

011631
2ej.

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES SOBRE SUELOS
BLANDOS EN CONDICIONES SISMICAS

POR

EDUARDO AVILES MADRIGAL

TESIS CON
FALLA DE CR:GEN

TESIS

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

como requisito para obtener
el grado de
MAESTRO EN INGENIERIA
(Mecánica de Suelos)

Noviembre, 1991.
Ciudad Universitaria.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES
SOBRE SUELOS BLANDOS EN CONDICIONES SISMICAS.

1. <u>INTRODUCCION.</u>	4
2. <u>COMPORTAMIENTO SISMICO DE CIMENTACIONES SOBRE SUELOS BLANDOS</u>	
2.1 Comportamiento sísmico observado.....	9
2.2 Condiciones del problema.	12
2.2.1 Generalidades.	12
2.2.2 Cargas y esfuerzos.	15
2.3 Aspectos del comportamiento dinámico de suelos blandos.	17
2.3.1 Resistencia a la falla durante el sismo ...	18
2.3.2 Características esfuerzo deformación.	26
2.3.3 Presión de poro dinámica.	29
2.3.4 Resistencia postcíclica.	32
2.4 Condiciones críticas en la capacidad de carga y asentamiento de cimentaciones.	39
2.5 Comportamiento experimental de cimentaciones superficiales en condiciones sísmicas.	43
3. <u>REVISION DE LOS ESTADOS LIMITES DE FALLA PARA CIMENTACIONES EN SUELOS BLANDOS.</u>	
3.1 Antecedentes.	50
3.2 Efecto de las fuerzas de inercia en el suelo sobre la capacidad de carga utilizando equilibrio límite.	59

3.2.1	Capacidad de carga.	60
3.2.2	Carga lateral máxima	70
3.2.3	Desplazamientos.	73
3.3	Nuevo enfoque para la estimación de la capacidad de carga de cimentaciones en condiciones sísmicas...	76
3.3.1	Introducción.	76
3.3.2	Definición del problema y método de análisis.	77
3.3.3	Resultados para el caso estático.	81
3.3.4	Capacidad de carga en condiciones sísmicas..	85
3.3.5	Estimación de los desplazamientos.	88
3.4	Comparación entre las modalidades presentadas para el cálculo de la capacidad de carga.	90
4.	<u>APLICACION A ALGUNOS CASOS DE CIMENTACIONES.</u>	
4.1	Generalidades	100
4.2	Capacidad de carga en condiciones estáticas.	111
4.3	Capacidad de carga en condiciones sísmicas.	114
4.4	Estimación de la deformación permanente bajo la cimentación.	123
4.5	Capacidad de carga después del sismo.	137
4.6	Recomendaciones para la verificación de la seguridad por capacidad de carga en cimentaciones superficiales.	140
5.	<u>CONCLUSIONES</u>	145

6. REFERENCIAS

7. APENDICES

1. Cálculo de la capacidad de carga utilizando una superficie compuesta.
2. Rectángulo equivalente.
3. Expresiones para los esfuerzos bajo la cimentación.
4. Cálculo de las acciones sobre las cimentaciones.

1. INTRODUCCION.

En la práctica se ha acostumbrado poner poca atención a la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales sometidas a sismo. La principal justificación para esto es que en el pasado, pocas fallas por capacidad de carga han sido observadas durante los sismos (a excepción de las causadas por licuación).

Durante los sismos de 1985 en la ciudad de México se observaron algunas fallas por capacidad de carga en cimentaciones-superficiales (Auvinet y Mendoza , 1986). Esto despertó el interés de algunos investigadores por tratar de estudiar más a fondo el problema y obtener soluciones utilizables en la práctica. El desarrollo de estas soluciones es muy importante para el caso de la ciudad de México donde, dadas las características del suelo, existe gran potencialidad para este tipo de fallas.

El problema de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales en zonas sísmicas presenta condiciones críticas, cada una con características diferentes a analizar: a. Capacidad de carga en condiciones estáticas, b. Capacidad de carga durante el sismo y c. Capacidad de carga inmediatamente después del sismo.

Las condiciones críticas durante el sismo e inmediatamente después de él son muy problemáticas debido a que se presentan factores que complican el análisis.

Durante el sismo se generan fuerzas de inercia en el suelo bajo la cimentación debido al paso de las ondas sísmicas y la resistencia no drenada varía por efecto del número de ciclos y de la velocidad de carga. La variación en la resistencia puede ser positiva o negativa de acuerdo a como se conjuguen la ganancia de resistencia por velocidad de carga y el decremento de resistencia por el número de ciclos. Otro aspecto a considerar es que las fuerzas debidas al sismo que actúan tanto en el suelo como en la cimentación son variables en el tiempo.

El estado de la práctica actual en la evaluación de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales sometidas a sismo generalmente consiste en la aplicación de las expresiones convencionales de capacidad de carga afectadas con ciertos coeficientes de reducción que toman en cuenta la excentricidad e inclinación originadas en las fuerzas inerciales que actúan en la superestructura (Meyerhof, 1963 ; Vesic, 1974). Tales métodos ignoran las fuerzas inerciales desarrolladas en el suelo y las cargas generadas por sismo son consideradas en forma seudoestática. En general, tampoco se hace referencia a la variación de la resistencia por el efecto dinámico, pero puede incluirse.

Recientemente algunos investigadores han modificado los métodos convencionales (Rosenblueth, 1985 ; Cordary, 1987) para incluir los efectos de las fuerzas de inercia en el suelo de una manera algo simplificada. Otros (Sarma e Iossifelis, 1990) utilizando dovelas obtienen nuevos coeficientes de capacidad de carga para considerar las fuerzas de inercia en el suelo (inclusive en la sobrecarga).

En el caso de suelos cohesivos Pecker y Salençon (1991) proponen un nuevo enfoque basado en la teoría de la plasticidad, mediante el cual se define un dominio de cargas en el que el sistema se mantiene estable.

Una metodología que presenta grandes posibilidades en el análisis de la capacidad de carga es el Método del Elemento Finito sin embargo ha sido poco utilizada con este fin.

En cuanto a la resistencia cíclica se han realizado algunas investigaciones para el número de ciclos y frecuencias representativas de los sismos, específicamente de la ciudad de México (Romo et al, 1989 ; Romo, 1990 ; Díaz Rodríguez, 1989). En general se encuentra que para las condiciones típicas la resistencia no drenada durante el sismo es mayor que en condiciones estáticas y puede obtenerse en función de la resistencia no drenada estática.

Inmediatamente después del sismo el análisis de la capacidad de carga es similar al caso estático excepto en que la resistencia a utilizar puede disminuir con respecto a la estática. El efecto de la carga cíclica sobre la resistencia no drenada del suelo es generalmente una disminución de la misma. La magnitud y origen de tal disminución todavía no son muy bien conocidos, sin embargo existen investigaciones de casos específicos de suelo de donde se pueden obtener comportamientos generales (Castro y Christian, 1976 ; Pérez García, 1988 ; Díaz Rodríguez, 1989). Específicamente en la arcilla de la ciudad de México falta más investigación.

Es el objetivo de este trabajo estudiar los resultados de las investigaciones en los aspectos mencionados y tratar de condensar una aplicación práctica de los mismos. El estudio se limitará al caso de los suelos blandos típicos de la Ciudad de México.

Los principales capítulos del presente trabajo son los siguientes:

- Comportamiento sísmico de cimentaciones en suelos blandos. Se realiza una introducción al problema comentando aspectos como condiciones de esfuerzo bajo la cimentación durante el sismo, comportamiento cíclico y postcíclico del suelo, condiciones críticas de la cimentación.

- Revisión de los estados límites de falla para cimentaciones en suelos blandos. Se hace una revisión de los métodos utilizados para el cálculo de la capacidad de carga (Meyerhof, Vesic, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. para el Diseño y Construcción de Cimentaciones). Se presentan también nuevas metodologías para el cálculo de la capacidad de carga (Cordary y Nancey, Pecker y Salençon). Se comentan las características de aplicación de cada metodología comparándolas entre sí.

- Aplicación a algunos casos de cimentaciones. Con los métodos estudiados se revisa la capacidad de carga de la cimentación de algunos edificios que se inclinaron apreciablemente durante el sismo de 1985.

Como se observa, el trabajo trata de explorar el efecto de ciertos factores que no se acostumbra incluir en el análisis práctico de la capacidad de carga en suelos blandos. En caso de que tal efecto sea importante se debe tratar de incorporarlo al análisis práctico.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO DE CIMENTACIONES SOBRE SUELOS BLANDOS

2.1 COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO.

El Sismo de México del 19 de Septiembre de 1985 (8.1 en la escala de Richter) constituyó una provechosa y a la vez dolorosa oportunidad para observar el comportamiento de cimentaciones sujetas a sollicitaciones extremas y evaluar su vulnerabilidad a este tipo de eventos. Auvinet y Mendoza (1986) realizaron una evaluación de los daños reportados en cimentaciones durante este sismo. Dentro del marco del presente trabajo se hará referencia al comportamiento observado en cimentaciones superficiales.

En general, las cimentaciones superficiales sobre zapatas aisladas o corridas presentaron un comportamiento adecuado durante el sismo. Sólo se presentaron asentamientos en cimientos superficiales mal contruidos o apoyados en rellenos de mala calidad. Sin embargo, se reportaron muchos casos de asentamientos de cimentaciones superficiales inducidos por construcciones pesadas vecinas.

En cuanto a las cimentaciones de tipo losa se reportaron varios casos de grandes asentamientos no uniformes que provocaron desplome de los edificios y en algunos casos condujeron a falla por corte del suelo. El mal comportamiento fue asociado generalmente con:

- presiones de contacto excesivas, que aun en condiciones estáticas conducía a

asentamientos excesivos y a un factor de seguridad muy pequeño en falla por corte.

- Excentricidades de la carga, que producen un momento de volteo adicional y generalmente inducen desplomes previos de la estructura.
- Heterogeneidad del suelo.
- Excavaciones con bombeo realizadas a corta distancia de la cimentación.

En las condiciones mencionadas los elementos de suelo bajo la losa están sujetos a altos esfuerzos estáticos y cíclicos debido al sismo. Estos altos esfuerzos pueden conducir a deformaciones permanentes muy grandes del suelo y explican en cierta forma los asentamientos y desplomes observados. En la sección 2.3.2 se comentará la interpretación de pruebas de laboratorio que apoyan esta explicación.

En cuanto a las fallas por corte general del suelo es el objetivo principal de este trabajo el analizarlas y tratar de establecer una metodología para diseño contra este tipo de fallas.

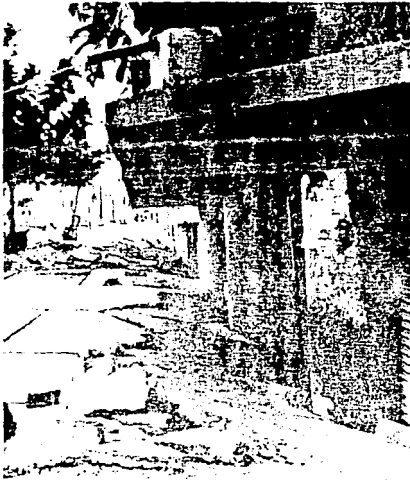
También se observaron algunas fallas en cimentaciones "compensadas". Estas cimentaciones están constituidas por cajones desplantados a varios metros de profundidad de tal

manera que el peso del suelo excavado compensa parcial o totalmente el peso del edificio. Se observaron asentamientos importantes en varias cimentaciones de este tipo debidos generalmente a circunstancias similares a las comentadas para cimentaciones superficiales:

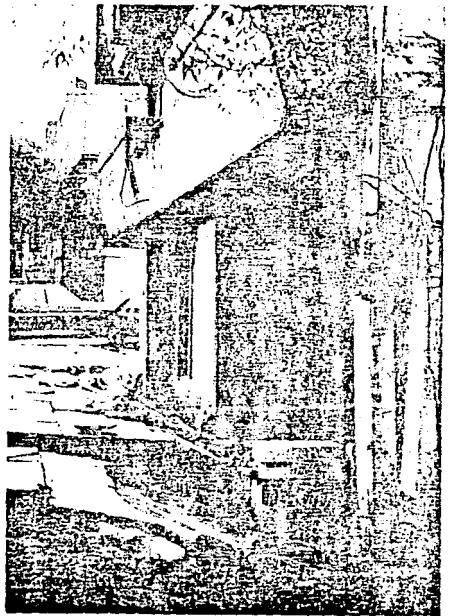
- Presión de contacto excesiva en condiciones estáticas (en muchos casos se encontró que la compensación resultó parcial debido a errores en el cálculo de las cargas o a la no estanqueidad del cajón) produciendo asentamientos grandes previos al sismo.
- Excentricidades de la carga.

La experiencia del sismo demostró que la solución de compensación no es muy adecuada para estructuras esbeltas, especialmente si existe una excentricidad de cargas. Los altos momentos de volteo que se generan en estas estructuras se traducen a grandes esfuerzos cíclicos en la cimentación que pueden generar grandes deformaciones permanentes en el suelo.

Ejemplos de algunos daños observados debidos al mal comportamiento de la cimentación se presentan en la Fig 2.1.



a) Edificio Durango 64.



b) Edificio Zacatecas 74.

Fig 2.1 Ejemplos de daños debidos al mal comportamiento de cimentaciones superficiales durante el sismo de 1985 (fotografías proporcionadas por el Dr. G. Auvinet).

Considerando las lecciones que se aprendieron del sismo de 1985 debe darse al diseño sísmico de cimentaciones una importancia mucho mayor que la que tenía en el pasado. Uno de los aspectos en que debe ponerse más cuidado, es el de la falla por capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Este trabajo es un intento de aproximación al problema utilizando mucha de la información de laboratorio y analítica que ha sido generada por varios autores a raíz del sismo.

2.2 CONDICIONES DEL PROBLEMA

2.2.1 GENERALIDADES.

El problema de capacidad de carga de cimentaciones superficiales en condiciones sísmicas es bastante complejo y ha sido poco tratado en la literatura técnica (Okamoto, 1973 ; Shikhiev y Jakovlev, 1977 ; Saxena, 1980). La razón de esto puede encontrarse en la falta de casos reales de fallas reportadas (sin considerar licuación ni asentamientos dinámicos en arenas). Sin embargo, en el sismo de septiembre de 1985 en México se reportaron algunos casos de falla por capacidad de carga que avivaron la preocupación por el tema (Auvinet, 1990; Romo, 1990 ; Pecker y Salençon, 1991).

Dentro de las características que hacen complejo el problema de capacidad de carga en condiciones sísmicas están:

- 1- Condición cíclica de las sollicitaciones con amplitud y período variables.

2- Aparición de fuerzas de inercia horizontales en la superestructura, la masa de suelo y la sobrecarga, que producen que la superficie de falla y la capacidad de carga varíen con respecto al caso estático. También aparecen fuerzas de inercia verticales pero estas generalmente son de mucho menor magnitud que las horizontales.

3- La resistencia del suelo varía de acuerdo a la velocidad de aplicación de la carga, al número y amplitud de los ciclos de carga, al estado de esfuerzos sostenidos antes de la carga cíclica, a la trayectoria de esfuerzos, etc.

4- Las condiciones de resistencia y carga antes del sismo, durante el sismo e inmediatamente después del sismo son diferentes.

Las soluciones prácticas propuestas hasta la fecha al problema de la capacidad de carga en condiciones sísmicas son sólo aproximadas y comprenden muchas simplificaciones. En general se recurre a un método mixto en el cual la sollicitación máxima calculada, suponiendo un comportamiento elástico o viscoelástico del suelo, se compara de manera pseudoestática con la capacidad última de la cimentación estimada suponiendo un comportamiento plástico del suelo.

Una metodología cuya utilidad en el estudio de la capacidad de carga de cimientos superficiales no ha sido bien explorada es la del elemento finito. Por ejemplo, se podría tratar de relacionar los resultados de los métodos tradicionales (factor de seguridad derivado del análisis de equilibrio límite) con los resultados del método del elemento finito (factor de seguridad derivado de los esfuerzos resultantes en la zona potencial de falla). Se han realizado algunos esfuerzos por lograr lo anterior pero aplicado a terraplenes (Reséndiz y Romo, 1972). Otro aspecto en que el elemento finito puede ser de mucha utilidad es en el cálculo de asentamientos por deformación permanente debida a carga cíclica.

Ante las limitaciones de los métodos tradicionales es posible que el método del elemento finito presente un gran campo futuro de investigación, sin embargo las aplicaciones del método quedan fuera del alcance de este trabajo.

En adelante se estudiarán específicamente los casos de capacidad de carga de cimentaciones superficiales en condiciones sísmicas sobre suelos blandos. Es decir, los suelos con los que se tratarán tendrán una permeabilidad tan baja y la carga se aplicará a una velocidad tan alta que no habrá posibilidad de disipación de la presión de poro y entonces el análisis $\phi = 0$, $C = S_u$ será válido.

2.2.2 CARGAS Y ESFUERZOS

Una cimentación está sujeta a una carga estática sostenida debido al peso de la estructura más cierta carga viva. La acción del sismo produce cargas cíclicas adicionales sobre la cimentación debidas al movimiento del terreno y de la superestructura. Este estado de sollicitaciones en la cimentación es muy complejo y en la práctica se considera equivalente a una carga vertical N , una carga horizontal T y a un momento de volteo M (variables en el tiempo) sobre la cimentación. Además aparecen en el suelo de la cimentación fuerzas de inercia I . Estas acciones pueden representarse esquemáticamente como en la Fig 2.2.

Obsérvese que la fuerza I en la masa de suelo está constituida por las fuerzas de inercia que aparecen sobre cada partícula de suelo a causa del movimiento del terreno. Las acciones M y T son casi exclusivamente producto de las fuerzas de inercia causadas en la superestructura por el sismo, sin embargo pueden existir sobre la cimentación ciertas acciones de M y T sostenidas antes del sismo. La fuerza vertical N es en su mayoría causada por el peso de la estructura y cierta carga sobre ella. En casos prácticos la N varía muy poco con el sismo (aunque en una zapata aislada de borde puede ocurrir lo contrario).

Una simplificación práctica adicional muy utilizada por los

métodos usuales en el cálculo de la capacidad de carga es el considerar las acciones N, T y M a través de una carga pseudoestática equivalente que posee inclinación y excentricidad (Ver Fig 2.3). La fuerza de inercia I es considerada como una fuerza pseudoestática que actúa en el centro de gravedad de la masa de suelo deslizante.

Las cargas estáticas y cíclicas descritas causan una compleja situación de esfuerzos en el suelo debajo de la cimentación. Los elementos de suelo a lo largo de la superficie potencial de falla son sometidos tanto a esfuerzos cortantes promedio τ_a como a esfuerzos cortantes cíclicos τ_c . Un esquema simplificado de la condición de esfuerzos en unos pocos elementos de suelo a lo largo de la superficie potencial de falla se presenta en la Fig 2.4 (Andersen y Lauritzen, 1988). Cabe aclarar que esta figura fue presentada para el caso de cimentaciones de plataformas marinas (Andersen y Lauritzen, 1989 ; Andersen et al, 1989) pero se aplica perfectamente al caso general de una cimentación sometida a sismo. La superficie de falla presentada es esquemática, sin embargo representa bien lo obtenido en los análisis de estabilidad realizados por los autores citados.

En la Fig 2.4 τ indica el esfuerzo cortante en un plano horizontal en la prueba de corte directo simple o en un plano a 45° en la prueba triaxial.

Fig 2.2 Acciones en la cimentación.

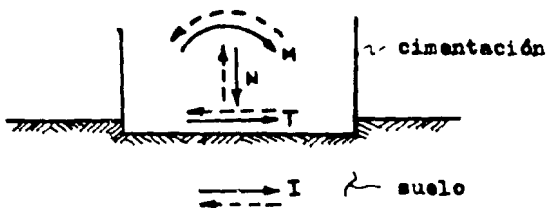


Fig 2.3 Acciones pseudo-estáticas equivalentes en la cimentación.

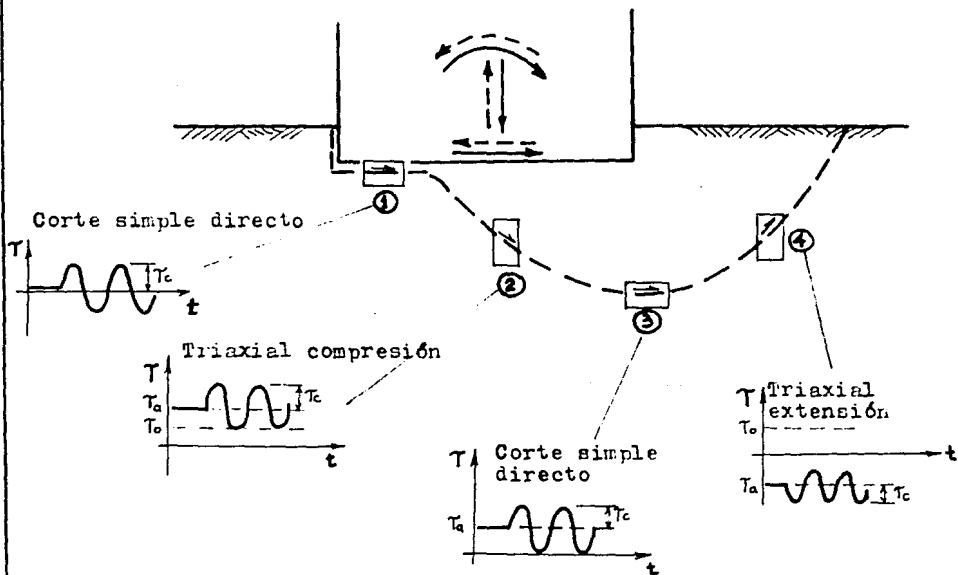
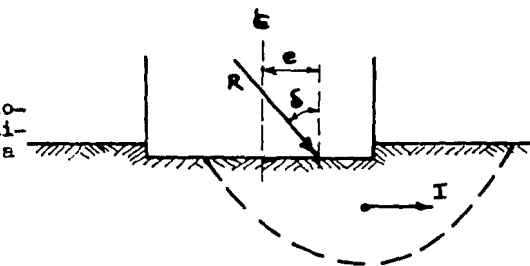


Fig 2.4 Condiciones de esfuerzos a lo largo de la superficie potencial de falla (Andersen y Lauritzen, 1988).

El esfuerzo cortante promedio τ_a está compuesto del esfuerzo cortante inicial en la masa de suelo τ_0 (por consolidación anisotrópica) más el incremento de esfuerzo cortante $\Delta\tau_a$ por la carga que le transmite el cimiento. Este $\Delta\tau_a$ puede actuar en condiciones drenadas o no drenadas. El esfuerzo cortante cíclico inducido por la acción del sismo τ_c actúa en forma no drenada.

Como se observa, dependiendo de su posición bajo el cimiento, cada elemento de suelo presenta una trayectoria de esfuerzo diferente que debe representarse lo más fielmente posible en los estudios de laboratorio.

Es importante añadir que no sólo a causa de la formación de una superficie de deslizamiento pueden ocurrir grandes asentamientos. Como se verá más adelante, grandes esfuerzos (cíclicos más sostenidos) pueden causar deformaciones tales que produzcan asentamientos inadmisibles.

2.3 ASPECTOS DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELOS BLANDOS.

El comportamiento dinámico de las arcillas se puede caracterizar completamente con 4 propiedades: 1. la variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular, 2. el cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular, 3. la relación esfuerzo-deformación-presión de poro y 4. resistencia a la falla dinámica. Específicamente en el

estudio de la capacidad de carga en condiciones sísmicas es de fundamental importancia poner atención a las propiedades 3 y 4 mencionadas.

2.3.1 RESISTENCIA A LA FALLA DURANTE EL SISMO.

Básicamente existen dos factores muy importantes que hacen que la resistencia en condiciones dinámicas sea diferente de la resistencia en condiciones estáticas (Rosenblueth y Newmark, 1976): la velocidad de aplicación de las cargas y el carácter cíclico de las cargas.

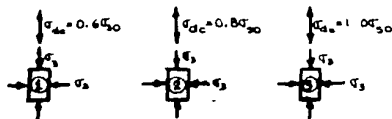
En algunas investigaciones realizadas con el objeto de estudiar el efecto de cargas muy rápidas en la resistencia de suelos finos se aplican cargas en tiempos que varían entre 2 segundos y algunos milisegundos. Los resultados indican que la resistencia de los suelos finos en esas condiciones es de 1.3 a 2.0 veces el valor de la resistencia en carga estática y que la resistencia crece con la velocidad de aplicación de la carga (Schimming et al, 1966). Lefevbre et al (1987) y Pérez García (1988) determinan para tipos ~~específicos de arcillas que la~~ resistencia máxima aumenta linealmente con el logaritmo de la velocidad de deformación. Mencionan que la pendiente de la recta (ΔS_u /ciclo logarítmico de $\dot{\epsilon}_1$) está entre 4 y 14% y depende de las características de plasticidad de la arcilla ensayada.

Otras investigaciones (Seed, 1960 ; Seed y Chan, 1966; Andersen et al, 1980) indican que la aplicación de carga cíclica causa una disminución de la resistencia del suelo.

Se nota de inmediato que el efecto de rapidez de la carga se contrapone al efecto de la carga cíclica. El que el aumento de resistencia debido a la rapidez de deformación exceda a la disminución de resistencia por carga cíclica depende principalmente del número de repeticiones, de los valores relativos de los esfuerzos sostenidos y cíclicos y de la sensibilidad del suelo.

Una de las investigaciones pioneras en la resistencia cíclica de suelos finos fue la de Seed y Chan (1966). En esta investigación se realizan pruebas triaxiales a una serie de muestras de arcilla limosa de San Francisco. En la primera etapa las muestras se consolidaron isotrópicamente al mismo esfuerzo, y en una segunda etapa, se les aplicó carga axial cíclica de amplitud simple en condiciones no drenadas hasta producirse la falla (no se aplicó el esfuerzo desviador sostenido). En cada prueba se varió la magnitud de la carga cíclica con el objeto de ver la influencia de esta en la deformación obtenida. Los resultados de tales pruebas se muestran en la Fig 2.5. Puede verse que los esfuerzos desviadores se normalizan con respecto a la resistencia en compresión obtenida de pruebas triaxiales CU.

De estas gráficas se nota que: 1. A mayor magnitud de los esfuerzos cíclicos es menor el número de ciclos necesarios para la falla y 2. A mayor magnitud de esfuerzos cíclicos la



Pende:
 σ_3 : Esfuerzo de confinamiento.
 σ_{dc} : Esfuerzo desviador cíclico.
 σ_{50} : Resistencia obtenida en prueba triaxial estática.

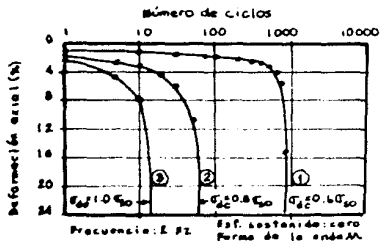
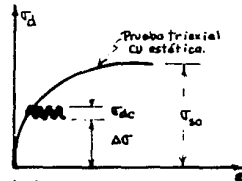
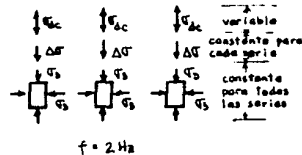
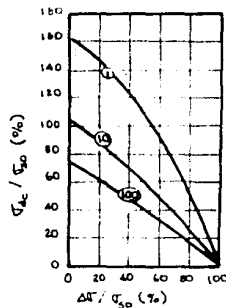


Fig 2.5 Resultados de pruebas triaxiales cíclicas en arcilla limosa de San Francisco. Efecto de la magnitud de la carga cíclica en la relación esfuerzo - deformación (Seed y Chan, 1966).



Pende:
 σ_{50} : Resistencia a la compresión en prueba triaxial CU estática.
 $\Delta\sigma$: Esfuerzo sostenido.
 σ_{dc} : Esfuerzo desviador cíclico (amplitud simple).

a) Programa de pruebas.



① Número de ciclos

b) Resumen de resultados

Fig 2.6 Resultados de pruebas triaxiales cíclicas en arcilla limosa de San Francisco. Combinaciones de esfuerzo sostenido y esfuerzo desviador que causan la falla (Seed y Chan, 1966).

deformación axial aumenta más rápidamente con el número de ciclos.

Otra serie de pruebas triaxiales fueron ejecutadas aplicando carga cíclica a partir de distintas condiciones de esfuerzo sostenido inicial. El procedimiento fue el siguiente: se consolidaron isotrópicamente las muestras, luego se aplicó un esfuerzo desviador axial en condición no drenada, finalmente se aplicó la carga cíclica, de amplitud simple en condiciones no drenadas hasta producirse la falla. Los resultados se presentan en la Fig 2.6.

De esta figura se observan las combinaciones de esfuerzo sostenido $\Delta\sigma$ - esfuerzo cíclico σ_{dc} que causan la falla para diferente número de ciclos de carga. Como resultado de aplicación a cimentaciones es muy importante el que para un esfuerzo sostenido dado, el número de ciclos necesarios para la falla disminuye al aumentar el esfuerzo desviador cíclico. Igualmente, para un número de ciclos dado, la magnitud del esfuerzo desviador a la falla disminuye al aumentar el nivel del esfuerzo desviador sostenido.

Las pruebas anteriores fueron hechas utilizando esfuerzo desviador cíclico de amplitud simple (onda de esfuerzo en un solo sentido) pero se comprueba que el esfuerzo desviador cíclico de amplitud doble (onda de esfuerzo en dos sentidos) es

una condición más severa que reduce el número de ciclos necesarios a la falla.

Para todos estos ensayos realizados por Seed y Chan (1966) se utiliza una frecuencia de 2 ciclos por segundo. Algunos autores (Thiers, 1965) han encontrado que la resistencia de la arcilla limosa de San Francisco crece con la frecuencia de aplicación de la carga cíclica (se reporta una reducción del 25% al rebajar la frecuencia de 2 a 1 Hz). Sin embargo otros autores (Yashuhara et al, 1984) encuentran que la influencia de la frecuencia de aplicación de cargas es muy pequeña en arcillas.

A pesar de lo anterior se puede ver que los intervalos de frecuencias y de número de ciclos típicos de registros sísmicos son muy estrechos. Las frecuencias utilizadas en pruebas están entre 1 y 2 ciclos/seg y el número de ciclos a considerar está entre 25 y 50. Así los estudios pueden avocarse a este intervalo de condiciones donde el comportamiento de resistencia varía muy poco.

Andersen et al (1980) por su parte realizan estudios de comportamiento cíclico de arcillas pero utilizando una carga de frecuencia muy baja (0.1 Hz) aplicable al análisis de cimentaciones de plataformas marinas. Los resultados de estos estudios reflejan muy bien el efecto de la carga cíclica sobre el comportamiento del suelo pero, por la baja velocidad de la

carga, no reflejan el efecto de la velocidad de carga que se da durante un sismo. De hecho, la resistencia que se muestra en las gráficas obtenidas (Andersen et al, 1989) es siempre menor o igual a la resistencia no drenada estática. A pesar de lo anterior los lineamientos del estudio de Andersen et al (1980) son muy importantes especialmente en lo que se refiere al cálculo de la capacidad de carga.

Por otra parte se indica que la resistencia de arcillas "sensitivas" es mucho más afectada por el número de ciclos que la de arcillas poco sensibles (Seed y Chan, 1966).

En la arcilla de la ciudad de México se han realizado investigaciones muy importantes acerca de la resistencia a la falla dinámica (Romo et al, 1989 ; Romo, 1990). Utilizando ensayos triaxiales dinámicos de laboratorio en muestras representativas se puede determinar la resistencia dinámica del material. Las muestras contaban con las siguientes características: LL entre 324 y 402%, IP entre 235 y 288%, W_z entre 293 y 360%, y e entre 7.41 y 9.65. Las profundidades estuvieron entre 32.59 y 33.13m. El programa de pruebas consistió en dos pruebas estáticas (una con consolidación isotrópica y otra con consolidación anisotrópica) y 4 pruebas cíclicas (dos con consolidación isotrópica y dos con consolidación anisotrópica).

En las pruebas estáticas se aplicó la presión de consolidación de manera drenada y luego se aplicó la carga estática en condición no drenada.

Las pruebas triaxiales cíclicas se realizaron con esfuerzo controlado y se diferencian de las estáticas en que después de la consolidación se aplicaron a la muestra en condiciones no drenadas 100 ciclos de esfuerzo desviador cíclico con una frecuencia de 1cps. Al finalizar la aplicación de los 100 ciclos se toma lectura de deformación y se esperan 25 minutos para registrar la presión de poro. Posteriormente se aplican otros 100 ciclos de esfuerzo desviador cíclico mayor que el anterior, y así sucesivamente aumentando el esfuerzo desviador hasta alcanzar la falla dinámica.

La Fig 2.7.a presenta los círculos de Mohr correspondientes a los esfuerzos cíclicos generados en los ensayos con consolidación isotrópica (Romo et al, 1989). Se muestran la magnitud y variación del esfuerzo cortante en el plano inclinado a 45° respecto a la base de la muestra durante cada ciclo. Los esfuerzos principales actuantes sobre la muestra se invierten en cada ciclo por lo que hay una mezcla de compresión y extensión en el ensayo. Para muestras anisotrópicamente consolidadas los círculos de Mohr se muestran en la Fig 2.7.b. En estas muestras anisotrópicamente consolidadas se observa que existe un esfuerzo cortante inicial

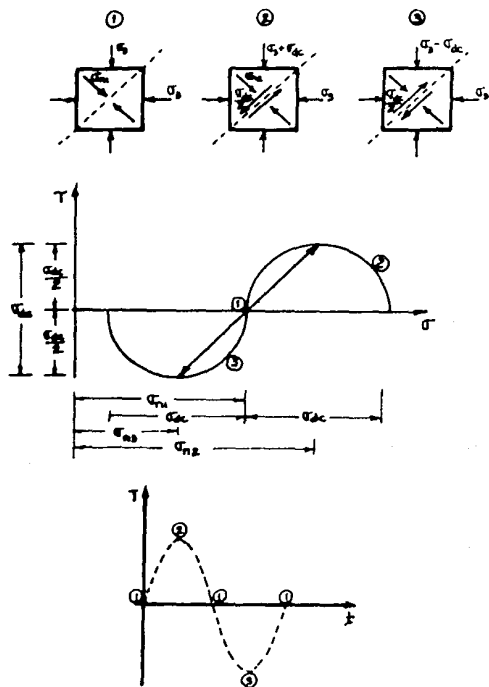


Fig 2.7.a Círculos de Mohr en prueba triaxial cíclica para muestra consolidada isotrópicamente (Romo et al, 1989).

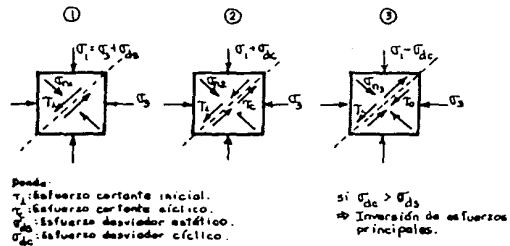


Fig 2.7.b Círculos de Mohr en prueba triaxial cíclica para muestra consolidada anisotrópicamente (Romo et al, 1989).

debido al esfuerzo desviador estático. A este esfuerzo se superpone el esfuerzo cortante cíclico τ_c generado por la aplicación de esfuerzo desviador cíclico σ_{dc} . Además, los esfuerzos principales actuantes sobre la muestra se invierten si la magnitud de esfuerzo desviador cíclico es mayor que el esfuerzo desviador estático σ_{ds} .

Estas dos condiciones de consolidación (isotrópica y anisotrópica) se trataron de reproducir en el laboratorio debido a que la trayectoria de esfuerzos que ha sufrido el suelo previo a la aplicación de la carga cíclica influye en el comportamiento dinámico. Sin embargo en estos ensayos no se representan todas las condiciones mostradas en la Fig 2.4.

Resultados de la investigación muestran que la resistencia a la falla bajo carga dinámica es sensiblemente mayor que la correspondiente a condiciones estáticas. 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 1.20 y 1.40 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas S_u (Romo, 1990).

Para relacionar la resistencia al corte bajo carga estática S_u con la resistencia bajo carga dinámica S_{ud} se utilizó el diagrama q-p de la Fig 2.8.

Tomando en cuenta que la trayectoria de esfuerzos totales que se sigue durante la aplicación de cargas cíclicas, es de compresión (aumentando el esfuerzo axial) se puede obtener la siguiente expresión (Romo et al, 1989):

$$\frac{S_{ud}}{S_u} = \frac{M_d (3 - M_e)}{M_e (3 - M_d)} \quad (2.1)$$

donde

S_{ud} = resistencia cíclica

S_u = resistencia estática no drenada

M_d = pendiente de la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos totales.

M_e = pendiente de la envolvente de falla estática en términos de esfuerzos totales.

Asimismo los resultados de estas investigaciones muestran que $M_d = (1.25 \pm 0.05) M_e$, independientemente de la trayectoria de consolidación seguida. Sustituyendo este intervalo de valores de M_d en la ecuación 2.1 se tiene que la resistencia dinámica puede estar entre los siguientes valores:

(2.2)

$$S_{ud} = \frac{1.20 (3 - M_e)}{3 - 1.20 M_e} S_u \quad \text{y} \quad S_{ud} = \frac{1.30 (3 - M_e)}{3 - 1.30 M_e} S_u$$

Estas ecuaciones permiten estimar la resistencia no drenada en condiciones dinámicas a partir de ensayos triaxiales

estáticos en los cuales se obtenga la envolvente de falla de la arcilla. Estas ecuaciones tienen implícito las condiciones bajo las cuales se realizaron las pruebas como frecuencia (1 cps), número de ciclos (50 ciclos) y trayectoria de esfuerzos a la falla (prueba en compresión aumentado el esfuerzo axial) que se suponen son representativas de las condiciones "in situ" durante el sismo. Además, las ecuaciones 2.1 y 2.2 sólo son aplicables a la arcilla de la ciudad de México.

