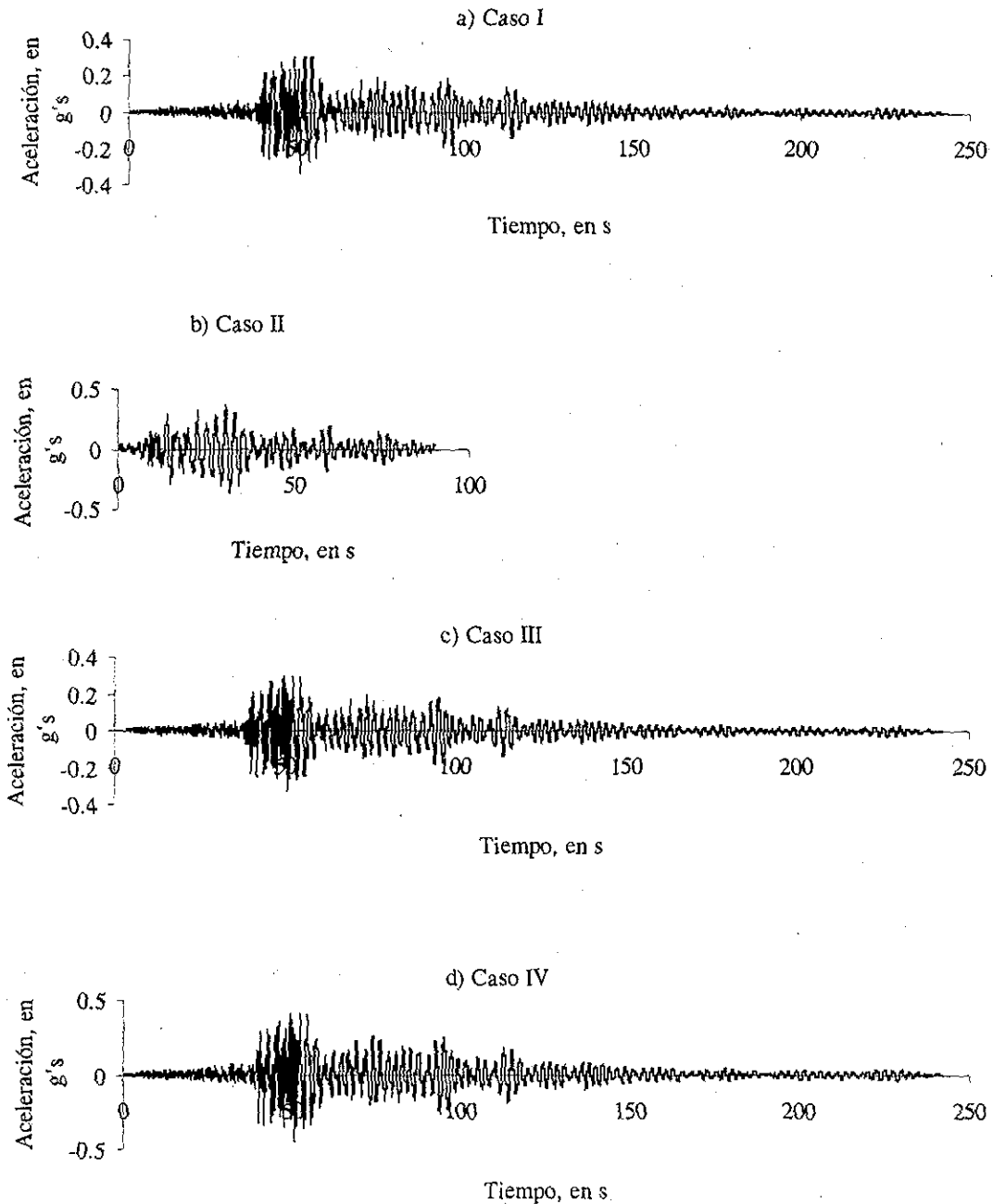


Fig 4.9 Acelerogramas calculados en los centros de gravedad de las estructuras analizadas para el sismo del 19 de septiembre de 1985

Los acelerogramas registrados el 25 de abril de 1989 se escalaron de tal forma que la máxima aceleración fuera la obtenida del análisis espectral por superposición modal, para estimar los correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 1985. Los acelerogramas resultantes se muestran en la Fig 4.9.

### 4.3 Evaluación del modelo propuesto

En este apartado se presentan los resultados sobre giros y asentamientos obtenidos con el modelo del análisis de las estructuras descritas en el punto 4.1, actuando en ellas las excitaciones que se presentan en el punto 4.2, y se comparan simultáneamente con las mediciones de hundimientos y desplomos registrados después del sismo del 19 de septiembre de 1985. Un resumen de los resultados se presenta en la tabla 4.3.

#### *Edificio I*

Con la información del edificio *I* y el valor de la resistencia al esfuerzo cortante reducida  $C_L = 1.63 \text{ t/m}^2$ , con el cual se tiene el factor de seguridad estático de 1.5 que se reporta para considerar la posibilidad de falla local, el modelo calcula un giro de  $1.63^\circ$  y un asentamiento de 60.61 cm; resultados diferentes de  $2.97^\circ$  de giro y 115.5 cm de asentamiento medio al final del sismo, reportados (ver tabla 4.3). El valor de la resistencia con el cual se obtienen el giro y el asentamiento medio más aproximados a los reportados después del sismo, resultó ser de  $C_D = 1.53 \text{ t/m}^2$  (giro,  $3.77^\circ$  y asentamiento medio, 99.00 cm). El análisis se realizó en la dirección E-W. Es importante destacar que la diferencia en los valores de resistencia mencionados no es grande, si se atiende a la incertidumbre que se tiene para obtener la resistencia del suelo ya sea en campo o en laboratorio. Otras incertidumbres dignas de considerarse son las que se tienen en la estimación del peso, aceleración en el centro de masa, altura del mismo, etc.

#### *Edificio II*

Si se considera la resistencia reducida  $C_L = 1.43 \text{ t/m}^2$  para el factor de resistencia por falla local reportado de 2.15, con el modelo se calcula un giro de  $0.6^\circ$  y un asentamiento de 22.84 cm. Con el valor  $C_D = 1.15 \text{ t/m}^2$  se calcula un giro de  $0.995^\circ$  y un asentamiento medio de 47.0 cm, los cuales son valores muy próximos a los medidos después del sismo (giro,  $1.343^\circ$  y asentamiento, 46.0 cm). El hecho de que el modelo reproduzca el orden de magnitud de los resultados con una resistencia mucho menor que la reportada, obedece quizás, a un fuerte abatimiento del nivel freático que con motivo de una obra de servicio público, se realizó en la calle, lo cual favoreció la inclinación previa al sismo y a la vez la existencia de mayores esfuerzos cortantes en la masa de suelo del lado más hundido. Esto no se tiene contemplado directamente en la investigación. El análisis se realizó en la dirección E-W.

*Edificio III*

Para el edificio *III* que tenía pilotes de fricción, si en el modelo se usa el valor de resistencia reportado,  $C_L = 2.33 \text{ t/m}^2$ , no se calculan ni asentamientos ni giros. Sin embargo, si se usa una  $C_D = 1.50 \text{ t/m}^2$  se logra un giro de  $0.37^\circ$  y un asentamiento de 55 cm, que están muy próximos a los valores reportados de  $0.52^\circ$  en giro y 44 cm, en asentamiento medio. Obsérvese que el valor de resistencia para el cual se logra reproducir el orden de magnitud de los resultados, es muy similar al del edificio *I*; esto quizás se deba a la cercanía entre ambos inmuebles. El análisis se realizó en la dirección N-S.

*Edificio IV*

Al usar el valor reportado  $C_L = 1.6 \text{ t/m}^2$  en el modelo, el edificio *IV*, se vuelca, que es lo que sucedió realmente. Se procedió, entonces, a analizar para valores mayores. En la Fig 4.10 se observa la variación del giro con la resistencia. En ella se puede distinguir que para un valor de  $C_D = 1.66 \text{ t/m}^2$ , o menor, se alcanza el volteo de la estructura, lo cual sucedió realmente. Puede verse en la misma figura que los cambios de resistencia cobran una importancia enorme en los desplazamientos permanentes para valores menores que una cierta cota (en este caso es  $1.8 \text{ t/m}^2$ ).

El valor del factor de integración vertical  $T_v$  (descrito en la sección 3.3.1), con el cual se logró mayor aproximación en los asentamientos de estos cuatro edificios fue de 0.56. Esta fue la justificación para dejarlo como constante en el modelo.

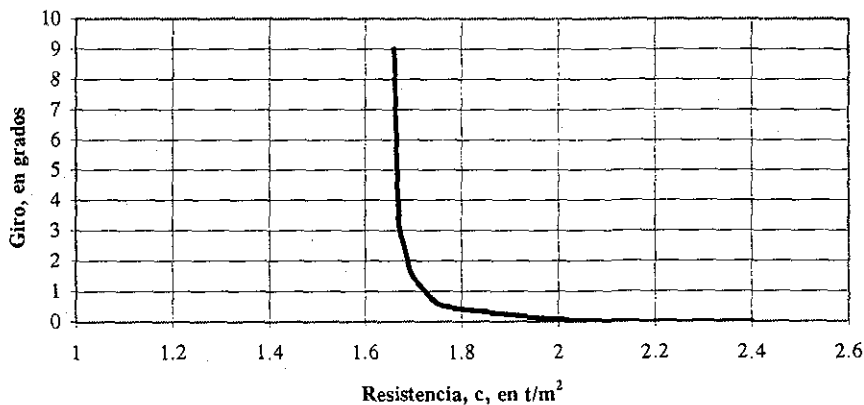


Fig 4.10 Influencia del valor de la resistencia del suelo en el giro del edificio *IV*

En las Figs 4.11 a 4.13 se pueden observar los resultados de la evaluación del modelo, comparando asentamientos medios, diferenciales y giros, calculados y medidos. En ellas puede verse que, haciendo las reducciones de resistencia citadas en los párrafos anteriores, el modelo reproduce los asentamientos totales, diferenciales e inclinaciones



con muy buena aproximación. Asimismo, en la tabla 4.3 se presenta un resumen de los resultados comentados en este inciso.

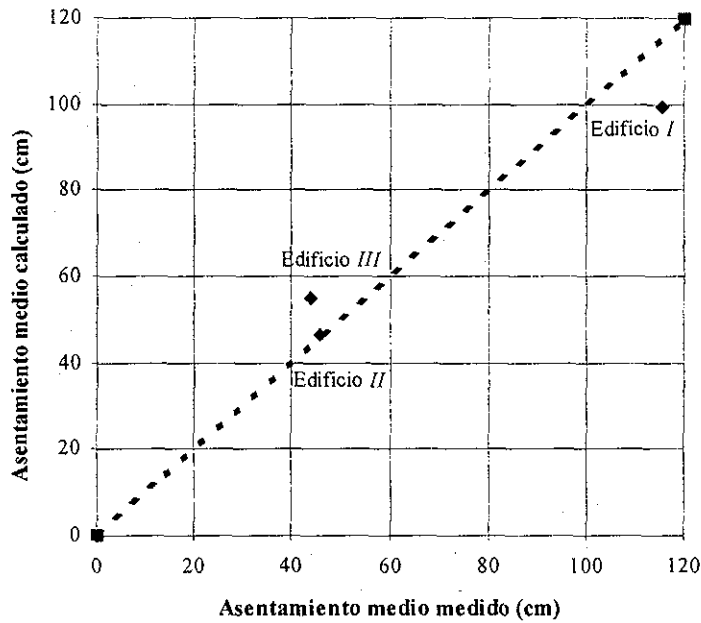


Fig 4.11 Comparación de asentamientos medios calculados y medidos

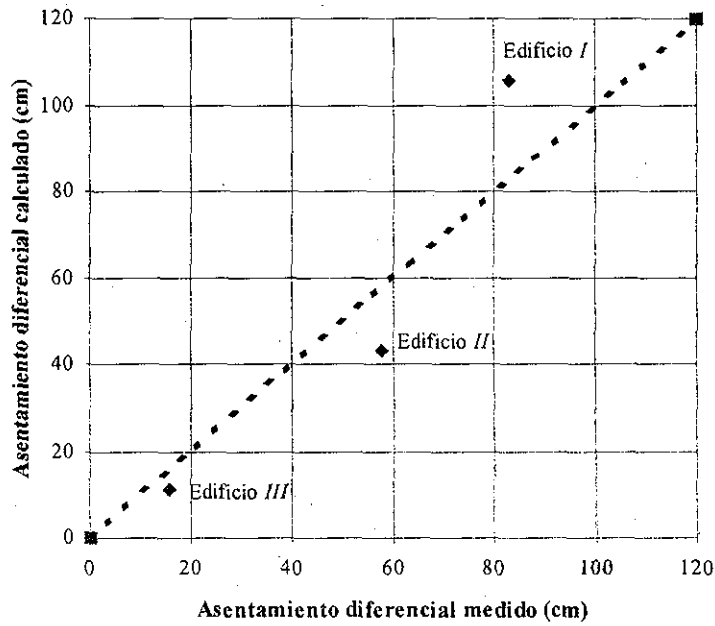


Fig 4.12 Comparación de asentamientos diferenciales calculados y medidos

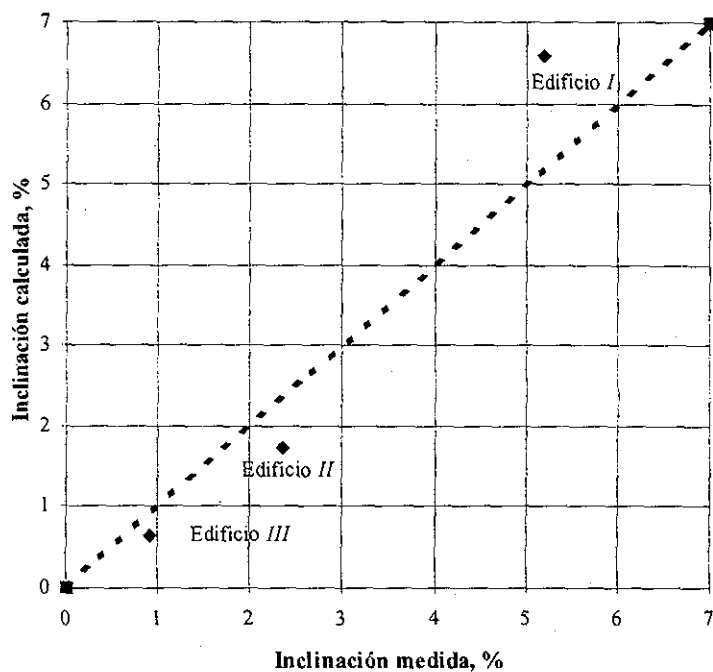


Fig 4.13 Comparación de la inclinación calculada y medida

En la Fig 4.14 se muestra otra forma de evaluar el modelo. En ella se presenta una comparación entre la resistencia reportada  $C_L$  y aquella con la que el modelo reproduce los giros y asentamientos reportados,  $C_D$ . Note que los valores reportados, sistemáticamente son superiores a los calculados con el método propuesto.