2.3.2 CARACTERISTICAS ESFUERZO - DEFORMACION.

Con la aplicación de carga dinámica a una muestra de suelo ocurren dos tipos de deformaciones: una transitoria que varía cíclicamente con la carga y la otra permanente que se acumula durante la aplicación de esfuerzos cíclicos. En la Fig 2.9 se muestran ambos tipos de deformación.

Así la deformación ciclica es lo que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la deformación permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causadas por la acción de los sismos.

Para un material dado, la deformación ciclica depende de la magnitud del esfuerzo ciclico y la deformación permanente es función de la magnitud del esfuerzo ciclico y del número de aplicaciones de este (Romo 1990). Ambos tipos de deformaciones están relacionados ya que al aumentar la magnitud de la

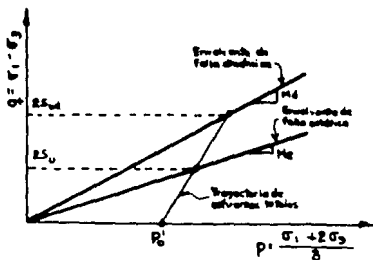


Fig 2.8 Diagrama p - q (Romo, 1990).

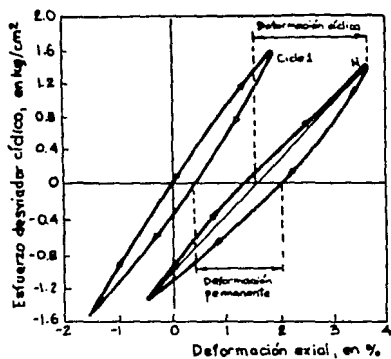


Fig 2.9 Dos tipos de deformación en pruebas cíclicas (Romo, 1990).

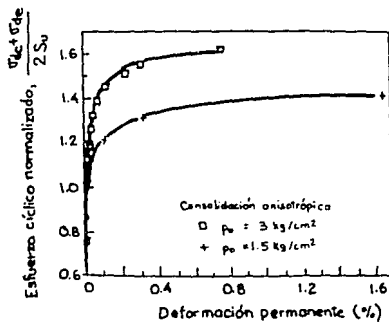


Fig 2.10 Deformación permanente por carga dinámica en arcilla de Cd. de México (Romo, 1990).

deformación cíclica, la deformación permanente se acumula más rápido.

En la Fig 2.10 se presenta un gráfico obtenido por Romo et al (1989) donde se muestran las deformaciones permanentes causadas por la aplicación de 50 ciclos de esfuerzo para cada amplitud. En las ordenadas se tiene el valor del esfuerzo desviador total normalizado (Desviador cíclico σ_{dc} más desviador estático sostenido σ_{de} dividido entre el doble de la resistencia estática no drenada S_u). En las abscisas se tiene la deformación permanente. Este tipo de gráficas se obtuvieron para muestras consolidadas anisotrópicamente e isotrópicamente.

Dentro de las conclusiones más importantes que se obtuvieron de estas gráficas es que las deformaciones permanentes son importantes cuando se rebasa un esfuerzo total del orden de 20% mayor que $2 S_u$ para muestras anisotrópicamente consolidadas, y del orden de $2 S_u$ para muestras isotrópicamente consolidadas.

Otra de las conclusiones es que el comportamiento esfuerzo deformación permanente sigue un patrón que se puede ajustar a una hipérbola del tipo

$$\sigma = \frac{\sigma_{dc} + \sigma_{de}}{2S_u} = \frac{\epsilon_p}{a + b\epsilon_p} \quad (2.3)$$

donde a y b son parámetros del suelo. Esta ecuación puede escribirse también como

$$\epsilon_p = \frac{a\sigma}{1-b\sigma} \quad (2.4)$$

que es más conveniente para evaluar las deformaciones permanentes inducidas por sismo en una cimentación. Una forma de hacer esto sería calcular el estado de esfuerzos sostenidos en el suelo impuesto por la cimentación (σ_{de}) y luego con un análisis sísmico evaluar los esfuerzos dinámicos (σ_{dc}). Con esta información y la resistencia no drenada (S_u) del suelo se pueden lograr estimaciones de las deformaciones permanentes inducidas por sismo.

También se observa que en estas fórmulas va implícito el número de ciclos (50) que representa el sismo.

Pérez García (1988) realiza ensayos cíclicos en una arcilla de tipo caolinita con carga en un solo sentido y para 2 frecuencias (0.1 y 10 Hz). La razón esfuerzo desviador cíclico-resistencia no drenada estática es de 0.85 para los ensayos realizados a 0.1 Hz y de 1.14 a 1.45 en las pruebas para 10 Hz. Los resultados de las pruebas se muestran en un conjunto de gráficas $\epsilon\%$ - q, $\epsilon\%$ - Δu , p' - q, p' - e y $\epsilon\%$ - N donde $\epsilon\%$ es la deformación axial, Δu es la presión de poro generada, $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$, $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, e es la relación de vacíos y

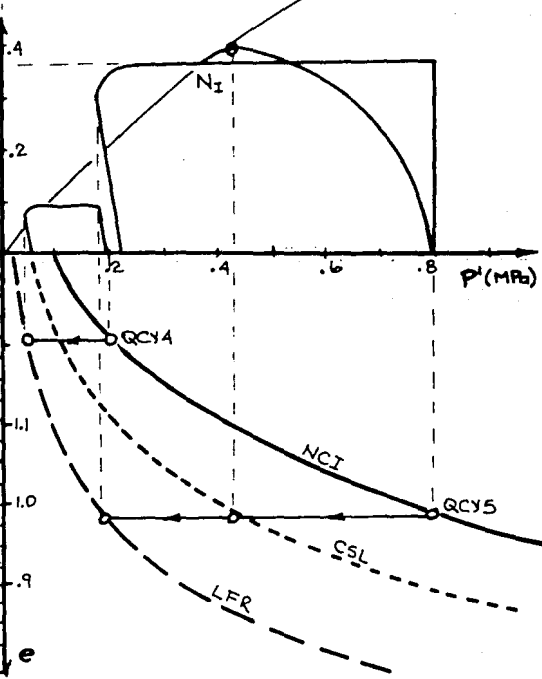
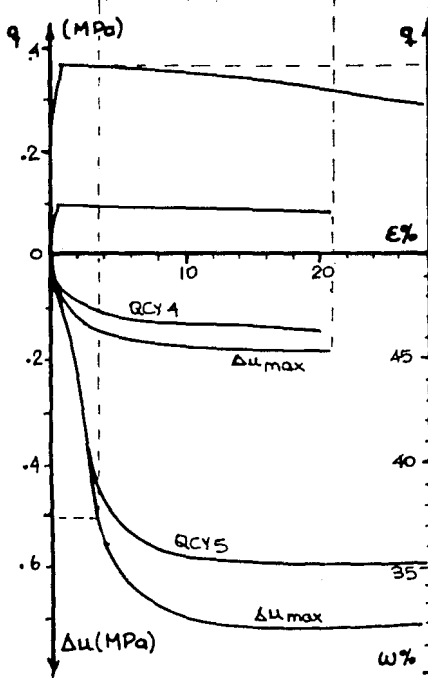
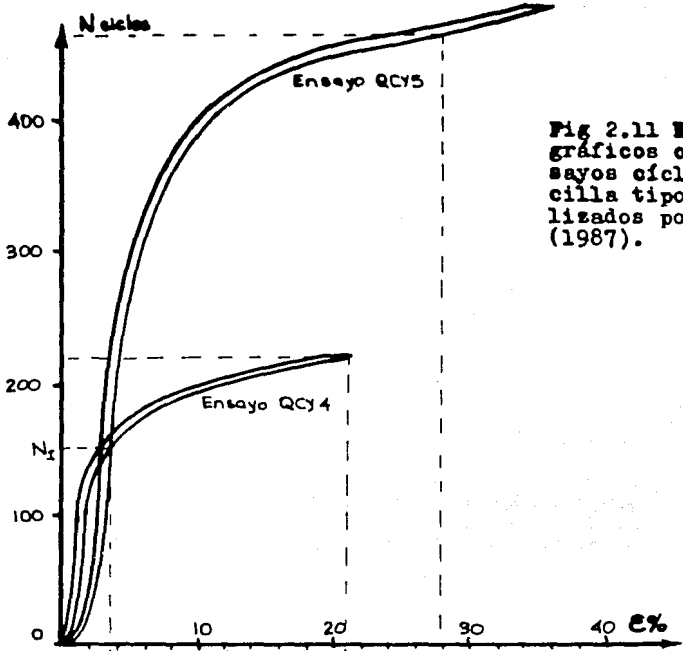
N es el número de ciclos. Este tipo de gráficos presentan en forma conjunta todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación y uno de estos gráficos puede verse en la Fig 2.11. Sin embargo, este tipo de ensayos son de naturaleza diferente a los realizados por Romo et al (1989) en aspectos importantes como a) frecuencias muy diferentes, b) cargas cíclicas en un solo sentido, c) amplitud constante en la carga cíclica, d) número de ciclos no predeterminado sino hasta que se alcance la curva LFR (lugar geométrico de los puntos $p'-e$ correspondientes a los puntos finales de la curva $p'-q$ donde la tasa de disminución de p' se hace mínima). Como se observa ni el material ni las condiciones del ensayo son representativas para una cimentación sometida a sismo.

2.3.3 PRESION DE PORO DINAMICA

Cuando una muestra de suelo arcilloso saturado es sometida a cargas cíclicas en condiciones no drenadas se generan presiones de poro de dos tipos: una presión de poro transitoria debido a las distorsiones elásticas de la estructura del suelo y otra presión de poro permanente debido a la continua-degradación de la estructura.

Las presiones de poro transitorias no son muy importantes desde el punto de vista del diseño de obras. Cuando el esfuerzo (cíclico + sostenido) supera un valor crítico se originan deformaciones que degradan la estructura del material y producen

Fig 2.11 Ejemplo de los gráficos obtenidos en ensayos cíclicos de una arcilla tipo caolinita realizados por Pérez García (1987).



que la presión de poro se incremente monotónicamente con el número de ciclos.

Matsui et al (1980) estudiaron la presión de poro Δu generada por causa de la carga cíclica en un tipo de arcilla (Senri) en pruebas triaxiales en las cuales el esfuerzo lateral y axial varían de tal manera que el esfuerzo octaédrico permanece constante. Se estudió como afectan factores como la frecuencia, el esfuerzo efectivo confinante, el nivel de esfuerzo cortante, la razón de sobreconsolidación, etc. Dentro de los resultados más importantes está la existencia de un umbral en el nivel de esfuerzo cortante aplicado por encima del cual la presión de poro se eleva mucho más rápidamente. Para una arcilla NC se encontró que para relaciones esfuerzo cortante aplicado - esfuerzo cortante de falla mayores de 0.5 la presión de poro se incrementa más rápidamente con el logaritmo del número de ciclos. Para arcilla SC al inicio se muestra una cierta dilatancia pero con el efecto del número de ciclos la presión empieza a elevarse como si fuera tipo NC con el mismo umbral de 0.5. Un ejemplo de estos resultados puede verse en la Fig 2.12. Otro resultado muy importante es que existe una relación única entre la presión de poro normalizada u/σ'_c y la deformación cortante cíclica máxima γ_{max} dependiendo del OCR.

Matsui et al (1981) encuentran que para la presión de poro acumulada en el N-ésimo ciclo existe una expresión de forma hiperbólica en función del esfuerzo cortante cíclico.

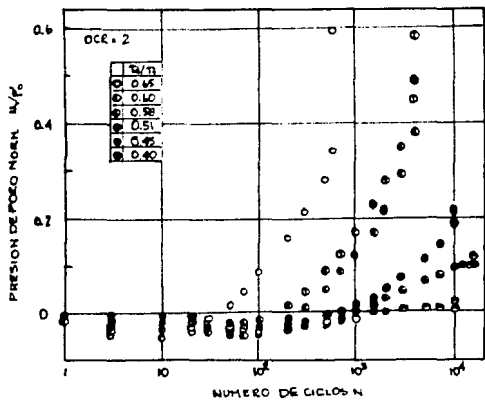
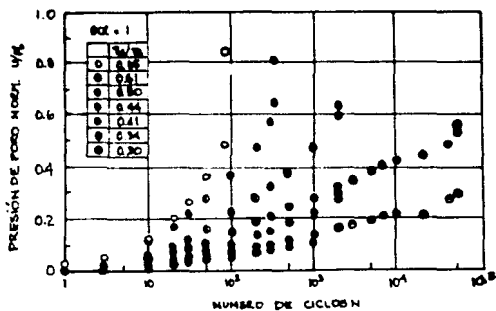


Fig 2.12 Efecto del nivel de esfuerzo cortante cíclico en la presión de poro (Matsui et al, 1980).

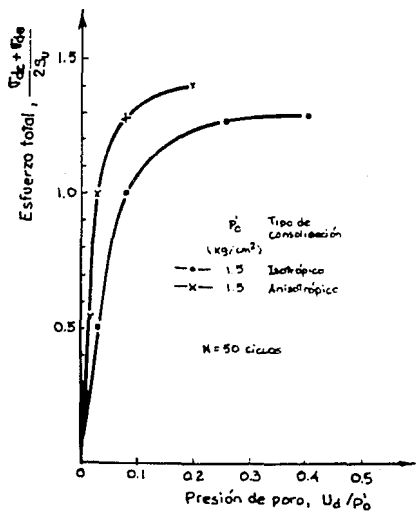


Fig 2.13 Presión de poro dinámica en arcilla de Cd. de México (Romo, 1990).

Según recientes investigaciones (Romo, 1990) la presión de poro permanente es función del índice de plasticidad y del nivel de deformaciones inducidas. Así dada una magnitud de esfuerzo (cíclico + sostenido) se generará mayor presión de poro permanente a menor índice de plasticidad. También a mayores distorsiones mayor presión de poro. Para el caso específico de la arcilla de ciudad de México (índice de plasticidad $> 250\%$) Romo (1990) obtuvo algunas gráficas de presión de poro acumulada contra esfuerzo desviador total normalizado (para 50 ciclos de aplicación de carga) y propuso una expresión hiperbólica para representar tales gráficas. (Ver un ejemplo de estos gráficos en la Fig 2.13).

De este tipo de gráficas se obtienen varias conclusiones:

- 1- Las muestras consolidadas isotrópicamente acumulan más presión de poro que las de consolidación anisotrópica.
- 2- Para ambos tipos de muestras las presiones de poro desarrolladas son moderadas aun para esfuerzos $(\sigma_{dc} + \sigma_{do})$ tan altos como $2S_u$.
- 3- Si se sobrepasa un valor de esfuerzo umbral, por ejemplo $2 S_u$ en muestras consolidadas anisotrópicamente las presiones de poro se incrementan significativamente.

- 4- Las presiones de poro permanentes también obedecen una ley hiperbólica de forma similar a la de esfuerzo - deformación.

Con respecto a este umbral de esfuerzos para el incremento en la presión de poro, Díaz Rodríguez (1989) observó para arcilla NC del mismo tipo (aunque para 100 ciclos) un valor umbral de esfuerzos totales del orden de 83% de $2 S_u$.

En ambas investigaciones citadas falta información con respecto a arcillas preconsolidadas. Anderson et al (1980) presentan resultados para un tipo de arcilla marina ($I_p = 27\%$) donde las presiones de poro permanentes disminuyen conforme aumenta el grado de preconsolidación (OCR) para una misma amplitud de esfuerzo cíclico.

2.3.4 RESISTENCIA POSTCICLICA

El comportamiento postcíclico de una arcilla puede dividirse en dos tipos: a corto plazo (inmediatamente después de los ciclos de carga) y a largo plazo (cuando se permite la disipación de la presión de poro generada). En esta sección se le dará mayor importancia al primer tipo ya que es el que representa la condición crítica de resistencia. Con el segundo tipo se presentará un asentamiento y posiblemente un aumento en resistencia.

En los siguientes párrafos se estudiará la resistencia inmediatamente después de los ciclos. Las investigaciones de varios autores indican que existe un deterioro de las propiedades mecánicas de la arcilla con el número y amplitud de ciclos de carga. Unos autores atribuyen este deterioro al aumento de la presión de poro Δu lo cual implica una disminución de la presión media efectiva p' (es decir, un aumento del OCR equivalente definido como $\sigma'_c / (\sigma'_c - \Delta u)$). Otros autores consideran que el deterioro es debido a un fenómeno muy dependiente de la deformación alcanzada en la carga cíclica.

Koutsoftas (1987) indica que la resistencia no drenada decrece después de la carga cíclica. Para 2 tipos de arcillas y deformación cíclica en dos sentidos del orden de 5% la pérdida en la resistencia no drenada fue menor del 10% de la resistencia no drenada estática. La pérdida es menor entre mayor OCR se tenga. Este autor afirma que la pérdida de resistencia postcíclica es el resultado de una reducción del esfuerzo efectivo al someter la arcilla a carga cíclica y la compara con el efecto de la sobreconsolidación convencional en la resistencia de la arcilla. También menciona que la disminución en el módulo de deformación por efecto de la carga cíclica es mucho más acentuada que la disminución en la resistencia.

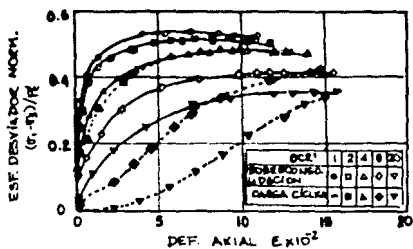
Matsui et al (1980) y Matsui et al (1981) llegan a la conclusión de que el efecto de los ciclos de carga sobre el

suelo es una sobreconsolidación equivalente OCR_{eq} (ya que la presión de poro generada causa una disminución del esfuerzo efectivo) comparable en resistencia a aquella de arcillas sobreconsolidadas intactas (a iguales valores de OCR , w y p'). Sin embargo el autor indica que existe cierto daño con respecto a la arcilla intacta debido a la reducción que se presenta en el módulo de deformación. Los principales resultados de estos autores pueden resumirse en la Fig 2.14.

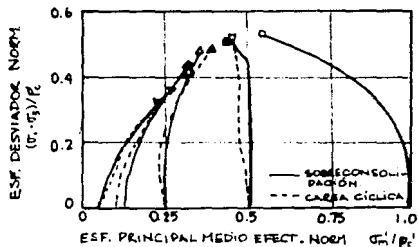
Los autores anteriores atribuyen la disminución de la resistencia al efecto de la elevación de la presión de poro como función de la carga cíclica.

Thiers y Seed (1968) encuentran que la resistencia postcíclica disminuye conforme aumenta la relación deformación cíclica pico-deformación a la falla estática. Se establece para arcilla de la Bahía de San Francisco que para relaciones de deformación menores a 0.5 el decremento en resistencia es menor de 10%.

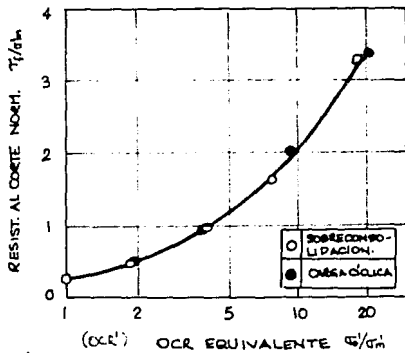
Andersen et al (1980) encuentran que la resistencia no drenada generalmente disminuye después de la carga cíclica, y que la disminución crece al aumentar la deformación cortante cíclica y el número de ciclos. Los resultados presentados por este autor muestran mucha dispersión pero llevan a la conclusión de que la reducción en la resistencia es menor al 25% siempre y



a) Efecto de la carga cíclica ψ de la sobreconsolidación en el comportamiento esfuerzo deformación.



b) Efecto de la carga cíclica ψ de la sobreconsolidación en las trayectorias de esfuerzo.



c) Efecto de la sobreconsolidación equiv. en la resistencia.

Fig 2.14 Comportamiento postcíclico de la arcilla Senri (Matsui y Abe, 1981).

cuando la deformación cortante cíclica sea menor de 3% después de 1000 ciclos (independientemente del OCR). Además se indica que la carga cíclica produce una cierta sobreconsolidación en el suelo equivalente a una descarga real.

Castro et al (1976) encuentran que la resistencia no drenada postcíclica es prácticamente la misma después de la carga cíclica y que por lo tanto su variación con el esfuerzo de confinamiento efectivo (σ'_g) es pequeña, excepto en arcillas sensitivas (donde la resistencia postcíclica tiende más bien a la resistencia en el estado perturbado que le provoca la deformación ϵ). Se sugiere que la resistencia no drenada podría ser relacionada con el nivel alcanzado de deformación permanente y no con la presión de poro generada durante la carga cíclica. También indica que el módulo de deformación sí sufre una gran reducción con la carga cíclica.

Los ejemplos anteriores muestran que la reducción en la resistencia depende de la perturbación inducida al suelo con la deformación permanente alcanzada durante la carga cíclica. Como la deformación generalmente alcanza grandes valores el efecto de la sobreconsolidación (OCR) deja de intervenir en la disminución de la resistencia, aunque el último autor citado sostiene que para ciertos materiales la deformación alcanzada en pruebas triaxiales comunes no es suficiente para desestructurar el suelo.

Al observar que se da una disminución en la resistencia con la deformación, Pérez García (1988) propuso que el parámetro más representativo del deterioro podría ser la deformación permanente en lugar de la presión de poro generada durante la carga cíclica. El autor mencionado llevó a cabo ensayos para estudiar la resistencia postcíclica de una arcilla blanca tipo caolinita. Se realizaron ensayos de carga monotónica ($\epsilon' = 6 \times 10^{-4} \%$ /seg) sobre muestras que habían sido sometidas a cargas cíclicas y se compararon con ensayos de materiales intactos NC ($\sigma'_c = 2 \text{ kg/cm}^2$) y SC ($\sigma'_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, OCR = 8). La muestra SC representaba las condiciones medias (%w, σ'_c , etc.) de las muestras previamente sometidas a carga cíclica. Un resumen de los resultados de estos ensayos puede verse en las Figs 2.15 y 2.16.

Para la mayoría de ensayos postcíclicos las resistencias alcanzadas son muy inferiores a las de la arcilla SC intacta. Esto demostró que a una misma presión efectiva p' y a una misma humedad la mayoría de muestras recién sometidas a ciclos presentan un deterioro no despreciable causado por las deformaciones permanentes. Estos resultados difieren de los de Matsui et al (1981) y Koutsoftas (1987). A través de su estudio Pérez García (1988) logra demostrar que para la caolinita mencionada: a) la deformación permanente ϵ_p controla la reducción de la resistencia máxima, b) la presión de poro no es el parámetro que caracteriza la reducción y c) la frecuencia y

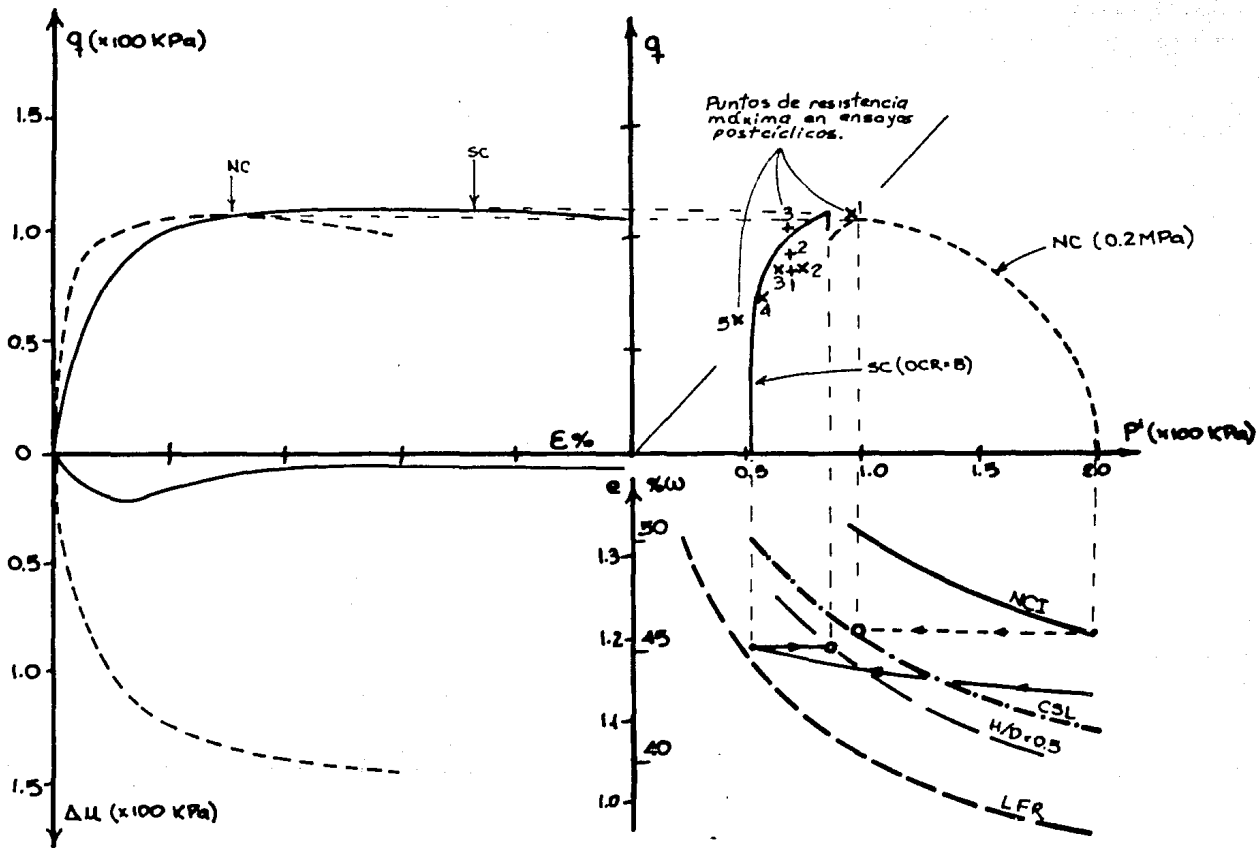


Fig 2.15 Comparación entre el comportamiento de una muestra sobreconsolidada (OCR=8) intacta y el comportamiento de varias muestras "sobreconsolidadas" por carga cíclica (OCR'=8), (Pérez García, 1987).

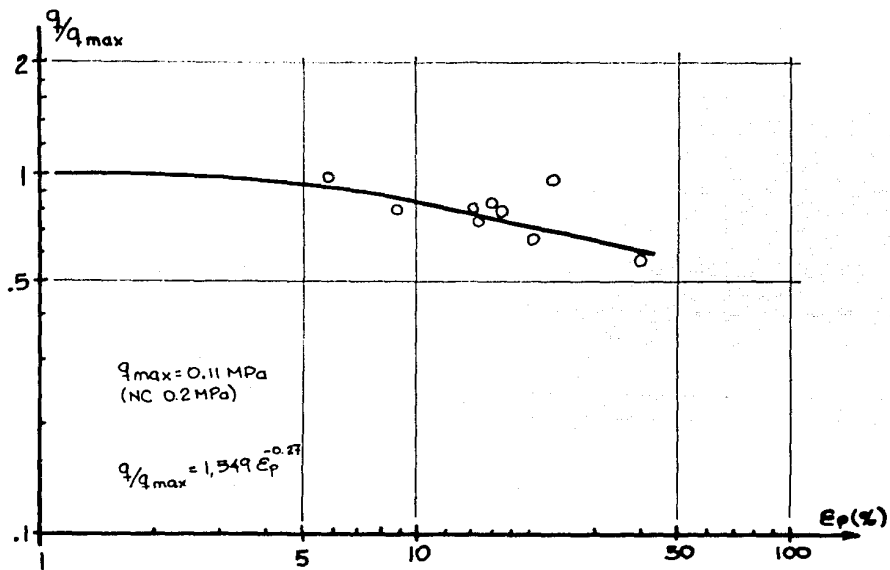


Fig 2.16 Disminución de la resistencia monotónica postcíclica de una arcilla tipo caolinita en función de la deformación permanente alcanzada durante la carga cíclica (Pérez García, 1987).

el número de ciclos de carga no tienen un efecto apreciable en la resistencia postcíclica.

Para el caso específico de las arcillas de Ciudad de México, la principal investigación ha sido realizada por Díaz Rodríguez (1989). Para arcillas NC se encuentra un umbral de esfuerzos: mientras el esfuerzo total sea menor del 83% de la resistencia no drenada estática ($2S_u$) la pérdida de resistencia inmediatamente después del sismo no será mayor de 8%.

El hecho de que haya tanta variación en los resultados obtenidos por varios autores puede atribuirse a las diferentes características de plasticidad de los materiales ensayados (Romo et al, 1989).

En el estudio de la resistencia postcíclica de la arcilla de ciudad de México, Romo (1990) indica que la caída de resistencia en este material se debe básicamente a la degradación de la estructura de la arcilla, que en ensayos a volúmen constante se refleja por la generación de presión de poro dinámica y propone una expresión simplificada que puede ser de utilidad en algunos casos. Su planteamiento es que si se conoce la presión de poro dinámica u_d y se supone que la trayectoria de esfuerzos efectivos (en la etapa de falla) sólo se desplaza hacia el origen el valor de u_d , entonces la resistencia postcíclica S_{up} se puede calcular como:

$$S_{up} = S_u - \frac{M_e}{2} u_d \quad (2.5)$$

donde

S_{up} = resistencia no drenada postcíclica

S_u = resistencia no drenada en condiciones
estáticas.

M = Pendiente de la línea de falla estática
en esfuerzos totales.

Para obtener la ecuación 2.5 se consideró que la envolvente de falla en esfuerzos efectivos es la misma antes y después de la aplicación de la carga dinámica. Consideración que es aceptable si la presión de poro generada u_d no es muy grande ya que de lo contrario se presenta un efecto de preconsolidación que cambia la línea de falla para esfuerzos efectivos bajos. (Romo, 1990).

Definitivamente para el caso de la arcilla de ciudad de México hace falta más investigación concluyente acerca de la resistencia post-cíclica.

Pérez García (1988) también considera el efecto de la reconsolidación en la resistencia no drenada después de la carga cíclica. Se observó que existe una ganancia de resistencia al permitir la consolidación. Cuando se compara la resistencia de una arcilla reconsolidada con aquella de una arcilla SC intacta equivalente se comprueba que el daño por ciclaje es borrado completa o parcialmente (esto depende de la deformación permanente alcanzada durante la carga cíclica). Mas allá de un

cierto valor ϵ_p la reconsolidación no borra totalmente el daño ($\epsilon_p > 15\%$). No se considera la influencia que pueda tener la tixotropía del material sobre el deterioro de la resistencia al pasar el tiempo. En una investigación sobre la resistencia postcíclica en la arcilla de ciudad de México la influencia de la tixotropía sería muy importante.

2.4 CONDICIONES CRITICAS EN LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES.

A la luz del comportamiento sísmico observado de las cimentaciones superficiales sobre suelos blandos y de los resultados de investigaciones acerca del comportamiento dinámico de arcillas se puede apuntar cuales son las condiciones críticas a considerar en el análisis de cimentaciones. Ya se discutió que la resistencia del suelo durante un sismo puede ser mayor que en condiciones estáticas. Por otra parte, la resistencia puede disminuir después de que el suelo haya sufrido carga cíclica.

Así se pueden proponer tres condiciones para evaluar la capacidad de carga (Romó, 1990):

- 1- Condición estática a corto plazo antes del sismo.
- 2- Condición dinámica durante el sismo.
- 3- Condición estática inmediatamente después de sismo.

Para la condición No. 1 se puede utilizar la resistencia no drenada del suelo S_u de una prueba UU con un análisis tipo $\phi = 0$ y los métodos de evaluación de la capacidad de carga convencionales.

Para la condición No.2 se debe utilizar la resistencia dinámica de la arcilla. Esta resistencia puede determinarse en laboratorio reproduciendo lo más aproximadamente posible las condiciones de carga del suelo o alternativamente mediante pruebas estáticas a través de la ecuación 2.1. En los métodos de evaluación de la capacidad de carga deben incluirse las fuerzas de inercia tanto en la superestructura como en la sobrecarga y en la masa de suelo deslizante. En la actualidad es regla general incluir en el análisis sólo la fuerza de inercia de la superestructura. Uno de los objetivos de este trabajo es el estudio y aplicación de algunos métodos de análisis que incluyan la fuerza de inercia en la masa de suelo potencialmente deslizante.

Como puede verse, el aumento en la capacidad de carga por el efecto dinámico en la resistencia del suelo se contrapone con el incremento en las sollicitaciones por el efecto de una fuerza de inercia en la masa de suelo deslizante. Según Romo (1990) y Auvinet (1990) para las condiciones típicas de la ciudad de México ambos efectos tienden a contrarrestarse y, en general, si la cimentación es estable en condiciones estáticas lo será también en condiciones dinámicas. Esto tiene su excepción para

cimentaciones con un factor de seguridad menor de 2 en condiciones dinámicas y en las cuales las fuerzas de sismo más las sostenidas pueden sobrepasar considerablemente el doble de la resistencia estática no drenada ($2 S_u$) durante un temblor fuerte.

En la condición No.3 se debe considerar la resistencia postcíclica ya discutida en la sección 2.3.4. Esta resistencia es algo menor que la resistencia no drenada estática. Sin embargo, los resultados existentes no son concluyentes por lo que este es uno de los puntos donde es necesaria mayor investigación. Según Díaz-Rodríguez (1989) mientras los esfuerzos totales no sobrepasen el 83% de la resistencia no drenada estática ($2 S_u$) la disminución de la resistencia será de un 8% de $2 S_u$. La expresión 2.5 proporcionada por Romo (1990) presenta dos inconvenientes de tipo práctico: a) la presión de poro dinámica acumulada μ_d debe ser pequeña para que la expresión sea válida y b) a pesar de que la presión de poro dinámica puede expresarse con un modelo hiperbólico, a la fecha no se cuenta con una definición clara de las constantes a y b propias del modelo (para la arcilla de ciudad de México).

Los asentamientos que se podrían dar en una cimentación durante un sismo por deformación permanente del suelo están en función del nivel de esfuerzos totales (sostenido + cíclico) alcanzado durante el sismo. Si se observa el comportamiento de las curvas deformación permanente contra esfuerzo total normalizado obtenidas por Romo (1989) (Fig 2.9), se puede

argumentar lo siguiente; cuando una cimentación soporta esfuerzos menores del doble de la resistencia no drenada estática ($2 S_u$) las deformaciones permanentes en la cimentación serán despreciables. Por lo anterior, debe tratarse en el diseño de que los esfuerzos en la cimentación no sobrepasen este umbral. En las cimentaciones de la ciudad de México es común que el factor limitante sean los asentamientos por compresibilidad resultando presiones de contacto inferiores a la presión de preconsolidación. Por lo general se obtienen factores de seguridad mayores de 2.5, lo que implica una reserva de resistencia de más del doble de la resistencia no drenada de falla. Por esto para este tipo de cimentaciones no se presentarán grandes deformaciones permanentes.

Si se quieren evaluar los asentamientos permanentes por sismo en una forma más precisa se puede proceder en dos formas:

1. Incorporar en un modelo de interacción suelo estructura una ley de comportamiento elastoplástico que describa la acumulación de deformaciones permanentes lo cual tiene actualmente bastantes complicaciones.
2. Obtener los esfuerzos estáticos sostenidos en el medio. Evaluar la historia de esfuerzos cíclicos considerando la interacción dinámica suelo estructura mediante un modelo viscoelástico lineal equivalente. Asociar a estos estados de esfuerzos unas deformaciones obtenidas mediante pruebas de laboratorio.

2.5 COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN CONDICIONES SISMICAS.

Existen en la literatura técnica muy pocos estudios experimentales acerca de la capacidad de carga de modelos de cimientos superficiales sometidos a condiciones que representan un sismo. La mayoría de estos estudios están realizados en arena y algunos no representan bien las condiciones que se dan durante un sismo. Existe una mayor abundancia de estudios acerca de la respuesta de cimientos ante cargas dinámicas (Das, 1983) pero ese no es el campo de este estudio.

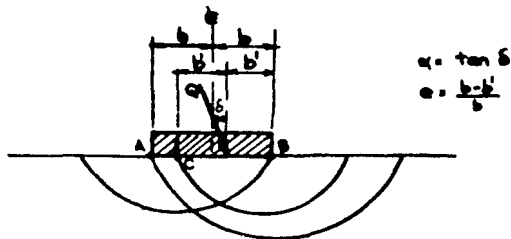
Dentro de los estudios experimentales se tienen dos investigaciones pioneras muy importantes: Shinohara et al (1960) y Tran-Vo-Nhien (recopilado por Costet y Sanglerat, 1969). A pesar de que ambos estudios se limitan al efecto de cargas excéntricas e inclinadas en modelos de cimientos sobre arenas (no consideran el efecto de la inercia en las masas de suelo) sus resultados son muy importantes, principalmente en lo que concierne a la forma de la superficie de falla.

Shinohara et al (1960) realizaron ensayos en modelos de cimientos superficiales desplantados en arena utilizando cargas excéntricas e inclinadas. De los ensayos se observó que a pesar de que las superficies de falla semejaban bastante bien la forma circular estas podían dividirse en 4 casos de acuerdo a la

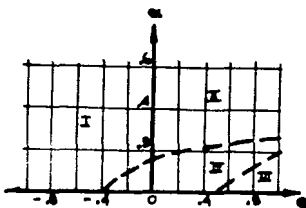
inclinación δ y a la excentricidad e como se muestra en la Fig 2.17. Con base en las observaciones, el autor afirma que es posible utilizar la superficie de falla de forma circular sin mucho error para el cálculo de la capacidad de carga con cargas excéntricas e inclinadas.

Costet y Sanglerat (1969) apoyados en trabajo experimental de Tran-Vo-Nhien en material friccionante obtuvieron valiosas conclusiones. Para la discusión de sus observaciones (Ver Fig 2.18) se tomó la siguiente convención de signos: a) la inclinación δ será siempre considerada como positiva, b) la excentricidad e será positiva si la componente horizontal se dirige hacia el centro y negativa si es al contrario. Algunas de las observaciones más importantes son las siguientes:

- a) La inclinación de la carga destruye la simetría de la cuña rígida que se forma en el caso de carga vertical. Así la influencia de la carga inclinada se traduce en un desplazamiento horizontal y una rotación.
- b) La excentricidad de la carga tiende a hacer girar la placa de fundación alrededor de un eje horizontal situado aproximadamente a la mitad de la distancia entre el punto de aplicación y el borde más alejado de la placa.



a) Tres tipos de superficies de deslizamiento.



b) Clasificación de patrones de falla en función de α y e .

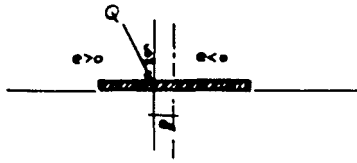
- I) Caso $e < 0$: la superficie de falla se inicia en el punto A.
- II) Caso $e > 0$: la superficie de falla se inicia en el punto C.
- III) Caso $e \gg 0$ y $\alpha \sim 0$: la superficie de falla se inicia en el punto B.
- IV) Caso $e \sim 0$ y $\alpha \sim 0$: la superficie de falla puede estar entre los tipos II y III.

Fig 2.17 Estudio experimental de las superficies de falla ante cargas excéntricas e inclinadas (Shinohara et al, 1960).

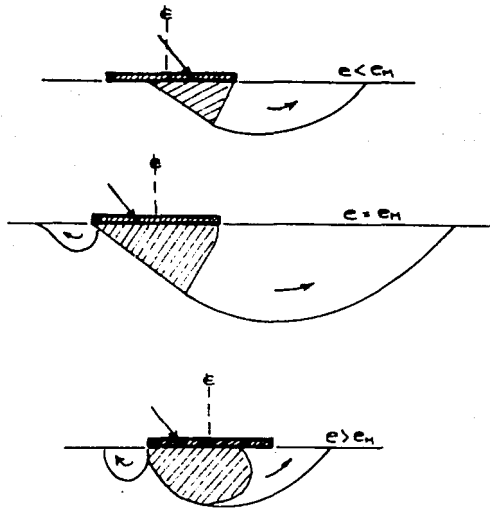
c) Si se hace variar la excentricidad manteniendo la inclinación constante se encuentra un cierto valor de e_M en donde el valor de Q es máximo. En este punto la fundación no sufre ninguna rotación sino solo desplazamiento y hundimiento. Por el contrario, cuando la carga Q es aplicada hacia "arriba" de e_M ($e > e_M$) la fundación sufre una rotación cuyo centro queda por debajo de la base, mientras que cuando la carga es aplicada "abajo" de e_M ($e < e_M$) el eje de rotación sube. Estas situaciones y el esquema de las superficies de falla pueden verse en la Fig 2.18 Como se observa la situación más común en sismos es $e < e_M$ donde la inclinación está en la misma dirección de la excentricidad.

En todo caso, la cuña se hace tanto más pequeña conforme la excentricidad sea más grande y la base de la fundación se despega una cierta longitud. Por otra parte, cuando la inclinación aumenta la forma de la cuña se aplasta. En ambos casos la capacidad de carga de la fundación disminuye notablemente.

Okamoto (1973) presenta un estudio experimental de la capacidad de carga en modelos de cimientos superficiales. En este estudio el autor representa lo más fielmente posible las



- A) Excentricidad e_M correspondiente a un máximo en la capacidad de carga.



- B) Diferentes configuraciones de la superficie de falla de acuerdo al valor e .

Fig 2.18 Estudio experimental de las superficies de falla ante cargas excéntricas e inclinadas realizado por Tran-Vo-Nhien (Costet y Sanglerat, 1969).

fuerzas de inercia que se dan en una cimentación (de manera pseudoestática) a través de la inclinación de la superficie en la que se apoya la placa. Esta inclinación del terreno y de la placa implica la aparición de una componente del peso en la dirección de la superficie del terreno que representaría las fuerzas de inercia. A través de este artificio y de excentricidades en la carga se logra representar las condiciones durante un sismo y se estudian las modalidades de falla que se dan. Se observa que la forma de la superficie de falla puede variar de acuerdo a la inclinación del terreno. Este mismo autor también realizó estudios en arenas sometidas a vibración y encontró que existe un decremento de la capacidad de carga con el aumento de la aceleración del movimiento armónico y un decremento mucho más fuerte al aumentar la inclinación de la carga. Para aceleraciones mayores de 0.3 g la arena fluye.

Okamoto no utilizó arcillas en su estudio experimental pero realizó estudios teóricos de fundaciones sobre suelos cohesivos que indicaron los diferentes tipos de falla que pueden presentarse: 1- falla de deslizamiento entre la placa y la superficie, 2- falla de deslizamiento en la misma dirección de la fuerza de inercia a través de un plano de falla poco profundo, 3- falla similar a la anterior pero con deslizamiento en dirección contraria a la fuerza de inercia y 4- falla a través de una superficie profunda de acuerdo con el grado de excentricidad y dirección de las cargas.

Stavnitser y Karpenko (1975) realizaron pruebas de capacidad de carga en placas rectangulares de 1 x 1m, 0.7 x 1.42m y 0.5 x 2m. El estudio se llevó a cabo mediante la aplicación de cargas excéntricas a las placas apoyadas en un estrato de arena que es sujeto a vibración horizontal mediante una placa vibradora (aceleración máx. entre 0.18 y 0.22g). En general al alcanzarse la capacidad de carga de las placas (tanto bajo cargas centrales como excéntricas) se observa: un abultamiento lateral en la superficie del suelo, un asentamiento relativo entre 0.04 y 0.10 del ancho de la placa y una separación parcial entre la placa y el terreno en el lado contrario a la excentricidad de la carga.

Los resultados de capacidad de carga obtenidos en presencia y ausencia de vibración y por varias excentricidades indican:

- 1- Que los efectos combinados de una excentricidad de $1/6$ y de la vibración ($a_{\max} = 0.18 - 0.22g$) reducen la capacidad de carga hasta la mitad de la capacidad estática con carga central.
- 2- Para una excentricidad dada el efecto de la vibración con una aceleración máxima de 0.2g reduce la capacidad de carga estática en 0.25.

Los autores no dejan claro como representan el efecto de la fuerza lateral (inclinación de la carga) sobre la placa.

Finalmente aparece en la literatura técnica un estudio experimental de la capacidad de carga de cimentaciones sujetas a cargas cíclicas (Dyvik et al, 1990; Andersen et al, 1990). En esta investigación se estudia mediante modelos la capacidad de carga de cimentaciones de plataformas marinas sobre un tipo de arcilla marina. En este caso la carga cíclica es debida al oleaje de tormentas por lo que la frecuencia de carga utilizada de 0.1 Hz es poco representativa de un sismo. No obstante algunas de las observaciones realizadas por los autores son de mucho valor.

Se construyeron 5 modelos con base circular de 40 cm de diámetro soportados en una base de arcilla de 20 cm de espesor. El modelo 1 fue cargado monotónicamente hasta la falla, el modelo 3 fue cargado primero cíclicamente y luego monotónicamente hasta la falla y los modelos 2, 4 y 5 fueron cargados cíclicamente hasta la falla. En estos casos la carga vertical permaneció constante e igual al peso del modelo, y la carga horizontal se aplicó a una cierta altura de la base y tuvo carácter monotónico o cíclico.

Dentro de las observaciones más importantes realizadas en este estudio están:

1. Para modelos en carga cíclica con alto momento de volteo, la superficie crítica se da con forma circular y la masa de arcilla debajo de la

plataforma moviéndose en dirección opuesta a la dirección de la carga aplicada (rotación representada por la curva 1 en la Fig 2.19). Para modelos donde el momento de volteo es menor se tiene una superficie crítica más superficial con la masa de arcilla y la cimentación moviéndose en la misma dirección que la carga aplicada (curva 2).

2. Para modelos en carga estática, se tiene una superficie de falla crítica con la masa de arcilla moviéndose en la misma dirección que la carga aplicada (curva 2 en la Fig 2.19) o también igual de crítica la de forma circular (curva 1 en la Fig 2.19).
3. La reducción en la capacidad de carga en el modelo que se cargó monótonicamente después de la carga cíclica fue de 11%.

Estas observaciones concuerdan bien con los cálculos realizados a través de la teoría desarrollada por Andersen y Lauritzen (1989). Estas observaciones dan una idea general del comportamiento de cimentaciones en arcillas sometidas a cargas cíclicas, sin embargo, no hay que perder de vista que corresponde a una condición de carga específica (plataformas marinas de gravedad).

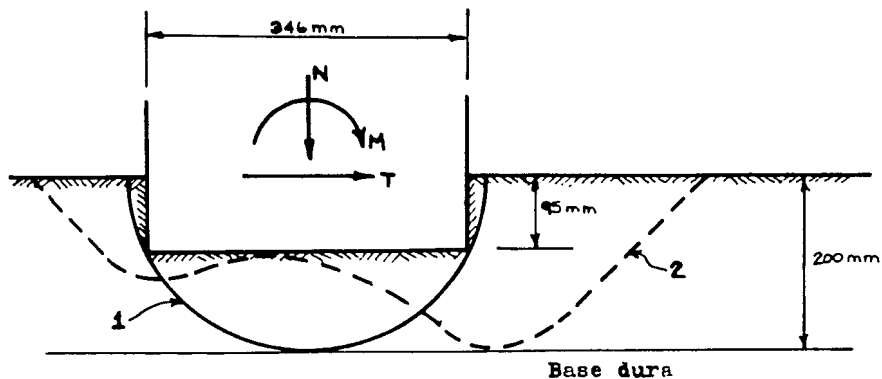


Fig 2.19 Superficies de falla estudiadas experimentalmente por Andersen et al, 1990.

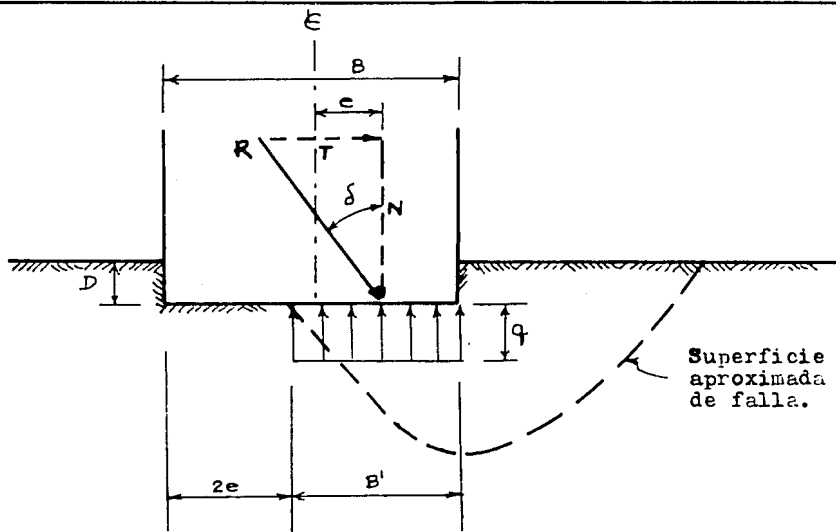


Fig 3.1 Simplificación propuesta por Meyerhof (1963) para considerar las cargas excéntricas.

3. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE FALLA PARA CIMENTACIONES EN SUELOS BLANDOS.

3.1 ANTECEDENTES.

El problema de determinar el estado de cargas que puede soportar una cimentación superficial en condiciones dinámicas no es un problema simple, aun sin considerar el efecto del sismo en la resistencia del suelo. La mayoría de soluciones que se tienen a la fecha consideran las cargas sobre la cimentación de una manera seudoestática y resuelven el problema para el caso estático.

Una de las primeras soluciones para el problema de capacidad de carga de cimentaciones superficiales sometidas a cargas excéntricas e inclinadas fue dado por Meyerhof (1953), (1963). Resulta aplicable a la condición sísmica si se consideran el momento de volteo y la fuerza horizontal inducidos por el sismo sobre la cimentación de una manera seudoestática a través de una excentricidad y una inclinación de la carga aplicada.

La situación simplificada puede verse en la Fig 3.1.

Una de las principales contribuciones de Meyerhof al cálculo de la capacidad de carga es la simplificación producida para la estimación del efecto de la excentricidad. El observó

que en la carga última de una cimentación la distribución de la presión de contacto no era ni siquiera lineal y propuso, con miras a simplificar el problema, que se considerara una presión de contacto similar a la de una placa cargada céntricamente pero de ancho reducido como en la Fig 3.1. Meyerhof (1953) comprueba experimentalmente que este procedimiento está del lado de la seguridad y extiende el procedimiento a cimentaciones con doble excentricidad. También Meyerhof (1963) considera factores que disminuyen la capacidad de carga de acuerdo a la inclinación.

Las expresiones propuesta por Meyerhof (1963) son las siguientes:

cargas verticales (3.1.a)

$$q = \frac{N_u}{B'L} = s_c d_c C N_c + s_q d_q \gamma D N_q + s_\gamma d_\gamma \frac{\gamma B' N_\gamma}{2}$$

cargas inclinadas

$$q = \frac{N_u}{B'L} = d_c i_c C N_c + d_q i_q \gamma D N_q + d_\gamma i_\gamma \frac{\gamma B' N_\gamma}{2} \quad (3.1.b)$$

donde N_c , N_q y N_γ son los factores de capacidad de carga

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi, \quad N_c = 5.14 \quad (\phi = 0) \quad (3.2.a)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N \phi \quad (3.2.b)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad (3.2.c)$$

$$N \phi = \tan^2 (\pi/4 + \phi/2) \quad (3.2.d)$$

s_c , s_q y s_γ con los factores de corrección por forma

$$s_c = 1 + 0.2 N_\phi B'/L' \quad (3.3.a)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (\phi = 0) \quad (3.3.b)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi B'/L' \quad (\phi > 10^\circ) \quad (3.3.c)$$

d_c , d_q y d_γ son los factores de corrección por profundidad

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} D/L' \quad (3.4.a)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (\phi = 0) \quad (3.4.b)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} D/B' \quad (\phi > 10^\circ) \quad (3.4.c)$$

i_c , i_q y i_γ son los factores de corrección por inclinación

$$i_c = i_q = (1 - \delta/90^\circ)^2 \quad (3.5.a)$$

$$i_\gamma = (1 - \delta/\phi)^2 \quad (3.5.b)$$

$$B' = B - 2e_B \quad (3.6.a)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (3.6.b)$$

B = ancho real de la placa

L = Longitud real de la placa

D = profundidad de desplante

C = cohesión aparente del suelo

γ = peso volumétrico del suelo

N_u = carga vertical N última que puede soportar la cimentación.

q = esfuerzo último que puede soportar la cimentación $N_u/B'L'$

δ = ángulo de inclinación de la carga.

Aunque las expresiones de Meyerhof llevan implícitas muchas simplificaciones y no consideran la fuerza de inercia en el

bloque de suelo deslizante, han sido muy utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales en condiciones sísmicas.

Posteriormente Vesic (1974) propone expresiones similares a las de Meyerhof con ciertas diferencias en los factores de capacidad de carga y en los factores de corrección por forma, profundidad e inclinación. Sin embargo, el efecto de la excentricidad siempre sigue considerándose por medio del ancho reducido $B' = B - 2e$.

La expresión propuesta por Vesic es la siguiente:

$$q = \frac{N_u}{B'L'} = s_c d_i c N_c + s_q d_i \gamma D N_q + s_\gamma d_i \gamma \frac{\gamma B'}{2} N_\gamma \quad (3.8.a)$$

$$q = \frac{N_u}{B'L'} = 5.14 C (1 + s'_c + \frac{d'}{c} - i'_c) + \gamma D \quad (\phi = 0) \quad (3.8.b)$$

donde N_c, N_q, N_γ son los factores de capacidad de carga

$$N_c = (N - 1) \cot \phi \quad (3.9.a)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N_\phi \quad (3.9.b)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.9.c)$$

$$N_\phi = \tan^2 (\pi/4 + \phi/2) \quad (3.9.d)$$

s_c, s_q, s_γ son los factores de corrección por forma

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) (B'/L'),$$

$$s'_c = 0.2 (B'/L') \quad (\phi = 0) \quad (3.10.a)$$

$$s_q = 1 + \tan \phi (B'/L') \quad (3.10.b)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B'/L') \quad (3.10.c)$$

d_c, d_q, d_γ son los factores de corrección por profundidad

$$d_c = 1 + 0.4 K, \quad d'_c = 0.4K \quad (\phi = 0) \quad (3.11.a)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)K \quad (3.11.b)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$K = (D/B) \text{ si } D/B \leq 1 \quad (3.11.d)$$

i_c, i_q, i_γ son los factores de inclinación

$$i'_c = (mT) / (B'L'C_a N_c) \quad (\phi = 0) \quad (3.12.a)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (3.12.b)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{T}{N + B'L'C_a \cot \phi} \right]^m \quad (3.12.c)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{T}{N + B'L'C_a \cot \phi} \right]^{m+1} \quad (3.12.d)$$

$$m_B = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')} \quad (\text{excentricidad en el ancho}) \quad (3.12.e)$$

B = ancho real de la placa

L = Longitud real de la placa

B' = B - 2e_B

L' = L - 2e_L

e = excentricidad de la carga

D = profundidad de desplante

C = cohesión aparente del suelo

C_a = adhesión entre placa y suelo

T = componente horizontal de la carga

N = componente vertical de la carga

N_u = carga vertical N última sobre la cimentación.

γ = peso unitario volumétrico del suelo

q = esfuerzo último sobre la cimentación N_u/B'L'

Para un suelo cohesivo que es el caso estudiado se tiene:

$$q = 5.14 C (1 + s'_c + d'_c - i'_c) + \gamma D \quad (3.8.b)$$

$$q = 5.14 C \left[1 + 0.2 (B'/L') + 0.4 (D/B) - \left(\frac{mT}{5.14 B' L' C_a} \right) \right] + \gamma D \quad (3.13)$$

Por su parte las "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones" (NTCDCC) del Reglamento de Construcciones del D.F. (1991) (RCDF) proponen expresiones similares a las de Vesic separando los suelos puramente cohesivos de los puramente friccionantes y utilizando la modalidad de factores de carga y de resistencia.

Así para cimentaciones superficiales en suelos homogéneos se deben cumplir las siguientes ecuaciones:

Para cimentaciones en suelos cohesivos

$$\Sigma NF_c / A < C N_c F_{cR} + P_v \quad (3.14)$$

Para cimentaciones en suelos friccionantes

$$\Sigma NF_c / A < \left[\bar{P}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2 \right] F_{cR} + P_v \quad (3.15)$$

donde

ΣNF_c = combinación de acciones verticales a tomar en cuenta, cada una afectada de su respectivo factor de carga F_c .

A = área del cimiento (m^2).

P_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo (T/m^2).

\bar{P}_v = presión vertical efectiva a la misma profundidad (T/m^2).

γ = peso volumétrico del suelo (T/m^3).

C = cohesión aparente (T/m^2) determinado en un ensayo triaxial UU.

B = ancho de la cimentación (m).

L = longitud de la cimentación (m).

N_c = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L) \quad (3.16)$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$,

donde D es la profundidad de desplante (m).

Si D/B y B/L no cumplen con las desigualdades dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1 respectivamente.

N_q = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = (e^{\pi \tan \phi}) \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.17)$$

donde ϕ = ángulo de fricción interna.

Los factores de forma son $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y $1 + \tan \phi$ para zapatas cuadradas o circulares.

N_γ = coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3.18)$$

Los factores de forma son 1 - 0.4 (B/L) para cimientos rectangulares y 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_c = Factor de carga especificado por las NTCDDC.

F_R = Factor de resistencia especificado por las NTCDDC.

$\varphi = \tan^{-1} (a \tan \varphi^*)$, donde φ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de resistencia y $a = 0.67$ para suelos arenosos con una compacidad relativa $D_r < 70\%$ ó $a = 1$ para otros casos.

Para el caso en que se den cargas excéntricas se tiene $B' = B - 2e$. El mismo criterio se aplica en la dirección longitudinal.

Para tomar en cuenta la componente horizontal de la carga inclinada se propone multiplicar N_q y N_c por $(1 - \tan \delta)^2$ donde δ es la inclinación de la resultante. El factor de corrección $(1 - \tan \delta)^2$ fue obtenido en forma teórica por Costet y Sanglierat (1969) y es válido para inclinaciones menores de 30° . La inclinación δ debe ser obtenida para la carga última por lo que el factor tiene caracter iterativo.

Así, en resumen, para un suelo arcilloso ($\varphi = 0$) se tiene

$$\Sigma N F_c / B' L' \leq 5.14 C F_c \left[(1 + 0.25 D/B + 0.25 B'/L') (1 - \tan \delta)^2 \right] + F_v \quad (3.20)$$

Los factores de carga F_c que deben aplicarse están indicados en el artículo 194 del Cap III del Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF). Para estados límites de falla se aplican factores

de 1.1 al peso propio del suelo, a los empujes laterales y a las aceleraciones que sufre la masa deslizante de suelo bajo la cimentación.

El factor de resistencia F_x para capacidad de carga de cimentaciones superficiales es de 0.35 para zapatas de cualquier tipo en la zona I o zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III. Para los otros casos de zapatas superficiales se usará como factor de carga 0.6.

Las características de las tres zonas ya mencionadas en que se divide el Distrito Federal (Reglamento de Construcciones del Distrito Federal) son:

Zona I: Lomas formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Zona II: Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III: Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas

arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor del conjunto puede ser superior a 50m.

Las normas subrayan la importancia de la fuerza de inercia que aparece en la masa de suelo deslizante e indican que es necesario tomarla en cuenta en el cálculo de la capacidad de carga, sin embargo la ecuación (3.20) no la considera.

En las siguientes secciones se presentarán algunas formas para estimar el efecto de la fuerza de inercia sobre la masa de suelo en la capacidad de carga de suelos cohesivos.

3.2 EFECTO DE LAS FUERZAS DE INERCIA EN EL SUELO SOBRE LA CAPACIDAD DE CARGA UTILIZANDO EQUILIBRIO LIMITE.

La mayoría de métodos disponibles para el cálculo de la capacidad de carga en condiciones sísmicas se limitan a considerar el efecto del sismo a través de una excentricidad y una inclinación de la carga sobre la placa. Durante un sismo se generan fuerzas de inercia en la masa de suelo debajo del cimiento que pueden influir en la capacidad de carga. A

pesar de que este efecto es ampliamente reconocido, los métodos de análisis no lo incluyen debido tal vez a la escasez de casos reales de falla durante sismo.

En esta sección se expondrán algunas ideas acerca de la influencia de estas fuerzas de inercia en la capacidad de carga. Con base en el concepto de "equilibrio límite" se obtendrán expresiones simplificadas que incluyan el efecto de las fuerzas de inercia mencionadas. Se considerará únicamente el caso de suelos cohesivos ($\phi = 0$).

3.2.1 CAPACIDAD DE CARGA.

Como es propio del concepto de equilibrio límite se debe identificar una masa de suelo limitada por una superficie a lo largo del cual el deslizamiento sea factible. La masa de suelo debe considerarse como cuerpo libre en el cual actúan fuerzas de dos tipos: motoras y resistentes. Para obtener el valor máximo de fuerzas motoras que el mecanismo pueda resistir se realiza un análisis de equilibrio entre las fuerzas motoras y las fuerzas resistentes suponiendo que la falla se ha alcanzado a lo largo de toda la superficie.

Para efectos de obtener resultados prácticos se supondrá que la superficie de falla circular es una buena aproximación de la realidad, tal y como la sugieren algunos autores (Shinohara et al, 1960; Cordary y Nancey, 1987). Si embargo, observaciones de fallas durante el sismo de 1985 en la ciudad de México (Auvinet, 1991) y de fallas en modelos a escala (Andersen et al,

1970) parecen indicar que la superficie de falla real se asemeja más a la propuesta por Pecker y Salençon (1991) y que se presentará en la Fig 3.11.

Específicamente para este caso, la línea de falla será un arco de círculo que pasará por uno de los bordes de la cimentación y cuyo centro de rotación estará situado por encima de la cimentación. Se supondrá además, que factores como excentricidad, inclinación de la carga y fuerza de inercia en la masa de suelo sólo afectarán el equilibrio límite de la superficie de falla supuesta y no darán lugar a variaciones en la forma de la superficie de falla.

La Fig 3.2 muestra algunas de las superficies de falla que se consideran. A pesar de que este tipo de círculos de falla se considerarán en los desarrollos analíticos siguientes es conveniente tener en cuenta algunas observaciones simples de Shinohara et al (1960) comentados en la sección 2.5. Las superficies de falla de la Fig 3.2 no son representativas de las que se han obtenido experimentalmente (Fig 2.16), sin embargo el uso del ancho reducido B' podría hacerlas más representativas.

Para definir las fuerzas resistentes sobre la superficie de falla es necesario precisar una ley de resistencia a lo largo de ella. En este caso, por tratarse de suelos cohesivos saturados sometidos a carga rápida, se aceptará como válida la expresión:

$$\tau_f = c$$

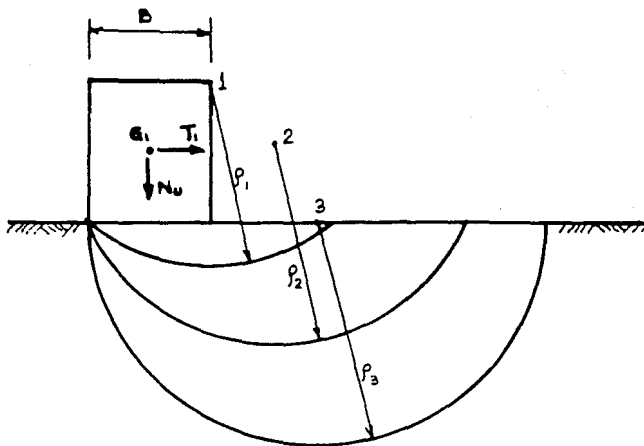


Fig 3.2 Superficies de falla consideradas.

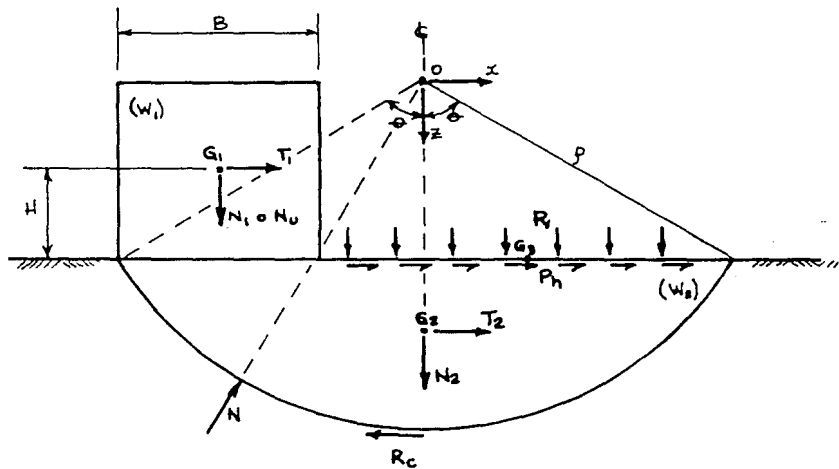


Fig 3.3 Cuerpo libre considerado (longitud infinita).

donde τ_f es el esfuerzo cortante a la falla y c es la resistencia no drenada al esfuerzo cortante (denominada "cohesión" por costumbre y que en el capítulo 2 se representa por S_u).

Por lo anterior los esfuerzos normales no intervienen en las fuerzas resistentes de la superficie de falla y sólo actuará la resultante debida a la "cohesión" \bar{R}_c como se muestra en la Fig 3.3.

Además, se considera el peso del material sobre el nivel de desplante como una sobrecarga P_v que actúa como fuerza resistente.

Como fuerzas motoras se consideran el peso de la estructura W_1 , el peso de la masa deslizante de suelo W_2 y las fuerzas de inercia generadas por sismo en la estructura T_1 , en la masa de suelo T_2 y en la sobrecarga P_h . Estas fuerzas de inercia son consideradas de manera pseudoestática en el centroide del cuerpo en que son generadas. Todas estas fuerzas pueden verse esquematizadas en la Fig 3.3.

Los parámetros que entran en juego en la Fig 3.3 se definen a continuación:

ρ = radio del círculo considerado.

θ = semiángulo del arco del círculo.

γ = peso volumétrico del suelo.

W_1 = peso de la estructura.

W_2 = peso del bloque de suelo en movimiento.

$$W_2 = \gamma \rho^2 (\theta - \text{sene cose})$$

(X_1, Z_1) = coordenadas del centro de gravedad de la estructura (G_1).

(X_2, Z_2) = coordenadas del centro de gravedad de la masa de suelo (G_2).

$$Z_2 = \frac{2 (\text{sen}^3 \theta) \rho}{3 (\theta - \text{sene cose})}$$

(X_3, Z_3) = coordenadas del centro de aplicación de la sobrecarga (G_3).

K_h, K_v : componente horizontal y vertical, respectivamente del coeficiente sísmico K que corresponde al bloque deslizante de suelo.

Debe tenerse en cuenta que el coeficiente sísmico K disminuye con la profundidad, sin embargo, para efectos de la siguiente metodología se tomará un valor constante.

El considerar la aceleración máxima en la superficie del terreno como representativa de las aceleraciones (coeficientes sísmicos) en la masa de suelo potencialmente deslizante es conservador debido a que las aceleraciones máximas disminuyen con la profundidad. Esto es especialmente crítico en la ciudad de México en donde las aceleraciones máximas se amplifican significativamente en los 12 a 15m más superficiales. Existen herramientas numéricas que pueden ayudar a solventar el problema (Romo, 1991).

σ_h , σ_v : componentes horizontal y vertical, respectivamente, del coeficiente sísmico de la estructura σ .

N_1 : fuerza vertical sobre la estructura.

$$N_1 = (1 + \sigma_v) W_1$$

N_u : fuerza vertical N_1 que conduce a la falla para un círculo dado.

T_1 : fuerza horizontal sobre la estructura

$$T_1 = \sigma_h W_1$$

N_2 : fuerza vertical sobre la masa deslizante de suelo.

$$N_2 = (1 + K_v) W_2$$

T_2 : fuerza horizontal sobre la masa deslizante de suelo.

$$T_2 = K_h W_2$$

R_c : Resultante de los esfuerzos de "cohesión".

M_c : Momento resultante de R_c .

P_v : sobrecarga al nivel de la superficie de desplante.

$$P_v = \gamma D (1 + K_v)$$

M_p : Momento debido a la sobrecarga.

B : ancho de la cimentación

D : profundidad de desplante.

Se estudiará cuál es la fuerza Q que lleva al sistema a la falla.

La ecuación de equilibrio de momentos con respecto al punto O es:

$$\Sigma M_o = \vec{OG}_1 \times (\vec{N}_u + \vec{T}_1) + \vec{OG}_2 \times (\vec{N}_2 + \vec{T}_2) + M_c + M_p = 0 \quad (3.21)$$

$$\Sigma M_o = -N_u X_1 - T_1 Z_1 - T_2 Z_2 + R_c \rho + P_v X_B - P_h Z_B = 0 \quad (3.22)$$

$$N_u = \frac{-T_1 Z_1 - T_2 Z_2 + R_c \rho + P_v X_B - P_h Z_B}{X_1} \quad (3.23)$$

Observando la Fig 3.3 se pueden obtener algunos de los términos mencionados:

$$T_1 Z_1 = T_1 (\rho \cos e - H)$$

$$T_2 Z_2 = 2K_h \gamma \rho^3 \text{sen}^3 e/3$$

$$R_c \rho = 2e\rho^2 c$$

$$P_v X_B = \gamma D (1 + K_v) (2\rho \text{sen} e - B) (B/2)$$

$$P_h Z_B = \gamma D K_h (2\rho \text{sen} e - B) (\rho \cos e)$$

$$X_1 = \rho \text{sen} e - B/2$$

Luego

$$N_u = \left[-T_1 (\rho \cos e - H) - 2K_h \gamma \rho^3 \text{sen}^3 e/3 + 2e\rho^2 c + \gamma D (1 + K_v) (2\rho \text{sen} e - B) (B/2) - \gamma D K_h (2\rho \text{sen} e - B) (\rho \cos e) \right] / \left[\rho \text{sen} e - B/2 \right] \quad (3.24)$$

Una simplificación muy utilizada en la práctica es despreciar el efecto sísmico en el sentido vertical, es decir $K_v = 0$, resultando:

$$N_u = \left[2e\rho^2 c + \gamma D (2\rho \text{sen} e - B) (B/2) - \gamma D K_h (2\rho \text{sen} e - B) (\rho \cos e) - T_1 (\rho \cos e - H) - 2K_h \gamma \rho^3 \text{sen}^3 e/3 \right] / \left[\rho \text{sen} e - B/2 \right] \quad (3.26)$$

Es importante señalar aquí que la simplificación anterior (despreciar la componente vertical de la aceleración sísmica $K_v = 0$) puede no ser representativa de la realidad para zonas con temblores con foco cercano o superficial. Por esto, es necesario

estudiar cuidadosamente el tipo de temblores que se dan o pueden darse en una zona antes de realizar la simplificación mencionada. Para el caso de la ciudad de México la simplificación es aceptable y son aplicables las ecuaciones siguientes a la 3.26.

Cada círculo definido por un radio ρ y un semiángulo e determina una carga de falla N_u . Puede pensarse en encontrar una N_u mínima variando ρ y e , sin embargo, se observa que si ρ tiende a infinito N_u tiende a menos infinito y no es posible minimizar N_u .

En la realidad difícilmente se encuentra un estrato infinito de "cohesión" constante, por el contrario, es común la existencia de capas duras que limiten el estrato o una cohesión que aumente con la profundidad.

Cordary y Nancey (1987) resuelven el problema mediante una simplificación: suponen que la superficie crítica no es influenciada por el efecto del sismo y adoptan el mismo círculo crítico que para el caso estático. Este círculo es aquel cuyo centro está sobre la vertical que pasa por el borde interno de la zapata y con un semiángulo e de 66.8° (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973). Un esquema del círculo crítico considerado se presenta en la Fig 3.4.

Considerando la Fig 3.4 se tiene:

$$e = 66.8^\circ$$

$$\rho = B/\text{sen } 66.8^\circ = 1.088B$$

y la ecuación 3.25 se convierte en:

$$N_u = 5.52CB - T_1 (0.8572 - 2H/B) + \gamma DB (1 - 0.8572 K_h) - 1.3334 K_h \gamma B^2$$

$$N_u - \gamma DB = 5.52CB - T_1 (0.8572 - 2H/B) - \gamma DB K_h (0.8572) - 1.3334 K_h \gamma B^2$$

Si se denomina $q = N_u/B$ y $P_v = \gamma D$ se tiene:

$$q - p_v = 5.52C - T_1 (0.8572 - 2H/B)/B - 0.8572 K_h \gamma D - 1.3334 K_h \gamma B \quad (3.26)$$

que es la ecuación de capacidad de carga en condiciones sísmicas obtenida por Cordary y Nancey (1987). Como se observa de la ecuación 3.26 la capacidad de carga estática para una cimentación superficial en arcilla ($q - p_v = 5.52C$) es reducida en condiciones dinámicas por 3 factores:

1. La carga lateral T_1 debida a las fuerzas de inercia sobre la estructura.
2. Las fuerzas de inercia sobre la sobrecarga.
3. Las fuerzas de inercia sobre la masa delizante de suelo.

Cordary y Nancey (1987) proponen conservadoramente considerar la altura de aplicación de la carga lateral igual a cero ($H = 0$) obteniendo la ecuación:

$$q - p_v = 5.52C - 0.8572 (T_1/B + K_h \gamma D) - 1.3334 K_h \gamma B \quad (3.27)$$

que resulta muy práctica para el cálculo de la capacidad de carga en condiciones sísmicas.

Considerando la ecuación 3.27 pueden obtenerse expresiones para la capacidad de carga y el factor de seguridad en

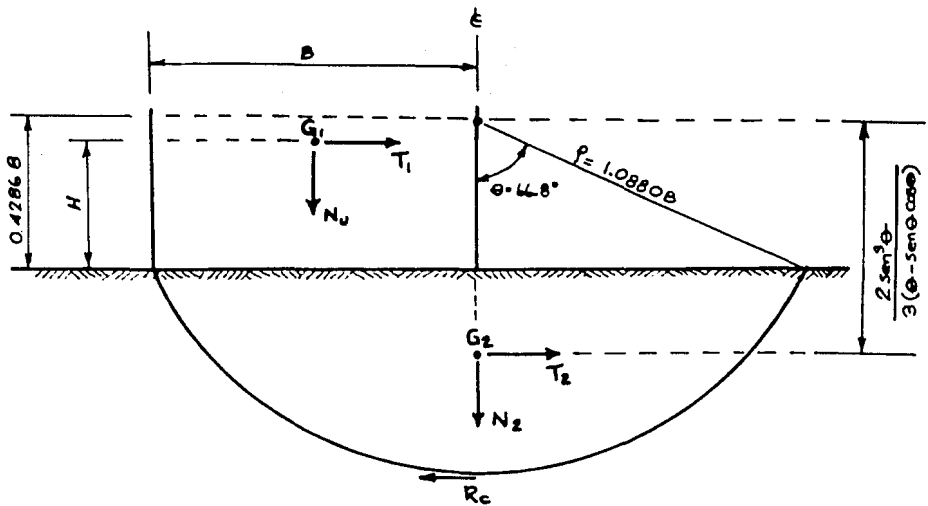


Fig 3.4 Superficie de falla considerada en la deducción de la ecuación 3.29 (Cordary y Nancey, 1987).