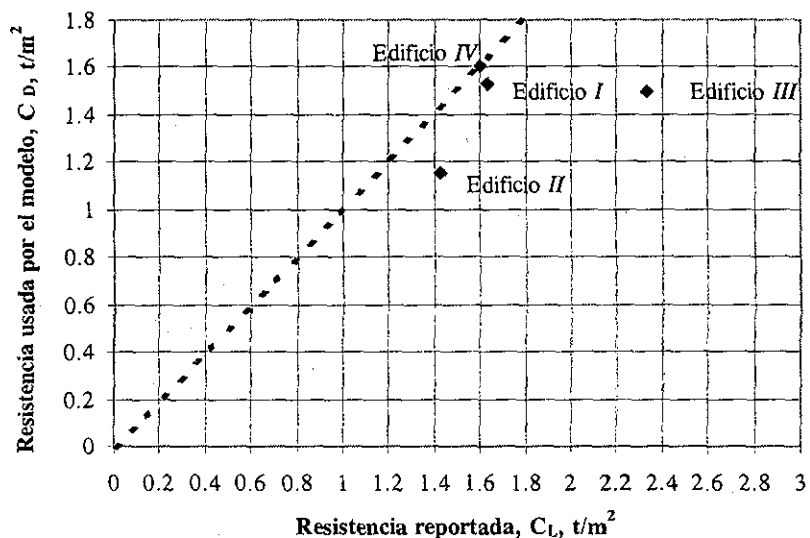


Fig 4.14 Comparación de los factores de seguridad reportados y calculados

Tabla 4.3 Resumen de asentamientos iniciales y finales, medidos y calculados

Edificio		I	II	III	IV
	Unidad				
Factor de seguridad reportado		1.50	2.15	1.75	1.05
Factor de seguridad calculado		1.40	1.72	1.1	1.05
Resistencia no drenada reportada $C_L$	t/m <sup>2</sup>	1.63*	1.43*	2.33	1.6
Resistencia usada por el modelo $C_D$	t/m <sup>2</sup>	1.53	1.15	1.50	1.6
<b>Condiciones iniciales</b>					
Asentamiento en extremo 1	cm	30.600	32.25	12.50	?
Asentamiento en extremo 2	cm	65.000	7.31	17.50	?
Asentamiento medio	cm	47.800	19.78	15.00	?
Asentamiento diferencial	cm	34.400	24.94	5.00	?
Giro	grados	1.231	0.577	0.164	?
Inclinación	%	2.149	1.008	0.29	?
<b>Por sismo únicamente (medidos)</b>					
Asentamiento en extremo 1	cm	43.400	42.75	23.50	
Asentamiento en extremo 2	cm	92.000	9.69	34.50	
Asentamiento medio	cm	67.700	26.22	29.00	
Asentamiento diferencial	cm	48.600	33.06	11.00	
Giro	grados	1.739	0.766	0.360	
Inclinación	%	3.036	1.336	0.63	Volteo
<b>Por sismo únicamente (calculados)</b>					
Asentamiento en extremo 1	cm	15.92	35.75	36.78	
Asentamiento en extremo 2	cm	87.05	17.70	43.11	
Asentamiento medio	cm	51.48	26.73	39.95	
Asentamiento diferencial	cm	71.13	18.08	6.33	
Giro	grados	2.54	0.418	0.207	
Inclinación	%	4.44	0.73	0.36	Volteo
<b>Condiciones finales medidas</b>					
Asentamiento en extremo 1	cm	74.00	75.00	36.00	
Asentamiento en extremo 2	cm	157.00	17.00	52.00	
Asentamiento medio	cm	115.50	46.00	44.00	
Asentamiento diferencial	cm	83.00	58.00	16.00	
Giro	grados	2.97	1.343	0.524	
Inclinación	%	5.190	2.345	0.914	Volteo
<b>Condiciones finales calculadas</b>					
Asentamiento en extremo 1	cm	46.52	68.00	49.28	
Asentamiento en extremo 2	cm	152.05	25.01	60.62	
Asentamiento medio	cm	99.00	47.00	55.00	
Asentamiento diferencial	cm	105.53	42.99	11.34	
Giro	grados	3.77	0.995	0.371	
Inclinación	%	6.60	1.74	0.65	Volteo

\*Con este valor se toma en cuenta falla local y otros efectos locales

Como puede verse en este inciso, el modelo subestima los giros y asentamientos, al menos en tres de los cuatro edificios analizados en esta investigación, porque con la resistencia del suelo reportada,  $C_L$ , se calculan valores menores de estos que los realmente sufridos por las estructuras. Las razones pueden ser las siguientes:

1 *Estimación de las características de cada problema en particular.* Puede ser que se haya subestimado el peso de los edificios y/o la aceleración actuando en sus centros de masa.

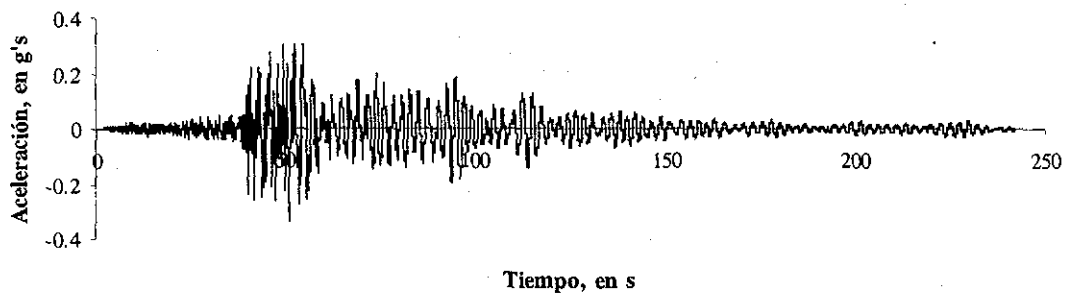
2 *Influencia de las condiciones locales no consideradas.* El modelo no toma en cuenta algunas condiciones locales de las estructuras como son: excentricidad de las cargas, hundimiento regional y abatimientos del nivel freático, lo cual puede ocasionar asentamientos y giros adicionales. Por otra parte, no se consideró el efecto de las colindancias, aunque sí se tiene contemplado en el modelo. El hecho de no tomar en cuenta esto último, es válido debido a que para grandes aceleraciones, el mecanismo de falla se vuelve muy local y superficial, quedando como un semicírculo debajo de la estructura.

3 *Consideraciones del modelo.* También existe la posibilidad de que la geometría del modelo ofrezca mayor resistencia a las rotaciones que la real. El hecho de que la resistencia no se alcance al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie de falla debe ser muy importante y no se tiene contemplado en el modelo.

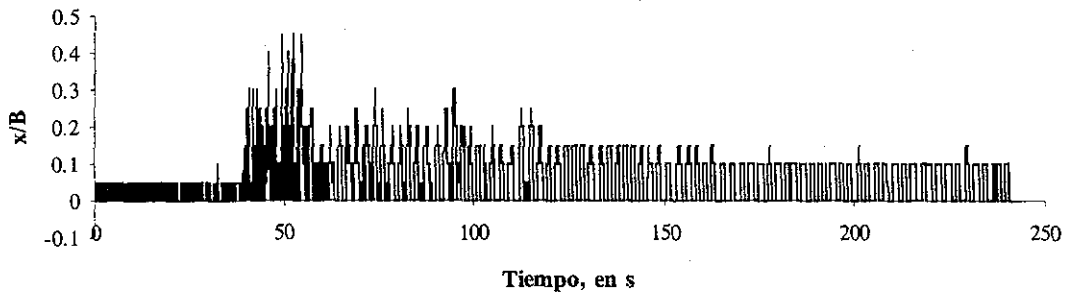
4 *Alteración sísmica de la resistencia del suelo.* Aunque se sabe que en condiciones dinámicas, la resistencia de las arcillas aumenta, después de la falla (que es cuando se presentan los giros) su valor se reduce. A esto puede deberse que el modelo reproduzca los giros con una resistencia reducida.

Finalmente, resulta de especial interés observar la variación en el tiempo del centro de giro de la superficie potencial de falla y cómo se van presentando los giros. En las figuras 4.15 y 4.16 se muestran historias de variación de la posición del centro de giro para el edificio I y de asentamientos en los extremos de su cimentación. Las fuerzas de inercia del edificio se calcularon con el acelerograma de la figura 4.15a. Los resultados muestran claramente que los centros de giro se desplazan hacia el centro de la base de la cimentación al aumentar la intensidad de las fuerzas de inercia impuestas por la vibración del edificio. Lo cual conduce a superficies potenciales de falla más superficiales. Esto

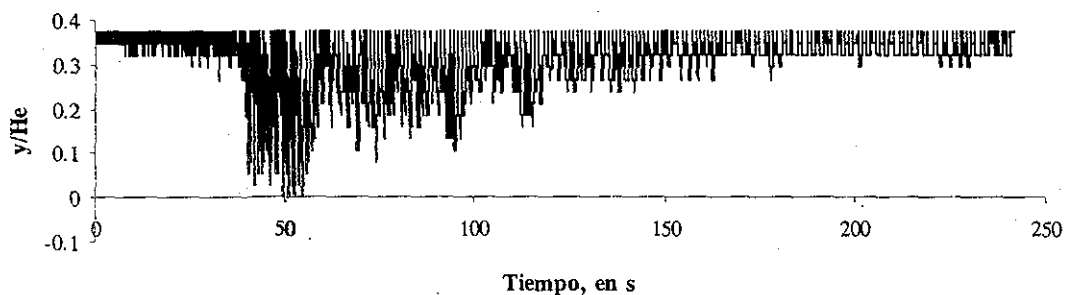
tiene una gran repercusión en el diseño sísmico de cimentaciones ya que al aumentar la severidad de la excitación que actúa en la estructura, la capacidad portante del suelo disminuye porque la fuerza que se opone al giro de la cimentación disminuye al acortarse la longitud de la superficie de falla. Debe enfatizarse que este aspecto no se considera en el diseño sísmico de cimentaciones y no se hace la mínima alusión en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Y hasta donde el autor sabe esto es extensivo a los reglamentos de construcciones vigentes en diversos países del mundo, incluyendo el de la Unión Europea que ha sido objeto de revisiones minuciosas recientemente.



a) Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 1985 calculado en el centro de masa del edificio I

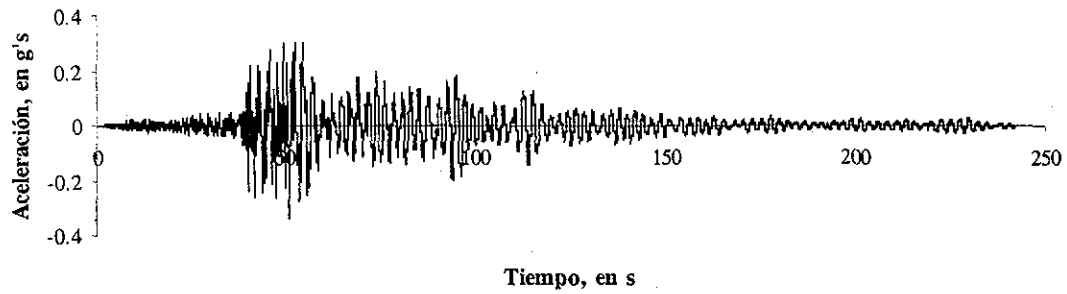


b) Localización horizontal del centro de giro respecto al extremo de la cimentación

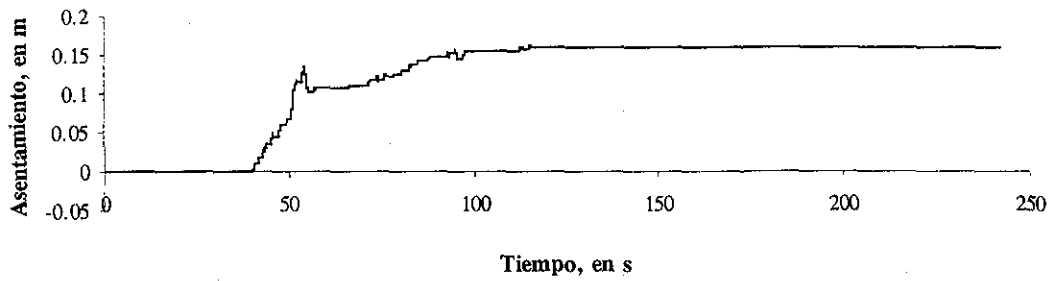


c) Localización vertical del centro de giro con respecto a la base de cimentación