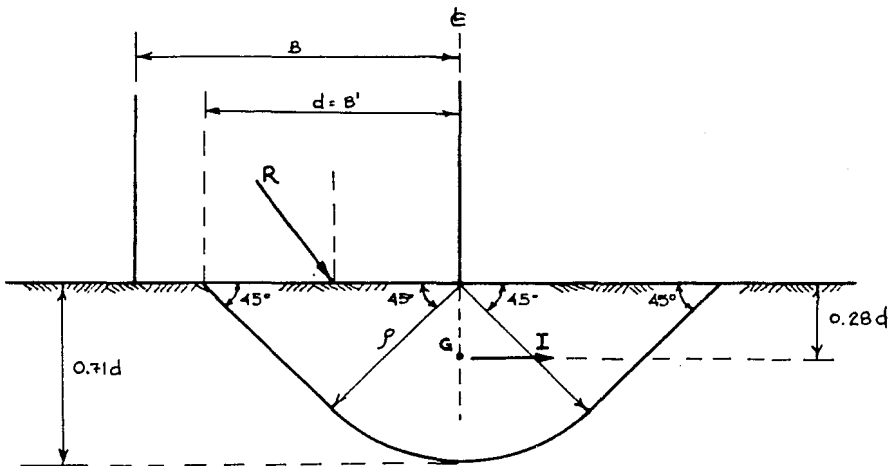


Fig 3.5 Superficie de falla considerada en la deducción de la ecuación 3.32 (Rosenblueth, 1985).

condiciones dinámicas en función de la capacidad de carga y el factor de seguridad en condiciones estáticas.

Si se denomina capacidad de carga estática q_e al término 5.52c y capacidad de carga sísmica q_s a la expresión 3.27 se tiene:

$$q_s = 5.52c \left[1 - \frac{0.1553 (T_1/B + K\gamma D)}{c} - \frac{0.2416K\gamma B}{c} \right] \quad (3.28)$$

$$q_s = q_e \left[1 - 0.1553 (T_1/B + K\gamma D) / c - 0.2416K\gamma B/c \right] \quad (3.29)$$

La expresión anterior puede ser expresada en forma similar a la utilizada en las NTCDD (utilizando factores de carga y resistencia):

$$\Sigma F_c N \leq q_e A' F_R \left[1 - 0.1553 F_c (T_1/B + K\gamma D) / F_r c - 0.2416 F_c K\gamma B / F_r c \right] \quad (3.30)$$

Además se pueden relacionar los factores de seguridad en condiciones estáticas y dinámicas así:

$$\frac{q_s}{q} = \frac{q_e}{q} \left[1 - 0.1553 (T_1/B + K\gamma D) / c - 0.2416 K\gamma B / c \right]$$

$$FS_s = FS_e \left[1 - 0.1553 (T_1/B + K\gamma D) / c - 0.2416 K\gamma B / c \right] \quad (3.31)$$

Como se observa para una cimentación dada el factor de seguridad disminuye linealmente con el aumento en el coeficiente de aceleración del terreno K.

Rosenblueth (1985) considerando una superficie de falla compuesta como la mostrada en la Fig 3.5 obtiene una expresión del tipo:

$$q_s = q_o \left[1 - \alpha \frac{a_o}{g} \frac{b\gamma}{c} \right] \quad (3.32)$$

o expresada en términos de las NTCDC

$$\Sigma F_c N \leq q_o A' F_R \left[1 - \alpha \frac{F_c}{F_R} \frac{a_o}{g} \frac{b\gamma}{c} \right] \quad (3.33)$$

donde

- F_R, F_c : factores de resistencia y de carga de las NTCDC
- a_o : aceleración máxima del terreno.
- g : aceleración de la gravedad.
- b : mín [d, 1.2h, 20m]
- d : dimensión del área de contacto reducida en la dirección que se analiza.
- h : profundidad desde el nivel de desplante hasta la capa dura.
- c : cohesión media entre la profundidad de desplante D y la profundidad D + b.
- γ : peso volumétrico medio en el mismo intervalo de profundidad.
- α : coeficiente obtenido del análisis límite que originalmente Rosenblueth (1985) propone como 0.12 y luego Auvinet (1990) propone como 0.097.

Con respecto al coeficiente α en el apéndice 1 se muestra un análisis no riguroso donde se obtiene un valor de α de 0.195.

La definición de b sería mín [d, 1.4h] si las aceleraciones del suelo fueran independientes de la profundidad, pero el hecho de que varíen hace reducir el coeficiente de 1.4 a 1.2 y estipular que no es necesario considerar b mayor a 20m. Esta última dimensión proviene del concepto de que los desplazamientos son nulos para una profundidad de $\lambda/4$ (λ es la longitud de onda de corte de propagación vertical) y de que las velocidades de onda de corte para la arcilla de la Cd. de México están entre 60 y 100 m/s.

Según Auvinet (1990) para las condiciones típicas de la ciudad de México la expresión propuesta (3.33) implica una reducción en la capacidad de carga menor de 10%, la cual queda ampliamente compensada por un aumento de la resistencia por efecto dinámico. Es decir, el cálculo de la capacidad de carga en condiciones sísmicas sin considerar la fuerza de inercia sobre el suelo y usando la resistencia no drenada estática no es tan insegura si se usan factores de seguridad adecuados.

Además, debe tomarse en cuenta que, difícilmente la máxima fuerza de inercia sobre la estructura se dará en el mismo instante y dirección que la máxima fuerza de inercia sobre la masa deslizante de suelo.

3.2.2 CARGA LATERAL MAXIMA

Es importante notar que las ecuaciones 3.30 y 3.33 no consideran la falla por deslizamiento entre la placa y el suelo

por efecto de adherencia entre ambos. Para esto debe compararse la fuerza cortante T con el producto $c_{\alpha} B$ donde c_{α} es la adherencia entre la placa y el suelo y B es el ancho reducido.

Según la ecuación 3.26 se obtiene una carga vertical máxima en función de las fuerzas de inercia en la estructura y en la masa de suelo. Esta forma de obtener los resultados es muy útil pero, según Pecker y Salençon (1991), está más de acuerdo con la realidad el obtener una fuerza lateral máxima (fuerza de inercia sobre la estructura) en función de la carga vertical y la fuerza de inercia sobre la masa de suelo.

Para obtener el valor máximo de fuerza lateral que puede aplicarse sobre la estructura se retomará la ecuación 3.22. De esta ecuación puede despejarse $T_1 = T_u$ suponiendo $N_u = N_1 = \text{constante}$.

$$T_u = \frac{-N_1 X_1 - T_2 Z_2 + R_1 \rho + P_v X_3 - P_h Z_3}{Z_1} \quad (3.34)$$

Considerando el círculo de falla simplificado de la Fig 3.4 y haciendo las mismas suposiciones que en la ecuación 3.26 se puede llegar a la ecuación

$$T_u = \frac{5.52CB - N_1 + \gamma DB (1 - 0.8572 K_h) - 1.3334 K_h \gamma B^2}{(0.8572 - 2H/B)} \quad (3.35)$$

Si la sobrecarga es nula se tiene

$$T_u = \frac{2.7601 BC - (0.5N_1 + \frac{Z}{9} K_h \gamma B^2)}{(0.4236 - H/B)}$$

$$\left(\frac{T_u}{C B}\right) = \frac{2.7601 - 0.5 \left(\frac{N_1}{C B}\right) - \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{KB}{C}\right)}{0.4236 - (H/B)} \quad (3.36)$$

Con esta expresión se puede construir la Tabla 3.1, en la que se puede observar que este modelo de falla no representa bien el efecto de altura de aplicación de la carga H. Según el modelo, al aumentar H aumenta la carga máxima T hasta una altura $H = 0.4286 B$, más arriba de esta altura se invierte la dirección de T.

Por otra parte se tiene que el valor de T/CB varía muy ampliamente (para $H/B = 0$ se tiene un T/CB entre 4.16 y -1.98). En condiciones reales el valor T/CB debe estar entre 0 y 1. Cero porque se considera que la fuerza lateral T debe tener la misma dirección que la fuerza de inercia en el suelo y uno porque la resistencia al desplazamiento de la zapata por adherencia no debe sobrepasarse.

En vista de los problemas anteriores, una solución aproximada para considerar el momento podría obtenerse utilizando el concepto del ancho reducido $B' = B - 2e$ (para excentricidades pequeñas). La superficie de falla utilizada pasaría por el extremo del ancho reducido. Así la excentricidad podría calcularse como $e = M/Q = TH/Q$.

De acuerdo con lo anterior si se considera una altura $H = 0$ (utilizando el ancho $B' = B - 2e$) se tiene

$$\frac{T_u}{C B} = 6.5158 - 1.1804 \left(\frac{N_1}{C B}\right) - 1.5738\gamma \left(\frac{KB}{C}\right) \quad (3.35)$$

$H/B \backslash KB/C$	0	1	2	3
0.0	4.16	2.11	0.06	-1.98
0.1	5.44	2.76	0.08	-2.59
0.2	7.87	3.99	0.12	-3.76
0.3	14.24	7.22	0.22	-6.79
0.4	74.58	37.86	1.13	-35.59
0.5	-23.03	-11.69	-0.35	10.99

Tabla 3.1 Carga lateral última T/CB que puede resistir la cimentación dados $N/CB = 2$ y $\gamma = 1.3 \text{ T/m}^3$.

N/CB	T/CB	KB/C
0	0	3.18
	1	2.16
1	0	2.61
	1	2.11
2	0	2.03
	1	1.54
3	0	1.45
	1	0.96

Tabla 3.2 Fuerza de inercia máxima KB/C que puede resistir la cimentación dados N/CB y T/CB suponiendo $H = 0$.

Como ya mencionamos el valor máximo de T/CD debe ser de 1 y el mínimo debe ser 0, por lo que la expresión 3.35 puede transformarse para estimar el intervalo de valores de (KB/C) que puede resistir el sistema entre los valores mencionados de T/CD.

Así se tiene:

$$\gamma \left(\frac{KB}{C} \right) = 4.1402 - 0.7500 \left(\frac{N}{CB} \right) - 0.6354 \left(\frac{T}{CB} \right) \quad (3.36)$$

Con esta expresión se construye la Tabla 3.2 en la cual se observa que según este modelo el valor máximo de (KB/C) que puede resistir el terreno sin ninguna carga ($Q = T = 0$) es de 3.18. Sin embargo, se nota que estos valores de (KB/C) llevan a valores de K muy grandes para valores usuales C y B.

3.2.3. CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO

El hecho de que para un sistema dado el factor de seguridad sea menor que 1 no implica la falla ya que esto ocurre por breves instantes. Cordary y Nancey (1987) consideran la superficie de falla de forma circular para obtener expresiones que permitan estimar los desplazamientos acumulados durante esos instantes en que el factor de seguridad es menor que 1.

Considerando la Fig 3.6.a en un suelo puramente cohesivo se tiene

$$\Sigma M_O = - (T_1 Z_1 + T_2 Z_2 + N_u X_1) + R_c \rho = -J\ddot{\omega} \quad (3.37)$$

donde J es el momento de inercia del sistema con respecto al punto O y $\ddot{\omega}$ es la aceleración angular

$$-W_1 K_{h1} Z_1 - W_2 K_{h2} Z_2 - W_1 (1 + K_{v1}) X_1 + R_c \rho = -J\ddot{\omega}$$

Considerando $\vec{K}_1 = \vec{K}_2 = \vec{K}$ se tiene

$$- (W_1 Z_1 + W_2 Z_2) K_h - (W_1 X_1) (1 + K_v) + R_c \rho = -J\ddot{\omega}$$

Si $\bar{K} = \bar{K}_c$, coeficiente sísmico crítico, entonces $\ddot{w} = 0$

$$-(W_1 Z_1 + W_2 Z_2) K_{hc} - (W_1 X_1) (1 + K_{vc}) + R_c \rho = 0$$

Por diferencia de las dos expresiones anteriores se tiene:

$$(W_1 Z_1 + W_2 Z_2) (K_h - K_{hc}) + (W_1 X_1) (K_v - K_{vc}) = J \ddot{w}$$

Si se define:

$\ddot{x} = \ddot{w}/g$ como aceleración adimensional

$$n = K_v/K_h = K_{vc}/K_{hc}$$

$$M_2 = (W_1 Z_1 + W_2 Z_2)$$

$$M_1 = (W_1 X_1)$$

Luego

$$J \ddot{x} g/B = M_2 (K_h - K_{hc}) + M_1 n (K_h - K_{hc}) \quad (3.38)$$

$$\ddot{x} = \frac{(M_2 + nM_1)B}{Jg} (K_h - K_{hc}) \quad (3.39)$$

$$\ddot{x} = \bar{c} (K_h - K_{hc})$$

Los valores de K_h pueden idealizarse en forma de pulsos. Cordary y Nancey (1987) integran la ecuación 3.39 para diferentes formas de pulsos que se muestran en la Fig 3.6.b Los resultados se dan en forma gráfica como un desplazamiento adimensional U en función del valor de K_h máximo (K_m) del pulso. Así el valor de rotación máxima es $\phi_{max} = U \bar{c} K_m t_0^2 g/B$ donde todos los parámetros ya han sido presentados.

Los desplazamientos unidimensionales calculados para los diferentes pulsos mencionados en la Fig 3.6.b tienen poco interés práctico, sin embargo, es posible la estimación del desplazamiento de un modelo de cuerpo rígido (como el estudiado) para un registro de un terremoto dado o para un conjunto de registros escogidos. El procedimiento para lo anterior fue

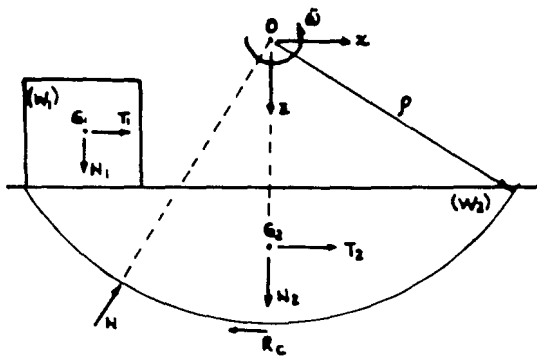


Fig 3.6.a Condiciones consideradas en el cálculo del desplazamiento (Cordary y Nancey, 1987).

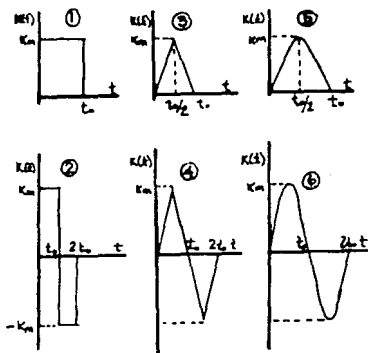
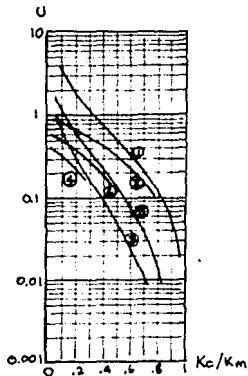


Fig 3.6.b Diferentes pulsos considerados y determinación del desplazamiento adimensional (Cordary y Nancey, 1987).

$$U = \frac{w_{\max}}{\bar{c}} \frac{B}{K_{lim} l^2} q$$



inicialmente propuesto por Newmark (1965) aplicado al cálculo del desplazamiento en taludes. Posteriormente, Richards y Elms (1979) lo utilizaron para estimar el desplazamiento de muros de gravedad en condiciones sísmicas. El gráfico para obtener el desplazamiento normalizado presentado por los autores anteriores tiene forma similar al de la Fig 3.6.b, con la diferencia de que considera un conjunto de sismos en lugar de un pulso determinado.

El procedimiento mencionado da lugar a un criterio de diseño con límite en el desplazamiento: se fija cuál es el desplazamiento máximo tolerable y se calcula la aceleración máxima para que no se sobrepase tal desplazamiento. También podría estimarse cuál sería el desplazamiento adicional (daño cualitativo) si se excede la aceleración máxima de diseño.

La aplicación de este procedimiento al cálculo del desplazamiento de cimentaciones superficiales en una región determinada podría ser objeto de una investigación posterior.

A pesar de que lo anterior parece prometedor, es importante observar que el sistema debe presentar un factor de seguridad menor que uno (superar el coeficiente sísmico crítico) para que se desarrollen desplazamientos. Sin embargo, en la práctica, muchos sistemas con factores de seguridad mayores que uno sufren deformaciones importantes durante los sismos (especialmente en suelos blandos). Los desplazamientos debidos a tales deformaciones no pueden ser considerados por metodologías como la presentada en esta sección.

3.3 NUEVO ENFOQUE PARA LA ESTIMACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES EN CONDICIONES SISMICAS.

3.3.1 INTRODUCCION

Los métodos más usados en la actualidad para la evaluación de la capacidad de carga de cimentaciones en condiciones sísmicas utilizan la expresión tradicional de capacidad de carga ($q = cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma$) afectada por coeficientes de reducción que toman en cuenta la excentricidad y la inclinación de la carga originadas por la acción del sismo en la superestructura (Meyerhof, 1963; Vesic, 1974). Estos métodos no consideran las fuerzas de inercia desarrolladas en el suelo durante el paso de las ondas sísmicas. En la sección 3.2 se revisó un método aproximado para evaluar la capacidad de carga que considera las fuerzas de inercia desarrolladas en la masa de suelo basado en el equilibrio límite de superficies de falla circulares.

Pecker y Salençon (1991) presentan un enfoque totalmente diferente a los anteriores para el análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales en condiciones sísmicas. El estudio se limita a cimentaciones superficiales de largo infinito desplantadas en arcillas que obedezcan el criterio de Tresca ($\phi = 0$). La solución presentada está basada en la teoría de la plasticidad utilizando principalmente un enfoque cinemático. El desarrollo teórico utilizado es algo complejo y

queda fuera del alcance de este trabajo el profundizar en él, sin embargo, algunos de los principios utilizados para obtener los resultados fueron desarrollados en otras referencias, por ejemplo Salençon (1977).

Pecker y Salençon (1991) dividen su presentación en tres partes: 1- Obtención de nuevos resultados para el cálculo de la capacidad de carga bajo cargas estáticas excéntricas e inclinadas, 2- Extensión de los resultados obtenidos en la primera parte para el caso en que se incluye la fuerza de inercia que aparece en la masa de suelo y 3- Estimación de la deformación permanente en la cimentación.

3.3.2 DEFINICION DEL PROBLEMA Y METODO DE ANALISIS.

Generalidades

Como modelo de análisis se tiene una cimentación rígida de ancho B y largo infinito sobre la superficie de un semiespacio homogéneo. Sobre la cimentación actúan tres fuerzas externas independientes que definen el vector de carga \vec{Q} : la fuerza normal N , la fuerza tangencial T y el momento de volteo M . (Ver Fig 3.7). Como se observa, el vector \vec{Q} representa las cargas que la superestructura le transmite a la cimentación, por ejemplo las fuerzas inerciales generadas durante un sismo.

El problema a resolver es la determinación de todas las posibles combinaciones de N , T y M que la cimentación pueda resistir.

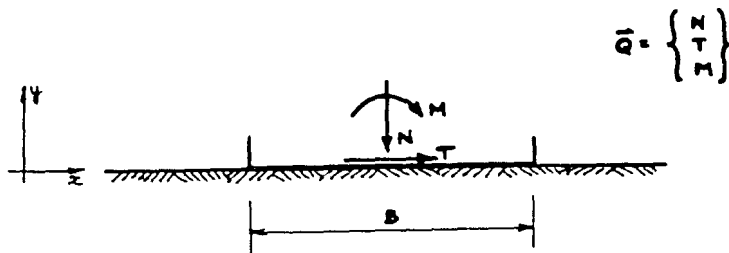


Fig 3.7 Geometría y cargas en el modelo (Pecker y Salencon, 1991).

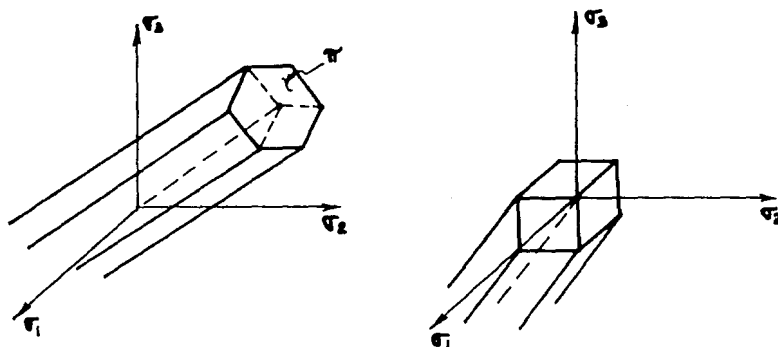


Fig 3.8 Criterio de resistencia de Tresca en el espacio de esfuerzos principales (Pecker y Salencon, 1991).

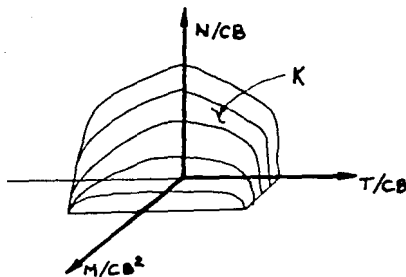


Fig 3.9 Representación tridimensional del dominio K (Pecker y Salencon, 1991).

Se considera que el material del semiespacio homogéneo cumple con el criterio de resistencia de Tresca con o sin resistencia a la tracción. Los dominios $G(x)$ de los estados de esfuerzo permisibles correspondientes se presentan en la Fig 3.8.

Las ecuaciones de estas superficies de falla o funciones de fluencia están dadas por:

- Material con resistencia a la tracción

$$f(\vec{\sigma}(\vec{x})) = \text{Sup} \{ \sigma_i - \sigma_j - 2C \} \quad (3.40)$$

$i, j = 1, 2, 3$

- Material sin resistencia a la tracción

$$f(\vec{\sigma}(\vec{x})) = \text{Sup} \{ \sigma_i - \sigma_j - 2C, \sigma_i \} \quad (3.41)$$

$i, j = 1, 2, 3$

donde C es la resistencia no drenada del suelo, $\vec{\sigma}(\vec{x})$ es el tensor de esfuerzos en el punto x , \vec{x} es el vector de posición del punto x y el esfuerzo de tracción es considerado positivo.

Puede verificarse que las superficies representadas por las expresiones (3.40) y (3.41) y representadas en la Fig 3.8 forman un prisma hexagonal paralelo al eje $(1,1,1)$

El dominio $G(x)$ de los tensores de esfuerzo admisibles $\vec{\sigma}(\vec{x})$ es definido por

$$f(\vec{\sigma}(\vec{x})) \leq 0 \quad (3.42)$$

Se supone que la superficie de contacto entre cimentación y suelo es rugosa y sin resistencia a la tracción.

El peso del suelo no es considerado, sin embargo puede ser probado que esto no afecta la solución (Pecker y Salençon, 1991)

Método de análisis

En el desarrollo del trabajo se utiliza la siguiente nomenclatura:

Ω : representa la geometría del sistema suelo-cimentación con una frontera S .

$\bar{\sigma}$: campo de esfuerzos en el punto x .

\bar{U} : campo de velocidades cinemáticamente admisibles. En plasticidad, es convención común denominar campo de velocidad al campo de incrementos de desplazamiento que resulta de un incremento en el proceso de deformación.

\bar{d} : campo de tasas de deformación asociado a \bar{U} .

$[\bar{U}]$: salto de \bar{U} cuando se pasa una superficie de discontinuidad de velocidades Σ en el punto \bar{x} siguiendo la normal $\bar{n}(\bar{x})$.

\bar{Q} : vector de carga.

\bar{q} : vector de tasa de desplazamiento asociado a \bar{Q} , utilizado para expresar el trabajo de las fuerzas externas en el campo de velocidades \bar{U} .

La solución al problema está representado por un dominio K de cargas potencialmente estables como el representado en la Fig 3.9.

Este dominio K de las cargas potencialmente estables puede ser acotado desde el exterior usando el enfoque cinemático de la teoría del diseño a fluencia (Salençon, 1977) derivado del principio del trabajo virtual.

El principio de trabajo virtual establece:

- para un campo de esfuerzos estáticamente admisible $\bar{\sigma}$ en equilibrio con \bar{q} ,
- para un campo de velocidades cinemáticamente admisible \bar{U} ,

$$\int_{\Omega} \bar{\sigma}(\bar{x}) \cdot \bar{d}(\bar{x}) \, d\Omega + \int_{\Sigma} [\bar{U}(\bar{x})] \cdot \bar{\sigma}(\bar{x}) \cdot \bar{n}(\bar{x}) \, d\Sigma = \bar{Q}(\bar{q}) \cdot \bar{q}(\bar{U}) \quad (3.43)$$

Como se observa esta expresión representa la igualdad entre el trabajo de las fuerzas internas y el trabajo de las fuerzas externas.

Introduciendo las funciones π con las siguientes definiciones

$$\pi(\bar{x}; \bar{d}(\bar{x})) = \text{Sup} \{ \bar{\sigma}(\bar{x}) \cdot \bar{d}(\bar{x}) / \bar{\sigma}(\bar{x}) \in G(\bar{x}) \} \quad (3.44)$$

$$\pi(\bar{x}; \bar{n}(\bar{x}), [\bar{U}(\bar{x})]) = \text{Sup} \{ [\bar{U}(\bar{x})] \cdot \bar{\sigma}(\bar{x}) \cdot \bar{n}(\bar{x}) / \bar{\sigma}(\bar{x}) \in G(\bar{x}) \} \quad (3.45)$$

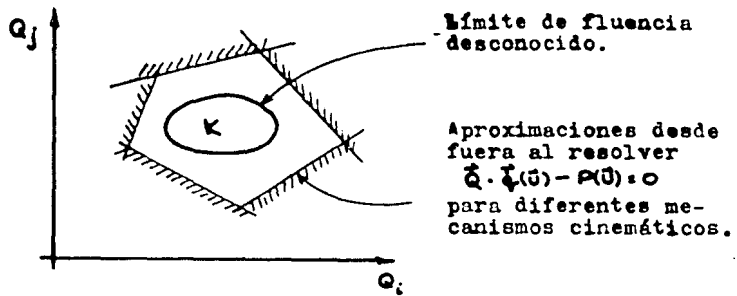


Fig 3.10 Enfoque cinemático y aproximaciones desde fuera (Salencon, 1977).

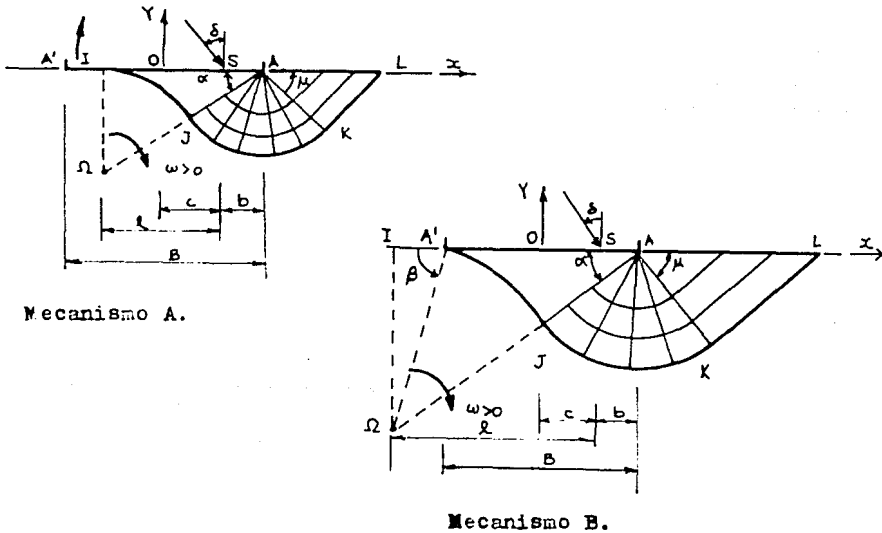


Fig 3.11 Mecanismos cinemáticos más representativos (Pecker y Salencon, 1991).

Para un campo de velocidades virtuales \bar{U} el máximo trabajo resistente es expresado por:

$$P(\bar{U}) = \int_{\Omega} \pi(\bar{x}; \bar{d}(\bar{x})) d\Omega + \int_{\Sigma} \pi(\bar{x}; \bar{n}(\bar{x}), [\bar{U}(\bar{x})]) d\Sigma \quad (3.46)$$

que lleva al establecimiento de que para cualquier carga potencialmente estable $\bar{Q} \in K$, para un campo de velocidades cinemáticamente admisible \bar{U} y con un vector asociado $\bar{q}(\bar{U})$

$$\bar{Q} \cdot \bar{q}(\bar{U}) \leq P(\bar{U}) \quad (3.47)$$

El método consiste entonces en la construcción de campos de velocidades cinemáticamente admisibles y en minimizar el trabajo $P(\bar{U})$ para obtener la mejor aproximación del dominio K (Ver Fig 3.10).

La aplicación del enfoque cinemático requiere del conocimiento de las funciones π y de la construcción de mecanismos cinemáticos. Los segundos serán presentados en la siguiente sección. Las funciones π son calculadas por Salençon (1983) y no se consideran en este trabajo.

3.3.3 RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL CASO ESTÁTICO

Los autores desarrollaron nuevas metodologías para el caso de cargas excéntricas e inclinadas en condiciones estáticas que a su vez sirvieran de base para el análisis en condición sísmica.

Dentro de los mecanismos cinemáticos probados los dos más significativos para el análisis en condición sísmica se presentan en la Fig 3.11.

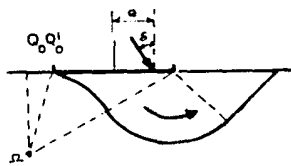
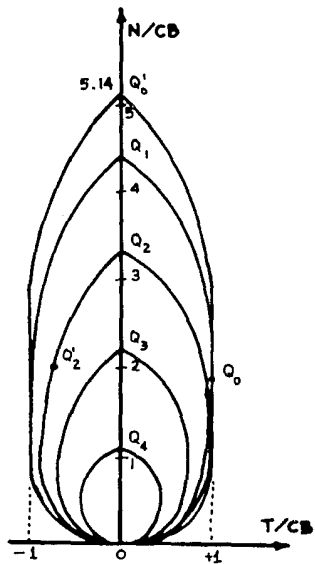
Estos mecanismos llevan a la mejor aproximación del dominio K para una fuerza normal N positiva (hacia abajo), una fuerza cortante T positiva y un momento positivo M como en la Fig 3.7. La combinación de fuerzas considerada corresponde al caso de una cimentación inicialmente cargada con una carga centrada y sujeta a una fuerza horizontal aplicada a una elevación H sobre su base.

Ambos mecanismos son básicamente idénticos y sólo difieren en la posición del centro instantáneo de rotación Ω .

El mecanismo A se asocia con 1.- una rotación con velocidad angular ω del sistema de cimentación A'A - volúmen de suelo IJA, 2.- un levantamiento de la cimentación a lo largo de A'I y 3.- un sector circular AJK y un triángulo ALK con campos de velocidad puramente tangencial.

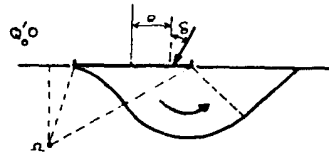
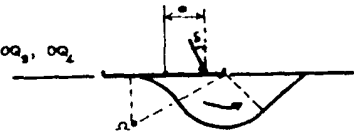
El mecanismo B presenta un centro de rotación cuya proyección en la superficie queda fuera de la cimentación AA'. Difiere del mecanismo A en que no se produce una contribución al trabajo resistente por zona levantada.

Es importante mencionar aquí que en algunos de los casos observados durante el sismo de 1985 las estructuras se



Nota: θ = constante para todos los mecanismos.

$0Q_0, 0Q_1, 0Q_2, 0Q_3, 0Q_4$



Q'_2, Q_0, Q_0

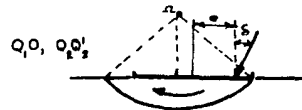


Fig 3.12 Aproximación del dominio K desde el exterior utilizando diferentes mecanismos para las condiciones estáticas y material sin resistencia a la tracción (Pecker y Salencon, 1991).

inclinaron en la misma dirección en que se abultó la superficie del terreno (Auvinet, 1991) lo cual puede asociarse a los mecanismos de falla presentados en la Fig 3.11. Los movimientos en estos mecanismos son bastante diferentes de los que se dan en los mecanismos de las Fig 3.4 y 3.5.

Estos mecanismos dependen de 3 parámetros independientes mostrados en la Fig 3.11: α , μ y $\lambda = (1+b)/B$ para el mecanismo A; α , β y μ para el mecanismo B. Por lo tanto, el máximo trabajo resistente es una función de estos 3 parámetros. Por ejemplo, la expresión analítica para el trabajo resistente en un material con resistencia a la tracción es (Pecker y Salençon, 1991):

$$P(\bar{U}) = \omega CB^2\lambda^2 \left[\frac{\pi}{2} - \mu + \frac{1}{2} \tan \mu + \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right] + \omega CB^2\lambda (1 - \lambda) \tan \alpha \quad (3.48)$$

Los autores no proporcionan la expresión para un material sin resistencia a la tracción.

También, el trabajo externo debido al movimiento rotacional es:

$$\bar{Q} \cdot \bar{q} (\bar{U}) = \omega \left[1N + T (1 + b) \tan \alpha \right] \quad (3.49)$$

Relacionando las ecuaciones (3.48) y (3.49) a través de la expresión (3.47) se puede llegar al límite superior para T

$$\frac{T}{CB} \leq \phi(r_1, r_2, r_3, \frac{H}{B}, \frac{N}{CB}) \quad (3.50)$$

donde los r_i son expresiones en términos de los parámetros mencionados.

La función ϕ debe minimizarse en términos de los parámetros

r_i .

La forma en que se presenta la ecuación (3.50) se seleccionó intencionalmente debido al hecho de que en el análisis de cimentaciones en condiciones sísmicas la fuerza vertical N y la elevación H de la fuerza vertical pueden ser consideradas aproximadamente constantes.

Pecker y Salençon (1991) presentan los resultados de las minimizaciones como curvas proyectadas sobre el plano NT del dominio K (para material con resistencia y sin resistencia a la tracción). En la Fig 3.12 se presentan las curvas obtenidas en función de la excentricidad de carga para material sin resistencia a la tracción (se consideran otros mecanismos además de los dos ya mencionados).

De este estudio se mencionan las siguientes conclusiones importantes (Pecker y Salençon, 1991):

- En un material con resistencia a la tracción y para excentricidades nulas, tanto el enfoque estático como el cinemático producen resultados similares. Cuando la excentricidad se incrementa la diferencia entre ambas metodologías aumenta, sin embargo, para

excentricidades moderadas ($e/B < 0.25$) y cargas normales del orden de $5.14CB$ con factor de seguridad mínimo de 3 la diferencia es pequeña y se justifica el uso de la aproximación cinemática. También se observó que la regla usual para cargas excéntricas que consiste en la sustitución del ancho B por un ancho reducido $B' = B - 2e$ es errónea y sobreconservadora.

- Para un material sin resistencia a la tracción las mismas conclusiones pueden ser aplicadas. Sin embargo el uso del concepto de ancho reducido sobreestima la capacidad de carga real.

3.3.4 CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES SISMICAS

Definición de la excitación sísmica

En la derivación de la sección anterior no se tomó en cuenta el efecto de las fuerzas de inercia en la masa de suelo sobre el dominio de las cargas estables K .

Para efecto de la definición de la fuerza de inercia que actuará sobre la masa de suelo se supondrá que es válida la hipótesis de propagación vertical de la onda de cortante produciéndose sólo movimientos en la dirección horizontal. En estas condiciones la fuerza sísmica depende de la coordenada vertical, sin embargo, se considerará esta fuerza constante a lo

largo de la profundidad. Esta suposición es válida hasta para una profundidad de cerca de 1/10 del espesor del depósito de suelo (Pecker y Salençon, 1991)

La fuerza sísmica constante sobre la masa de suelo se denotará $f_x \bar{e}_x$ donde \bar{e}_x es el vector unitario en la dirección x.

Evaluación de la capacidad de carga en condiciones sísmicas

Los dos mecanismos anteriormente presentados (Fig 3.11) serán usados para la evaluación de la capacidad de carga sísmica, suponiendo que el efecto de la fuerza de inercia en la masa de suelo no provoca variaciones en la forma del mecanismo.

Así, el máximo trabajo resistente $P(\bar{U})$ desarrollado en el campo de velocidades \bar{U} es el mismo para el caso estático. Sin embargo, al trabajo de las fuerzas externas debe agregarse el desarrollado por las fuerzas de inercia en la masa de suelo.

Entonces la ecuación 3.49 debe ser modificada:

$$\bar{Q} \cdot \bar{q}(\bar{U}) = \omega \left[1N + T(1+b) \tan \alpha \right] + \int \int_D f_x \bar{e}_x \cdot \bar{U} d_x d_y$$

(3.51)

donde D representa el volumen de suelo que se mueve en el mecanismo correspondiente. La evaluación de la integral para cada mecanismo queda fuera de los límites de este trabajo.

Suponiendo que la fuerza vertical N es aproximadamente constante durante un sismo, la máxima fuerza horizontal T aplicada a una elevación H sobre la base de la cimentación puede estimarse mediante:

$$\frac{T}{CB} \leq \phi \left(r_1, r_2, r_3, \frac{N}{CB}, \frac{H}{B}, \frac{f_x B}{C} \right) \quad (3.52)$$

Pecker y Salençon (1991) proporcionan las expresiones obtenidas para la función ϕ para ambos mecanismos y para materiales con resistencia a la tracción. Tales expresiones, que no se reproducen aquí, deben minimizarse para encontrar el T máximo. Los resultados de tales minimizaciones de ϕ son presentados por los mencionados autores en forma gráfica y se reproducen en las Figs 3.13 y 3.14. Estos gráficos representan, para una fuerza normal dada, la variación de la fuerza horizontal como una función de la altura de aplicación H y de la fuerza sísmica horizontal f_x . Estas gráficas son las que se utilizarán en la práctica.