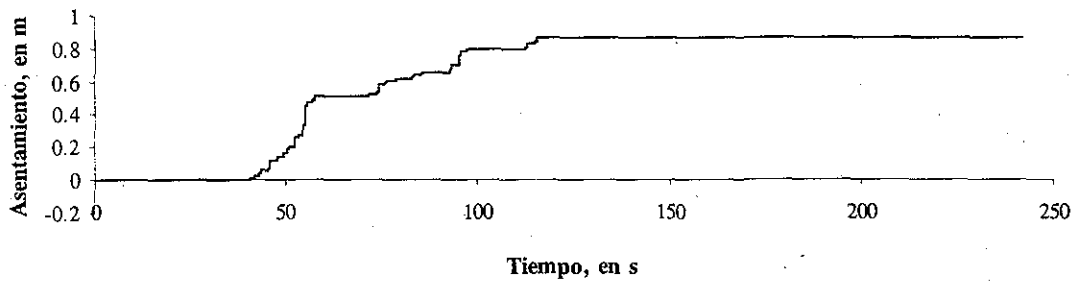
Fig 4.15 Variación de las coordenadas del centro de giro durante un sismo



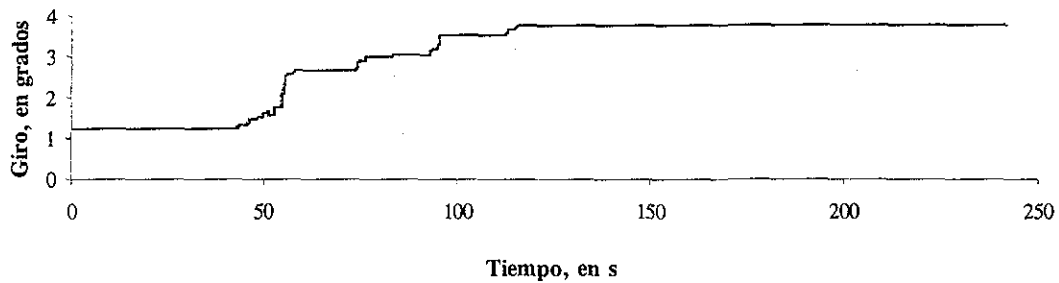
a) Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 1985 calculado en el centro de masa del edificio I



b) Asentamiento permanente en el extremo 1



c) Asentamiento permanente en el extremo 2



c) Giro permanente

Fig 4.16 Asentamiento de la cimentación del edificio I y giro durante el sismo (19/IX/85)

## 5. Uso como herramienta de diseño

En este capítulo se analiza el desempeño del modelo presentado en el capítulo 3 utilizando estructuras hipotéticas de características distintas a las presentadas en el capítulo anterior, con el objeto de poder utilizarlo como herramienta de diseño o de revisión de estructuras por asentamientos y giros causados por el efecto de las fuerzas sísmicas.

### 5.1 Sensibilidad de parámetros

Para una estructura sin pilotes, cuyas características se presentan en la tabla 3.1, se obtuvieron con el modelo los asentamientos y giros, cambiando el valor de la resistencia,  $c$ , de acuerdo con la siguiente expresión:

$$c = \frac{FSE}{N_c} \left[ \frac{W_e}{BL} - \gamma_s D_f \right] \quad (5.1)$$

la cual calcula el valor de  $c$  necesario para tener un factor de seguridad estático dado,  $FSE$ , manteniendo constantes las demás cantidades. Se consideró lo anterior para poder graficar asentamientos calculados con el modelo *versus* el factor de seguridad estático.

El acelerograma usado es el mostrado en la Fig 4.9a que fue con el que se evaluó el modelo en el edificio *I*. De éste se tomaron únicamente 170 s, que corresponde a la fase intensa. A continuación se muestran los efectos, en términos de giros y asentamientos, de las variables más significativas del fenómeno.

#### *Efecto de la aceleración horizontal*

En la Fig 5.1 se muestra el efecto de la aceleración horizontal máxima del acelerograma actuando en el centro de masa de la estructura. El acelerograma de la Fig 4.9a se escaló para que su máxima aceleración tuviera valores desde 0.1g hasta 0.8g. En ella se observa que, en una estructura específica con un cierto factor de seguridad estático, al incrementarse las aceleraciones máximas el giro es mayor. Pero lo más valioso es que se puede observar un umbral del factor de seguridad que nos marca las condiciones críticas. Es decir, un valor tal que si se tiene un factor de seguridad menor, pequeños cambios en el valor de éste implican grandes cambios en los asentamientos calculados (la estructura es inestable). Por ejemplo, para una aceleración máxima de 0.6 g se tiene un umbral de 2.2 de factor de seguridad. Si el factor de seguridad se incrementa, los giros y los desplazamientos (ver figura 5.2) decrecen de forma sostenida. En la Fig 5.2 se muestran los asentamientos totales correspondientes a los mismos valores de aceleración.

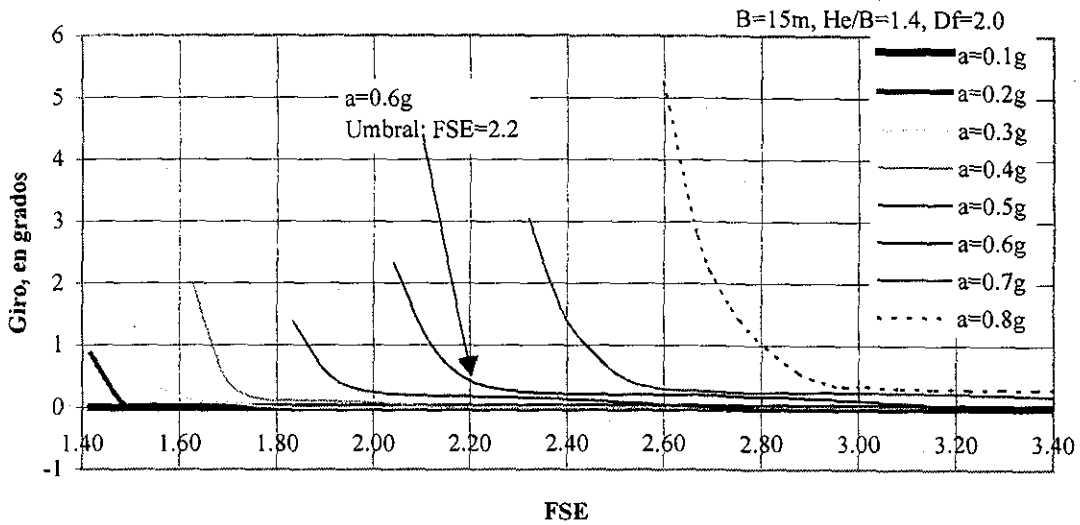


Fig 5.1. Influencia de la aceleración máxima en los giros (Estructura en tabla 3.1)

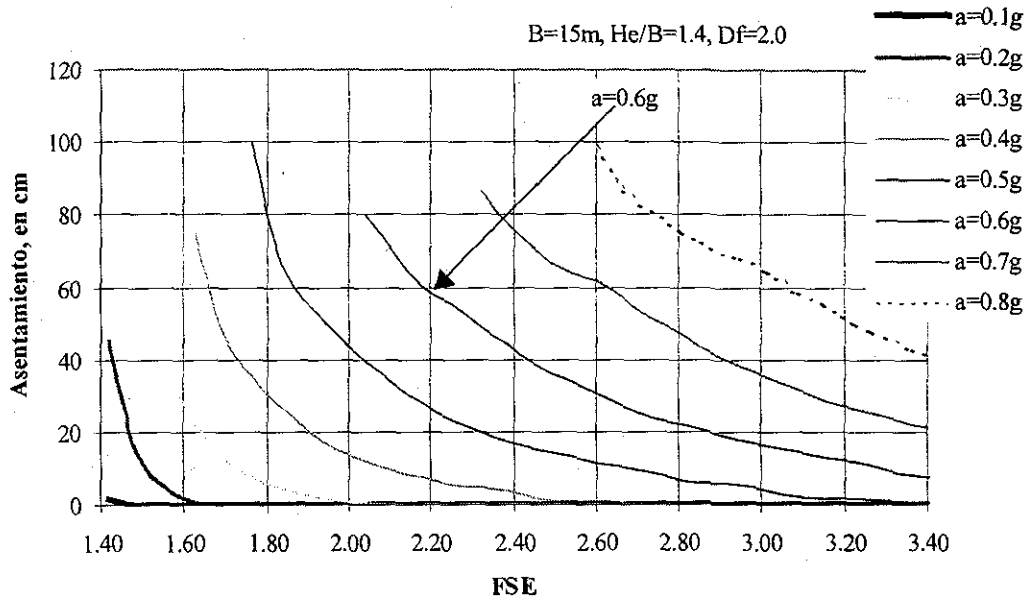


Fig 5.2 Influencia de la aceleración máxima en los asentamientos (Tabla 3.1)

En esta gráfica se observa que el asentamiento aumenta al incrementarse la aceleración máxima. También puede apreciarse que estructuras con factores de seguridad altos pueden sufrir fuertes asentamientos si la excitación es severa, aunque sus giros sean imperceptibles. Por ejemplo, una estructura con un factor de seguridad de 2.4 y una aceleración de 0.6 g, sufre un asentamiento de 44 cm, con un giro imperceptible. En la gráfica de asentamientos es difícil apreciar el umbral (FSE = 2.2,  $a_{max} = 0.6$  g). Sin



embargo, si se sigue la tendencia que muestran los patrones de asentamientos totales para FSE menores, se observa que sí existe un umbral que define el valor del factor seguridad requerido para que los asentamientos sísmicos sean despreciables.

*Efecto de la Profundidad de desplante*

En la Fig 5.3 se observan los resultados del modelo con una estructura cuyas características son las la tabla 3.1, desplantada a diferentes profundidades (para no incluir otros parámetros que empañen el efecto de  $D_f$ , se considera que el peso del edificio más la cimentación no aumenta al aumentar la profundidad de desplante). En esta figura se observa que al desplantar una estructura a una profundidad mayor, sufrirá un menor giro; pudiéndose elegir de la gráfica un valor de confianza de  $D_f$ . Se hicieron análisis para diferentes valores de aceleración máxima observándose que las estructuras para las que se esperan mayores aceleraciones en su centro de masa, desarrollarán mayores giros.

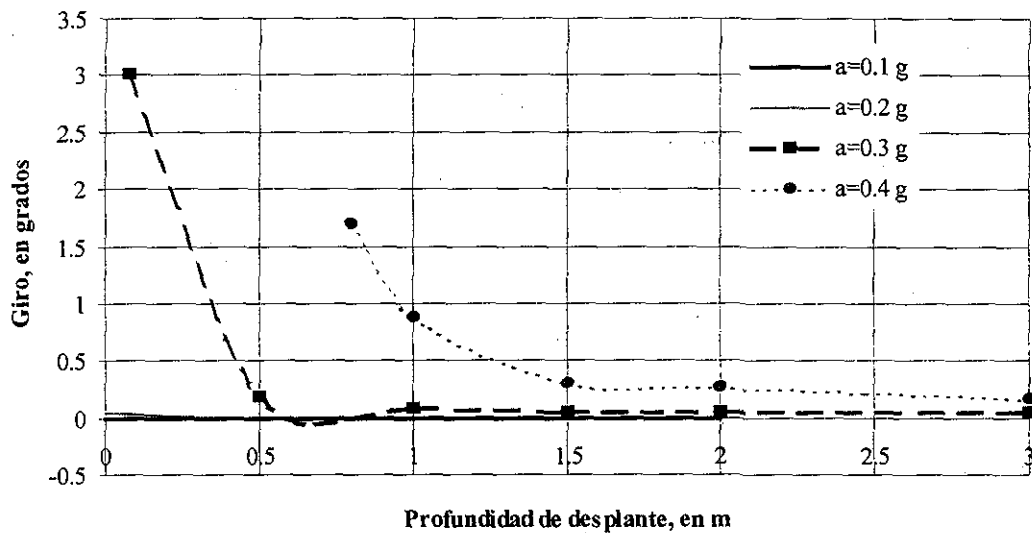


Fig 5.3 Efecto de la profundidad de desplante en los giros

Los asentamientos incluidos en la figura 5.4 muestran un comportamiento similar al de los giros: A mayor valor de  $D_f$ , menor asentamiento, y a mayores aceleraciones en el centro de masa, mayores asentamientos.

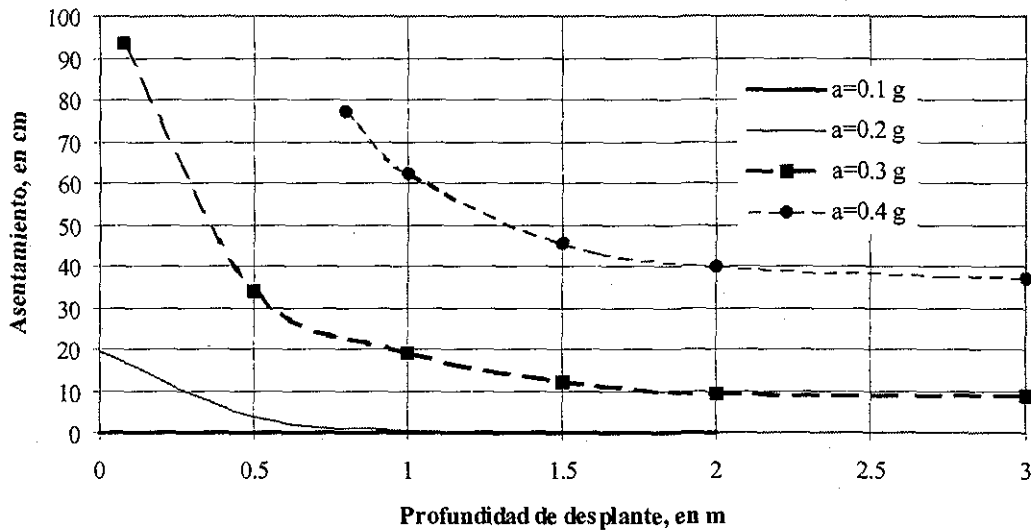


Fig 5.4 Efecto de la profundidad de desplante en los asentamientos

Sobre el efecto de la profundidad de desplante además de lo anterior cabe destacar dos aspectos:

- a) En la figura 3.8 se observa que al incrementarse las aceleraciones de la estructura, el centro de giro se desplaza hacia el centro de la base del edificio al punto que para una aceleración de 0.2g o mayor (en la estructura de la tabla 3.1), el centro de giro está en el centro de la base. Tomando en cuenta que para un suelo sin fricción la superficie de falla es un semicírculo (según el modelo propuesto), la contribución de una mayor profundidad de desplante es menos importante cuando se tienen fuertes aceleraciones. Lo anterior se nota claramente en la figura 5.4 para los valores de aceleración máxima de 0.3 y 0.4g cuando se aumenta la profundidad de 2 a 3 m.
- b) No se considera en el modelo el efecto de empotramiento en la masa de suelo que tienen las estructuras desplantadas a mayor profundidad, lo cual tiene un efecto importante en la estabilidad de las mismas ante sismos fuertes.

#### *Influencia de la relación de esbeltez*

En la figura 5.5 se muestran resultados del modelo para los que se aumentó la altura conservando el ancho (15 m) de la estructura de tal forma de tener diferentes relaciones de esbeltez. El peso se hizo aumentar, con fines ilustrativos, a razón de 1 t/m<sup>2</sup> por cada 3.0 m de altura. Las relaciones de esbeltez analizadas fueron desde 1.0 hasta 3.0. El resto de las características se presentan en la tabla 3.1.

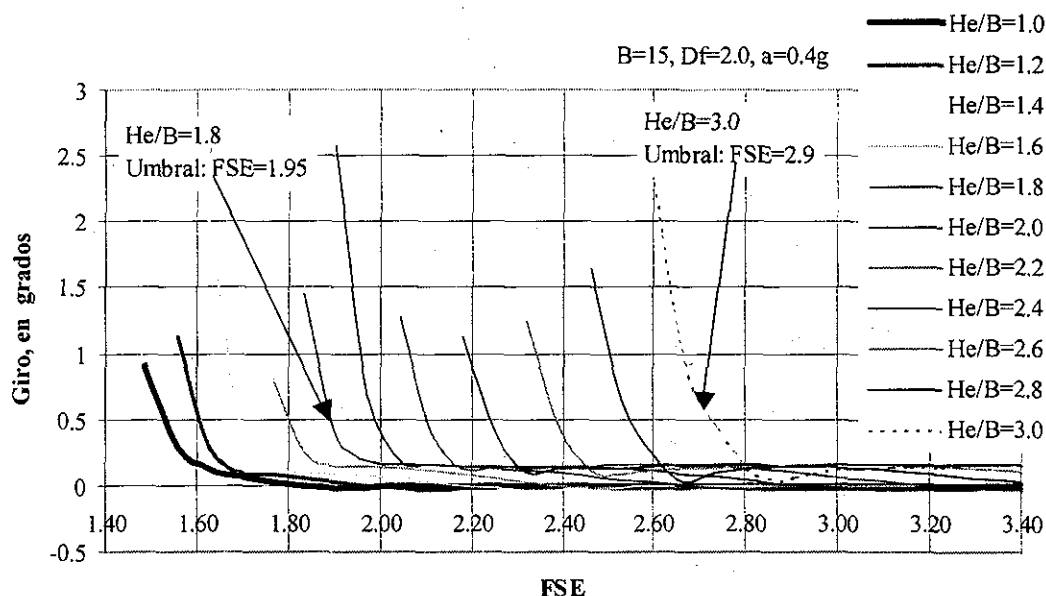


Fig 5.5 Influencia de la relación de esbeltez en los giros

En la Fig 5.5 se observa que las estructuras con mayores relaciones de esbeltez sufren mayores giros. Más importante que lo anterior, es que deben diseñarse para factores de seguridad mayores. Por ejemplo, un edificio con una relación de esbeltez de 1.8 para el que se espera una aceleración de 0.4g debe diseñarse con un factor de seguridad superior a 1.95 (umbral); mientras que uno con una relación de esbeltez de 3.0 para el que se espera la misma aceleración, deberá diseñarse para un factor de seguridad mayor que 2.9.

En la Fig 5.6 se presenta la variación de los asentamientos con la relación de esbeltez, para un mismo valor de aceleración ( $a_{max} = 0.4g$ ). Se observa que a mayor relación de esbeltez se tiene mayor asentamiento. Por ejemplo un edificio con un factor de seguridad de 3.2 con una relación de esbeltez de 1.8 sufre asentamientos despreciables, (de acuerdo con el modelo), mientras que uno con una relación de 3.0 y el mismo factor de seguridad se asienta 25 cm, con un giro de aproximada 0.2 grados. Este aspecto tampoco se contempla en ningún reglamento de construcciones. Si se desea tener el mismo nivel de giros y asentamientos en dos edificios con diferente esbeltez, el factor de seguridad de diseño debe crecer con la esbeltez de la estructura.

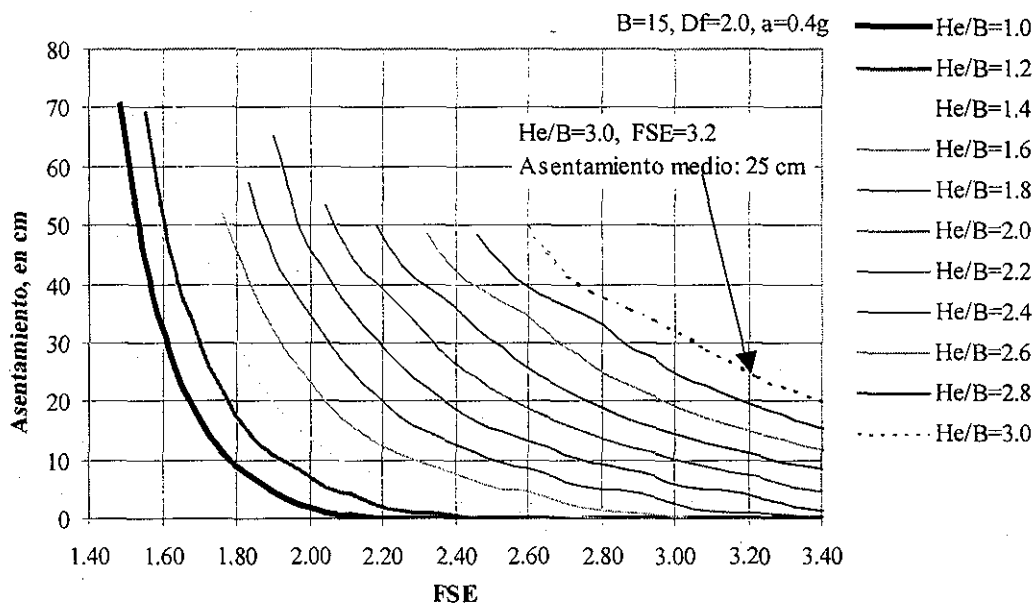


Fig 5.6 Influencia de la relación de esbeltez en los asentamientos

*Influencia del ancho de la cimentación (conservando la relación de esbeltez)*

En las Figuras 5.7 y 5.8 se muestran los resultados de análisis en los que se hizo variar el ancho de la cimentación, con la misma relación de esbeltez para ver su efecto en los movimientos permanentes de las estructuras (en realidad se analizó el efecto de escala). Se observa que una estructura de mayor escala sufre menores asentamientos y giros. Es decir, para igual relación de esbeltez, al aumentar las dimensiones en planta, los asentamientos y giros disminuyen. Nótese que la dependencia de los movimientos de la escala es mucho menor que de los otros factores mencionados antes. Por ejemplo, el factor de seguridad umbral para un ancho de 10 m es apenas 0.15 mayor que para un ancho de 30 m.

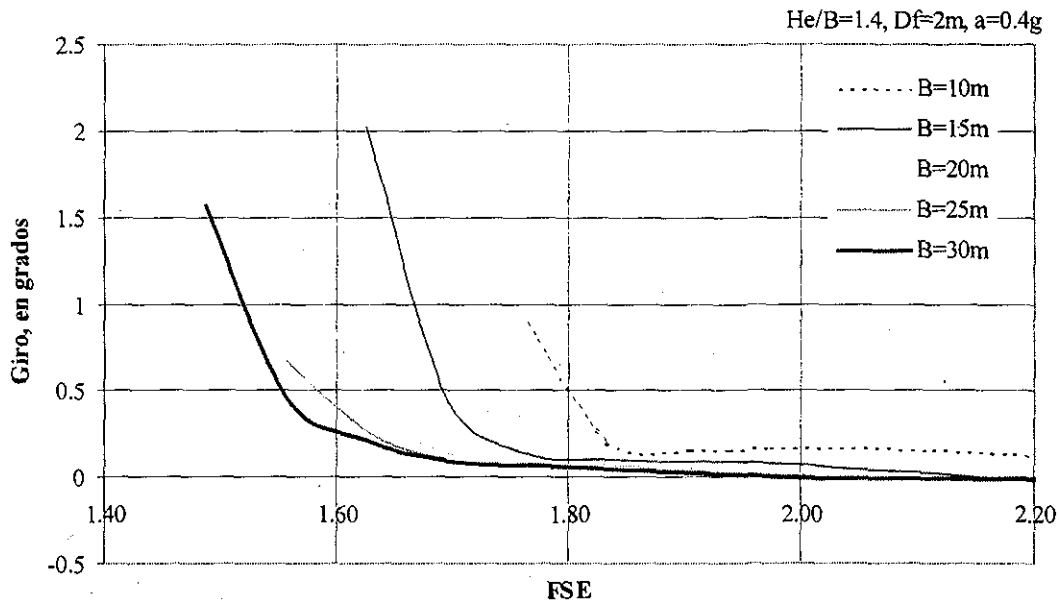


Fig 5.7 Influencia del ancho de la cimentación en los giros (conservando la esbeltez)

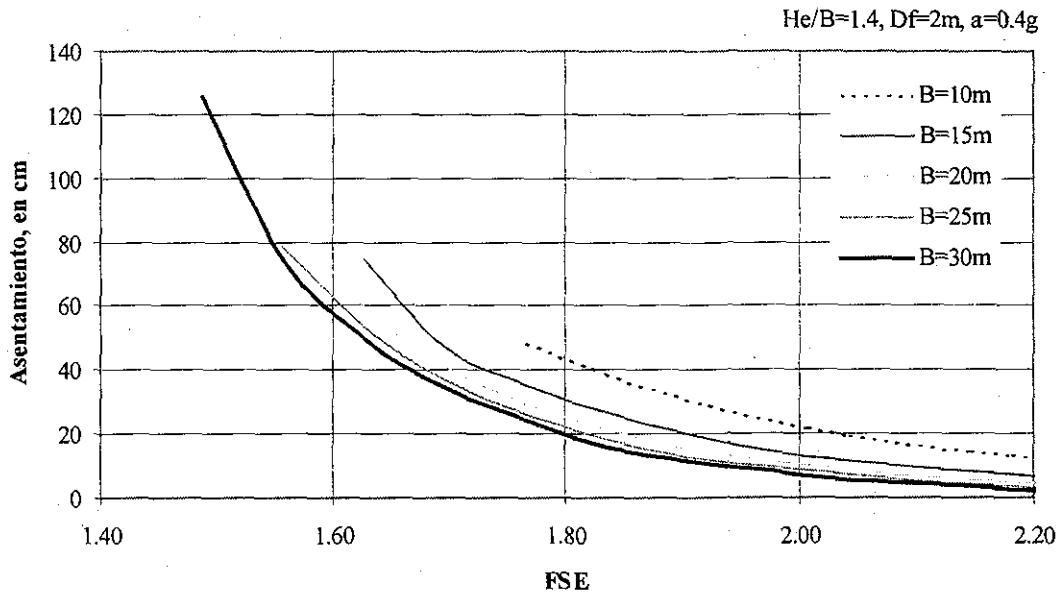


Fig 5.8 Influencia del ancho de la cimentación en los asentamientos

## 5.2 Herramienta de diseño

### Programa ZIGZAG

Como se mencionó en la sección 3.2, se elaboró un programa de computadora para efectuar los cálculos que requiere el modelo para obtener los giros y asentamientos de

una estructura desplantada sobre un suelo con cohesión y fricción sobre losa o cajón de cimentación con o sin pilotes de fricción.

De la observación de los resultados del inciso anterior, se aprecia que sería importante conocer, para una estructura con un factor de seguridad estático dado, el valor umbral de este parámetro de diseño, además del asentamiento total y el giro que sufrirá durante un sismo para saber qué tan segura es la estructura ante carga sísmica. Con este objetivo se modificó el programa para que con las características que son más fáciles de determinar, las cuales son: altura total,  $H_e$ ; ancho,  $B$ ; longitud,  $L$ ; peso,  $W_e$ ; profundidad de desplante,  $D_f$ , y peso volumétrico del suelo,  $\gamma_s$ ; se pueda calcular la resistencia,  $c$ , necesaria para un factor de seguridad dado, con la ecuación 5.1. Como resultado se tiene una curva de asentamientos y una de giros como las que se observan en las Figs 5.1 a 5.8.

El programa puede ejecutarse en dos modos. El primero recibe todos los datos del problema incluyendo la resistencia no drenada del suelo,  $c$ , y el acelerograma de la excitación. Los resultados de este primer modo son los asentamientos y giros debidos a la acción sísmica. En el segundo modo, el único valor que no se proporciona al programa es la resistencia,  $c$ . El programa calcula para un intervalo de valores de  $c$  los asentamientos y giros y los presenta en gráficas en las que en el eje horizontal están los factores de seguridad estáticos correspondientes a cada valor de  $c$ , como se explica en el párrafo anterior. Este segundo modo sólo es aplicable (hasta el momento) a suelos arcillosos ( $\phi = 0$ ) y estructuras sin pilotes.

El programa está elaborado en Fortran. Se le adaptó una interfaz gráfica con el fin de poder usarlo bajo un ambiente de ventanas.

#### *Especificaciones mínimas de hardware*

Procesador de 200 MHz de velocidad  
Memoria RAM de 32 Mbytes  
Disco duro de 2 Gbytes  
CDROOM (para leer información desde disco compacto)

#### *Especificaciones de software*

Puede ejecutarse desde MS-DOS o en Windows 95 o en una versión más reciente de éste.