Las Figs 3.13 y 3.14 muestran que existe un valor máximo de la fuerza sísmica mas allá del cual el equilibrio no puede ser alcanzado. El valor límite de esta fuerza sísmica puede obtenerse minimizando la ecuación 3.47 con $N = T = 0$ y el resultado es (Pecker y Salençon, 1991)

$$\frac{f_x B}{C} \leq 2 \quad (3.53)$$

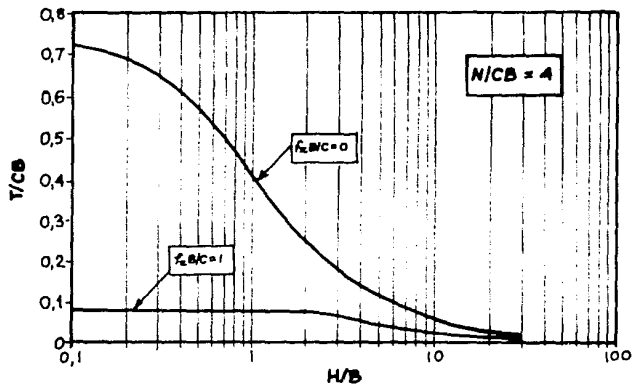
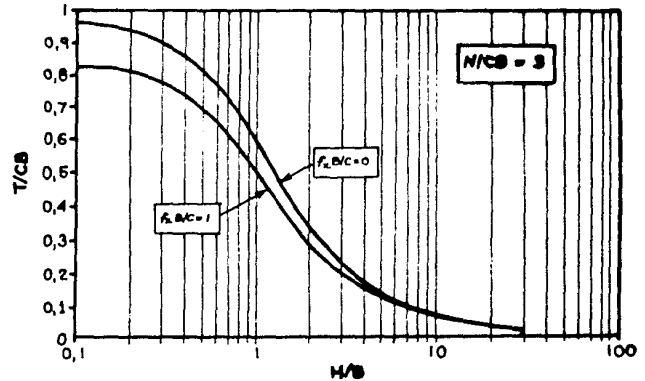
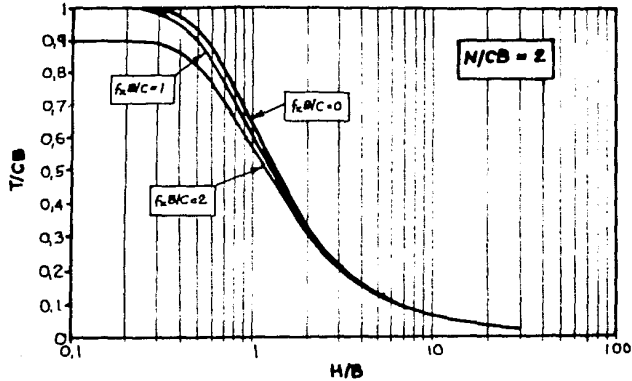


Fig 3.13 Capacidad de carga en condiciones sísmicas considerando un material con resistencia a la tracción (Pecker y Malencon, 1991).

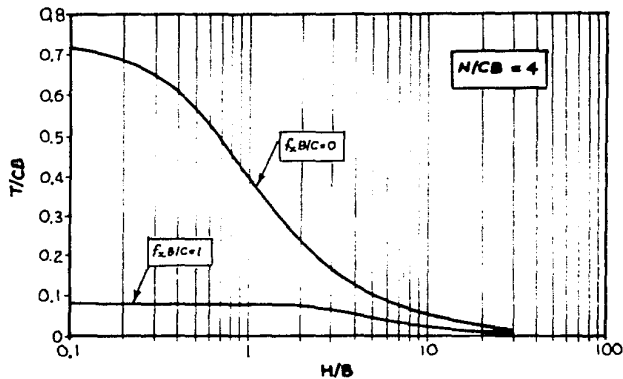
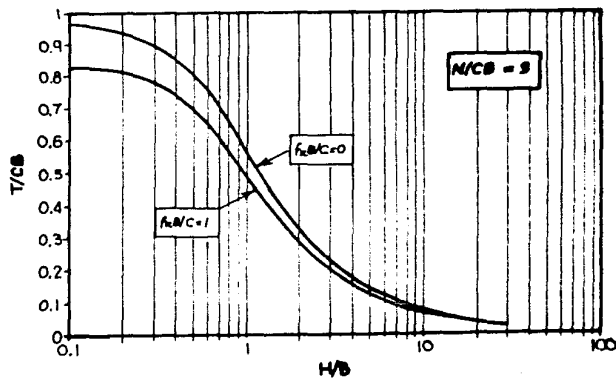
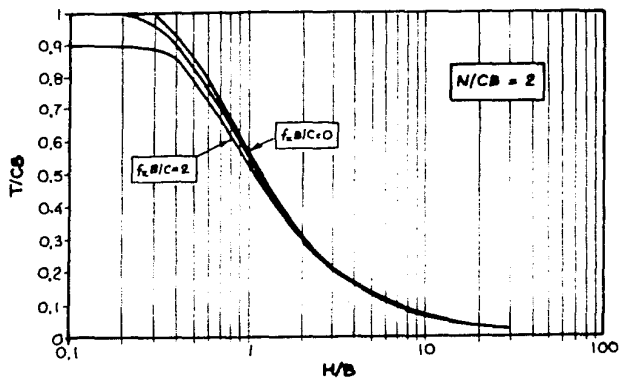


Fig 3.14 Capacidad de carga en condiciones sísmicas considerando un material sin resistencia a la tracción (Pecker y Salencon, 1991).

Este valor límite corresponde a la máxima fuerza sísmica que puede resistir el suelo, sin embargo al aumentar la fuerza vertical N la combinación de esta con la carga sísmica f_x impide el equilibrio para valores más pequeños de f_x . Esto es: entre mayor sea el valor de N más cerca estará el sistema suelo fundación de la falla y cualquier perturbación puede llevarlo a la superficie del dominio K de cargas potencialmente inestables.

También es notable que la influencia de la carga sísmica es poco significativa para pequeños valores de carga vertical N pero crece aprecialmente para altos valores de N . Esto significa que para cimentaciones bien diseñadas ($FS \geq 3$) el efecto de la fuerza sísmica es muy pequeño, sin embargo, para cimentaciones diseñadas con altos niveles de esfuerzo (por ejemplo $FS < 2$) el efecto de la fuerza sísmica puede llevar más fácilmente a la falla. La superposición de este efecto junto con el comportamiento dinámico del suelo (sección 2.3.2) podría ser la causa de que en la práctica actual de cálculo de capacidad de carga (altos factores de seguridad y no inclusión de las fuerzas de inercia) casi no se produzcan fallas por corte general.

3.3.5 ESTIMACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Pecker y Salençon (1991) indican de una manera esquemática como podrían obtenerse los desplazamientos permanentes.

Suponiendo un comportamiento inicial elástico seguido de otro perfectamente plástico con respecto a N , T , M y f_x , la

superficie del dominio \mathcal{K} puede ser considerada la condición para la aparición de deformaciones plásticas. Para el análisis del comportamiento plástico del sistema se seguirá utilizando el mecanismo cinemático asociado con las cargas límites y el concepto de trabajo y energía.

Si $K(\bar{U})$ es la energía cinética del sistema, $P_o(\bar{U})$ y $P_i(\bar{U})$ el trabajo de las fuerzas externas e internas entonces

$$P_o(\bar{U}) + P_i(\bar{U}) = \frac{d}{dt} K(\bar{U}) \quad (3.54)$$

Puede demostrarse (Pecker y Salençon, 1991) que la energía cinética del sistema es

$$K(\bar{U}) = \frac{1}{2} \int_D \int \rho U^2 dx dy = \frac{1}{2} \rho \omega^2 B^4 K$$

donde K depende de los parámetros r_i que definen el mecanismo.

El trabajo de las fuerzas externas durante el movimiento plástico puede ser estimado por la ecuación 3.51 reemplazando T por la carga lateral máxima T^* .

Así se tiene que la velocidad angular de la cimentación alrededor de Ω es:

$$\omega(t) = \frac{\lambda \tan \alpha}{\rho B^3 K} T^* \int_{t_0}^t \left[\frac{T(\tau)}{T^*} - 1 \right] d\tau \quad (3.55)$$

donde $\lambda = (1 + b)/B$ y $T(t_0) = T^*$

Integrando la ecuación entre t_0 y t_1 (tal que $\omega(t_1) = 0$) se obtiene la rotación permanente máxima de la cimentación. Esta rotación depende de un término relacionado con la geometría del mecanismo y otro relacionado con la historia de cargas $T(\tau)$. Se puede así obtener una definición de falla bajo un desplazamiento límite permitido. Este procedimiento tiene el inconveniente ya mencionado de que en suelos blandos puedan darse grandes deformaciones sin que se llegue a formar una superficie de falla general.

Pecker y Salençon (1991) mencionan la existencia de programas de computadora desarrollados para la evaluación de las expresiones presentadas.

3.4 COMPARACION ENTRE LAS MODALIDADES PRESENTADAS PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

Durante el desarrollo de este capítulo se han presentado 3 modalidades para el cálculo de la capacidad de carga en condiciones sísmicas.

La primera modalidad está constituida por los métodos tradicionales (Meyerhof, Vesic, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. para el Diseño y Construcción de Cimentaciones) que se distinguen por el uso del ancho reducido para tomar en cuenta la excentricidad de la carga. Estos métodos son los más utilizados actualmente y generalmente no consideran el efecto de las fuerzas de inercia

desarrolladas en la masa de suelo (excepto las Normas que sugieren un factor de corrección por este concepto).

La segunda modalidad revisada consiste en un análisis límite utilizando superficies circulares de falla. Para el caso de suelos cohesivos la superficie de falla crítica en condiciones sísmicas se considera igual a la superficie crítica en condiciones estáticas (se supone que las fuerzas laterales no modifican el círculo de falla). La superficie de falla considerada es sólo representativa de inclinaciones y excentricidades pequeñas. Mediante esta metodología se puede utilizar el concepto de ancho reducido y considerar las fuerzas de inercia en la masa de suelo. Sin embargo, los resultados son sólo aproximados y presentan algunas incertidumbres.

La tercera modalidad presentada es un nuevo enfoque para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales sometidas a una carga normal, una carga lateral y a un momento. Esta metodología está basada en la teoría de la plasticidad (aproximación cinemática) y su desarrollo es complejo, sin embargo los resultados obtenidos son claros y prácticos. La forma de presentar los resultados tiene diferencias con las dos metodologías anteriores ya que se obtiene la máxima fuerza lateral T que puede resistir la cimentación dadas la fuerza vertical N , la altura de aplicación H y la fuerza de inercia en el suelo.

Los métodos tradicionales (metodología 1) tienen como dato de entrada el vector de carga máximo $\vec{Q} = \{N, T, M\}$. Este vector se traduce a una resultante R inclinada un ángulo δ con respecto a la vertical y que actúa a una distancia e del centro del área de la placa. La manera de calcular δ y e es elemental: $\delta = \tan^{-1}(T/N)$ y $e = (M/N)$. El ancho reducido es calculado a través de la fórmula $B' = B - 2e$. Como resultado de estos métodos se obtiene siempre una fuerza vertical máxima N_u (dada una fuerza lateral T) por debajo de la cual el sistema se mantiene estable. Los componentes N_u y T forman una resultante R inclinada un ángulo δ con la vertical. Esta fuerza vertical máxima es conocida en la literatura técnica como Q_{ult} , sin embargo en este trabajo se denominará N_u .

En la metodología propuesta por Cordary y Nancey se da como vector de carga sobre la cimentación $\vec{Q} = \{N, T\}$ ya que la altura de aplicación H puede ser despreciada (o considerada mediante el uso del ancho reducido). Este método tiene como ventaja sobre el anterior que puede considerar el efecto de la fuerza de inercia sobre la masa de suelo para lo cual debe conocerse el coeficiente de aceleración K (a_0/g) del terreno. En general se considera sólo la componente horizontal del movimiento sísmico de tal forma que el vector de carga sobre el suelo es $I = KW_2$ aplicado en el centro de gravedad del bloque que desliza. Además en este método se puede considerar de cierta manera el efecto de inercia sobre la sobrecarga. Dentro de los resultados que se

pueden obtener están: fuerza vertical máxima sobre la cimentación (N_u) dada una aceleración del terreno, y el factor de seguridad sísmico en función del factor de seguridad estático. Podría obtenerse también la fuerza horizontal máxima dados ciertos valores de N y K pero ocurre que para valores muy grandes de T la superficie de falla considerada ya no es la adecuada.

El método de Pecker y Salençon considera como vector de carga a $\vec{Q} = \{N, T, M, f_x\}$ donde f_x es la fuerza de inercia, por unidad de volumen en la masa de suelo deslizante. En el método se proponen mecanismos de falla, se escogen los más representativos y para ellos se encuentra el dominio de cargas \vec{Q} que hacen que el sistema sea estable. Los resultados se presentan en forma gráfica dada la complejidad de las expresiones algebraicas. En general para un valor de N dado se puede estimar el valor de T_u por debajo del cual el sistema es estable en función de la altura de aplicación de T y de la fuerza sísmica f_x . Como se nota este tipo de resultado (T_u) es diferente del tradicionalmente buscado (N_u), sin embargo tiene un sentido más práctico ya que durante un sismo el valor de N casi no varía. Otro aspecto importante es que este método no utiliza la simplificación del ancho reducido.

Debido a que las tres metodologías proporcionan resultados de diferente tipo es difícil hacer una comparación de manera

directa. Sin embargo, para efectos de comparación se utilizará un ejemplo hipotético sencillo mediante el cual puedan apreciarse las diferencias y similitudes de los tres procedimientos. Se supondrá una estructura rígida de peso $W = N$ desplantada superficialmente sobre el suelo blando tal y como aparece en la Fig 3.15.

Dadas las condiciones de la figura se obtendrán expresiones específicas para la relación N_{us} / N_{ue} en función del coeficiente sísmico K con cada una de las diferentes metodologías. N_{us} es la carga vertical última en condiciones sísmicas y N_{ue} es la carga vertical última en condiciones estáticas.

VESIC

$$N_{us} = 5.14 c_d (i_c) B', \quad N_{ue} = 5.14 c \cdot B$$

$$i_c = \left[1 - \frac{2N_{us} \tan \delta}{5.14 c_d B'} \right]$$

$$N_{us} = 5.14 c_d \left[1 - \frac{2N_{us} \tan \delta}{5.14 c_d B'} \right] B' = 5.14 c_d B' - 2N_{us} \tan \delta$$

$$N_{us} (1 + 2 \tan \delta) = 5.14 c_d B'$$

$$N_{us} = \frac{5.14 c_d B'}{(1 + 2 \tan \delta)}$$

$$\frac{N_{us}}{N_{ue}} = \frac{c_d B'}{c \cdot B} \cdot \frac{1}{(1 + 2 \tan \delta)} = \frac{m R'}{(1 + 2 K)}$$

$$\frac{N_{us}}{N_{ue}} = \frac{mR}{(1+2K)} \quad (3.56)$$

NORMAS

$$N_{us} = 5.14 c_d (i_c) B', \quad N_{ue} = 5.14 c_e B$$

$$i_c = (1 - \tan \delta)^2 = (1 - k)^2$$

$$N_{us} = 5.14 c_d (1 - K)^2 B'$$

$$\frac{N_{us}}{N_{ue}} = \frac{c_d}{c_e} \frac{B'}{B} (1 - k)^2 = mR (1 - K)^2$$

$$\frac{N_{us}}{N_{ue}} = mR (1 - K)^2 \quad (3.57)$$

CORDARY

$$N_{us} = 5.52 c_d B' - 0.8572 (KN_{us}) - 1.3334 K\gamma (B')^2, \quad N_{ue} = 5.52 c_e B$$

$$N_{us} + 0.8572 KN_{us} = 5.52 c_d B' - 1.3334 K\gamma (B')^2$$

$$N_{us} = \frac{5.52 c_d B' - 1.3334 K\gamma (B')^2}{(1 + 0.8572 K)}$$

Sin inercia

$$N_{us} = \frac{5.52 c_d B'}{(1 + 0.8572 K)}$$

$$\frac{N_{us}}{N_{ue}} = \frac{mR}{(1 + 0.8572 K)} \quad (3.58)$$

Con inercia

$$N_{us} = \frac{5.52 c_d B' - 1.3334 K\gamma (B')^2}{(1 + 0.5872 K)}$$

$$\frac{N_{UB}}{N_{ue}} = mR \left(\frac{1 - 0.2416 K \gamma B' / c}{1 + 0.8572 K} \right) \quad (3.59)$$

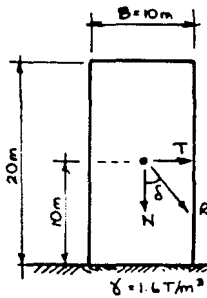
PECKER

Dado que los resultados de esta metodología lo que arroja es un valor de T máximo no es posible compararla directamente con los otros métodos. Además, como los resultados se proporcionan en forma gráfica, no se presenta una expresión algebraica.

Con las expresiones 3.55 a 3.59 y con los datos de la Fig 3.15 se obtienen los resultados de la tabla 3.3. Para el cálculo de esta tabla se tomó en cuenta que la relación entre las resistencias no drenada dinámica y estática está entre 1.2 y 1.4 (Romo, 1990) por lo que conservadoramente se tomó un valor de $m = 1.2$.

Con los valores de la tabla 3.3 se realiza la gráfica de la Fig 3.16. De esta figura pueden sacarse las siguientes conclusiones:

- La expresión de Cordary sin ancho reducido proporciona capacidades de carga en condiciones sísmicas muy grandes en comparación con las demás expresiones. Si se toma en cuenta que las demás expresiones ya han sido comprobadas experimentalmente la expresión de Cordary sin ancho reducido puede resultar inadecuada.



Estructura rígida

$T = KN$

$e = KH$

$S = \tan^2 \alpha$

$B' = B - 2e$

$R' = B'/B$

Resistencia no drenada

Dinámica: $C_d = 3.0T/m^2$

Estática: $C_e = 2.5T/m^2$

$m = C_d/C_e = 1.2$

Fig 3.15 Ejemplo para comparación de los métodos estudiados.

Método	m	$K=0$ $S=0^\circ$	$K=0.05$ $S=2.8^\circ$	$K=0.10$ $S=5.7^\circ$	$K=0.15$ $S=8.5^\circ$	$K=0.20$ $S=11.3^\circ$	$K=0.25$ $S=14.0^\circ$	$K=0.30$ $S=16.7^\circ$
Vesic	1.0	1.0	0.82	0.67	0.54	0.43	0.33	0.25
	1.2	1.2	0.98	0.80	0.65	0.51	0.40	0.30
NTCDDC	1.0	1.0	0.81	0.65	0.51	0.38	0.28	0.20
	1.2	1.2	0.97	0.78	0.61	0.46	0.34	0.24
Cordary sin I	1.0	1.0	0.86	0.74	0.62	0.51	0.41	0.32
	1.2	1.2	1.04	0.83	0.74	0.61	0.49	0.38
Cordary con I	1.0	1.0	0.80	0.65	0.52	0.42	0.33	0.24
	1.2	1.2	0.98	0.79	0.64	0.52	0.41	0.32
Cordary sin I y sin B'	1.0	1.0	0.89	0.81	0.74	0.69	0.66	0.65
	1.2	1.2	1.08	0.99	0.92	0.87	0.83	0.81

Tabla 3.3 Relación Nus/Nue obtenida por varios métodos.

N/CB	N(T)	$f_x B/C$	$f_x (T/m^2)$	T/CB	T_u
2	60	0.0	0	0.56	16.8
		1.0	0.30	0.53	15.9
		2.0	0.60	0.51	15.3
3	90	0.0	0	0.55	16.5
		1.0	0.30	0.49	14.7
		2.0	0.60	-	-
4	120	0.0	0	0.40	12.0
		1.0	0.30	0.08	2.4
		2.0	0.60	-	-

Tabla 3.4 Resultados de la metodología de Pecker y Salencon.

- ▲ Gordary sin ancho reducido.
- × Gordary con ancho reducido sin reducción por inercia.
- Gordary con ancho reducido y con reducción por inercia.
- Vesic.
- NTCDC sin reducción por inercia.

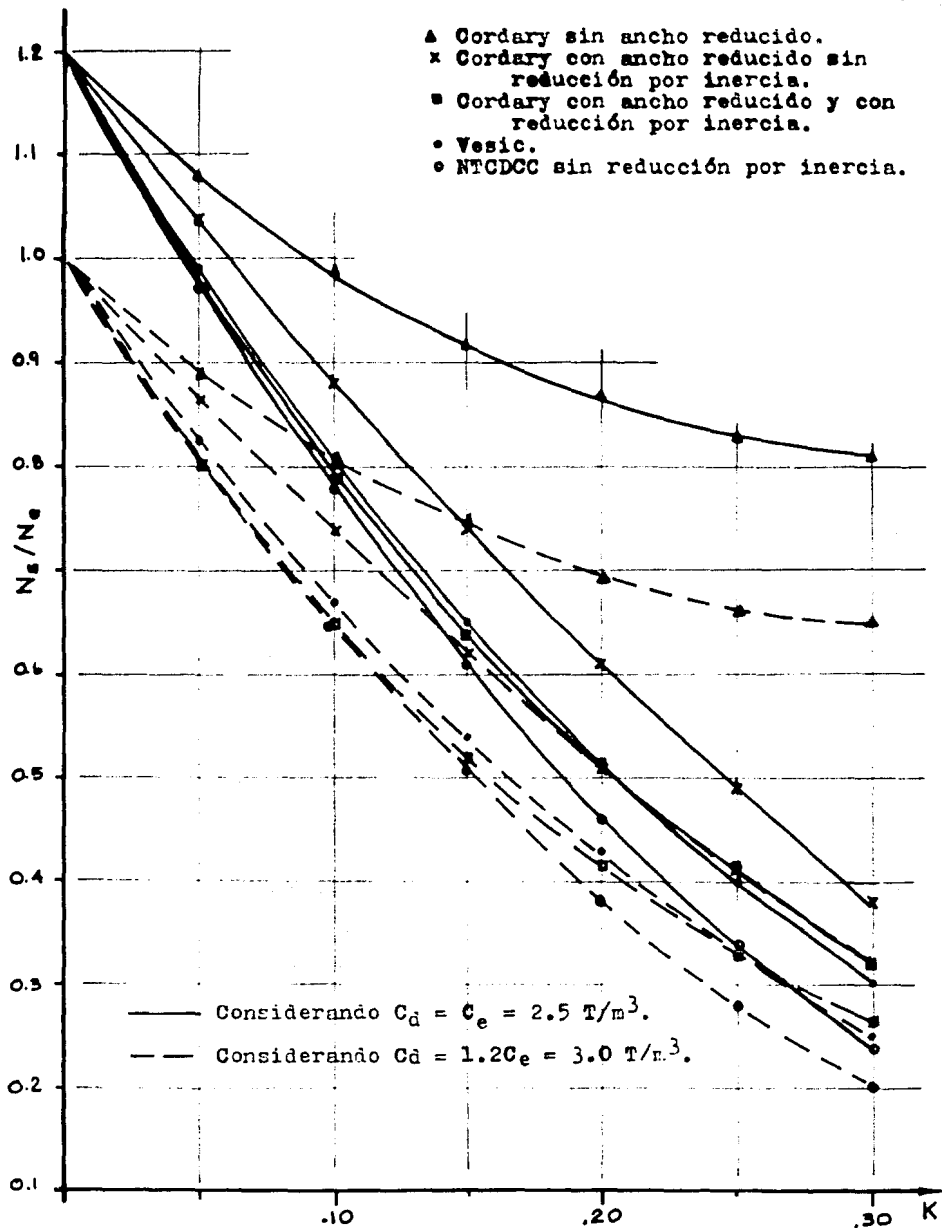


Fig 3.16 Relación Nus/Nue en función de K (a/g).

- Las expresiones de Vesic y de las Normas arrojan resultados similares y siempre por debajo de los resultados obtenidos por Cordary sin reducción por inercia.
- Específicamente para las expresiones derivadas de Cordary se nota que hay gran diferencia entre los resultados que incluyen el efecto de inercia y los resultados que no (ambos utilizando el ancho reducido).
- El aumento en la resistencia no drenada por efecto dinámico afecta apreciablemente el valor N_{us}/N_{ue} para todas las expresiones.
- Al observar los resultados se puede apreciar cual es el efecto neto al incluir una disminución por fuerza de inercia y un aumento por resistencia dinámica. Fijando la atención en las expresiones de Cordary se nota que los resultados obtenidos usando la expresión sin inercia y sin resistencia dinámica son siempre inferiores a los obtenidos al utilizar la expresión con inercia y resistencia dinámica. Es decir, el aumento generado por el uso de la resistencia dinámica siempre es mayor que el decremento causado por el efecto de las fuerzas de inercia (excepto para K mayores de 0.20).

Las observaciones anteriores están basadas en un caso particular y por lo tanto es necesario tomarlas con cuidado. Para comprobar algunas de estas observaciones es necesario aplicar las metodologías a casos prácticos representativos de la realidad en la Ciudad de México. Esta aplicación se discutirá en el siguiente capítulo.

Con respecto a la metodología de Pecker es difícil compararla con las otras metodologías a través de los resultados presentados en forma gráfica por los autores. Esto se debe a que se considera que durante un sismo N es aproximadamente constante y lo que varía es T y f_x .

Así para el caso de la Fig 3.15 lo que se puede calcular es T contra f_x para valores dados de N . Se debe considerar que el valor f_x es la fuerza sísmica por unidad de volumen y puede ser relacionado con K (fuerza sísmica por unidad de peso) de la siguiente manera: $f_x = K * \gamma$.

Utilizando las gráficas de la Fig 3.14 para material sin resistencia a la tracción con $H/B = 1$, $C = 3T/m^2$ y $B = 10m$ (de la Fig 3.15) se tienen los resultados de la tabla 3.4.

La resistencia a una fuerza lateral no puede ser mayor que el producto $c*B$ (30 T en este caso) que representa la resistencia al deslizamiento lateral a lo largo de la superficie suelo-cimentación.

El aspecto práctico más importante es que a mayor valor de carga vertical N la capacidad de carga lateral disminuye apreciablemente. También cabe mencionar que el valor de H/B (altura de aplicación de la carga lateral) afecta mucho el valor de carga lateral máxima T .

4. APLICACION A ALGUNOS CASOS DE CIMENTACIONES

4.1 GENERALIDADES

El objetivo de este capítulo es la aplicación de las metodologías revisadas para el cálculo de la capacidad de carga en condiciones sísmicas a casos reales.

Se escogieron 6 edificios de la ciudad de México que sufrieron asentamiento e inclinación durante los sismos de 1985. Dentro de las características comunes de los edificios escogidos estaban cimentación a base de losa corrida con profundidades de desplante entre 1 y 3.85m, y número de pisos entre 3 y 9.

En este capítulo no se intenta hacer un estudio sobre el comportamiento preciso de las cimentaciones durante el sismo de 1985, se trata más bien de estudiar los niveles de seguridad que presentan las cimentaciones ante el estado límite de falla utilizando las acciones que indica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). Es decir, se toman los 6 edificios cuyas cimentaciones fallaron y se comprueba su nivel de seguridad al estado límite de falla de acuerdo al RCDF.

En los párrafos siguientes se hará una breve descripción de cada uno de los edificios escogidos:

A) Edificio Durango 64

Localización:

Calle Durango No. 64 esquina con calle Mérida, colonia Roma.

Descripción general:

Edificio de planta baja y 5 niveles destinado a vivienda. Las dimensiones aproximadas son 16.75m sobre la calle Durango por 14.10 sobre la calle Mérida. La altura es de 17.00m.

Estructuración y cargas:

Edificio estructurado a base de columnas de sección circular, losas macizas y trabes de concreto reforzado. De acuerdo con el RCDF el edificio pertenece al grupo B y su estructuración es tipo I.

Subsuelo y cimentación:

El subsuelo corresponde a la zona III (zona de lago). La cimentación es a base de una losa corrida de 20 cm de espesor. Profundidad de desplante de 1.1m.

Comportamiento previo al sismo:

Desde antes del sismo mostraba desplome y asentamiento excesivo como lo muestran los dos escalones (aprox. 0.46m) que se colocaron en la esquina de la planta baja. Cuatro años antes del sismo se realizó una excavación con bombeo para un registro telefónico que incrementó los asentamientos diferenciales.

Comportamiento durante el sismo:

Después del sismo se observaron movimientos adicionales. El asentamiento total máximo medido en la esquina nor-oriental es 1.12m. El desplome es de 5.2% hacia el oriente.

B) Edificio Mérida No. 61.

Localización:

Calle de Mérida No. 61, colonia Roma.

Descripción general:

Edificio de planta baja, 7 niveles y azotea destinado a vivienda. Las dimensiones aproximadas del edificio son las siguientes 16.75m por el lado norte por 13.00m sobre la calle Mérida. La altura total es de 22.50m.

Estructuración y cargas:

Edificio estructurado a base de columnas rectangulares y losas reticulares. De acuerdo con el RCDF el edificio pertenece al grupo B y su estructuración es tipo I.

Subsuelo y cimentación:

El subsuelo corresponde a la zona III (zona de lago). La cimentación es a base de una losa corrida de 20cm de espesor y con una profundidad de desplante de 1.50m.

Comportamiento previo al sismo:

Desde antes del sismo mostraba desplome y asentamiento con un máximo de 0.58m.

Comportamiento durante el sismo:

Después del sismo se observó que el edificio había sufrido un hundimiento de magnitud excepcional, perdiéndose medio entrepiso. El asentamiento máximo medido es 1.02m. El desplome es de 6.3% hacia el oriente. Entre las esquinas Sur-oriente y Nor-poniente se midió un asentamiento diferencial de 93cm.

Se muestran indicios de falla por corte local: juntas de las losas de concreto del pavimento adyacente ligeramente abiertas.

C) Edificio Mérida No. 65

Localización:

Calle de Mérida No. 65, colonia Roma.

Descripción general:

Edificio de planta baja, 6 niveles, destinado a vivienda. Las dimensiones aproximadas del edificio son 16.75m en el lado norte y 12.90m sobre la calle Mérida. El edificio tiene una altura total de 19.70m.

Estructuración y cargas:

Edificio estructurado a base de columnas rectangulares, losas macizas y travesaños de concreto reforzado. De acuerdo con el RCDF el edificio pertenece al grupo B y su estructuración es tipo I.

Subsuelo y cimentación:

Subsuelo de la zona III (zona de lago). Cimentación a base de una losa corrida de 20cm de espesor con una profundidad de desplante de 1.1m.

Comportamiento previo al sismo:

Antes del sismo mostraba desplome y asentamiento.

Comportamiento durante el sismo:

Después del sismo se observó que el edificio había sufrido un hundimiento adicional. El asentamiento máximo durante el

sismo es 0.37m. Entre las esquinas sur-poniente y nor-oriental se midió un asentamiento diferencial de 0.91m.

Como pudo observarse de las localizaciones, estos 3 edificios (Durango 64, Mérida 61 y Mérida 65) son adyacentes y además presentan características muy similares.

D) Edificio Zacatecas No. 74

Localización:

Calle Zacatecas No. 74, colonia Roma.

Descripción general:

Edificio con sótano, planta baja, 8 niveles y azotea. Uso de vivienda. Las dimensiones del edificio son aproximadamente 13.10 al norte sobre la calle Zacatecas y 40.60m al lado oriente.

Estructuración y cargas:

Edificio estructurado a base de muros de carga y columnas de concreto reforzado, con losas reticulares. De acuerdo al RCDF el edificio pertenece al grupo B y su estructuración es tipo I.

Subsuelo y cimentación:

El subsuelo corresponde a la zona III (zona de lago). Cimentación a base de una losa corrida de 0.32m de espesor desplantada a 3.85m de profundidad.

Comportamiento previo al sismo:

Durante su construcción, en Agosto de 1978, al llegar al 5° nivel se presentó un asentamiento diferencial de 0.21m y un

desplome hacia el oriente. Cuando se llegó a la altura total, en Mayo de 1979, el desplome fue de 0.65m. El asentamiento promedio fue de 0.25 a 0.30cm.

Comportamiento durante el sismo:

Después del sismo se mostró un desplome de 1.21m en su altura total lo que representa un 4.2% hacia el oriente. El asentamiento promedio debido al sismo fue de 0.56m. En la esquina nor-oriental el asentamiento total fue de 0.64m.

Los asentamientos e inclinaciones mencionados pueden deberse a heterogeneidad en el subsuelo o a los procedimientos de excavación.

E) Edificio Cananea No.7

Localización:

Calle de Cananea No.7, entre Canal del Norte y Cobre, Colonia Nicolás Bravo, Delegación Venustiano Carranza.

Descripción general:

Edificio de planta baja, 6 niveles y azotea. Uso de vivienda. Las dimensiones del edificio son 25.0m en el lado sur y 30.0m en el lado oriente.

Estructuración y cargas:

Edificio estructurado a base de marcos de concreto, losa maciza y traveses de concreto reforzado. De acuerdo con el RCDF el edificio pertenece al grupo B y su estructuración se clasifica en el tipo I.

Subsuelo y cimentación:

El subsuelo corresponde a la zona III (zona de lago).
Cimentación a base de losa corrida con profundidad de desplante de 2.60m.

Comportamiento previo al sismo:

Edificio construido en 1971. Tres años después, se dió un asentamiento del orden de 0.40m a consecuencia de una excavación con bombeo para un colector que pasa por la calle Cananea.

Comportamiento durante el sismo:

Se presentó un desplome de 0.35m hacia el suroeste y un hundimiento apreciable. El asentamiento máximo acumulado fue de 0.93m en la esquina suroeste.

F) Escuela 159

Localización:

Zona cercana al Palacio de los Deportes.

Descripción general:

Edificio de planta baja, 3 niveles y azotea, destinado a escuela. Las dimensiones del edificio son aproximadamente 11.60m en el lado oeste por 54.50m en el lado norte.

Estructuración y cargas:

Edificio estructurado a base de columnas, losas macizas y trabes de concreto. De acuerdo al RCDF el edificio pertenece al grupo A y su estructuración es del tipo I.

Subsuelo y cimentación:

El subsuelo corresponde a la zona III (de lago) con nivel freático a 1.60m de profundidad. Cimentación a base de losa corrida desplantada a una profundidad de 3.00m. Se encontró el cajón de cimentación inundado con el nivel de agua a una profundidad de 0.5m.

Comportamiento previo al sismo:

Asentamiento pequeño y uniforme.

Comportamiento durante el sismo:

Asentamiento relativamente uniforme con valor máximo de 0.47m en la esquina Nor-poniente.

Un esquema con la planta de los 3 primeros edificios (Durango 64, Mérida 61 y Mérida 65) se muestra en la Fig 4.1. En esta misma figura se muestran los asentamientos totales después del sismo y los ejes de momento de inercia mínimo. Como se observa, las plantas de estos 3 edificios no son regulares y es necesario hacer el análisis utilizando un rectángulo equivalente de igual área y momento de inercia que la planta original (Ver Apéndice 2). Desde luego en el análisis se utiliza la condición crítica que da el momento de inercia mínimo. Esta simplificación puede parecer poco precisa pero es la herramienta más práctica a la mano.

Otro esquema con las plantas de los tres últimos edificios se muestra en la Fig 4.2. Estos edificios (Zacatecas 74, Cananea 7 y Escuela 159) presentan una planta rectangular de

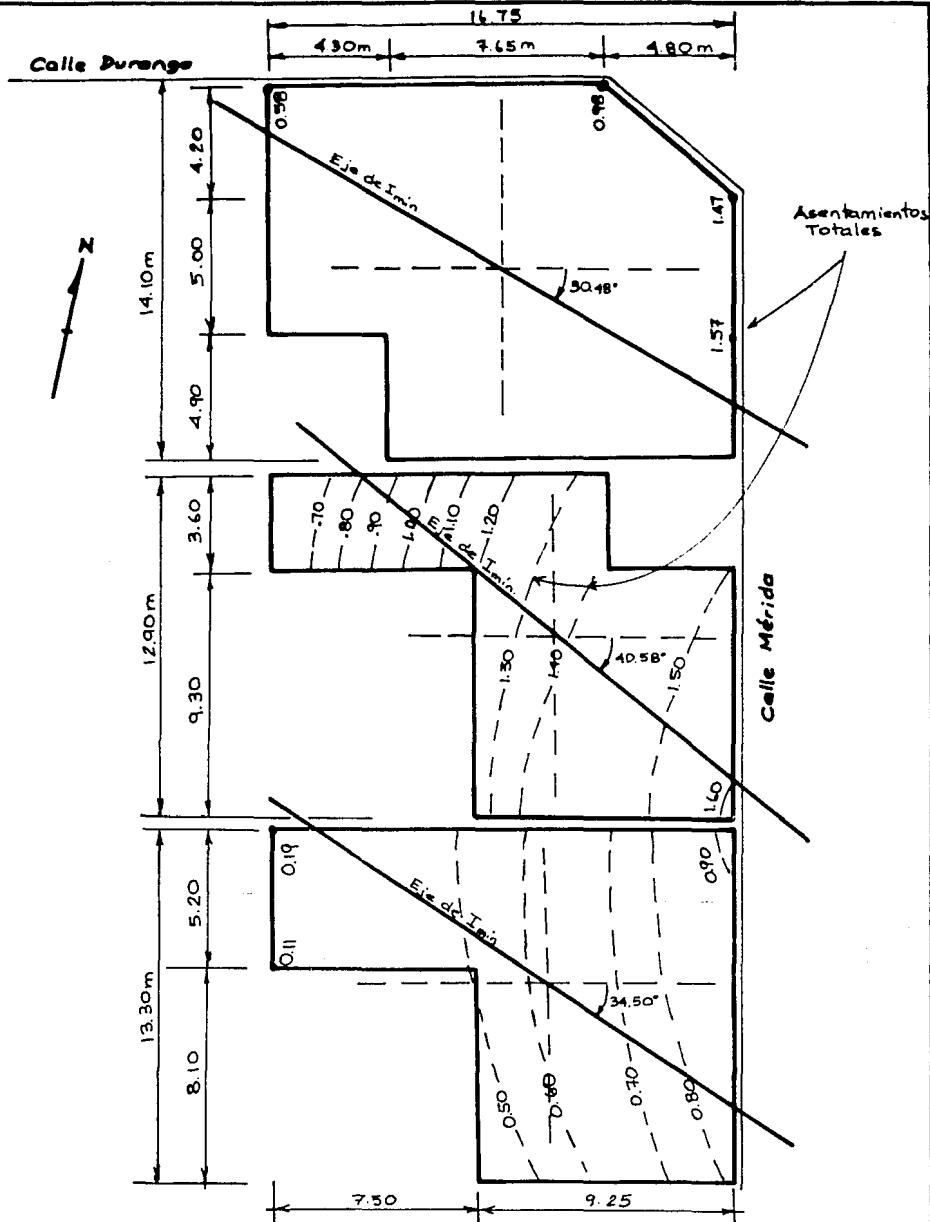


Fig 4.1 Planta de los edificios Durango 64, Mérida 61 y Mérida 65. Esc. 1:200.