#### *Instalación*

Para poder hacer uso de la interfaz gráfica es necesario instalar el compilador JAVA, ya que en este lenguaje fue programada. Tanto este compilador como la interfaz gráfica y el programa en Fortran que calcula los asentamientos, están contenidos en un disco compacto.

El disco está dividido en dos directorios principales: Instalación de JAVA y ZIGZAG. En el directorio Instalación de JAVA está el archivo instalJAV.txt en el que se explica paso a paso el proceso de instalación del compilador JAVA.

Una vez instalado JAVA, se copia el directorio ZIGZAG completo del disco compacto a la computadora. Terminado lo anterior, se hace doble clic en el archivo *zigzag.bat* que se encuentra en el directorio ZIGZAG de la computadora para desplegar la interfaz gráfica. También se anexa la versión del programa para correr desde Fortran y no usar interfaz gráfica.

En el Apéndice 5 se presenta un manual de usuario del programa y un ejemplo de uso.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 6. Conclusiones y Recomendaciones

Las conclusiones más importantes que se derivan de este estudio son:

1. La capacidad de carga de una losa o cajón de cimentación, con o sin pilotes de fricción, desplantada sobre suelos arcillosos, puede reducirse drásticamente en condiciones sísmicas, induciendo, en muchos casos, movimientos permanentes excesivos en las estructuras, e incluso volcamiento.
2. La razón de la pérdida de capacidad de carga se debe a que al actuar fuerzas horizontales, la superficie de falla adopta una posición más superficial.
3. A medida que se incrementan las fuerzas sísmicas, el mecanismo de falla se hace más superficial y local, que en el caso más crítico queda como un semicírculo (para suelos arcillosos) con centro de giro en el eje de la estructura. Esto concuerda al menos cualitativamente con el resultado de otras investigaciones (Richards et al., 1993). Además, los casos estudiados después del sismo del 19 de septiembre de 1985 avalan estos resultados teóricos.
4. Con el procedimiento desarrollado se pueden calcular asentamientos totales y diferenciales de una estructura desplantada sobre losa o cajón de cimentación con o sin pilotes de fricción, por cargas sísmicas, por lo que se podría usar para diseños por desplazamiento. Sin embargo, debe notarse que también se pueden calcular las variaciones temporales de los factores de seguridad dinámicos.
5. Para una estructura con características geométricas conocidas y un acelerograma esperado en su centro de masa, es posible conocer con el modelo un valor umbral tal que si el factor de seguridad estático de su cimentación es igual o menor, la estructura puede ser sísmicamente inestable.
6. Se propone una forma de diseñar por asentamientos o revisar la estabilidad sísmica de una cimentación (a base de losa o cajón), partiendo del factor de seguridad estático.
7. Estructuras con características distintas y factor de seguridad de su cimentación similar, tendrán comportamientos distintos, a menos que este factor sea suficientemente grande, por lo que la confianza en un valor de este factor no debe ser general.
8. Se recomienda estudiar el efecto de empotramiento en la masa de suelo que obtiene una estructura al desplantarse a mayor profundidad.
9. Se recomienda hacer experimentos de laboratorio con modelos a escala para corroborar los resultados del modelo teórico propuesto y considerar la posibilidad de introducir nuevas variables.



## 7. Referencias

Juárez, E. y Rico, R. (1979), *Mecánica de suelos, Tomo II: Teoría y aplicaciones de la Mecánica de suelos*, 2ª. Edición, Ed. Limusa, México, D. F.

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. y Wilson, E. L. (1982), *Numerical Methods in Finite Element Analysis*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.

Blatt, F. J. (1991), *Fundamentos de Física*, 3ª edición, Prentice-Hall, México.

Carroll, W. F. (1963) Dynamic Bearing Capacity of Soils: Vertical Displacement of Spread Footing on Clay: Static and Impulsive Loadings, Technical Report 3-599, Report 5, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Mississippi.

Chopra, A. K. (1995), *Dynamics of structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Das, B. M. (1999), *Shallow Foundations, Bearing Capacity and settlements*, CRC Press, Florida.

DeBeer, E. E. (1970), Experimental Determination of the shape factors of sand, *Geotechnique*, 20 (4).

Hansen, J. B. (1970) A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

Jumikis, A. R. (1962), *Soil Mechanics*. D. Van Nostrand Co., Princeton, N. J.

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 on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, México, SMMS, Vol. 2, pp. 351-367.

Mendoza, M. J. (2001), *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.

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.

Meyerhof, G. G. (1963), Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotech. J.*, 1(1), 16.

Ovando, E. (1995), *Direct shear test on Mexico City clay with reference to friction pile behavior*, *Geotechnical and Geological Engineering*, 1995, 13, pp. 1-16.

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.

Prandtl, L. (1921), Über die eindringungs-festigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden, *Z. Ang. Math. Mech.*, 1(1), 15.

Richards, R. Jr., Elms, D. G. y Budhu, M. (1993) "Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 119, No. 4, pp. 662-674.

Romo, M. P. (1990), Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones, *Memorias del Simposio El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*, SMMSpp. 83-94

Romo, M. P. y García, J. (1995), "Procedimiento para el análisis de movimientos permanentes por sismo en cimentaciones superficiales y profundas", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, elaborado para el Departamento del Distrito Federal.

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.

Sokolovsky, V. V. (1960). *Statics of Soil Media*. Translated by D. H. Jones and A. N. Schofield, Butterworths, London, England.

Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Willey & Sons, Inc., New York.

Tschebotarioff, G. P. (1951). *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*. McGraw-Hill, New York, N. Y.

Vesic, A. S. (1973), *Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations*, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, SM 1.

Vesic, A. S., Banks, D. C., and Woodward, J. M. (1965) An Experimental Study of Dynamic Bearing Capacity of Footings on Sand, *Proceedings, VI Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Montreal, Canada.

## Apéndice 1. Cálculo de parámetros geométricos

### A.1.1 Área bajo la curva

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (\text{A.1.1.1})$$

$$ds = r d\theta \quad (\text{A.1.1.2})$$

$$dA = \frac{r(ds)}{2} = \frac{1}{2} r^2 d\theta = \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta \quad (\text{A.1.1.3})$$

$$A = \int dA = \int \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta = \frac{r_0^2}{4 \tan \varphi} e^{2\theta \tan \varphi} \quad (\text{A.1.1.4})$$

La integral definida entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$  resulta ser

$$A = \frac{r_0^2}{4 \tan \varphi} \left[ e^{2(\alpha+\beta) \tan \varphi} - e^{2\beta \tan \varphi} \right] \quad (\text{A.1.1.5})$$

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

#### A.1.2.1 Abscisa

$$\bar{x} = \frac{2}{3} r \cos \theta = \frac{2}{3} r_0 e^{\theta \tan \varphi} \cos \theta \quad (\text{A.1.2.1})$$

$$dA = \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta \quad (\text{A.1.2.2})$$

$$\bar{x} dA = \left( \frac{2}{3} r_0 e^{\theta \tan \varphi} \cos \theta \right) \left( \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta \right) = \frac{1}{3} r_0^3 e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.3})$$

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

Integrando por partes

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

$$\int e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta = e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta - 3 \tan \varphi \left[ -e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta + 3 \tan \varphi \int e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta \right] \quad (\text{A.1.2.6})$$

$$\int e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta = e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta + 3(\tan \varphi) e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta - 9 \tan^2 \varphi \int e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.7})$$

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

$$\int e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta = \frac{1}{1 + 9 \tan^2 \varphi} e^{3\theta \tan \varphi} [\sin \theta + 3 \tan \varphi \cos \theta] \quad (\text{A.1.2.9})$$

$$\int \bar{x} dA = \frac{r_0^3}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} e^{3\theta \tan \varphi} [\sin \theta + 3 \tan \varphi \cos \theta] \quad (\text{A.1.2.10})$$

### A.1.2.2 Ordenada

$$\bar{y} = \frac{2}{3} r \sin \theta = \frac{2}{3} r_0 e^{\theta \tan \varphi} \sin \theta \quad (\text{A.1.2.11})$$

$$\bar{y} dA = \left( \frac{2}{3} r_0 e^{\theta \tan \varphi} \sin \theta \right) \left( \frac{1}{2} r_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta \right) = \frac{1}{3} r_0^3 e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.12})$$

$$\int \bar{y} dA = \frac{r_0^3}{3} \int e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.13})$$

Integrando por partes

$$\int e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta = -e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta + 3 \tan \varphi \int e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.14})$$

$$\int e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta = -e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta + 3 \tan \varphi \left[ e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta - 3 \tan \varphi \int e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta \right] \quad (\text{A.1.2.15})$$

$$\int e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta = -e^{3\theta \tan \varphi} \cos \theta + 3(\tan \varphi) e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta - 9 \tan^2 \varphi \int e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta \quad (\text{A.1.2.16})$$

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

$$\int e^{3\theta \tan \varphi} \sin \theta d\theta = \frac{1}{1 + 9 \tan^2 \varphi} e^{3\theta \tan \varphi} [3 \sin \theta \tan \varphi - \cos \theta] \quad (\text{A.1.2.18})$$

$$\int \bar{y} dA = \frac{r_0^3}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} e^{3\theta \tan \varphi} [3 \sin \theta \tan \varphi - \cos \theta] \quad (\text{A.1.2.19})$$

A.1.3 Longitud de arco de la espiral

$$s = \int ds = \int r d\theta = r_0 \int e^{\theta \tan \varphi} d\theta = \frac{r_0}{\tan \varphi} \int e^{\theta \tan \varphi} \tan \varphi d\theta \quad (\text{A.1.3.1})$$

$$s = \frac{r_0}{\tan \varphi} e^{\theta \tan \varphi} \quad (\text{A.1.3.2})$$

Evaluada entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$  resulta ser

$$s = \frac{r_0}{\tan \varphi} \left[ e^{(\alpha+\beta)\tan \varphi} - e^{\beta \tan \varphi} \right] \quad (\text{A.1.3.3})$$

A.1.4. Momento polar de inercia del suelo subyacente

A continuación se obtiene una expresión para el cálculo del momento polar de inercia del suelo comprendido entre la superficie de desplante y la superficie de falla.

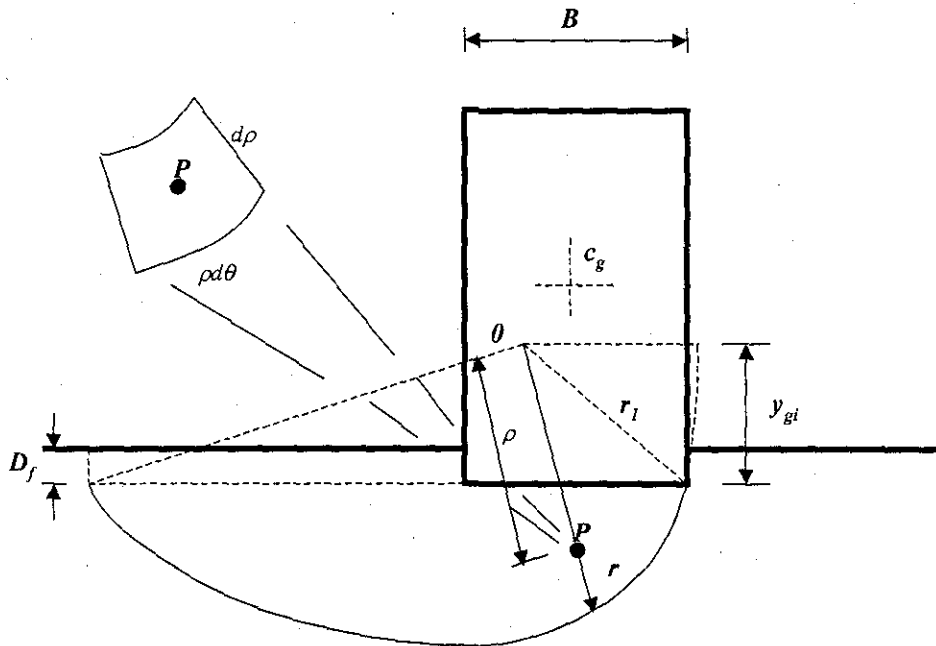


Fig A.1.1

La contribución de  $ds$  al momento polar de inercia está dada por

$$dJ = \rho^2 dM \quad (\text{A.1.4.1})$$

$$dM = \frac{\gamma_s}{g} dV \quad (\text{A.1.4.2})$$

De la figura A.1.1

$$\begin{aligned} ds &= \rho d\rho d\theta \\ dV &= Lds = L(\rho d\rho d\theta) \end{aligned} \quad (\text{A.1.4.3})$$

Si se utiliza una longitud unitaria,  $L = 1$ , se tiene

$$dJ = \rho^2 \frac{\gamma_s}{g} \rho d\rho d\theta = \frac{\gamma_s}{g} \rho^3 d\rho d\theta \quad (\text{A.1.4.4})$$

El momento en toda la región es

$$\frac{\gamma_s}{g} J_0 = \frac{\gamma_s}{g} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \int_{\rho_1}^{\rho_2} \rho^3 d\rho d\theta \quad (\text{A.1.4.5})$$

Calculando la primera integral

$$J_0 = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \left[ \frac{\rho^4}{4} \right]_{\rho_1}^{\rho_2} d\theta \quad (\text{A.1.4.6})$$

Caso I: Centro de giro situado a una altura  $y_{gi}$  sobre el nivel de desplante y  $\varphi \neq 0$

$$\rho_1 = \frac{y_{gi}}{\sin \theta} \quad \text{y} \quad \rho_2 = r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (\text{A.1.4.7})$$

$$J_0 = \frac{1}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \left[ (r_0 e^{\theta \tan \varphi})^4 - \left( \frac{y_{gi}}{\sin \theta} \right)^4 \right] d\theta \quad (\text{A.1.4.8})$$

$$J_0 = \frac{r_0^4}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} e^{4\theta \tan \varphi} d\theta - \frac{y_{gi}^4}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \frac{1}{\sin^4 \theta} d\theta \quad (\text{A.1.4.9})$$

$$\int \frac{d\theta}{\sin^4 \theta} = -\frac{\cot \theta}{3} (\csc^2 \theta + 2) \quad (\text{A.1.4.10})$$

$$J_0 = M_1 - M_2 \quad (\text{A.1.4.11})$$

$$M_1 = \frac{r_0^4}{16 \tan \varphi} \left[ e^{4\theta \tan \varphi} \right]_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (\text{A.1.4.12})$$

$$M_2 = \frac{y_{gi}^4}{4} \left[ -\frac{\cot \theta}{3} (\csc^2 \theta + 2) \right]_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (\text{A.1.4.13})$$

Evaluando entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$  resulta ser

$$J_0 = \frac{r_0^4}{16 \tan \varphi} \left[ e^{4(\alpha+\beta)\tan \varphi} - e^{4\beta \tan \varphi} \right] + \frac{y_{gi}^4}{12} \left\{ \cot(\alpha + \beta) \left[ \csc^2(\alpha + \beta) + 2 \right] - \cot \beta (\csc^2 \beta + 2) \right\} \quad (\text{A.1.4.14})$$

Caso 2: Centro de giro en el nivel de desplante y  $\varphi \neq 0$

$$\rho_1 = 0 \quad \text{y} \quad \rho_2 = r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (\text{A.1.4.15})$$

$$J_0 = \frac{1}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} (r_0 e^{\theta \tan \varphi})^4 d\theta \quad (\text{A.1.4.16})$$

$$J_0 = \frac{r_0^4}{16 \tan \varphi} \left[ e^{4\theta \tan \varphi} \right]_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (\text{A.1.4.17})$$

Evaluando entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$  resulta ser

$$J_0 = \frac{r_0^4}{16 \tan \varphi} \left[ e^{4(\alpha+\beta)\tan \varphi} - e^{4\beta \tan \varphi} \right] \quad (\text{A.1.4.18})$$

Caso 3: Centro de giro situado a una altura  $y_{gi}$  sobre el nivel de desplante, pero  $\varphi = 0$

$$\rho_1 = \frac{y_{gi}}{\sin \theta} \quad \text{y} \quad \rho_2 = r = r_0 \quad (\text{A.1.4.19})$$

$$J_0 = \frac{1}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \left[ r_0^4 - \left( \frac{y_{gi}}{\sin \theta} \right)^4 \right] d\theta \quad (\text{A.1.4.20})$$

$$J_0 = \frac{r_0^4}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} d\theta - \frac{y_{gi}^4}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \frac{1}{\sin^4 \theta} d\theta \quad (\text{A.1.4.21})$$

$$J_0 = \frac{r_0^4}{4} [\theta]_{\theta_1}^{\theta_2} - \frac{y_{gi}^4}{4} \left[ -\frac{\cot \theta}{3} (\csc^2 \theta + 2) \right]_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (\text{A.1.4.22})$$

Evaluando entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$  resulta ser



$$J_0 = \frac{r_0^4 \alpha}{4} + \frac{y_{gl}^4}{12} \left\{ \cot(\alpha + \beta) [\csc^2(\alpha + \beta) + 2] - \cot \beta (\csc^2 \beta + 2) \right\} \quad (\text{A.1.4.23})$$

Caso 4: Centro de giro en el nivel de desplante y  $\varphi = 0$

$$\rho_1 = 0 \quad \text{y} \quad \rho_2 = r = r_0 \quad (\text{A.1.4.24})$$

$$J_0 = \frac{1}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} (r_0^4 - 0) d\theta \quad (\text{A.1.4.25})$$

$$J_0 = \frac{r_0^4}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} d\theta \quad (\text{A.1.4.26})$$

$$J_0 = \frac{r_0^4}{4} [\theta]_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (\text{A.1.4.27})$$

Evaluando entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$  resulta ser

$$J_0 = \frac{r_0^4 \alpha}{4} \quad (\text{A.1.4.28})$$

y como en este caso  $\alpha = \pi$

$$J_0 = \frac{\pi r_0^4}{4} \quad (\text{A.1.4.29})$$

Para tomar en cuenta toda la longitud de la cimentación, debe multiplicarse  $J_0$  por  $L$ .

Finalmente, el momento debido a la inercia del suelo comprendido entre la superficie de desplante y la superficie de falla es

$$J_{cd} = \frac{\gamma_s}{g} J_0 \quad (\text{A.1.4.30})$$

#### A.1.5. Momento polar de inercia del edificio

El momento polar de inercia de un prisma de área rectangular y longitud unitaria con respecto a un eje perpendicular que pasa por su centro de masa es (Blatt, 1991)

$$J = \frac{1}{12} M(a^2 + b^2) \quad (\text{A.1.5.1})$$

Donde  $M$  es la masa,  $a$  y  $b$  son los lados del prisma. Cuando el eje pasa a una distancia  $d$ , del centro de masa se utiliza el teorema de ejes paralelos. En este caso:

$$J = \frac{1}{12} M(a^2 + b^2) + Md^2 \quad (\text{A.1.5.2})$$

Para el caso de la geometría considerada en este estudio

$$J_e = \frac{1}{12} m_e (B^2 + H_e^2 + 12d_e^2) \quad (\text{A.1.5.3})$$

donde

$$d_e = \sqrt{x_d^2 + y_d^2} \quad (\text{A.1.5.4})$$

Por lo tanto

$$J_e = \frac{W_e}{12g} [B^2 + H_e^2 + 12(x_d^2 + y_d^2)] \quad (\text{A.1.5.5})$$

#### A.1.6. Momento polar de inercia del suelo adyacente

$$J_{sa} = \frac{W_{sa}}{12g} [(B_1 - x_{gi})^2 + D_f^2 + 12(x_{sa}^2 + y_{sa}^2)] \quad (\text{A.1.6.1})$$

donde el peso del suelo adyacente al edificio se calcula con la expresión

$$W_{sa} = (B_1 - x_{gi}) D_f \gamma_s \quad (\text{A.1.6.2})$$

y las diferencias de abscisas y ordenadas entre el centro de giro y el centro de masa del volumen de suelo adyacente valen

$$x_{sa} = \frac{B_1 + x_{gi}}{2} \quad y_{sa} = \frac{2y_{gi} - D_f}{2} \quad (\text{A.1.6.3})$$

## Apéndice 2. Momentos resistentes

### A.2.1 Momento debido a la cohesión del suelo $M_{rsf}$

$$M_{rsf} = \int cr ds \quad (A.2.1.1)$$

$$M_{rsf} = \int_{\theta_1}^{\theta_2} cr^2 d\theta \quad (A.2.1.2)$$

$$M_{rsf} = \int_{\theta_1}^{\theta_2} cr_0^2 e^{2\theta \tan \varphi} d\theta \quad (A.2.1.3)$$

$$M_{rsf} = \frac{cr_0^2}{2 \tan \varphi} e^{2\theta \tan \varphi} \Big|_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (A.2.1.4)$$

Si  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$ , se obtiene

$$M_{rsf} = \frac{cr_0^2}{2 \tan \varphi} \left[ e^{2(\alpha+\beta) \tan \varphi} - e^{2\beta \tan \varphi} \right] \quad (A.2.1.5)$$

### A.2.2 Momento debido al peso de la cuña de suelo $M_{rcd}$

En el punto anterior se calculó

$$\int \bar{x} dA = \frac{r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} e^{3\theta \tan \varphi} [\sin \theta + 3 \cos \theta \tan \varphi] \quad (A.2.2.1)$$

Por otra parte, para el área triangular

$$\bar{x} A = \left( \frac{B_1 y_{gi}}{2} \right) \left( \frac{B_1}{3} \right) - \frac{(B - x_{gi}) y_{gi}}{2} \left( \frac{B - x_{gi}}{3} \right) = \frac{y_{gi}}{6} [B_1^2 - (B - x_{gi})^2] \quad (A.2.2.2)$$

Evaluando la expresión A.2.2.1 entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$ ; y sustrayendo la expresión A.2.2.2, se obtiene

$$M_{rcd} = \frac{\gamma_s r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} \left[ e^{3\beta \tan \varphi} (\sin \beta + 3 \cos \beta \tan \varphi) - e^{3(\alpha+\beta) \tan \varphi} (\sin(\alpha + \beta) + 3 \cos(\alpha + \beta) \tan \varphi) \right] - \frac{\gamma_s y_{gi}}{6} [B_1^2 - (B - x_{gi})^2] \quad (A.2.2.3)$$

A.2.3 Momento debido al peso del suelo adyacente  $M_{rsa}$

El volumen por unidad de longitud del suelo adyacente que gravita sobre la superficie de desplante, es

$$A = (B_1 - x_{gi})D_f \quad (A.2.3.1)$$

y el brazo de palanca del suelo comprendido en ese volumen con respecto al centro de giro es

$$\bar{x} = \frac{B_1 - x_{gi}}{2} + x_{gi} \quad (A.2.3.2)$$

Por lo tanto, el momento está dado por la expresión

$$M_{rsa} = \frac{\gamma_s D_f}{2} (B_1 - x_{gi})(B_1 + x_{gi}) \quad (A.2.3.3)$$

$$M_{rsa} = \frac{\gamma_s D_f}{2} (B_1^2 - x_{gi}^2) \quad (A.2.3.4)$$

A.2.4 Momento resistente por las caras laterales del bloque deslizante  $M_{rcl}$

En la figura A.1.1 se muestran las variables involucradas. Supóngase una resistencia al esfuerzo cortante,  $c$ , igual en toda la superficie de falla. En el momento en que la falla se alcanza, en un punto cualquiera,  $P$ , de las caras laterales del bloque deslizante, se desarrolla un esfuerzo resistente proporcional a la distancia que existe del centro de giro al punto en cuestión, suponiendo variación lineal del esfuerzo cortante en la dirección radial. Con esta idea, dicho esfuerzo está dado por la siguiente expresión

$$\tau = \frac{\rho}{r} c \quad (A.2.4.1)$$

actuando en una superficie

$$ds = \rho d\rho d\theta \quad (A.2.4.2)$$

La fuerza cortante en esa superficie es

$$F = \tau ds = c \frac{\rho^2}{r} d\rho d\theta \quad (A.2.4.3)$$

El momento que produce esta fuerza está dado por la expresión

$$M = \rho F = c \frac{\rho^3}{r} d\rho d\theta \quad (A.2.4.4)$$

El momento que resiste toda la superficie lateral es

$$M = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \frac{c}{r} \left[ \int_{\rho_1}^{\rho_2} \rho^3 d\rho \right] d\theta \quad (\text{A.2.4.5})$$

Resolviendo la primera integral tenemos

$$M = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \frac{c}{4r} [\rho^4]_{\rho_1}^{\rho_2} d\theta \quad (\text{A.2.4.6})$$

Caso 1: Centro de giro a nivel de desplante  $\rho_1 = 0$  y  $\rho_2 = r$

$$M = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \frac{c}{4r} [r^4 - 0] d\theta \quad (\text{A.2.4.7})$$

quedando

$$M = \frac{c}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} r^3 d\theta \quad (\text{A.2.4.8})$$

Pero

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (\text{A.2.4.9})$$

$$M = \frac{c r_0^3}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} e^{3\theta \tan \varphi} d\theta \quad (\text{A.2.4.10})$$

Integrando tenemos

$$M = \frac{c r_0^3}{12 \tan \varphi} \left[ e^{3\theta \tan \varphi} \right]_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (\text{A.2.4.11})$$

Necesariamente  $\theta_1 = 0$  y  $\theta_2 = \pi$

$$M_{rci} = \frac{c r_0^3}{12 \tan \varphi} \left[ e^{3\pi \tan \varphi} - 1 \right] \quad (\text{A.2.4.12})$$

Caso 2: Centro de giro a una altura  $y_{gi}$  sobre el nivel de desplante

$$\rho_1 = \frac{y_{gi}}{\sin \theta} \quad \text{y} \quad \rho_2 = r \quad (\text{A.2.4.13})$$

Sustituyendo estos límites en la expresión A.2.4.6 y evaluando, tenemos

$$M = \int_{\theta_1}^{\theta_2} \frac{c}{4r} \left[ r^4 - \left[ \frac{y_{gi}}{\sin \theta} \right]^4 \right] d\theta \quad (\text{A.2.4.14})$$

$$M_{rcd} = \frac{c}{4} \int_{\theta_1}^{\theta_2} r^3 d\theta - \frac{cy_{gi}^4}{4r_0} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \frac{d\theta}{e^{\theta \tan \varphi} \sin^4 \theta} \quad (\text{A.2.4.15})$$

$$M_{rcd} = M_1 - M_2 \quad (\text{A.2.4.16})$$

El primer término de esta expresión es igual a la expresión A.2.4.8, pero ahora evaluado para todo el ángulo barrido tenemos

$$M_1 = \frac{cr_0^3}{12 \tan \varphi} \left[ e^{3\theta \tan \varphi} \right]_{\beta}^{\alpha+\beta} \quad (\text{A.2.4.17})$$

Resulta

$$M_1 = \frac{cr_0^3}{12 \tan \varphi} \left[ e^{3(\alpha+\beta)\tan \varphi} - e^{3\beta \tan \varphi} \right] \quad (\text{A.2.4.18})$$

El segundo término de la expresión A.2.4.15 evaluado en los mismos límites es

$$M_2 = \frac{cy_{gi}^4}{4r_0} \int_{\beta}^{\alpha+\beta} \frac{d\theta}{e^{\theta \tan \varphi} \sin^4 \theta} \quad (\text{A.2.4.19})$$

El cual debe ser obtenido numéricamente debido a que la función

$$f(\theta) = \frac{1}{e^{\theta \tan \varphi} \sin^4 \theta} \quad (\text{A.2.4.20})$$

no es integrable analíticamente.