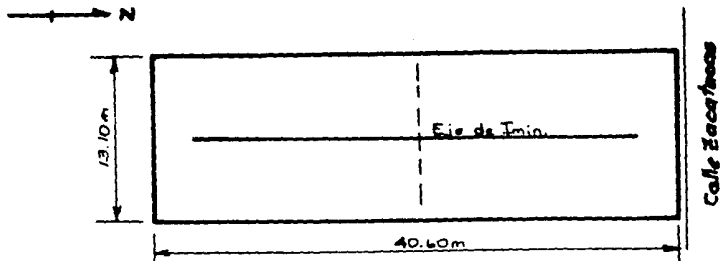


Fig 4.2.a Planta del edificio Zacatecas 74. Esc. 1:400.

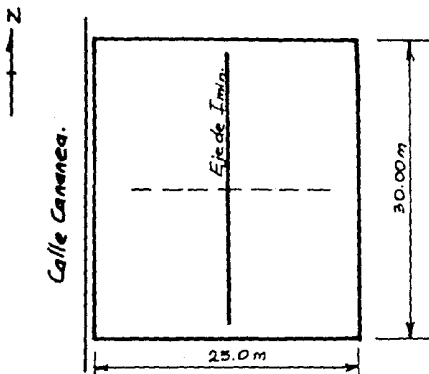


Fig 4.2.b Planta del edificio Cananea 7. Esc. 1:500.

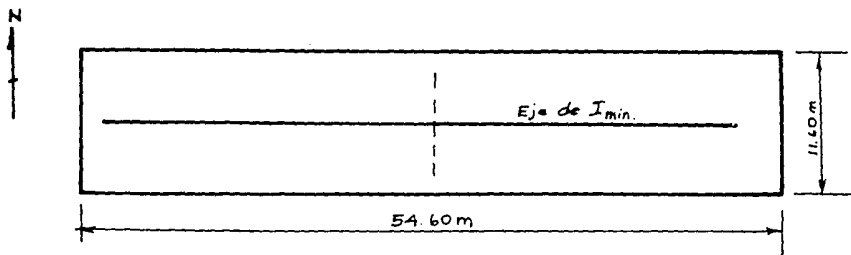


Fig 4.2.c Planta del edificio Escuela 159. Esc. 1:400.

forma regular, sin embargo los edificios Zacatecas 74 y Escuela 159 presentan una dimensión mucho mayor que la otra. El análisis se realiza en la dirección de momento de inercia mínimo, es decir, en la dirección del ancho.

El cálculo de las cargas permanentes, variables y sísmicas se realizó de acuerdo al RCDF. En los dos primeros edificios se tiene información bastante precisa en cuanto a dimensiones y acabados, lo cual permite tener un mayor grado de confiabilidad en los resultados. Sin embargo para el resto de edificios la información fue muy escasa y los resultados obtenidos pueden ser menos confiables.

El cálculo de las fuerzas sísmicas en cada nivel se realizó por el método estático indicado en el RCDF de donde se obtuvo el cortante en la base y el momento de volteo por sismo.

El período fundamental de vibración de los edificios, necesario para el cálculo de las fuerzas sísmicas, se obtuvo en la mayoría de casos por fórmulas aproximadas (Meli Piralla, 1985) aunque en los dos primeros casos se aplicó una fórmula que toma en cuenta la rigidez lateral de los marcos. De cualquier manera, se observó que en el intervalo de períodos que poseen los edificios el coeficiente sísmico no varía.

Todos los cálculos referentes a estimación de cargas permanentes, variables y sísmicas para cada edificio aparecen en

el Apéndice 4 y un resumen de las acciones resultantes se da en la Tabla 4.1.

En cuanto a la resistencia a utilizar se consideró en forma simplificada que para profundidades menores de 20m se puede considerar con una resistencia no drenada " S_u " de 2.5 T/m^2 y un peso unitario de 1.2 T/m^3 . Lo anterior se determinó observando el registro de una perforación cercana a los edificios de la calle Mérida que se presenta en la Fig. 4.3.

Este valor de $S_u = 2.5 \text{ T/m}^2$ implica una clasificación de consistencia de la arcilla entre "muy blanda" y "blanda". Para arcillas blandas Terzaghi recomienda utilizar en las fórmulas de capacidad de carga un valor de $C^* = 2/3 C$ para tomar en cuenta la posibilidad de falla local (falla en la cual no se desarrolla totalmente la superficie de corte). Sin embargo las NTCDDC no incluyen esta recomendación debido a que las arcillas saturadas sujetas a carga rápida son realmente incompresibles. Se recuerda que en las expresiones de capacidad de carga el símbolo c es el equivalente de la resistencia no drenada S_u (para carga rápida).

Los cálculos en el presente capítulo se dividen en 4 grupos de acuerdo a las condiciones críticas de la capacidad de carga mencionados en el capítulo 2. Se tienen así los siguientes grupos de cálculos:

- a) Capacidad de carga estática (antes del sismo).
- b) Capacidad de carga en condiciones sísmicas.

Tabla 4.1 Resumen de las acciones sobre las cimentaciones (Apéndice 4).

Edificio	I _{min} (m ²)	Area (m ²)	Condiciones estáticas		Condiciones sísmicas					
			N (τ)	F _N (τ)	N (τ)	T (τ)	M (Tm)	F _N (τ)	F _T (τ)	F _M (τ)
Durango 64	2506.0	205.0	1461	2226	1357	188	1790	1564	209	1969
Mérida 61	887.3	129.0	1216	1858	1130	161	1816	1305	177	1998
Mérida 65	1681.8	162.0	1402	2105	1297	180	1973	1484	198	2171
Zacatecas 74	7781.6	5359	3484	6292	3082	650	10631	3956	715	11694
Zacatecas 74 (con agua)	7781.6	5359	4303	7439	3901	650	10631	4857	715	11694
Cananea 7	39062.5	750.0	4479	7830	4037	638	7371	6372	702	8108
Cananea 7 (con agua)	39062.5	750.0	5668	9496	5226	638	7371	6372	702	8108
Escuela 159	7089.1	632.2	889	2765	618	590	4508	1286	649	4959
Escuela 159 (con agua)	7089.1	632.2	2154	4533	1882	590	4508	2677	649	4959

Notas: La carga N toma en cuenta el peso de la cimentación y del material excavado por lo que puede considerarse aplicada al nivel de desplante. Las acciones T y M están aplicadas a nivel de superficie del terreno.

En los edificios Zacatecas 74, Cananea 7 y Escuela 159 se consideraron dos casos: cajón de cimentación seco y cajón de cimentación inundado (con agua).

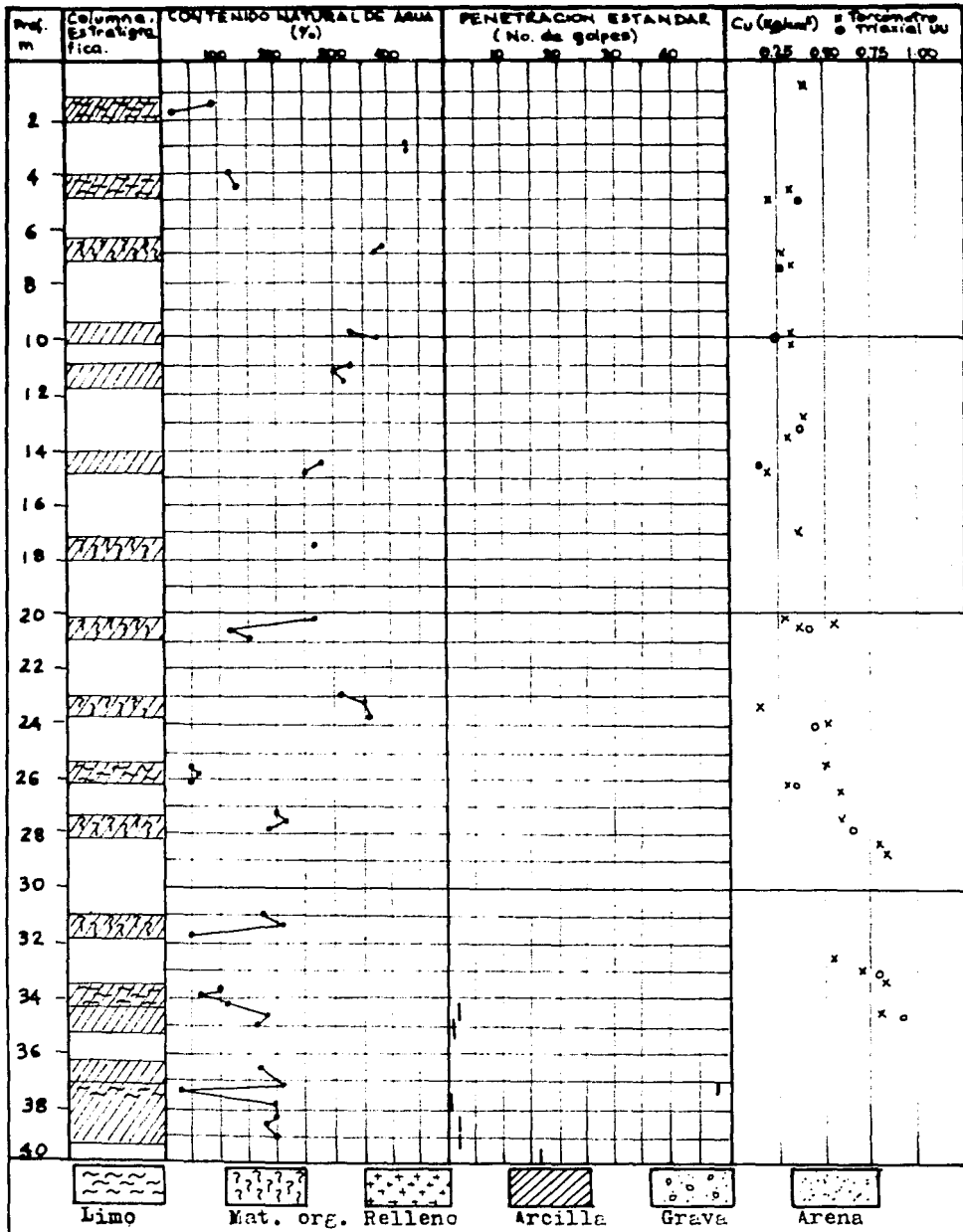


Fig 4.3 Columna estratigráfica en sitio cercano a los edificios de la calle Mérida.

- c) Estimación de las deformaciones permanentes bajo la cimentación a causa del sismo.
- d) Capacidad de carga postsismo.

En el caso sísmico se considera una aceleración en la masa de suelo deslizante igual a un cuarto del coeficiente sísmico ($c/4$) como lo indica las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) en su sección 8.9.

Antes de empezar por los cálculos debe observarse que los desplomes observados en los edificios se dieron hacia el este según un eje norte-sur (aproximadamente) que no es precisamente el eje de momento de inercia mínimo. Esto pudo deberse a varios factores: a- durante el sismo de 1985 la componente E-W del acelerograma presentó mayor amplitud que la N-S, b- la existencia de edificios adyacentes que representan sobrecargas sobre los potenciales superficiales de falla. Sin embargo el análisis se realiza con un coeficiente sísmico igual en todas direcciones y en el caso de que no existieran edificios adyacentes. El caso más crítico de análisis puede tenerse cuando las fuerzas sísmicas actúan en el sentido de mínimo momento de inercia.

Es importante mencionar que en ninguno de los edificios se cuenta con un registro de asentamientos antes y después del sismo de tal manera que se pueda diferenciar el cambio en el asentamiento debido al sismo. Sólo se tienen los asentamientos totales y la inclinación después del sismo.

4.2 CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES ESTATICAS.

En esta sección se calculará la capacidad de carga en condiciones estáticas de las cimentaciones de los seis edificios mencionados en la sección anterior.

Para el cálculo de la capacidad de carga se utilizarán las expresiones de Vesic, de las NTCDDC y de Cordary utilizando para todos los factores de resistencia indicados por las NTCDDC ($F_R = 0.6$).

Así las expresiones para capacidad de carga utilizadas son:

Vesic:

$$q = 5.14 c (1 + 0.2B/L + 0.4 D/B) F_R + P_v \quad (4.1)$$

NTCDDC:

$$q = 5.14 c (1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B) F_R + P_v \quad (4.2)$$

Cordary:

$$q = 5.52 c (1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B) F_R + P_v \quad (4.3)$$

donde los parámetros B y L están dados en función del área y del momento de inercia (Ver apéndice 2).

Como acciones sobre la cimentación se tienen las cargas verticales generadas por la carga permanente más la carga variable. El cálculo de estas cargas se hace en el Apéndice 4 y los resultados aparecen en la Tabla 4.1. Se presenta el valor de la carga vertical N como el de la carga vertical multiplicada

por su correspondiente factor de carga (F_c). Esta carga considera el peso de la estructura, el peso de la cimentación y el efecto de compensación, por lo que puede considerarse aplicada a nivel de desplante.

Teniendo en cuenta las condiciones anteriores debe cumplirse que

$$\frac{NF_c}{A} \leq q \quad (4.4)$$

para que se llenen las condiciones de seguridad necesarias que marcan las NTCDC.

En la Tabla 4.2 pueden verse los valores de q obtenidos utilizando una resistencia C de 2.5 t/m^2 . Los resultados se comparan con el valor NF_c/A .

Puede verse que los tres primeros edificios (Durango 64, Mérida 61 y Mérida 65) no cumplen las condiciones de las NTCDC en ningún caso. Los edificios Zacatecas 74 y Cananea 7 si cumplen con las normas excepto si se considera su cajón de cimentación inundado. El edificio de la Escuela 159 cumple con las normas en cualquier situación.

El enfoque que se da al utilizar factores de resistencia y de carga es bastante racional porque considera por separado las incertidumbres correspondientes a cada tipo de carga o tipo de resistencia. A pesar de lo anterior, el uso del factor de

Tabla 4.2 Capacidad de carga de las cimentaciones en condición estática (sin excentr.)

Edificio	A (m ²)	I _{min} (m ⁴)	B (m)	L (m)	D (m)	R _i (t/m ²)	Capacidades c Nc Fc + R _i			Acciones NFc/A	Capacidades c Nc + R _i			Acciones N/A	F. S.		
							Vesic	NTPDC	Condary		Vesic	NTPDC	Condary		Vesic	NTPDC	Condary
Durango 64	205.0	2506.0	12.11	16.93	1.10	1.32	10.41	10.58	11.27	10.86	16.48	16.76	17.90	7.13	2.31	2.35	2.51
Mérida 61	129.0	887.3	9.08	14.21	1.50	1.80	11.00	11.06	11.74	14.40	17.14	17.23	18.37	9.42	1.82	1.83	1.95
Mérida 64	162.0	168.2	11.16	14.52	1.10	1.32	10.52	10.70	11.40	12.99	16.65	16.96	18.11	8.65	1.92	1.96	2.09
Zaca Taca 74	535.9	7781.6	13.20	40.60	3.85	4.62	13.73	13.52	14.18	11.74	19.80	19.45	20.55	6.50	3.05	2.99	3.16
Zaca Taca (con agua) 74	535.9	7781.6	13.20	40.60	3.85	4.62	13.73	13.52	14.18	13.88	19.80	19.45	20.55	8.03	2.46	2.42	2.56
Cameras 7	750.0	390625	25.00	30.00	2.60	3.12	12.44	12.64	13.34	10.44	18.65	18.98	20.15	5.97	3.12	2.18	2.37
Cameras 7 (con agua)	750.0	390625	25.00	30.00	2.60	3.12	12.44	12.64	13.34	12.66	18.65	18.98	20.15	7.55	2.47	2.15	2.67
Escuela 159	632.0	7089.1	11.60	54.50	3.00	3.60	12.44	12.22	12.86	4.37	18.33	17.96	19.03	1.41	13.00	12.74	13.50
Escuela 159 (con agua)	632.0	7089.1	11.60	54.50	3.00	3.60	12.44	12.22	12.86	7.17	18.33	17.96	19.03	3.41	5.37	5.27	5.58

Nota: Se utilizó $c = 2.5T/m^2$, $\gamma = 1.2T/m^3$, $F_r = 0.6$ y $F_c = 1.1$.

seguridad (FS) propio del análisis límite proporciona una forma más tangible y usual de ver que tan cerca está la cimentación del estado límite crítico (FS = 1). En la última columna de la Tabla 4.2 se utilizó la razón

$$FS = \frac{cN + P_v}{N} \quad (4.5)$$

como un índice de la cercanía de la cimentación a un posible estado de falla.

De los factores de seguridad calculados puede verse que los tres primeros edificios (Durango 64, Mérida 61 y Mérida 65) tienen factores de seguridad muy bajos (menores del 3 usualmente aceptado). Los edificios Zacatecas 74 y Cananea 7 tienen factores de seguridad altos excepto si se consideran con agua en el cajón de cimentación. El edificio Escuela 159 tiene un factor de seguridad adecuado aún en las condiciones más críticas.

En la Tabla 4.2 no se consideró la presencia de excentricidades en las cimentaciones, sin embargo dado que es posible la presencia de cierta excentricidad y que esta va en detrimento de la capacidad de carga se trató de considerarla en el cálculo.

La excentricidad puede ser causada por varios factores como a) distribución de la carga permanente en planta, b) desplome del edificio, c) heterogeneidades en el terreno de cimentación,

d) cambio en el uso de diferentes zonas de un mismo edificio, e) carácter aleatorio de la carga variable, f) etc. En el momento de diseño del edificio el primer factor es calculable, los otros difícilmente se podrán estimar. Auvinet y Rossa (1991) sugieren un valor de 0.5% de B en la desviación estándar de la excentricidad como una tendencia observada en muchos casos prácticos.

En la Tabla 4.3 se trató de estimar la excentricidad de las diferentes cimentaciones en el sentido del ancho B del rectángulo equivalente. Los valores sólo deben tomarse como una aproximación dadas las incertidumbres en algunos datos de los edificios.

En la Tabla 4.4 se presentan de nuevo los resultados de capacidad de carga tomando en cuenta las excentricidades estimadas. Las condiciones de seguridad no varían sustancialmente con respecto a los de la Tabla 4.2.

Como se observa, las condiciones de seguridad de los tres primeros edificios siguen siendo muy malas, en especial las del edificio Mérida 61.

4.3. CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES SISMICAS.

En esta sección se utilizarán las diferentes metodologías revisadas para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones en condiciones sísmicas.

Tabla 4.3 Excentricidades estimadas (antes del sismo).

Edificio	En el sentido B (I _{mín})				En el sentido L (I _{máx})			
	e _{desplome}	e _{carga}	e=0.5%B	e _T	e _{desplome}	e _{carga}	e=0.5%B	e _T
Durango 64	*	0.02	0.06	0.08	*	0.11	0.08	0.19
Mérida 61	*	0.21	0.04	0.25	*	0.18	0.07	0.25
Merida 65	*	**	0.06	0.06	*	**	0.07	0.07
Zacatecas 74	0.32	**	0.07	0.39	*	**	0.20	0.20
Cananea 7	*	**	0.13	0.13	*	**	0.15	0.15
Escuela 159	*	0.25	0.06	0.31	*	0	0.27	0.27

Notas: Valores de e en metros.

* aunque existe desplome antes del sismo no se menciona su magnitud.

** no se cuenta con información precisa para obtener una estimación de la excentricidad de la carga permanente.

Tabla 4.4 Capacidad de carga de las cimentaciones en condición estática (con excentr.)

Edificio	A (m ²)	I _{min} (m ⁴)	e _b (m)	e _L (m)	B' (m)	L' (m)	D' (m)	R _v (t/m ²)	Capacidades cNc + F _R + R _v			Acciones N/E/A	Capacidades cNc + R _v			Acciones N/A	F.S.		
									Vesic	NTCDD	Condady		Vesic	NTCDD	Condady		Vesic	NTCDD	Condady
Durango 64	205.0	2506.0	0.08	0.19	11.95	16.55	1.10	1.32	10.42	10.59	11.28	11.26	16.49	16.79	17.92	7.39	2.29	2.37	2.42
Mérida 61	129.0	887.3	0.25	0.25	8.58	13.71	1.50	1.80	10.98	11.03	11.71	15.80	17.11	17.19	18.33	10.34	1.65	1.66	1.77
Mérida 65	162.0	1681.8	0.06	0.07	11.04	14.38	1.10	1.32	10.51	10.70	11.39	13.26	16.65	16.95	18.11	8.83	1.86	1.91	2.05
Zacatecas 74	535.9	7781.6	0.39	0.20	12.42	40.20	3.85	4.62	13.71	13.49	14.14	12.61	19.76	19.40	20.44	6.98	2.83	2.78	2.93
Zacatecas 74 (con agua)	535.9	7781.6	0.39	0.20	12.42	40.20	3.85	4.62	13.71	13.49	14.14	14.90	19.76	19.40	20.44	8.62	2.29	2.25	2.37
Cananea 7	750.0	39062.5	0.13	0.15	24.74	29.70	2.60	3.12	12.44	12.64	13.34	10.66	18.65	18.98	20.15	4.10	3.06	3.10	3.30
Cananea 7 (con agua)	750.0	39062.5	0.13	0.15	24.74	29.70	2.60	3.12	12.44	12.64	13.34	12.92	18.65	18.98	20.15	7.71	2.42	2.46	2.61
Escuela 189	632.2	7089.1	0.31	0.27	10.98	53.96	3.00	3.60	12.42	12.20	12.84	4.66	18.30	17.93	18.99	1.50	12.20	11.95	12.66
Escuela 189 (con agua)	632.2	7089.1	0.31	0.27	10.98	53.96	3.00	3.60	12.42	12.20	12.84	7.65	18.30	17.93	18.99	3.64	5.03	4.93	5.22

Nota: Se utilizó $c = 2.5T/m^2$, $\gamma = 1.2T/m^3$, $F_R = 0.6$ y $F_C = 1.1$.

Las expresiones utilizadas para la estimación de las condiciones de seguridad de las cimentaciones se presentan a continuación:

Vesic

$$q = 5.14 c F_R \left[1 + 0.2 B'/L' + 0.4 D/B - (mT) / (5.14 c F_R B'/L') \right] + P_v \quad (4.6)$$

$$\text{donde } m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

NTCDECC

$$q = 5.14 c F_R \left[(1 + 0.25 B'/L' + 0.25 D/B) (1 - \tan \delta)^2 \left(1 - \frac{0.195 K \gamma d}{c} \frac{F_c}{F_R} \right) \right] + P_v \quad (4.7)$$

donde $\tan \delta$ es la inclinación de la carga en su condición última, sin embargo puede usarse como primera aproximación $\tan \delta = T/N'$.

La obtención del factor de corrección por fuerzas de inercia en la masa de suelo se presenta en el apéndice 1.

Cordary

$$q = 5.52 c F_R \left[(1 + 0.25 B'/L' + 0.25 D/B) \left(1 - \frac{0.1553 F_c (t/B + K \gamma D)}{c F_R} - \frac{0.2416 F_c K \gamma d}{c F_R} \right) \right] + P_v \quad (4.8)$$

donde $t = T/L =$ carga lateral por unidad de longitud de cimentación.

Obsérvese que en la expresión de Cordary se usan los mismos factores de forma y profundidad que en las NTCDECC.

En estas expresiones los símbolos tienen el siguiente significado:

-N, T, M: acciones sobre el nivel de desplante de la cimentación. N es la carga vertical (ya incluye el efecto de compensación), T es la carga lateral y M es el momento de volteo.

-N' carga vertical sin incluir el efecto de compensación.

- F_R y F_C son los factores de resistencia y de carga respectivamente (En las expresiones $F_R = 0.6$ y $F_C = 1.1$).

-d = min (B', 20m) para estos casos.

Los demás símbolos ya son conocidos.

Los momentos M y cortantes T al nivel de la superficie del terreno aparecen en la Tabla 4.1 y es el resumen del cálculo de cargas en condiciones sísmicas efectuadas en el Apéndice 4. Para obtener los momentos al nivel de desplante M_0 , los momentos al nivel de superficie M deben corregirse considerando la profundidad de desplante.

Las Tablas 4.5 y 4.6 muestran las acciones corregidas al nivel de desplante de las cimentaciones distinguidas por un subíndice b.

Debe recordarse que la revisión del estado límite de falla se hará en el sentido de menor momento de inercia utilizando la simplificación del rectángulo equivalente lo cual se nota en las dimensiones mostradas en las Tablas 4.5 y 4.6. Debe observarse que en el caso de los 3 edificios de la calle Mérida puede existir una interacción entre los tres. Considerar esta interacción en el cálculo de capacidad de carga es muy complejo y en el análisis se considera como condición crítica la de cada edificio aislado.

Para los métodos que incluyen una aceleración por inercia en la masa de suelo bajo la cimentación se utilizará el valor de aceleración recomendado en las NTCDS de un cuarto del coeficiente sísmico ($c/4$). En todos los casos de los edificios estudiados $c = 0.4$ ($a = 0.1g$ y $K = a/g = 0.1$) excepto en la Escuela 159 donde $c = 0.6$ ($a = 0.15g$ y $K = 0.15$).

Además, la resistencia no drenada incrementa su valor en condiciones dinámicas. En el caso específico de la Ciudad de México la resistencia no drenada en condiciones dinámicas está entre 1.2 y 1.4 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas. En los cálculos se consideró el extremo conservador de $1.2 S_u$.

Tabla 4.5 Acciones sísmicas en la base de las cimentaciones (incluyen factores de carga).

Edificio	B (m)	L (m)	D (m)	N' (T)	N _b (T)	T _b (T)	M (Tm)	M _b (Tm)	e _o estático (m)	M _b +e _o N' (Tm)	e _o dinámico (m)	e _L (m)	B' (m)	L' (m)
Donango 64	12.11	16.93	1.10	1889	1564	209	1969	2199	0.08	2350	1.24	0.19	9.63	16.55
Mérida 61	9.08	14.21	1.50	1583	1305	177	1998	2264	0.25	2660	1.68	0.25	5.72	13.71
Mérida 65	11.16	14.52	1.10	1740	1484	198	2171	2389	0.06	2493	1.43	0.07	8.30	14.38
Zacatecas 74	13.20	40.60	3.85	6503	3956	715	11694	14447	0.39	16983	2.61	0.20	7.89	40.20
Zacatecas 74 (con agua)	13.20	40.60	3.85	7404	4857	715	11694	14447	0.39	17335	2.34	0.20	8.52	40.20
Cananea T	25.00	30.00	2.60	7872	5064	702	8108	9933	0.13	10956	1.39	0.15	22.22	29.70
Cananea T (con agua)	25.00	30.00	2.60	9180	6372	702	8108	9933	0.13	11126	1.21	0.15	22.58	29.70
Escuela 189	11.60	54.50	3.00	4017	1286	649	4959	6906	0.31	8151	2.03	0.27	7.54	53.96
Escuela 189 (con agua)	11.60	54.50	3.00	5408	2677	649	4959	6906	0.31	8582	1.59	0.27	8.42	53.96

Notas: N' no incluye la compensación.

$$M_b = M + TD.$$

Tabla 4.6 Acciones sísmicas en la base de las cimentaciones (no incluyen factores de carga).

Edificio	B (m)	L (m)	D (m)	N' (T)	N _b (T)	T _b (T)	M (Tm)	M _b (Tm)	e _g estático (m)	M _b +e _g N' (Tm)	e _g dinámico (m)	e _L (m)	S' (m)	L' (m)
Durango 64	12.11	16.93	1.10	1717	1357	188	1790	1997	0.08	2134	1.24	0.19	9.63	16.55
Mérida 61	9.08	14.21	1.50	1439	1130	161	1816	2058	0.25	2418	1.68	0.25	5.72	13.71
Mérida 65	11.16	14.52	1.10	1582	1297	180	1973	2171	0.06	2266	1.43	0.07	8.30	14.98
Zacatecas 74	13.20	40.60	3.85	5911	3082	650	10631	13133	0.39	15438	2.61	0.20	7.98	40.20
Zacatecas 74 (con agua)	13.20	40.60	3.85	6730	3901	650	10631	13133	0.39	15438	2.34	0.20	8.52	40.20
Cananea 7	25.00	30.00	2.60	7157	4037	638	7371	9030	0.13	9960	1.59	0.15	22.22	29.70
Cananea 7 (con agua)	25.00	30.00	2.60	8346	5226	638	7371	9030	0.13	10115	1.21	0.15	22.58	29.70
Escuela 189	11.60	54.50	3.00	3652	618	590	4508	6278	0.31	7410	2.02	0.27	7.56	53.96
Escuela 189 (con agua)	11.60	54.50	3.00	4976	882	590	4508	6278	0.31	7820	1.57	0.27	8.46	53.96

Notas: N' no incluye la compensación.

$$M_b = M + TD$$

Tabla 4.7 Capacidad de carga de las cimentaciones en condiciones sísmicas (enfoque con factores de carga y factores de resistencia).

Edificio	B (m)	B' (m)	L' (m)	D (m)	R _v (T/m ²)	N' (T)	N _b (T)	T _b (T)	N _b /B'L' (T/m ²)	q _v Vesic (T/m ²)	q [*] NTCBOC (T/m ²)	q _v NTCBOC (T/m ²)	q [*] Cordary (T/m ²)	q _v Cordary (T/m ²)
Durango 64	12.11	9.63	16.55	1.10	1.32	1889	1564	209	9.81	9.84	8.44	8.69	9.58	9.39
Mérida 61	9.08	5.72	13.71	1.50	1.80	1583	1305	177	16.64	8.59	8.77	9.48	8.93	9.48
Mérida 65	11.16	8.30	14.98	1.10	1.32	1740	1484	198	12.43	9.29	8.40	8.81	9.19	9.27
Zacatecas 74	13.20	7.98	40.20	3.85	4.62	6503	3956	715	12.33	11.23	11.48	11.91	11.58	11.37
Zacatecas 74 (con agua)	13.20	8.52	40.20	3.85	4.62	7404	4857	715	14.18	11.53	11.71	12.09	11.75	11.43
Cananea 7	25.00	22.22	29.70	2.60	3.12	7872	5064	702	7.67	12.47	10.88	9.77	11.96	9.94
Cananea 7 (con agua)	25.00	22.58	29.70	2.60	3.12	9180	6372	702	9.50	12.52	11.12	9.97	12.00	9.38
Escuela 159	11.60	7.54	53.96	3.00	3.60	4017	1286	649	3.16	11.07	9.56	9.59	11.07	10.14
Escuela 159 (con agua)	11.60	8.42	53.96	3.00	3.60	5408	2677	649	5.89	11.43	10.19	10.08	11.27	10.08

Notas: N' no incluye el efecto de la compensación.

q* = cálculo que considera la resistencia no drenada estática (Su) y que no incluye el factor de corrección por inercia en la masa de suelo.

q = cálculo que considera la resistencia no drenada dinámica (Sud) y que sí incluye el factor de corrección por inercia en la masa de suelo.

Su = 2.5T/m², Sud = 3T/m² y δ = 1.2T/m³.

Con las anteriores consideraciones en mente se obtuvo la Tabla 4.7 que muestra los resultados de capacidad de carga de las cimentaciones de los 6 edificios estudiados.

Para las 3 metodologías debe cumplirse que

$$\frac{F_c N}{B' L} < q \quad (4.9)$$

según las NTCDDC.

Para las metodologías que pueden incluir corrección por el efecto de inercia en la masa de suelo (NTCDDC y Cordary) se calcularon dos valores de capacidad de carga: el primero denotado como q^* donde se utiliza la resistencia no drenada estática y no se corrige por inercia en la masa de suelo (este es el cálculo generalmente acostumbrado) y el segundo, q , en el cual se utiliza la resistencia no drenada dinámica y el factor de corrección por inercia.

Si se calcula el factor $(q - q^*)/q^*$ para ambas metodologías se tiene lo siguiente:

Edificio	Factor $(q - q^*)/q^*$ (%)	
	NTCDDC	Cordary
Durango 64	+2.96	-1.98
Mérida 61	+8.10	+6.16
Mérida 65	+4.88	+0.87
Zacatecas 74	+3.75	-1.81
Zacatecas 74 (con agua)	+3.25	-2.72
Cananea 7	-10.20	-21.91
Cananea 7 (con agua)	-10.34	-21.83
Escuela 159	+0.31	- 8.40
Escuela 159 (con agua)	-1.08	-10.56

Puede verse que para la mayoría de casos el efecto conjugado de utilizar corrección por inercia y resistencia no drenada dinámica es una variación en la capacidad de carga que no pasa del 10% excepto cuando el ancho de la cimentación es muy grande (caso de edificio Cananea 7).

Se observa también que el hecho de considerar los cajones de cimentación inundados en los edificios semicompensados Zacatecas 74 y Cananea 7 provoca que no se cumpla la expresión 4.9 indicada por las NTCDC. La Escuela 159 cumple las NTCDC por un gran margen incluso considerando el cajón inundado.

La experiencia de los sismos de 1985 es que muchos de los cajones de cimentación aparecieron inundados por lo que las NTCDC indican que en el diseño los cajones deben considerarse inundados si no se garantiza lo contrario relleno con material liviano no saturable los espacios libres del cajón. Desde este punto de vista y observando la Tabla 4.7 se tiene que ningún edificio excepto al Escuela 159 cumple con las NTCDC.

En vista de la utilidad que algunos autores le dan al parámetro denominado factor de seguridad en la Tabla 4.8 se realizó el cálculo de la capacidad de carga sin el uso de factores de carga ni factores de resistencia. Como resultado se obtienen factores de seguridad de acuerdo a las diferentes metodologías de cálculo. En general los factores de seguridad

que consideran resistencia dinámica y el efecto de las fuerzas de inercia (FS) son similares a los factores de seguridad que no los consideran (FS^{*}). Así calculando el factor $(FS - FS^*)/FS^*$ se tiene:

Edificio	Factor $(FS - FS^*)/FS^*$ (%)	
	NTCDCC	Cordary
Durango 64	+10.32	+8.38
Mérida 61	+11.83	+11.93
Mérida 65	+10.83	+9.52
Zacatecas 74	+8.38	+6.35
Zacatecas 74 (con agua)	+8.33	+5.59
Cananea 7	+1.15	-4.55
Cananea 7 (con agua)	+0.95	-4.52
Escuela 159	+6.92	+3.03
Escuela 159 (con agua)	+6.19	+1.64

Se ve que para todos los casos el efecto conjugado de utilizar la corrección por inercia y la resistencia no drenada dinámica es un aumento en el factor de seguridad que no pasa del 12% excepto cuando el ancho de la cimentación es muy grande (caso de edificio Cananea 7) en que se da una disminución del factor de seguridad.

El efecto en el parámetro factor de seguridad (enfoque sin factores de carga ni resistencia) es diferente del efecto en los resultados que utilizan factores de carga y resistencia. Esto

Tabla 4.8 Capacidad de carga de las cimentaciones en condiciones sísmicas (enfoque que utiliza cargas sin factores y un factor de seguridad).

Edificio	B (m)	B' (m)	L' (m)	D (m)	R _v (T/m ²)	N' (T)	N _b (T)	T _b (T)	N _b /B _L (T/m ²)	Vesic	NTCDCC		Condary	
										q / FS	q' / FS'	q / FS	q' / FS'	q / FS
Durango 64	12.11	9.63	16.55	1.10	1.32	1717	1357	188	8.51	17.17 / 2.02	13.22 / 1.55	14.53 / 1.71	16.29 / 1.91	17.58 / 2.07
Mérida 61	9.08	5.72	13.71	1.50	1.80	1439	1130	161	14.41	16.02 / 1.11	13.41 / 0.93	15.11 / 1.04	15.66 / 1.09	17.60 / 1.22
Mérida 65	11.16	8.30	14.38	1.10	1.32	1582	1297	180	10.87	16.66 / 1.53	13.12 / 1.20	14.56 / 1.33	15.95 / 1.47	17.50 / 1.61
Zacatecas 74	13.20	7.98	40.20	3.85	4.62	5911	3082	650	9.61	18.73 / 1.94	16.05 / 1.67	17.48 / 1.81	18.18 / 1.89	19.40 / 2.01
Zacatecas 74 (con agua)	13.20	8.52	40.20	3.85	4.62	6730	3901	650	11.39	19.03 / 1.67	16.43 / 1.44	17.85 / 1.56	18.34 / 1.61	19.47 / 1.70
Cananea 7	25.00	22.22	29.70	2.60	3.12	7157	4037	638	6.12	19.97 / 3.26	16.05 / 2.62	16.22 / 2.65	16.86 / 3.08	18.01 / 2.94
Cananea 7 (con agua)	25.00	22.58	29.70	2.60	3.12	8346	5226	638	7.79	20.03 / 2.57	16.45 / 2.11	16.62 / 2.13	18.92 / 2.43	18.06 / 2.32
Escuela 159	11.60	7.56	53.96	3.00	3.60	3652	618	590	1.51	18.69 / 12.14	13.53 / 8.96	14.47 / 9.58	17.43 / 11.34	17.96 / 11.89
Escuela 159 (con agua)	11.60	8.46	53.96	3.00	3.60	4976	1882	590	4.12	18.69 / 4.54	14.62 / 3.55	15.52 / 3.77	17.62 / 4.28	17.92 / 4.35

Notas: N' no incluye el efecto de la compensación.

q* = cálculo que considera la resistencia no drenada estática (Su) y que no incluye el factor de corrección por fuerza de inercia en la masa de suelo.

q = cálculo que considera la resistencia no drenada dinámica (Sud) y que sí incluye el factor de corrección por fuerza de inercia en la masa de suelo.