**Caso 3: Centro de giro en la base y ángulo de fricción,  $\varphi = 0$**

Si se sustituye  $\varphi = 0$  en la expresión A.2.4.9, se tiene  $r = r_0$ ; y a su vez, este valor en A.2.4.10, el momento total es

$$M_{rcd} = \frac{cr_0^3}{4} [\theta]_0^{\pi} = \frac{c\pi r_0^3}{4} \quad (\text{A.2.4.21})$$

**Caso 4: Centro de giro a una altura  $y_{gi}$  sobre el nivel de desplante y  $\varphi = 0$**

Sustituyendo  $r = r_0$  en A.2.4.15 se tiene

$$M_{rci} = \frac{cr_0^3}{4} [\theta]_{\beta}^{\alpha+\beta} - \frac{cy_{gi}^4}{4r_0} \int_{\beta}^{\alpha+\beta} \frac{d\theta}{\sin^4 \theta} \quad (A.2.4.22)$$

Usando, para el segundo término, la fórmula

$$\int \frac{dx}{\sin^n(ax)} = \frac{-\cos(ax)}{a(n-1)\sin^{n-1}(ax)} + \frac{n-2}{n-1} \int \frac{dx}{\sin^{n-2}(ax)} \quad (A.2.4.23)$$

Que para nuestro caso ( $n = 4$ ):

$$\int \frac{d\theta}{\sin^4 \theta} = \frac{-\cos \theta}{3\sin^3 \theta} + \frac{2}{3} \int \frac{d\theta}{\sin^2 \theta} \quad (A.2.4.24)$$

$$\int \frac{d\theta}{\sin^4 \theta} = \frac{-\cos \theta}{3\sin^3 \theta} + \frac{2}{3} \left[ \frac{-\cos \theta}{\sin \theta} \right] \quad (A.2.4.25)$$

$$\int \frac{d\theta}{\sin^4 \theta} = -\frac{\cot \theta}{3} [\csc^2 \theta + 2]_{\beta}^{\alpha+\beta} \quad (A.2.4.26)$$

En la expresión A.2.4.22

$$M_{rci} = \frac{c\alpha r_0^3}{4} + \frac{cy_{gi}^4}{4r_0} \left\{ \frac{\cot(\alpha + \beta)}{3} [\csc^2(\alpha + \beta) + 2] - \frac{\cot \beta}{3} [\csc^2 \beta + 2] \right\} \quad (A.2.4.27)$$

#### A.2.5 Momento dinámico debido a la inercia al giro del sistema suelo-edificio $M_{dis}$

En el inciso A.1.4 se obtuvo la expresión para el cálculo del momento polar de inercia del suelo comprendido entre la superficie de desplante y la de falla, la cual es

$$J_{cd} = \frac{\gamma_s}{g} J_0 \quad (A.2.5.1)$$

Para el cálculo del momento polar de inercia del edificio y del suelo adyacente se obtuvieron, respectivamente, las siguiente expresiones

$$J_e = \frac{W_e}{12g} [B^2 + H_e^2 + 12(x_d^2 + y_d^2)] \quad (A.2.5.2)$$

$$J_{sa} = \frac{W_s}{12g} [(B_1 - x_{gi})^2 + D_f^2 + 12(x_{sa}^2 + y_{sa}^2)] \quad (A.2.5.3)$$

Si hacemos

$$J_s = J_{cd} + J_e + J_{sa} \quad (\text{A.2.5.4})$$

El momento dinámico debido a la inercia del sistema es

$$M_{dis} = J_s \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \quad (\text{A.2.5.5})$$

*A.2.6 Momento dinámico debido al incremento en el brazo de palanca del sistema con respecto al centro de giro  $M_{abc}$*

En el apéndice A.1 se obtuvo la expresión para calcular la ordenada del centro de masa de la cuña de suelo deslizante con respecto al centro de giro, la cual fue

$$\int \bar{y} dA = \frac{r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} e^{3\theta \tan \varphi} [3 \sin \theta \tan \varphi - \cos \theta] \quad (\text{A.2.6.1})$$

Por otra parte para el área triangular de la figura A.1.1

$$\bar{y} A = \frac{y_{gi} [B_1 + (B - x_{gi})]}{2} \left( \frac{2}{3} y_{gi} \right) = \frac{1}{3} y_{gi}^2 [B_1 + (B - x_{gi})] \quad (\text{A.2.6.2})$$

Evaluando la expresión anterior entre los límites  $\theta_1 = \beta$  y  $\theta_2 = \alpha + \beta$ , y restando la última expresión, se llega a

$$W_s \bar{y} = \frac{\gamma_s r_0^3}{3(1+9 \tan^2 \varphi)} \left[ e^{3(\alpha+\beta) \tan \varphi} (3 \sin(\alpha + \beta) \tan \varphi - \cos(\alpha + \beta)) - e^{3\beta \tan \varphi} (3 \sin \beta \tan \varphi - \cos \beta) \right] - \frac{\gamma_s}{3} y_{gi}^2 [B_1 + (B - x_{gi})] \quad (\text{A.2.6.3})$$



### Apéndice 3. Método de integración numérica

#### Método de Newmark

a) Valores iniciales de las variables

Definir las variables de masa,  $M$  y rigidez,  $K$  que a su vez determinan el periodo natural del sistema (Bathe, 1982 y Chopra, 1995).

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

Seleccionar los parámetros  $\alpha$  y  $\delta$

$$\delta \geq 0.50 \quad (\text{A.3.1})$$

$$\alpha \geq 0.25(0.5 + \delta)^2 \quad (\text{A.3.2})$$

Para el intervalo de tiempo del acelerograma, calcular las constantes de integración

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \quad (\text{A.3.3})$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t} \quad (\text{A.3.4})$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \quad (\text{A.3.5})$$

$$a_6 = \Delta t(1 - \delta) \quad (\text{A.3.6})$$

$$a_7 = \delta \Delta t \quad (\text{A.3.7})$$

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

$$\hat{K} = K + a_0 M \quad (\text{A.3.8})$$

b) Para cada intervalo de tiempo:

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

$$\hat{R}_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} + M \left( a_0 U_t + a_2 \dot{U}_t + a_3 \ddot{U}_t \right) \quad (\text{A.3.9})$$

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

$$U_{t+\Delta t} = \frac{\hat{R}_{t+\Delta t}}{\hat{K}} \quad (\text{A.3.10})$$

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

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = a_0(U_{t+\Delta t} - U_t) - a_2 \dot{U}_t - a_3 \ddot{U}_t \quad (\text{A.3.11})$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + a_6 \ddot{U}_t + a_7 \ddot{U}_{t+\Delta t} \quad (\text{A.3.12})$$

#### Apéndice 4. Momentos que resisten los pilotes

En la investigación de Romo y García (1995) se utilizaron curvas  $t-z$  y  $p-y$  para calcular fuerzas verticales en función de desplazamientos verticales y fuerzas transversales en función de desplazamientos horizontales, y a partir de ellas los momentos que producen. Se presentan a continuación dos nuevas formas de calcular los momentos que resisten los pilotes.

##### A.4.1 Criterio basado en la norma RP2A-WSD (*Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*)

Se ha encontrado que para cargas laterales estáticas, la capacidad de carga lateral última de arcillas blandas,  $P_u$  varía entre  $8c$  y  $12c$  excepto a poca profundidad donde la falla ocurre de un modo diferente debido a la mínima presión vertical. Las cargas cíclicas, por otro lado, causan deterioro de la capacidad de carga lateral con respecto a la condición estática. En la espera de mejores criterios para evaluar esta capacidad, se recomienda lo siguiente:

Según la norma que le da título al presente punto,  $P_u$  se incrementa de  $3c$  a  $9c$  conforme se incrementa la profundidad  $X$  de 0 a  $X_R$ , a partir de la cual se mantiene constante en  $9c$  de acuerdo con las siguientes expresiones

$$P_u = 3c + \gamma_s X + V \frac{cX}{D} \quad (\text{A.4.1})$$

$$P_u = 9c \text{ para } X \geq X_R \quad (\text{A.4.2})$$

donde

$P_u$  es la resistencia lateral última,

$D$  es el diámetro del pilote,

$V$  es una constante empírica adimensional que varía entre 0.25 y 0.5,

$X$  es la profundidad medida a partir de la superficie del suelo, y

$X_R$  es la profundidad de la zona de resistencia reducida.

Considerando resistencia constante con la profundidad, se pueden igualar las ecuaciones anteriores para encontrar la profundidad de la zona de resistencia reducida

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma_s D}{c} + V} \quad (\text{A.4.3})$$

Estas relaciones empíricas no deben usarse cuando la variación de la resistencia sea errática. El mínimo valor que se espera de  $X_R$  debe ser aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.

Dado que la superficie de falla está cambiando de posición conforme transcurre el sismo, se calcula en cada instante la longitud de cada pilote que queda debajo de dicha superficie,  $l_{efe}$  con la siguiente expresión

$$l_{efe} = \left[ (r_0 e^{\eta \tan \varphi})^2 - x_{pi}^2 \right]^{1/2} - y_{gi} \quad (A.4.4)$$

donde

$x_{pi}$  es la distancia horizontal del pilote al centro de giro y  $\eta$  es el ángulo entre la horizontal y la línea que une al centro de giro con la intersección del pilote con la línea de falla, el cual mediante un procedimiento iterativo se puede obtener de la siguiente expresión

$$x_{pi} = r_0 e^{\eta \tan \varphi} \cos \eta \quad (A.4.5)$$

Comparando las expresiones A.4.3 y A.4.4, si  $l_{efe} < X_R$ , se usa la expresión A.4.1 para calcular la resistencia a una profundidad  $l_{efe}$  bajo la superficie de falla

$$P_u = 3c + \gamma_s l_{efe} + 0.3 \frac{cl_{efe}}{D} \quad (A.4.6)$$

Por lo que la fuerza horizontal que resiste un pilote es

$$F_{pilh} = D l_{efe} \left[ \frac{3c + P_u}{2} \right] \quad (A.4.7)$$

Si  $l_{efe} \geq X_R$ , la fuerza horizontal que resiste un pilote está dada por la expresión

$$F_{pilh} = cD [6X_R + 9(l_{efe} - X_R)] \quad (A.4.8)$$

Por otro lado, la fuerza vertical que resiste cada pilote es

$$F_{pilv} = 0.8c\pi D l_{efe} \quad (A.4.9)$$

Los momentos resistentes que produce el conjunto de pilotes se puede, por lo tanto, calcular con las siguientes expresiones

$$M_{rph} = \sum_{i=1}^n F_{pilv_i} y_{pi_i} \quad (\text{A.4.10})$$

$$M_{rpv} = \sum_{i=1}^n F_{pilv_i} x_{pi_i} \quad (\text{A.4.11})$$

donde

$n$  es el número de pilotes

$x_{pi_i}$  es la distancia horizontal del pilote  $i$  al centro de giro

$y_{pi_i}$  es la distancia del centro de giro a la intersección del pilote  $i$  con la superficie de falla

## Apéndice 5. Manual de usuario

Se ilustrará el uso del programa desarrollado mediante el siguiente ejemplo

Ejemplo: Calcular el asentamiento y el giro de la estructura cuyas características aparecen en la tabla 3.1 del cuerpo del presente texto con el acelerograma de la figura 4.15a suponiendo que éste actúa en el centro de masa del edificio con una aceleración máxima de 0.2 g. El factor de seguridad estático de esta cimentación es 1.48.

Se hace doble clic en el icono del programa situado en el escritorio de su *PC* para abrirlo.



Figura A.5.1 Programa zigzag 2002

En la opción *datos* (en *cálculo*) del menú se ingresan los datos al programa.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Figura A.5.2 Ingreso de los datos

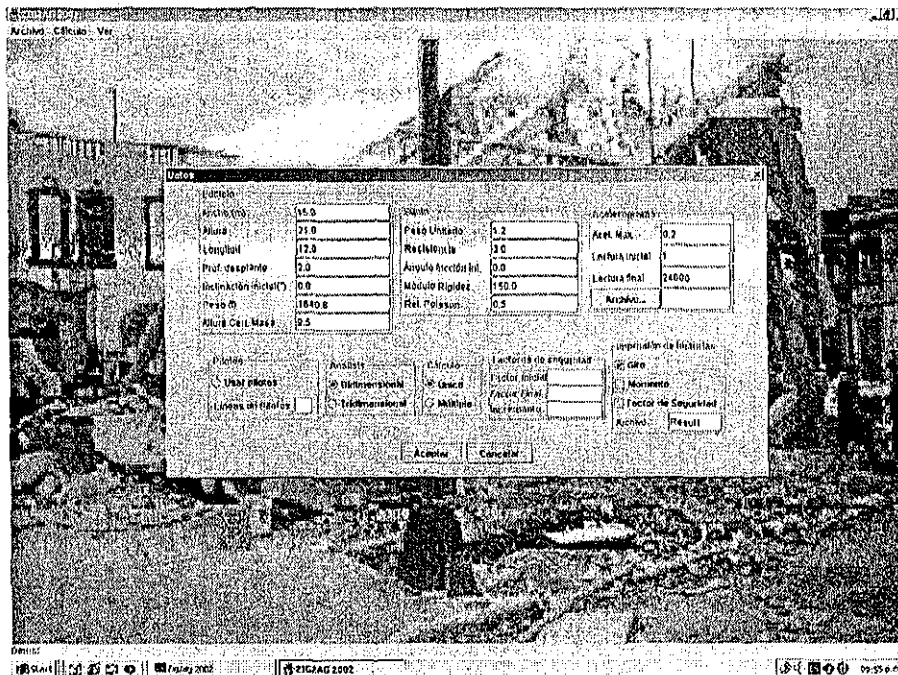
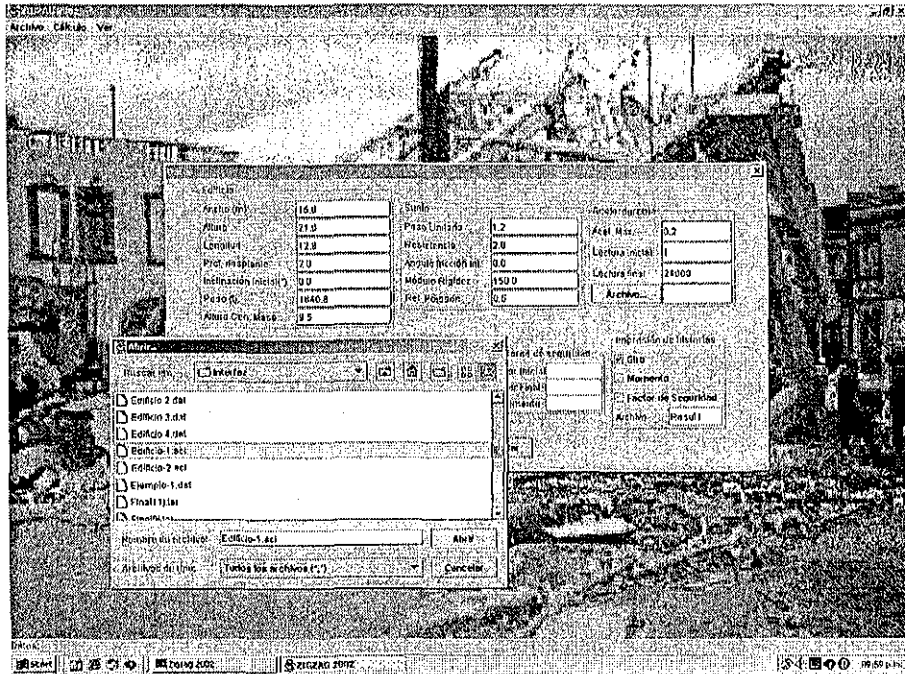