Su = 2.5T/m², Sud = 3.0T/m² y Y = 1.2T/m³.

puede deberse a que la corrección por inercia se hace más grande conforme crece F_c y disminuye F_R . De todas maneras el intervalo de variación en ambos casos es pequeño.

Puede hacerse una comparación de los factores de seguridad obtenido con las NTCDDC

Edificio	Caso estático	Caso dinámico	
	($c = 2.5T/m^2$)	FS	FS [*]
Durango 64	2.37	1.55	1.71
Mérida 61	1.66	0.93	1.04
Mérida 65	1.91	1.20	1.33
Zacatecas 74	2.78	1.67	1.81
Zacatecas 74 (con agua)	2.25	1.44	1.56
Cananea 7	3.11	2.62	2.65
Cananea 7 (con agua)	2.46	2.11	2.13
Escuela 159	11.95	8.96	9.58
Escuela 159 (con agua)	4.93	3.55	3.77

Como puede verse todos los edificios excepto la Escuela 159 presentan en condición estática (con cajón inundado) factores de seguridad menores de 3. En el caso dinámico los factores de seguridad disminuyen apreciablemente con respecto al caso estático, sin embargo no en todos los casos es menor de 2 (Cananea 7 y Escuela 159). Tomando en cuenta lo anterior y lo que sucedió en la realidad no es tan seguro que manteniendo el factor de seguridad (en condiciones dinámicas) por encima de 2 no se den grandes deformaciones permanentes.

Metodología de Pecker

Como se discutió en el capítulo 3 esta metodología presenta sus resultados en forma gráfica tal que pueden ser utilizados fácilmente en la práctica. Además se tiene que los resultados que se obtienen con este método son de diferente tipo que los obtenidos con los métodos anteriores: los gráficos proporcionan una fuerza lateral máxima (T_u) por debajo de la cual el sistema posee estabilidad (dadas una cierta fuerza vertical N , una altura de aplicación de la carga lateral H y una fuerza de inercia por unidad de volumen del suelo f_x).

Con los parámetros N/CB , H/B y $f_x B/C$ se entra a los gráficos de las Fig 3.13 y 3.14 y se obtiene el valor T_u/CB .

Los resultados de los cálculos realizados para los 6 edificios estudiados aparecen en la Tabla 4.9.

Es evidente que la cota superior para T_u está dada por la resistencia al deslizamiento lateral

$$T = F_x C B L$$

Las gráficas son proporcionadas sólo para valores enteros de N/CB (2, 3 y 4) y resulta dudoso interpolar entre los resultados de dos gráficas de acuerdo al valor de N/CB . En los resultados de la Tabla 4.9 se utilizaron las gráficas de material sin resistencia a la tracción.

Tabla 4.9 Cálculo de la fuerza lateral máxima (T_u) por método de Pecker y Salençon.

Edificio	N_b (T)	M_b (Tm)	B (m)	L (m)	H (m)	$\bar{N} = N/L$ (T/m)	\bar{N}/CB	H/B	$f_x B/C$	Valores del gráfico		\bar{T}_u/CB (T)	$F_x T_u$ (T)	$F_x T$ (T)	$F_x CBL$ (T)
										N/CB	T/CB				
Durango 64	1357	1997	12.11	16.93	10.62	80.15	2.21	0.88	0.48	$2/0.55$	$3/0.52$	0.54	200	207	369
Mérida 61	1130	2058	9.08	14.21	12.78	79.52	2.92	1.41	0.36	$2/0.38$	$3/0.38$	0.38	88	177	232
Mérida 65	1297	2171	11.16	14.52	12.06	89.32	2.67	1.08	0.44	$2/0.49$	$3/0.49$	0.49	143	198	292
Zacatecas 74	3082	13133	13.20	40.60	20.20	75.91	1.92	1.53	0.53	$2/0.37$	—	0.37	357	715	964
Zacatecas 74 (con agua)	3901	13133	13.20	40.60	20.20	96.08	2.43	1.53	0.53	$2/0.37$	$3/0.37$	0.37	357	715	964
Cananea 7	4037	9030	25.00	30.00	14.15	134.57	1.79	0.57	1.00	$2/0.76$	—	0.76	1026	702	1350
Cananea 7 (con agua)	5226	9030	25.00	30.00	14.16	174.20	2.32	0.57	1.00	$2/0.76$	$3/0.68$	0.73	986	702	1350
Escuela 159	618	6278	11.60	54.50	10.64	11.34	0.33	0.92	0.70	$2/0.59$	—	0.59	671	649	1138
Escuela 159 (con agua)	1882	6278	11.60	54.50	10.64	34.53	0.99	0.92	0.70	$2/0.59$	—	0.59	671	649	1138

Notas: El método utiliza cargas por unidad de longitud ($\bar{N} = N/L$ y $\bar{T} = T/L$).

$f_x = K\gamma = 0.12$ en todos los casos excepto en la Escuela 159 en la cual $f_x = 0.24T/m^3$.

Para todos los casos $C = Sud = 3.0T/m^2$.

H es la altura de aplicación de la fuerza lateral T y en este caso se calcula como N/T .

Para un valor de carga vertical dada (N/CB) el valor de $T_{máx}$ es muy sensible a aumentos en el valor de H/B. Para H/B mayores de 1 la T_u que resiste el sistema disminuye rápidamente. De igual forma para un valor dado de H/B el valor de T_u disminuye rápidamente cuando N/CB crece.

De los resultados de la Tabla 4.9, se ve que tanto el edificio Escuela 159 como el edificio Cananea 7 cumplen las condiciones de seguridad

$$F_c T < F_R * T_u$$

Debe mencionarse que este método no toma en cuenta la sobrecarga y que las expresiones son deducidas para un cimiento de longitud infinita.

4.4 ESTIMACION DE LA DEFORMACION PERMANENTE BAJO

LA CIMENTACION

Es una tarea muy importante el tratar de estimar las deformaciones que se generan durante un sismo bajo la cimentación, sin embargo esto no es sencillo. Una de las maneras de estimar deformaciones permanentes es obtener la historia de esfuerzos cíclicos en el medio con un programa que utilice el modelo lineal equivalente y asociar a esta historia unas deformaciones permanentes estimadas con base en resultados de pruebas de laboratorio. Sin embargo en un caso práctico lo anterior es difícil de realizar.

Como se discutió en el capítulo 2 existe un umbral en el nivel de esfuerzos que no debe pasarse durante la carga cíclica

si no se quiere tener grandes deformaciones permanentes. Para la arcilla normalmente consolidada de la ciudad de México (consolidación anisotrópica), este umbral parece ser del orden de 1.2 de la resistencia no drenada (25_u) (Romo, 1990).

Con lo anterior se puede pensar en que se debe limitar el esfuerzo desviador máximo bajo la cimentación (durante un sismo) a un valor menor que 1.2 (25_u).

Es posible hacer una estimación grosera del nivel de esfuerzos bajo una cimentación utilizando la fórmula de la escuadria. Esta estimación presenta graves defectos como ; 1) no necesariamente el esfuerzo obtenido con el uso del coeficiente sísmico es el nivel de esfuerzo de la carga cíclica durante el sismo, y 2) la distribución de esfuerzos bajo la cimentación no es ni cercanamente lineal. A pesar de esto, la fórmula de la escuadria es una herramienta sencilla que da una indicación del nivel de esfuerzo bajo la cimentación.

La fórmula mencionada se expresa como

$$\sigma = N/A \pm Mx/I$$

y es válida sólo si existe una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación (lo cual es cierto en suelos, sólo para muy pequeñas deformaciones). Sin embargo la fórmula se usa a sabiendas de que en lugares donde se dan grandes esfuerzos ocurrirá una plastificación del suelo y una redistribución de

Tabla 4.10 Esfuerzos en la superficie de desplante (utilizando fórmula de la escuadría)

Edificio	A (m ²)	I _{min} (m ⁴)	B (m)	$C_0 N'$ (Tm)	N_b (t)	$V_{estática}$ (T/m ²)	M_b (Tm)	$\frac{V}{est. + din.}$ (T/m ²)	$\frac{V}{23}$ (%)
Durango 64	205.0	2506.0	12.11	137	1357	6.9/6.3	1997	11.8/-1.5	197
Mérida 61	129.0	887.3	9.08	360	1130	10.6/6.9	2058	19.3/-1.8	322
Mérida 65	162.0	1681.8	11.16	95	1297	8.3/7.7	2171	15.2/-0.8	253
Zacatecas 74	535.9	7781.6	13.20	2305	3082	7.7/3.8	13133	16.9/-5.4	282
Zacatecas 74 (con agua)	535.9	7781.6	13.20	2625	3901	9.5/5.1	13133	18.4/-3.9	307
Cananea 7	750.0	39062.5	25.00	930	4037	5.7/5.1	9030	8.3/2.5	138
Cananea 7 (con agua)	750.0	39062.5	25.00	1085	5226	7.3/6.6	9030	9.9/4.1	165
Escuela 159	632.2	7089.1	11.60	1132	618	1.9/0.1	6278	6.1/-4.2	102
Escuela 159 (con agua)	632.2	7089.1	11.60	1542	1882	4.2/1.7	6278	8.1/-2.2	135

Notas: Esfuerzos calculados debajo de los bordes de la cimentación.

No se consideró excentricidad en el sentido L.

los esfuerzos. En la fórmula x es la distancia más alejada del eje de rotación e I es el momento de inercia de la sección que en el caso crítico será el mínimo.

En condición estática la excentricidad puede considerarse como un momento $M = e \cdot N$.

En la tabla 4.10 se presentan los esfuerzos calculados para las cargas con un factor de carga de 1.1 propio de la combinación de cargas con sismo.

Como se observa la excentricidad estática puede afectar bastante el valor de los esfuerzos bajo la cimentación por lo cual es de mucha importancia conocerla con precisión, sin embargo, la excentricidad es uno de los parámetros de más difícil estimación.

De los resultados se ve que los esfuerzos obtenidos en el extremo más crítico del rectángulo equivalente (para el caso de sismo) sobrepasan el valor de $(2S_u)$ aun para la Escuela 159 que cumplía las NTDDCC. Comparando estos resultados con lo que pasó en la realidad podría pensarse que los altos niveles de esfuerzo arrojados por la fórmula de la escuadría pueden ser una indicación de que se tendrán deformaciones permanentes apreciables.

Es posible obtener una estimación de las deformaciones permanente utilizando un procedimiento simplificado basado en

otro sugerido por Jaime et al (1987). El procedimiento es el siguiente:

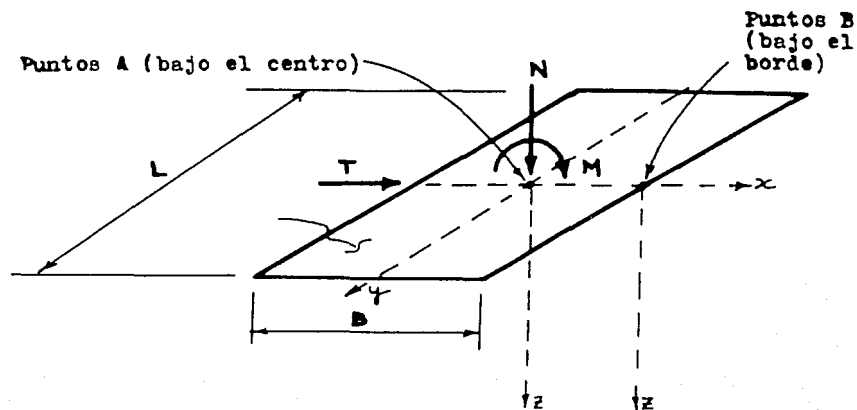
- a) Obtener las acciones resultantes sobre la cimentación mediante un análisis pseudoestático como el indicado en el RCDF.
- b) Dividir en estratos de espesor adecuado el suelo bajo la cimentación.
- c) Calcular los esfuerzos en los puntos medios de los estratos utilizando las distribuciones de esfuerzos proporcionadas por la teoría de la elasticidad para cada tipo de acción.
- d) Para los puntos medios obtener los esfuerzos cortantes originados por el paso de las ondas de corte de propagación vertical.
- e) Superponer en cada punto los esfuerzos obtenidos para cada acción sobre la cimentación.
- f) Obtener los esfuerzos desviadores totales.
- g) Mediante el modelo hiperbólico propuesto por Romo (1990) obtener las deformaciones permanentes en cada estrato.

El procedimiento tiene el inconveniente de que se utilizan esfuerzos obtenidos mediante la suposición de un comportamiento elástico en el cálculo de deformaciones permanentes. Sin embargo se tiene como antecedente el procedimiento generalmente aceptado para el cálculo de deformaciones por consolidación en el cual también se utiliza la teoría de la elasticidad para obtener los esfuerzos en cada punto.

Las cimentaciones estudiadas están sujetas a tres acciones: una carga vertical N , una carga lateral T y un momento M que actúa en la dirección de la carga lateral. Se supone que la carga vertical N produce una presión de contacto de valor uniforme $q = N/BL$ y que la carga lateral T produce un esfuerzo cortante uniformemente distribuido en la superficie de valor $t = T/BL$. Además se supone que el momento M produce una presión de contacto $p = Mx/I$ (fórmula de escuadría). Las acciones N , T y M junto con las presiones de contacto supuestas para cada una de ellas pueden verse en la Fig 4.4.

Para cada configuración de presión de contacto se puede encontrar una distribución de esfuerzos en la masa de suelo dada por la teoría de la elasticidad (suponiendo un medio semiinfinito, elástico, homogéneo e isotrópico). Un compendio de soluciones de distribuciones de esfuerzos mediante la teoría de la elasticidad está dado por Poulos y Davis (1974). Expresiones para los esfuerzos en las tres condiciones de carga mencionadas se presentan en el apéndice 3. Para cimentaciones de forma irregular es posible utilizar cartas de Newmark para el caso de carga vertical (también presentadas por Poulos y Davis, 1974), sin embargo para los casos de momento y carga lateral se utilizó el concepto de rectángulo equivalente (apéndice 3). Debe mencionarse que para la presión de contacto debida al momento sobre el rectángulo no se encontraron expresiones para los esfuerzos cortantes, por lo que se recurrió a utilizar los presentados para una carga linealmente creciente a lo ancho y de longitud infinita.

a) Acciones en la losa de cimentación.



b) Presiones de contacto generadas por las acciones (supuestas).

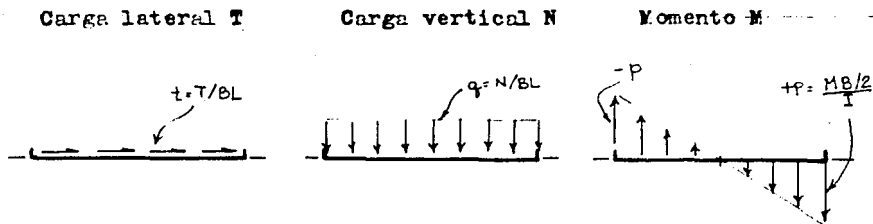


Fig 4.4 Acciones y presiones de contacto en la cimentación.

El análisis utilizado no considera la variación de la rigidez con la profundidad ni la anisotropía del suelo, lo cual constituye otra discordancia con la realidad.

Se supone que los puntos críticos desde el punto de vista de la magnitud de los esfuerzos están bajo el centroide de la placa (mayor esfuerzo por carga vertical) y bajo el borde en la dirección de menor momento de inercia (mayor esfuerzo por efecto del momento).

Los esfuerzos cortantes horizontales por efecto de la onda de corte de propagación vertical se consideran por medio de la expresión aproximada propuesta por Seed e Idriss (1971):

$$\tau_{av} = 0.65 * \gamma * Z * \frac{a_{max}}{g} * r_d$$

donde:

τ_{av} = esfuerzo cortante promedio originado por las ondas de corte durante el sismo.

r_d = factor de flexibilidad que está entre 1 y 0.5 y es función de la profundidad.

los demás símbolos tienen el significado acostumbrado.

Para el cálculo del esfuerzo desviador total en un punto bajo el centroide de la cimentación (puntos A) se superpondrán los esfuerzos generados en las situaciones mostradas en la Fig 4.5. En el caso de puntos bajo el borde de la cimentación (puntos B) se superpondrán los esfuerzos generados en las situaciones mostradas en la Fig. 4.6. El análisis de esfuerzos

se hará en un plano vertical cuya dirección es la de menor momento de inercia de la cimentación y no se considerarán esfuerzos normales ni cortantes perpendiculares a este plano.

La manera de obtener el esfuerzo desviador resultante es utilizando el círculo de Mohr en el plano y está esquematizado en las Figs 4.5 y 4.6. Como se observa el esfuerzo principal mayor ya no actúa en la dirección vertical sino que forma un ángulo α con la vertical.

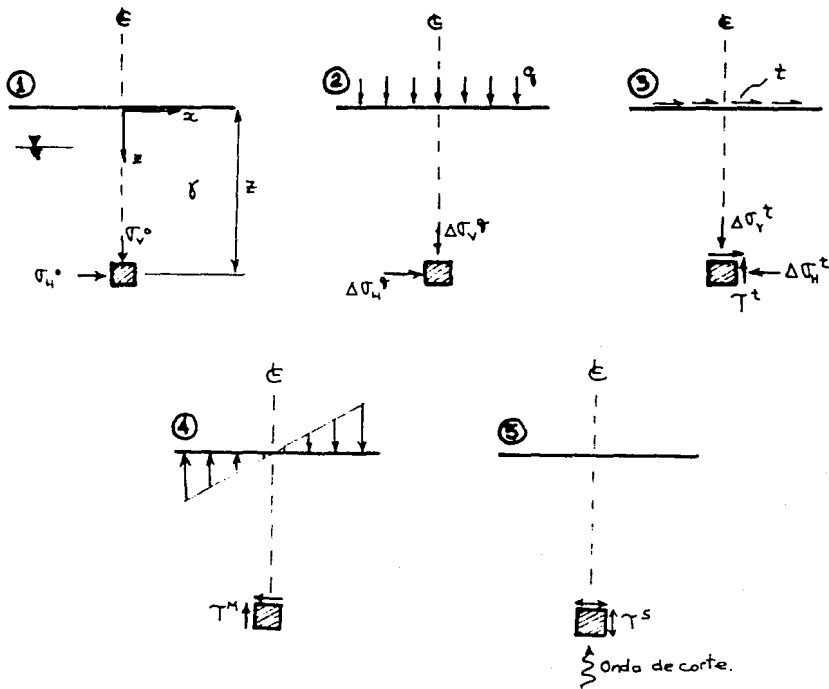
La Tabla 4.11 muestra los esfuerzos geostáticos y los producidos por las ondas de corte. Para el cálculo de esfuerzos por onda de corte se consideró una aceleración máxima del terreno de 0.1g (c/4 según las NTCDS) aunque también se consideró el valor de 0.2g como el máximo registrado durante el sismo de 1985.

Las Tablas 4.12 y 4.13 muestran los esfuerzos (a varias profundidades) causados por la carga vertical N, la carga lateral T y el momento M.

Puede observarse que los esfuerzos debidos al peso propio del suelo y a la onda de corte aumentan con la profundidad mientras que los debidos a las acciones sobre la cimentación disminuyen con la profundidad.

En las Tablas 4.14 y 4.15 se obtienen los esfuerzos desviadores resultantes de la superposición de todos los esfuerzos.

a) Condiciones de esfuerzos en un punto bajo el centro de la cimentación.



b) Esfuerzo desviador máximo.

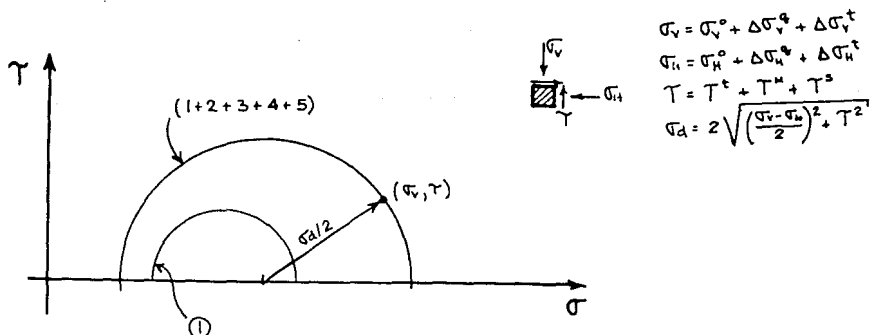
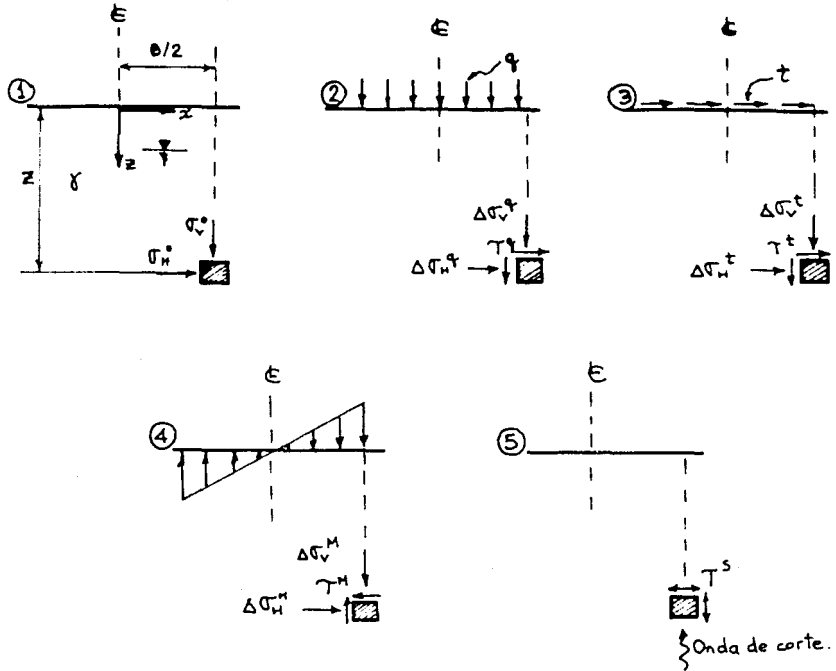


Fig 4.5 Estimación del esfuerzo desviador en un punto bajo el centro de la cimentación.

a) Condiciones de esfuerzos en un punto bajo el borde de la cimentación.



b) Esfuerzo desviador máximo.

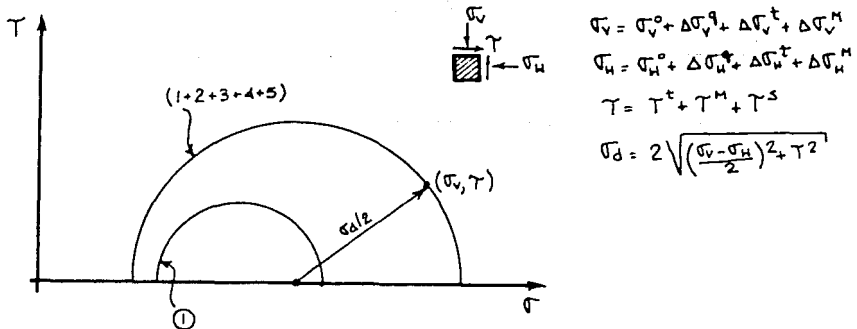


Fig 4.6 Estimación del esfuerzo desviador en un punto bajo el borde de la cimentación.

Tabla 4.11 Cálculo de esfuerzos geostáticos y por onda de corte.

Edificio	Nivel de desplante (m)	Prof. (m)	γz (T/m ²)	u (T/m ²)	σ_v (T/m ²)	σ_v (T/m ²)	σ'_v (T/m ²)	σ'_v (T/m ²)	r_d	τ_0 (T/m ²)
1 y 3	1.10	3.60	4.32	1.10	3.22	4.32	1.61	2.71	0.98	0.28
		8.60	10.32	6.10	4.22	10.32	2.11	8.21	0.93	0.62
		13.20	16.32	11.10	5.22	16.32	2.61	13.71	0.80	0.85
		18.60	22.32	16.10	6.22	22.32	3.11	19.21	0.65	0.94
		23.60	28.32	21.10	7.22	28.32	3.61	24.71	0.57	1.05
		28.60	34.68	26.10	8.68	34.68	4.29	30.39	0.50	1.13
2	1.50	4.00	4.80	1.50	3.30	4.80	1.65	3.15	0.97	0.30
		9.00	10.80	6.50	4.30	10.80	2.15	8.65	0.92	0.65
		14.00	16.80	11.50	5.30	16.80	2.65	14.15	0.79	0.86
		19.00	22.80	16.50	6.30	22.80	3.15	19.65	0.64	0.95
		24.00	28.80	21.50	7.30	28.80	3.65	25.15	0.55	1.03
		29.00	35.20	26.50	8.70	35.20	4.35	30.85	0.50	1.14
4	3.85	8.85	10.62	6.35	4.27	10.62	2.14	8.49	0.92	0.64
		18.85	22.62	16.35	6.27	22.62	3.14	19.49	0.64	0.94
		28.85	35.01	26.35	8.66	35.01	4.33	30.68	0.50	1.14
		38.85	48.01	36.35	11.66	48.01	5.83	42.18	0.50	1.56
		48.85	61.01	46.35	14.66	61.01	7.33	53.68	0.50	1.98
5	2.60	7.60	9.12	5.10	4.02	9.12	2.01	7.11	0.93	0.55
		17.60	21.12	15.10	6.02	21.12	3.01	18.11	0.69	0.95
		27.60	33.38	25.10	8.28	33.38	4.14	29.24	0.51	1.11
		37.60	46.38	35.10	11.28	46.38	5.64	40.74	0.50	1.51
		47.60	59.38	45.10	14.28	59.38	7.14	52.24	0.50	1.93
6	3.00	8.00	9.60	5.50	4.10	9.60	2.05	7.55	0.93	0.58
		18.00	21.60	15.50	6.10	21.60	3.05	18.55	0.67	0.94
		28.00	33.90	25.50	8.40	33.90	4.20	29.70	0.51	1.12
		38.00	46.90	35.50	11.40	46.90	5.70	41.20	0.50	1.52
		48.00	59.90	45.50	14.40	59.90	7.20	52.70	0.50	1.95

Notas: $\gamma_T = 1.2T/m^2$, $K_0 = 0.5$

Nivel freático a 2.5m y distribución hidrostática de presiones.

$\tau_{av} = 0.65 \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d + a/\xi$, $a = c/4 = 0.1g$ (según NTCDS).

Para la estimación de las deformaciones permanentes se utilizará el modelo hiperbólico propuesto por Romo (1990):

$$\epsilon_p = \frac{a\sigma}{1 - b\sigma} \quad (2.4)$$

donde para el caso específico de consolidación anisotrópica ($K_o = 0.5$) se tiene:

$$a = 0.00031/2S_u$$

$$b = 1.195/2S_u$$

σ = esfuerzo desviador normalizado definido por la expresión 2.3.

Las constantes a y b son el promedio de varios ensayos por lo que deben ser tomados con cuidado. Se debe tener muy en cuenta que para el caso de consolidación anisotrópica el esfuerzo normalizado σ que se tiene que introducir en la expresión 2.4 es la diferencia entre el esfuerzo desviador total normalizado y el esfuerzo desviador de consolidación normalizado. Si se observa la curva $\sigma - \epsilon_p$ (esfuerzo desviador normalizado - deformación permanente) de la Fig 4.7 se tiene que $\epsilon_p = 0$ corresponde con el valor del esfuerzo desviador de consolidación normalizado. Esto también puede observarse en la Fig 2.9.

Como se puede notar, para la aplicación del modelo hiperbólico es necesario estimar con bastante precisión la resistencia no drenada del suelo.

Tabla 4.12 Cálculo de los esfuerzos bajo el centro del área.

Edif.	Carga vertical				Carga lateral				Momento		Notas			
	L (m)	B (m)	l (m)	b (m)	Prof. (m)	q _y (τ/m ²)	Δσ _y (τ/m ²)	Δσ _x (τ/m ²)	t (τ/m ²)	Δσ _y (τ/m ²)		Δσ _x (τ/m ²)	T _{xy} (τ/m ²)	P _{max} (τ/m ²)
1	16.93	12.11	6.06	8.46	2.5	6.62	6.42	3.62	0.92	0.49	0.62	0.48	4.83	-1.05
					7.5		4.71	1.05		0.20	0.05	0.10		-0.73
					12.5		3.11	0.34		0.08	0.01	0.03		-0.37
					17.5		2.10	0.15		0.04	0.00	0.01		-0.21
					22.5		1.55	0.09		0.03	0.00	0.00		-0.14
					27.5		1.22	0.06		0.01	0.00	0.00		-0.09
2	14.21	9.08	4.54	7.11	2.5	8.76	7.78	3.16	1.25	0.60	0.53	0.51	10.53	-2.38
					7.5		5.13	0.87		0.18	0.03	0.07		-1.12
					12.5		3.44	0.34		0.06	0.00	0.01		-0.51
					17.5		2.45	0.14		0.03	0.00	0.00		-0.27
					22.5		1.79	0.09		0.01	0.00	0.00		-0.17
					27.5		1.42	0.06		0.01	0.00	0.00		-0.12
3	14.52	11.16	5.58	7.26	2.5	8.00	7.44	3.71	1.11	0.57	0.65	0.54	7.20	-1.59
					7.5		4.60	0.98		0.21	0.05	0.10		-0.99
					12.5		3.03	0.34		0.07	0.01	0.02		-0.49
					17.5		2.14	0.14		0.04	0.00	0.01		-0.27
					22.5		1.52	0.09		0.01	0.00	0.00		-0.17
					27.5		1.23	0.06		0.01	0.00	0.00		-0.12
4	40.60	13.20	6.55	20.30	5	7.27	6.47	2.01	1.21	0.50	0.28	0.34	11.14	-2.37
					15		3.40	3.08		0.12	0.01	0.03		-0.74
					25		1.89	0.05		0.03	0.00	0.01		-0.31
					35		1.16	0.01		0.03	0.00	0.00		-0.16
					45		0.77	0.01		0.01	0.00	0.00		-0.09
					55		0.54	0.00		0.00	0.00	0.00		-0.06
5	30.00	25.00	12.50	15.00	5	6.97	6.75	3.65	0.85	0.46	0.58	0.45	2.89	-0.62
					15		4.54	0.76		0.19	0.06	0.09		-0.45
					25		2.64	0.19		0.07	0.01	0.03		-0.23
					35		1.62	0.06		0.03	0.00	0.01		-0.13
					45		1.06	0.03		0.01	0.00	0.00		-0.09
					55		0.75	0.01		0.00	0.00	0.00		-0.06
6	54.50	11.60	5.80	27.30	5	2.98	2.57	0.69	0.93	0.60	0.18	0.21	5.14	-1.03
					15		1.30	0.06		0.07	0.02	0.04		-0.28
					25		0.77	0.02		0.04	0.00	0.00		-0.11
					35		0.50	0.01		0.00	0.00	0.00		-0.05
					45		0.34	0.00		0.00	0.00	0.00		-0.03
					55		0.25	0.00		0.00	0.00	0.00		-0.02

En los edificios 1, 2 y 3 se superponen los esfuerzos debidos a la carga vertical de los tres.

Tabla 4.13 Cálculo de los esfuerzos bajo el borde de la cimentación.

Edif.	Prof. (m)	Carga Vertical				Carga lateral				Momento			
		q (t/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_x$ (t/m ²)	T_{xz} (t/m ²)	t (t/m ²)	$\Delta\sigma_x$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	T_{xz} (t/m ²)	P_{ho} (t/m ²)	$\Delta\sigma_x$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	T_{xz} (t/m ²)
1	2.5	642	3.27	2.33	1.97	0.92	0.26	0.60	0.33	4.83	1.80	0.43	0.74
	7.5		2.70	0.97	1.28		0.18	0.13	0.14		0.84	-0.12	0.03
	12.5		1.92	0.38	0.71		0.10	0.04	0.05		0.34	-0.10	-0.11
	17.5		1.33	0.17	0.39		0.05	0.01	0.03		0.14	-0.04	-0.11
	22.5		0.95	0.07	0.23		0.04	0.00	0.01		0.08	-0.03	-0.09
	27.5		0.69	0.04	0.14		0.03	0.00	0.00		0.04	-0.01	-0.07
2	2.5	876	4.28	2.75	2.51	1.25	0.37	0.63	0.39	10.53	3.93	0.94	1.18
	7.5		3.19	0.86	1.33		0.20	0.09	0.13		1.18	-0.27	-0.16
	12.5		2.02	0.27	0.61		0.08	0.01	0.04		0.33	-0.10	-0.25
	17.5		1.29	0.10	0.31		0.04	0.00	0.01		0.12	-0.04	-0.19
	22.5		0.87	0.05	0.17		0.03	0.00	0.00		0.06	0.00	-0.14
	27.5		0.61	0.02	0.10		0.01	0.00	0.00		0.02	0.00	-0.10
3	2.5	800	3.92	2.70	2.34	1.11	0.32	0.66	0.38	7.20	2.68	0.64	1.01
	7.5		3.05	1.01	1.40		0.24	0.06	0.13		1.24	-0.19	-0.01
	12.5		2.04	0.36	0.71		0.10	0.04	0.05		0.40	-0.11	-0.17
	17.5		1.37	0.15	0.38		0.05	0.01	0.02		0.17	-0.06	-0.16
	22.5		0.94	0.06	0.21		0.02	0.00	0.01		0.07	-0.03	-0.12
	27.5		0.68	0.04	0.13		0.01	0.00	0.00		0.04	0.00	-0.09
4	5	7.27	3.54	1.99	2.00	1.21	0.34	0.47	0.34	11.14	2.98	-0.16	0.73
	15		2.62	2.28	0.92		0.16	0.06	0.09		0.84	-0.28	-0.27
	25		1.67	0.12	0.40		0.06	0.02	0.03		0.22	-0.08	-0.20
	35		1.08	0.04	0.19		0.03	0.00	0.00		0.12	-0.04	-0.13
	45		0.73	0.02	0.09		0.03	0.00	0.00		0.04	0.00	-0.08
	55		0.53	0.01	0.06		0.00	0.00	0.00		0.02	0.00	-0.06
5	5	6.97	3.43	2.44	2.06	0.85	0.25	0.55	0.29	2.89	1.08	0.26	0.45
	15		2.74	1.00	1.30		0.16	0.12	0.12		0.50	-0.07	0.03
	25		1.89	0.39	0.71		0.09	0.03	0.04		0.20	-0.06	-0.06
	35		1.30	0.17	0.39		0.04	0.01	0.01		0.09	-0.03	-0.07
	45		0.91	0.08	0.23		0.03	0.00	0.00		0.05	-0.02	-0.06
	55		0.67	0.04	0.14		0.01	0.00	0.00		0.02	-0.01	-0.04
6	5	2.98	1.45	0.76	0.79	0.93	0.25	0.29	0.25	5.14	1.38	-0.09	0.25
	15		1.05	0.16	0.34		0.11	0.04	0.04		0.28	-0.10	-0.13
	25		0.70	0.04	0.15		0.04	0.02	0.02		0.10	-0.04	-0.09
	35		0.47	0.02	0.08		0.04	0.00	0.00		0.03	-0.01	-0.05
	45		0.33	0.01	0.04		0.02	0.00	0.00		0.01	-0.01	-0.03
	55		0.24	0.00	0.02		0.00	0.00	0.00		0.01	0.00	-0.02

Tabla 4.14 Cálculo de los esfuerzos desviadores (bajo el centro).