Figura A.5.3 Datos del ejemplo

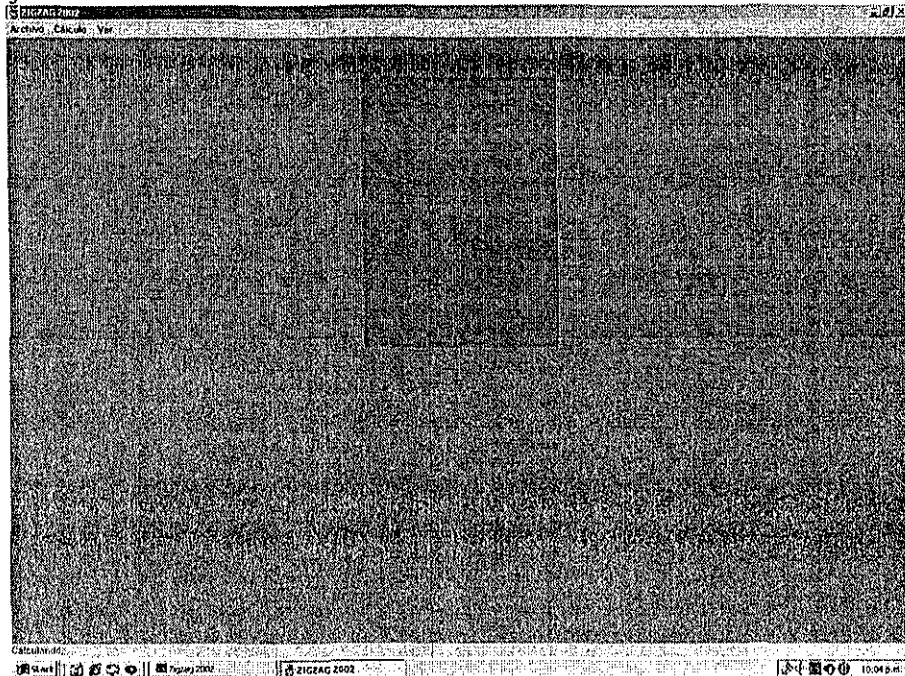
En *archivo* (de *acelerograma*) se busca el archivo de la excitación en el cual deben aparecer los valores de las aceleraciones a cada *dt* dado, en formato 8F9.6,17 (8 campos

por renglón de 9 caracteres incluyendo 6 decimales y 7 enteros para el número del renglón).



#### A.5.4 Selección de la excitación

Una vez que se ingresan los datos, se inicia la ejecución con *iniciar*. Al finalizar manda un mensaje de finalización.

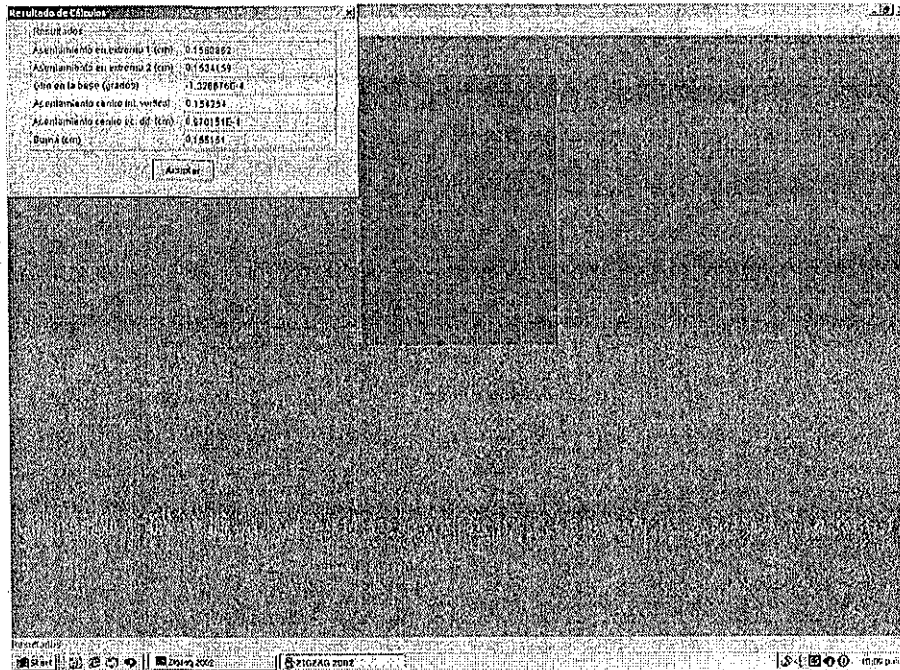


#### A.5.5 Programa calculando asentamientos

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



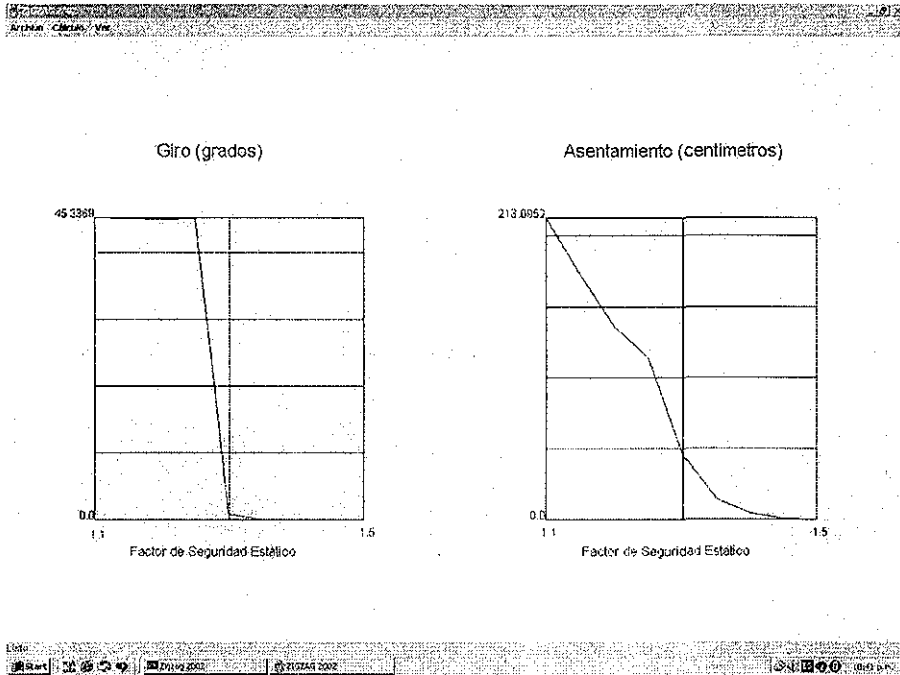
En *ver (de resultados)* se pueden observar el asentamiento y el giro calculados.



### A.5.6 Despliegue de resultados

En donde se observa un asentamiento de 0.155 cm y un giro de  $-0.000132^\circ$ , los cuales son despreciables. Para tener una mejor idea de la seguridad de la cimentación, habría que utilizar la opción de cálculo múltiple. Al finalizar, se debe usar la opción desplegar para observar gráficamente los resultados de esta opción (ver figura A.5.7). Se observa gráficamente que sólo está a dos décimas del lado de la seguridad del umbral de condiciones críticas (1.3)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



A.5.7 Resultados del modo múltiple

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Apéndice 6. Símbolos utilizados

### *Longitudes*

$H_e$ : Altura total del edificio incluyendo profundidad de desplante

$B$ : Ancho del edificio

$L$ : Longitud del edificio

$D_f$ : Profundidad de desplante del edificio

$D$ : Diámetro de un pilote

$l_{efe}$ : Longitud del tramo de pilote que queda debajo de la superficie de falla

### *Parámetros del suelo*

$\gamma_s$ : Peso volumétrico del suelo

$c$ : Cohesión

$c_L$ : Resistencia al esfuerzo cortante no drenada, reportada

$c_D$ : Resistencia con la que el modelo reproduce los movimientos reportados de los cuatro edificios analizados

$\varphi$ : Ángulo de fricción interna

### *Fuerzas que intervienen*

$F_{he}$ : Fuerza sísmica horizontal aplicada al edificio a la altura equivalente  $H_{eq}$

$W_e$ : Peso del edificio incluyendo cimentación

$W_s$ : Peso del bloque de suelo deslizante

$W_{sa}$ : Peso del bloque de suelo adyacente al edificio

$F_{pilh}$ : Fuerza horizontal que resiste cada pilote

$F_{pilv}$ : Fuerza vertical que resiste cada pilote

### *Varias*

$q$ : Capacidad de carga

$m_e$ : Masa del edificio

$g$ : Aceleración de la gravedad

$a_e$ : Aceleración que actúa sobre el edificio a la altura equivalente  $H_{eq}$

### *Coordenadas con respecto a un extremo del edificio*

$\frac{B}{2}, H_{eq}$ : Coordenadas del punto de aplicación de la fuerza sísmica

$x_{gi}, y_{gi}$ : Coordenadas del centro de giro (centro de la espiral)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*Distancias entre diferentes puntos de interés*

$x_d, y_d$ : Diferencia en abscisas y ordenadas, respectivamente, entre el punto de aplicación de la fuerza sísmica y el centro de giro

$\bar{x}, \bar{y}$ : Diferencia en abscisas y ordenadas, respectivamente, entre el centro de gravedad del bloque deslizante y el centro de giro

$x_{pi}$ : es la distancia horizontal del pilote  $i$  al centro de giro

$y_{pi}$ : es la distancia vertical del centro de giro a la intersección del pilote  $i$  con la

$X_R$  es la profundidad bajo la línea de falla de la zona superficial de resistencia horizontal de pilotes reducida

*Giro*

$\psi$ : Giro (ángulo con respecto a la vertical en cierto instante) del edificio; PSI, en el programa.

$\frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2}$ : Aceleración angular del sistema suelo-edificio

*Características de la superficie de falla*

$\theta$ : Ángulo entre la horizontal y la línea que une el centro de giro con un punto cualquiera de la superficie de falla, medido en el sentido de las manecillas del reloj. Símbolo usado para la deducción de algunas expresiones.

$\beta$ : Ángulo entre la horizontal y la línea que une el centro de giro con el extremo 2 (derecho) del edificio

$\alpha$ : Ángulo barrido. Ángulo entre las líneas que unen el centro de giro con los puntos de intersección de la línea horizontal de desplante y la superficie de falla.

$r$ : Distancia entre el centro de giro y un punto cualquiera de la superficie de falla. Símbolo usado para la deducción de algunas expresiones

$r_0$ : Radio inicial de la espiral (cuando  $\theta = 0$ )

$r_1$ : Distancia entre el centro de giro y el extremo derecho del edificio. Radio de la espiral cuando  $\theta = \beta$ .

$B_1$ : Distancia horizontal y el punto en la colindancia de intersección de la superficie de falla con la línea horizontal de desplante.

*Momentos de inercia*

$J_s$ : Momento polar de inercia del sistema edificio-suelo-cimentación con respecto al centro de giro

$J_{cd}$ : Momento polar de inercia del volumen de suelo comprendido entre la línea horizontal de desplante y la línea de falla con respecto al centro de giro

$J_e$ : Momento polar de inercia del edificio con respecto al centro de giro

$J_{sa}$ : Momento polar de inercia del suelo adyacente al edificio con respecto al centro de giro.

*Momentos actuantes*

$M_{ave}$ : Momento actuante debido al peso del edificio sin considerar inclinación

$M_{afh}$ : Momento actuante debido a la fuerza sísmica horizontal

$M_{aie}$ : Momento actuante debido al peso del edificio que considera únicamente la inclinación

$\sum M_a$ : Suma de momentos actuantes

*Momentos resistentes*

$M_{rf}$ : Momento resistente debido a la cohesión a lo largo de la superficie de falla

$M_{rcd}$ : Momento resistente que ofrece el peso de la cuña deslizante

$M_{rsa}$ : Momento resistente del peso del suelo del bloque adyacente

$M_{rcf}$ : Momento resistente ofrecido por las caras laterales del bloque deslizante para tomar en cuenta el aspecto tridimensional

$\sum M_r$ : Suma de momentos resistentes en condiciones estáticas

$M_{dis}$ : Momento debido a la inercia al giro del sistema suelo-edificio

$M_{dbc}$ : Momento debido al incremento en el brazo de palanca del peso del bloque de suelo deslizante

$M_{rph}$ : Momento que resisten los pilotes en dirección horizontal

$M_{rpv}$ : Momento que resisten los pilotes en dirección vertical

$Fse$ : Factor de seguridad estático para un centro de giro no necesariamente el crítico

$Fsd$ : Factor de seguridad considerando una fuerza horizontal (para ambos ver Pág. 32)

$FSE$ : Factor de seguridad estático.