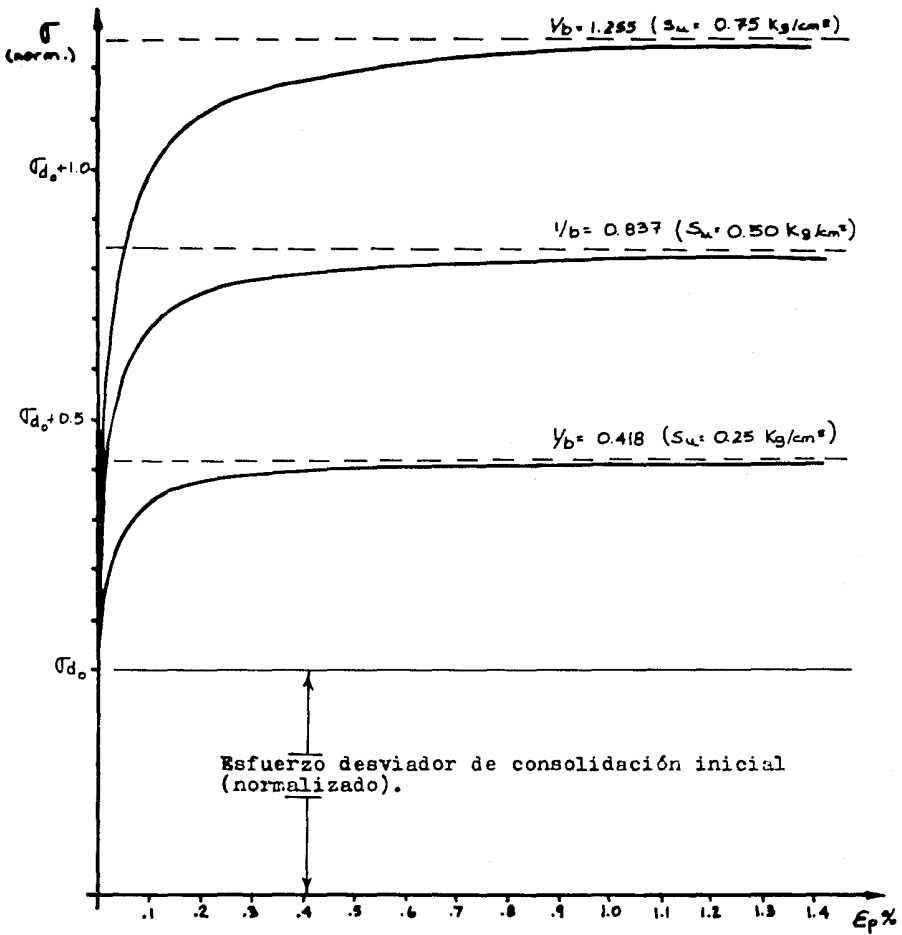
Edif.	Prof. (m)	Condición estática			Condición dinámica			Onda	Total			
		σ_v^e (τ/m^2)	σ_H^e (τ/m^2)	σ_d^e (τ/m^2)	$\Delta\sigma_v^d$ (τ/m^2)	$\Delta\sigma_H^d$ (τ/m^2)	τ^d (τ/m^2)		$\pm T^s$ (τ/m^2)	σ_v (τ/m^2)	σ_H (τ/m^2)	τ_{max} (τ/m^2)
1	3.60	10.74	6.33	4.41	0.49	0.62	-0.57	0.28	11.23	6.95	0.85	4.61
	8.60	15.03	9.26	5.77	0.20	0.05	-0.63	0.62	15.23	9.31	1.25	6.48
	13.60	19.43	14.05	5.38	0.08	0.01	-0.34	0.85	19.51	14.06	1.19	5.95
	18.60	24.42	19.36	5.06	0.04	0.00	-0.20	0.94	24.46	19.96	1.14	5.59
	23.60	29.87	24.80	5.07	0.03	0.00	-0.14	1.05	29.90	24.80	1.19	5.63
	28.60	35.90	30.45	5.45	0.01	0.00	-0.09	1.13	35.91	30.45	1.22	5.98
2	4.0	12.58	6.31	6.27	0.60	0.53	-1.87	0.30	13.18	6.84	2.17	7.68
	9.0	15.93	9.52	6.41	0.18	0.03	-1.05	0.65	16.11	9.55	1.70	7.39
	14.0	20.24	14.49	5.75	0.06	0.00	-0.51	0.86	20.30	14.49	1.37	6.42
	19.0	25.25	19.79	5.46	0.03	0.00	-0.27	0.95	25.28	19.79	1.22	6.01
	24.0	30.59	25.24	5.35	0.01	0.00	-0.17	1.03	30.60	25.24	1.20	5.87
	29.0	36.62	30.91	5.71	0.01	0.00	-0.12	1.14	36.63	30.91	1.26	6.25
3	3.60	11.76	6.42	5.34	0.57	0.65	-1.04	0.28	12.33	7.07	1.32	5.89
	8.60	14.92	9.19	5.73	0.21	0.05	-0.89	0.62	15.13	9.24	1.51	6.62
	13.60	19.35	14.05	5.30	0.07	0.01	-0.47	0.85	19.42	14.06	1.32	5.97
	18.60	24.46	19.35	5.11	0.04	0.00	-0.26	0.94	24.50	19.35	1.20	5.68
	23.60	29.84	24.80	5.04	0.01	0.00	-0.17	1.05	29.85	24.80	1.22	5.61
	28.60	35.91	30.45	5.46	0.01	0.00	-0.12	1.13	35.92	30.45	1.25	6.01
4	8.85	17.09	10.50	6.59	0.50	0.28	-2.03	0.64	17.59	10.78	2.67	8.65
	18.85	26.02	20.67	5.45	0.12	0.01	-0.71	0.94	26.14	22.58	1.65	4.85
	28.85	36.90	30.73	6.17	0.03	0.00	-0.30	1.14	36.93	30.73	1.44	6.84
	38.85	49.17	42.19	6.98	0.03	0.00	-0.16	1.56	49.20	42.19	1.72	7.81
	48.85	61.78	53.69	8.09	0.01	0.00	-0.09	1.98	61.79	53.69	2.07	9.10
	5	7.60	15.87	10.76	5.11	0.46	0.58	-0.17	0.55	16.33	11.34	0.72
17.60		25.66	18.87	6.79	0.19	0.06	-0.36	0.95	25.85	18.93	1.31	7.40
27.60		36.02	29.43	6.59	0.07	0.01	-0.20	1.11	36.09	29.44	1.31	7.15
37.60		48.00	40.80	7.20	0.03	0.00	-0.12	1.51	48.03	40.80	1.63	7.93
47.60		60.44	52.27	8.17	0.01	0.00	-0.09	1.93	60.45	52.27	2.02	9.12
6		8.00	12.17	10.12	2.05	0.60	0.18	-0.82	0.58	12.77	10.30	1.40
	18.00	22.90	18.61	4.29	0.07	0.02	-0.24	0.94	22.97	18.63	1.18	4.94
	28.00	34.67	29.72	4.95	0.04	0.00	-0.11	1.12	34.71	29.72	1.23	5.56
	38.00	47.40	41.21	6.19	0.00	0.00	-0.05	1.52	47.40	41.21	1.57	6.94
	48.00	60.24	52.70	7.54	0.00	0.00	-0.03	1.95	60.24	52.70	1.98	8.52

$$\sigma^e = \sigma^o + \sigma^r, \quad \Delta\sigma^d = \Delta\sigma^i, \quad \tau^d = \tau^i + \tau^s$$

Tabla 4.15 Cálculo de los esfuerzos desviadores (bajo el borde).

Edif.	Prof. (m)	Condición estática				Cond. dinámica			Onda	Totales			
		σ_v^e (τ/m^2)	σ_H^e (τ/m^2)	τ^e (τ/m^2)	σ_d^e (τ/m^2)	$\Delta\sigma_v^d$ (τ/m^2)	$\Delta\sigma_H^d$ (τ/m^2)	τ^d (τ/m^2)		$\pm\tau^s$ (τ/m^2)	σ_v (τ/m^2)	σ_H (τ/m^2)	τ (τ/m^2)
1	3.60	7.59	5.04	1.97	4.69	2.06	1.03	1.07	0.28	9.65	6.07	3.32	7.54
	8.60	13.02	9.18	1.28	4.62	1.02	0.01	0.17	0.62	14.04	9.19	2.60	7.11
	13.60	18.24	14.09	0.71	4.39	0.44	-0.06	-0.06	0.85	18.68	14.03	1.50	5.53
	18.60	23.65	19.38	0.39	4.34	0.19	-0.03	-0.08	0.94	23.84	19.35	1.25	5.14
	23.60	29.27	24.78	0.23	4.51	0.12	-0.03	-0.08	1.05	29.39	24.75	1.20	5.22
28.60	35.37	30.43	0.14	4.95	0.07	-0.01	-0.07	1.13	35.44	30.42	1.20	5.56	
2	4.00	9.08	5.90	2.51	5.94	4.30	1.57	1.37	0.20	13.38	7.47	4.38	10.57
	9.00	13.99	9.51	1.33	5.21	1.38	-0.18	-0.03	0.65	15.37	9.33	1.95	7.19
	14.00	18.82	14.42	0.61	4.57	0.41	-0.09	-0.21	0.86	19.23	14.33	1.26	5.51
	19.00	24.09	19.75	0.31	4.38	0.16	-0.04	-0.18	0.95	24.25	19.71	1.08	5.03
	24.00	29.67	25.20	0.17	4.48	0.09	0.00	-0.14	1.03	29.76	25.20	1.06	5.03
29.00	35.81	30.87	0.10	4.94	0.03	0.00	-0.10	1.14	35.84	30.87	1.14	5.47	
3	3.60	8.24	5.41	2.34	5.47	3.00	1.30	1.39	0.28	11.24	6.71	4.01	9.21
	8.60	13.37	9.22	1.40	5.01	1.48	-0.13	0.12	0.62	14.85	9.09	2.14	7.18
	13.60	18.36	14.07	0.71	4.52	0.50	-0.07	-0.12	0.85	18.86	14.00	1.44	5.65
	18.60	23.64	19.36	0.38	4.40	0.22	-0.05	-0.14	0.94	23.91	19.31	1.18	5.17
	23.60	29.24	24.77	0.21	4.51	0.09	-0.03	-0.11	1.05	29.35	24.74	1.15	5.15
28.60	35.36	30.43	0.13	4.94	0.05	0.00	-0.09	1.13	35.41	30.43	1.17	5.50	
4	8.85	14.16	10.48	2.00	5.44	3.32	0.31	1.07	0.64	17.48	10.79	3.71	9.99
	18.85	25.24	21.77	0.92	3.93	1.00	-0.22	-0.18	0.94	26.24	21.55	1.68	5.77
	28.85	36.68	30.80	0.40	5.93	0.28	-0.06	-0.17	1.14	36.96	30.74	1.37	6.80
	38.85	49.09	42.22	0.19	6.88	0.15	-0.04	-0.13	1.36	49.24	42.18	1.62	7.77
	48.85	61.74	53.70	0.09	8.04	0.07	0.00	-0.08	1.48	61.81	53.70	1.99	9.03
5	7.60	12.55	9.55	2.06	5.10	1.33	0.81	0.74	0.55	13.88	10.36	3.35	7.57
	17.60	23.86	19.11	1.30	5.42	0.66	0.05	0.15	0.95	24.52	19.16	2.40	7.20
	27.60	35.27	29.63	0.71	5.82	0.29	-0.03	-0.02	1.11	35.56	29.60	1.80	6.96
	37.60	47.68	40.91	0.39	6.81	0.13	-0.02	-0.06	1.51	47.81	40.89	1.84	7.84
	47.60	60.29	52.32	0.23	7.98	0.08	-0.02	-0.06	1.93	60.37	52.30	2.10	9.10
6	8.00	11.05	8.31	0.79	3.16	1.63	0.20	0.50	0.58	12.68	8.51	1.87	5.40
	18.00	22.65	18.71	0.34	4.00	0.39	-0.06	-0.09	0.94	23.04	18.45	1.19	4.99
	28.00	34.60	29.74	0.15	4.87	0.14	-0.02	-0.07	1.12	34.46	29.72	1.20	5.31
	38.00	47.37	41.22	0.08	6.15	0.07	-0.01	-0.05	1.52	47.44	41.21	1.55	6.96
	48.00	60.23	52.71	0.04	7.52	0.03	-0.01	-0.03	1.95	60.26	52.70	1.96	8.52

$$\sigma^e = \sigma^o + \sigma^d, \quad \Delta\sigma^d = \Delta\sigma^v + \Delta\sigma^H, \quad \tau^d = \tau^v + \tau^H + \tau^s$$



$$\epsilon_p = \frac{a\sigma}{1-b\sigma}$$

Para consolidación anisotrópica: $\begin{cases} a = 0.00031/2S_u \\ b = 1.195/2S_u \end{cases}$

Fig 4.7 Modelo hiperbólico para la deformación permanente (Romo, 1990).

En el caso de las cimentaciones estudiadas únicamente se cuenta con valores S_u obtenidos de pruebas UU (Ver Fig 4.3). Estos valores de S_u son representativos de la resistencia no drenada antes de la consolidación por causa del peso del edificio. Para el caso del sismo de 1985 todos los edificios ya tenían bastante tiempo de construídos y la consolidación del suelo bajo la cimentación había tenido la oportunidad de ocurrir.

Como no se cuenta con resultados de pruebas CU para estimar la resistencia del suelo consolidado se recurrió a un estudio estadístico de ángulos de envolvente de falla en pruebas CU realizado por Marsal y Mazari (1959) para las arcillas de la Cd. de México. En la Fig 4.8 se presenta la correlación entre el contenido natural de agua y el ángulo ϕ_{cu} obtenido por los autores mencionados. Para los contenidos de agua del suelo considerado se pueden asignar los siguientes ángulos:

Prof. (m)	ϕ inferior	ϕ medio	ϕ superior
0 - 25	15°	17°	19°
25 - 50	16°	18°	20°

Estos ángulos ϕ_{cu} fueron obtenidos para presiones altas donde no intervienen los efectos de preconsolidación. De hecho si se utiliza ϕ superior las resistencias S_u obtenidas son inferiores a las medidas en las pruebas UU. A pesar de esto se escogió el ϕ superior para la estimación de la resistencia a largo plazo.

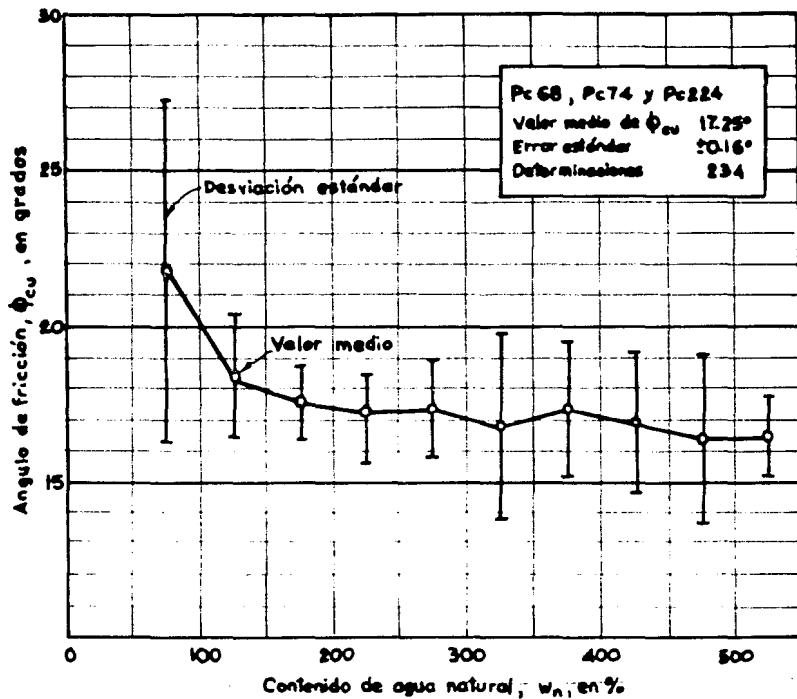


Fig 4.8 Correlación entre el ángulo de fricción en pruebas consolidadas no drenadas y el contenido natural de agua en arcillas de Cd. de México (Marsal y Mazari, 1959).

Con el objeto de aplicar una corrección en la resistencia no drenada por efecto de la consolidación anisotrópica se obtiene la pendiente M_t de las envolventes de falla en el espacio $p' - q$:

$$M_t = 6 \text{ sen } \phi / (3 - \text{sen } \phi)$$

y la resistencia no drenada isotrópica:

$$S_{uI} = -3 MP_o / 2(M - 3)$$

Así se tienen los siguientes valores:

Prof. (m)	ϕ_{cu}	M_t	S_{uI}
0 - 25	19°	0.73	0.48P _o
25 - 50	20°	0.77	0.52P _o

Para tomar en cuenta el efecto de la consolidación anisotrópica en la resistencia se utiliza la expresión (Romo y Ovando, 1988):

$$\frac{S_{uk}}{S_{uI}} = \frac{P'_{ok}}{P'_{oI}} \frac{\exp \left[\frac{\Gamma_k - D}{\lambda_k} \right]}{\exp \left[\frac{\Gamma_I - N}{\lambda_I} \right]}$$

Los parámetros Γ , D , λ son parámetros del estado crítico cuya obtención puede verse detallada en la referencia citada, y P'_{ok} y P'_{oI} son las presiones de consolidación anisotrópica e isotrópica respectivamente. Para los valores de las exponenciales existe muy poca información pero se utilizarán los

presentados por Romo et al (1989) obtenidos en dos pruebas estáticas:

$$\frac{\Gamma_k - 0}{\lambda_k} = -0.559, \quad \frac{\Gamma_I - N}{\lambda_I} = 0.662$$

para $P'_{ok} = P'_{oi}$ se tiene:

$$\frac{S_{uk}}{S_{ui}} = \frac{\exp(-0.559)}{\exp(-0.662)} = 1.11$$

Se obtienen así las siguientes resistencias a utilizar

Prof. (m)	S_{uk}
0 - 25	0.53 P_o
25 - 50	0.58 P_o

El valor de la resistencia S_{uk} depende entonces del esfuerzo P_o de consolidación. Se revisarán dos casos:

- Final de construcción, donde P_o es debido únicamente a los esfuerzos geostáticos. Sin embargo, en este caso se utilizaron los valores de resistencia no drenada de pruebas U.U.
- A largo plazo, donde P_o es debido tanto a los esfuerzos geostáticos como a la sobrecarga del edificio.

En ambos casos las resistencias calculadas aparecen en la Tabla 4.16.

Una vez obtenidas las resistencias se evalúan las

Tabla 4.16 Cálculo de la resistencia Su de acuerdo a los esfuerzos de consolidación.

Edif.	Prof. (m)	Inicio de construcción			Final de consolid. (centro)			Final de consolid. (borda)		
		σ'_v (τ/m^2)	σ'_d (τ/m^2)	S_u (τ/m^2)	σ'_v (τ/m^2)	σ'_d (τ/m^2)	S_u (τ/m^2)	σ'_v (τ/m^2)	σ'_d (τ/m^2)	S_u (τ/m^2)
1	3.60	2.14	1.61	1.13	6.70	4.41	3.55	4.43	4.69	2.35
	8.60	2.81	2.11	1.49	5.08	5.77	2.69	4.23	4.62	2.24
	13.60	3.48	2.61	1.84	4.74	5.38	2.51	4.33	4.39	2.29
	18.60	4.15	3.11	2.20	4.95	5.06	2.62	4.69	4.34	2.49
	23.60	4.81	3.61	2.21	5.39	5.07	2.86	5.17	4.51	2.74
	28.60	5.72	4.29	3.31	6.17	5.45	3.58	5.98	4.95	3.47
2	4.00	2.20	1.65	1.17	6.90	6.27	3.66	5.00	5.94	2.65
	9.00	2.87	2.15	1.52	5.16	6.41	2.73	4.38	5.21	2.32
	14.00	3.53	2.65	1.87	4.91	5.75	2.60	4.36	4.57	2.31
	19.00	4.20	3.15	2.23	5.11	5.46	2.70	4.69	4.38	2.49
	24.00	4.87	3.65	2.58	5.52	5.35	2.93	5.19	4.48	2.75
	29.00	5.80	4.35	3.36	6.21	5.71	3.66	6.75	4.94	3.34
3	3.60	2.14	1.61	1.13	7.10	5.34	3.76	4.81	5.47	2.55
	8.60	2.81	2.11	1.49	5.00	5.73	2.65	4.36	5.01	2.31
	13.60	3.48	2.61	1.84	4.72	5.30	2.50	4.36	4.52	2.31
	18.60	4.15	3.11	2.20	4.95	5.11	2.62	4.69	4.40	2.49
	23.60	4.81	3.61	2.21	5.38	5.04	2.85	5.16	4.51	2.73
	28.60	5.72	4.29	3.31	6.17	5.46	3.58	5.97	4.94	3.46
4	8.85	2.85	2.14	1.51	6.35	6.59	3.37	5.06	5.44	2.68
	18.85	4.18	3.14	2.22	6.04	5.45	3.20	6.50	3.93	3.45
	28.85	5.77	4.33	3.35	6.44	6.17	3.41	6.40	5.93	3.39
	38.85	7.77	5.83	4.50	8.17	6.98	4.74	8.16	6.88	4.73
	48.85	9.77	7.33	4.89	10.04	8.09	5.82	10.03	8.04	5.82
	5	7.60	2.68	2.01	1.42	7.36	5.11	3.90	5.10	5.10
17.60		4.01	3.01	2.13	6.03	6.79	3.20	5.48	5.42	2.90
27.60		5.52	4.14	3.20	6.53	6.59	3.46	6.38	5.82	3.38
37.60		7.52	5.64	4.36	8.10	7.20	4.70	8.06	6.81	4.68
47.60		9.52	7.14	5.52	9.84	8.17	5.74	9.87	7.98	5.73
6		8.00	2.73	2.05	1.45	5.30	2.05	2.81	3.65	3.16
	18.00	4.07	3.05	2.16	4.54	4.29	2.41	4.51	4.00	2.39
	28.00	5.60	4.20	3.25	5.87	4.95	3.11	5.86	4.87	3.11
	38.00	7.60	5.70	4.41	7.77	6.19	4.51	7.77	6.15	4.51
	48.00	9.60	7.20	5.09	9.71	7.54	5.63	9.72	7.52	5.64

Nota: para el cálculo de S_u se supuso $\phi = 19$ a 20°

deformaciones permanentes potenciales mediante la expresión hiperbólica. Los resultados aparecen en las Tablas 4.17 y 4.18.

El acortamiento de cada estrato se obtiene entonces como $AH_i = \epsilon_p * H_i$ donde H_i es el espesor de cada uno de los estratos considerados. El acortamiento total se obtiene por una sumatoria de los AH_i .

De los resultados obtenidos puede verse que para el final de la construcción la situación es crítica tanto para los puntos bajo el centro como para los puntos bajo el borde. En los estratos superiores los esfuerzos desviadores normalizados son muy altos y sobrepasan los valores previstos (1/b) del modelo hiperbólico. Esto puede deberse a que los esfuerzos son determinados a través de un comportamiento elástico obteniéndose altos niveles de esfuerzos para los cuales la deformación permanente dada por el modelo hiperbólico se indefine.

Para la condición a largo plazo se observa que para los puntos bajo el centro de la losa las deformaciones no resultan críticas, en cambio, bajo los bordes las deformaciones resultan muy grandes (indefinidas en los estratos superiores). Las deformaciones bajo el centro se mantienen en una magnitud relativamente pequeña (menor de 3cm) aun cuando se utilice una aceleración máxima del terreno de 0.2g.

Tabla 4.16 Deformaciones potenciales bajo el borde.

Edif.	Prof. (m)	Inicio de construcción						Largo plazo					
		S_u (t/m ²)	σ_d^c 25	σ_d^T 25	$\Delta\sigma_d$ 25	ϵ_p (%)	ΔH (cm)	S_u (t/m ²)	σ_d^c 25	σ_d^T 25	$\Delta\sigma_d$ 25	ϵ_p (%)	ΔH (cm)
1	3.60	2.5	0.32	1.51	1.19	∞	∞	2.5	0.94	1.51	0.57	∞	∞
	8.60	2.5	0.42	1.42	1.00	∞	∞	2.5	0.92	1.42	0.50	∞	∞
	13.60	2.5	0.52	1.11	0.59	∞	∞	2.5	0.88	1.11	0.23	0.032	0.158
	18.60	2.5	0.62	1.03	0.41	1.265	6.323	2.5	0.87	1.03	0.16	0.016	0.080
	23.60	5.0	0.36	0.52	0.16	0.006	0.031	2.7	0.84	0.97	0.13	0.010	0.052
	28.60	5.0	0.43	0.56	0.13	0.005	0.024	3.5	0.71	0.79	0.08	0.004	0.021
2	4.00	2.5	0.33	2.11	1.78	∞	∞	2.7	1.10	1.96	0.86	∞	∞
	9.00	2.5	0.43	1.44	1.01	∞	∞	2.5	1.04	1.44	0.40	0.564	2.818
	14.00	2.5	0.53	1.10	0.57	∞	∞	2.5	0.91	1.10	0.19	0.022	0.108
	19.00	2.5	0.63	1.01	0.38	0.257	1.283	2.5	0.88	1.01	0.13	0.012	0.058
	24.00	5.0	0.37	0.50	0.13	0.005	0.024	2.7	0.83	0.93	0.10	0.007	0.037
	29.00	5.0	0.44	0.55	0.11	0.004	0.020	3.3	0.75	0.86	0.11	0.006	0.032
3	3.60	2.5	0.32	1.84	1.52	∞	∞	2.6	1.05	1.77	0.72	∞	∞
	8.60	2.5	0.42	1.44	1.02	∞	∞	2.5	1.00	1.44	0.44	∞	∞
	13.60	2.5	0.52	1.13	0.61	∞	∞	2.5	0.90	1.13	0.23	0.032	0.158
	18.60	2.5	0.62	1.03	0.41	1.265	6.323	2.5	0.88	1.03	0.15	0.014	0.072
	23.60	5.0	0.36	0.52	0.16	0.006	0.031	2.7	0.84	0.95	0.11	0.008	0.042
	28.60	5.0	0.43	0.55	0.12	0.004	0.022	3.5	0.71	0.79	0.08	0.004	0.021
4	8.85	2.5	0.43	2.00	1.57	∞	∞	2.7	1.01	1.85	0.84	∞	∞
	18.85	2.5	0.63	1.15	0.52	∞	∞	3.5	0.56	0.82	0.26	0.021	0.207
	28.85	5.0	0.43	0.68	0.25	0.011	0.111	3.4	0.87	1.00	0.13	0.008	0.077
	38.85	5.0	0.53	0.78	0.20	0.008	0.081	4.7	0.73	0.83	0.10	0.004	0.038
	48.85	7.5	0.49	0.60	0.11	0.002	0.025	5.8	0.69	0.78	0.09	0.003	0.027
	5	7.60	2.5	0.40	1.51	1.11	∞	∞	2.7	0.94	1.40	0.46	∞
17.60		2.5	0.60	1.44	0.84	∞	∞	2.9	0.93	1.24	0.31	0.046	0.459
27.60		5.0	0.41	0.70	0.29	0.014	0.138	3.4	0.86	1.02	0.16	0.010	0.101
37.60		5.0	0.56	0.78	0.22	0.009	0.093	4.7	0.72	0.83	0.11	0.004	0.042
47.60		7.5	0.48	0.61	0.13	0.003	0.030	5.7	0.70	0.79	0.09	0.003	0.027
6		8.00	2.5	0.41	1.12	0.71	∞	∞	2.5	0.63	1.12	0.49	∞
	18.00	2.5	0.61	1.00	0.39	0.356	3.561	2.5	0.80	1.00	0.20	0.024	0.238
	28.00	5.0	0.42	0.53	0.11	0.004	0.039	3.1	0.78	0.86	0.08	0.005	0.047
	38.00	5.0	0.57	0.69	0.12	0.004	0.043	4.5	0.68	0.77	0.09	0.004	0.035
	48.00	7.5	0.48	0.57	0.09	0.002	0.020	5.4	0.67	0.76	0.09	0.003	0.028

Es difícil estimar si la magnitud de los asentamientos resultantes bajo el centro concuerda con la realidad ya que no se cuenta con datos exactos del asentamiento dinámico bajo el centro. Además, es posible que durante el sismo se generara una alta presión de poro (debido a los altos esfuerzos presentes) que al disiparse contribuyera en la magnitud de los asentamientos totales registrados. De la inclinación de los edificios puede verse que los asentamientos en los bordes fueron excesivos en la realidad.

La experiencia al tratar de utilizar la expresión hiperbólica es que las deformaciones o tienden a ser muy pequeñas (menores de 0.1%) cuando los esfuerzos desviadores son menores de $2S_u$ o tienden a indefinirse para niveles de esfuerzos superiores al mencionado. Como resultado se tiene que para altos niveles de esfuerzo la expresión hiperbólica no resulta adecuada.

Es importante mencionar que los esfuerzos bajo las cimentaciones se obtuvieron sin considerar la interacción entre los edificios vecinos. Sin embargo, aún para la condición de edificio aislado las deformaciones permanentes son críticas.

A pesar de que los resultados obtenidos no son concluyentes es necesario sugerir como paso adicional a la verificación de la seguridad de la cimentación la evaluación de los niveles de

esfuerzo desviador y de las deformaciones permanentes bajo la cimentación. La norma más elemental es limitar el nivel de esfuerzo desviador a valores menores de $25\sigma_u$ en la totalidad de los puntos bajo la cimentación. Sin embargo surge la duda de qué tan grande debe de ser el volumen de suelo en que se sobrepase el valor de $25\sigma_u$ para que se produzcan grandes asentamientos.

En el presente caso la evaluación de los esfuerzos se realizó por métodos simplificados pero debería llevarse a cabo una investigación con métodos más detallados (Método de Elemento Finito, por ejemplo) que ayuden a calibrar los resultados obtenidos. Además es necesario estimar con mucho cuidado la resistencia no drenada ya que influye bastante en la relación hiperbólica. Debe tenerse en cuenta que el efecto de preconsolidación en la deformación permanente por carga cíclica no ha sido considerado en las investigaciones de Romo (1989).

Cordary y Nancey, (1987) indican en su trabajo la manera en que podrían cuantificarse las deformaciones utilizando un modelo de bloque rígido, sin embargo su aplicación práctica se complica un poco especialmente al momento de idealizar el acelerograma como una serie de impulsos de forma regular.

Pecker y Salençon (1991) también indican en su artículo la manera en que se puede estimar el desplazamiento, para lo cual se cuenta con un programa de computadora pero no proporcionan detalles.

4.5 CAPACIDAD DE CARGA DESPUES DEL SISMO.

Como se estableció en el capítulo 2 una de las condiciones críticas para la capacidad de carga se tiene inmediatamente después del sismo. Esto porque una vez terminado el sismo no se cuenta con el aumento de resistencia por efecto dinámico, sino que se tiene una pérdida de resistencia debida a la degradación que causan los ciclos de carga. Ya se ha mencionado la manera de cuantificar en el laboratorio esta pérdida de resistencia ya sea en función del nivel de esfuerzo alcanzado durante los ciclos (Díaz Rodríguez, 1989) o en función de la deformación permanente (Pérez García, 1988).

Díaz Rodríguez (1989) indica que para la arcilla de ciudad de México se tiene una pérdida de resistencia del orden del 8% de la resistencia estática no drenada ($2S_u$) siempre y cuando no se sobrepase el umbral de esfuerzos del 83% de $2S_u$ durante la carga cíclica.

Como se vió en la sección anterior los esfuerzos máximos superaron en mucho la resistencia no drenada estática ($2S_u$) por lo que la pérdida de resistencia podría ser mucho mayor que el 8%, sin embargo no se puede indicar la magnitud. Por otra parte Romo (1990) propone estimar la resistencia postcíclica en función de la presión de poro permanente a través de la expresión 2.5. Para esto es necesario contar con una estimación

de la presión de poro generada por el sismo. Una manera de hacer esta estimación es a través de una expresión de tipo hiperbólico como la presentada en la Fig 2.13. Tal expresión relaciona los esfuerzos desviadores normalizada con la presión de poro permanente, sin embargo, debido a los pocos resultados obtenidos no se cuenta con los parámetros a y b del modelo lo cual impide realizar algún cálculo.

No obstante la posibilidad anterior es necesario mencionar que los altos niveles de esfuerzo a que está sometido el suelo (en los 6 casos de cimentaciones estudiadas) podrían sobrepasar el umbral indicado ($2S_u$) y las presiones de poro generadas serían muy altas. Así los resultados de presión de poro calculados por la expresión hiperbólica podrían indefinirse (de igual forma que ocurrió con las deformaciones permanentes).

Además, como ya se comentó en la sección 2.3.4, la relación entre la presión de poro permanente y la resistencia postcíclica todavía no es clara. La expresión 2.5 para el cálculo de la resistencia postcíclica tiene como restricción que es sólo aplicable cuando la presión de poro es pequeña.

En general no es posible hacer una estimación de la pérdida de resistencia debido a que no se cuenta con la información necesaria aunque sea sólo para una estimación burda. Es necesario realizar mayor investigación al respecto.

Puede decirse entonces que si algunos de los edificios no cumplían con las normas en condiciones estáticas menos las cumplirán si se reduce la resistencia no drenada en más de 8%. Sin embargo en ninguno de los edificios se observó que ocurriera una falla general en los instantes posteriores al sismo.

Debe recordarse que posiblemente el fenómeno de la tixotropía (propio de arcillas de Cd. de México) produzca a corto plazo la recuperación de una parte de la resistencia perdida. A más largo plazo se produce una reconsolidación al disiparse la presión de poro generada por el sismo produciendo una mejora en la resistencia y asentamientos.

Es importante mencionar que la presión de poro permanente obtenida por el modelo hiperbólico (Fig 2.13) podría utilizarse para estimar asentamientos por "reconsolidación". Por ejemplo, en los seis casos de cimentaciones estudiadas los esfuerzos sobrepasan el doble de la resistencia estática no drenada, por lo cual se generarán grandes presiones de poro (según el modelo hiperbólico) y se tendrán grandes asentamientos por "reconsolidación".

Si pudiera calcularse la capacidad de carga postsismo debe incluirse el desplome sufrido por la mayoría de edificios que se traduce en una excentricidad más y hace más crítica la capacidad de carga postsísmica.

4.6 RECOMENDACIONES PARA LA VERIFICACION DE LA SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Después de haber estudiado: 1. la resistencia de un suelo durante y después de un sismo, 2. algunas metodologías que existen para el cálculo de la capacidad de carga en condiciones sísmicas y 3. la aplicación práctica de los dos puntos anteriores al estudio de las condiciones de seguridad de las cimentaciones de algunos edificios de la ciudad de México, se pueden dar algunas recomendaciones prácticas para la revisión de las condiciones de seguridad de cimentaciones superficiales.

Como ya se ha comentado se tienen 3 casos críticos en la capacidad de carga de cimentaciones sobre arcilla blanda:

1. Condición estática antes del sismo (a corto plazo).
2. Condición dinámica durante el sismo y
3. Condición estática inmediatamente después del sismo.

Debe revisarse por separado las condiciones de seguridad por capacidad de carga de cada uno de estos casos.

4.6.1 CONDICION ESTATICA ANTES DEL SISMO.

Dentro de la capacidad de carga en condición estática, antes del sismo la condición a corto plazo es la más crítica. El análisis debe llevarse a cabo entonces utilizando la resistencia no drenada obtenida mediante una prueba triaxial no consolidada no drenada ($2S_u$).

El método de análisis que se puede utilizar es el indicado por las NTCDDC con los factores de carga y de resistencia allí especificados.

4.6.2 CONDICION DINAMICA DURANTE EL SISMO.

En el cálculo de la capacidad de carga en condiciones sísmicas se debe utilizar la resistencia no drenada dinámica (S_{ud}). Esta resistencia está afectada por la velocidad de carga y el efecto cíclico y puede obtenerse en pruebas triaxiales cíclicas. Las investigaciones de Romo (1990) en la arcilla de Cd. de México indican que para condiciones representativas de los sismos (50 ciclos de carga a una frecuencia de 1 Hz) se tiene que:

$$1.2 S_u < S_{ud} < 1.4 S_u$$

por lo que podría usarse conservadoramente $S_{ud} = 1.2 S_u$. Si se cuenta con la envolvente de falla en condiciones estáticas M_o de pruebas consolidadas no drenadas (espacio q,p) pueden utilizarse las expresiones 2.2.

Por otra parte se debe incluir en el análisis las fuerzas de inercia que se generan en la masa de suelo por efecto del paso de las ondas sísmicas. Una manera sencilla de incluir este efecto es mediante el coeficiente

$$\left(1 - \frac{0.195 K \gamma b}{c} \frac{F_c}{F_R} \right)$$

aplicado a la expresión de capacidad de carga sugerida por las NTCDDC. El significado de los símbolos es:

$K = a/g$ donde a es la máxima aceleración del suelo y g es la aceleración de la gravedad. Las normas NTCDS recomiendan un valor de K igual a un cuarto del coeficiente sísmico.

γ = peso volumétrico total.

c = resistencia no drenada dinámica (S_{ud}).

F_c = factor de carga (1.1 en este caso).

F_R = factor de resistencia (0.6 en este caso).

b = parámetro que debe ser considerado como el mínimo de los 3 siguientes:

- 1) B' ancho reducido de la cimentación.
- 2) $1.2 H$ donde H es la distancia entre el nivel de desplante y la capa dura que limita el estrato.
- 3) 20m que es la profundidad para la cual los desplazamientos por ondas de corte verticales son teóricamente nulas (Para velocidades de onda de corte típicas entre 60 y 100 m/s).

El coeficiente de reducción mencionado fue obtenido utilizando una superficie específica de falla por lo cual debe tenerse cuidado para grandes inclinaciones (mayores de 15°) y grandes excentricidades (mayores de $B/6$) donde el patrón de la superficie puede variar totalmente.

El aumento de la resistencia por efecto dinámico y la consideración de fuerzas de inercia en la masa de suelo son dos factores que tienen efectos contrarios sobre la capacidad de carga: mientras las fuerzas de inercia disminuyen el factor de seguridad calculado, la resistencia dinámica lo incrementa. Como se vió en el capítulo 4 para edificios típicos de la Ciudad de México el cambio en la capacidad de carga al considerar resistencia dinámica y fuerzas de inercia con respecto al caso de no considerarlos no pasa de $\pm 10\%$ excepto cuando el ancho de la cimentación es mayor de 15m.

Se puede realizar una comprobación de las condiciones de seguridad de la cimentación ante cargas sísmicas utilizando la metodología de Pecker y Salençon que para los casos estudiados resultó ser más exigente. Es recomendable especialmente en los casos en que las inclinaciones o excentricidades sean grandes.

En las seis cimentaciones estudiadas se notó que es de gran importancia estimar la magnitud de los esfuerzos que se generan bajo la cimentación. Cuando no se cuente con otras herramientas más precisas que la fórmula de la escuadría y las distribuciones de esfuerzos obtenidas por la teoría de la elasticidad, estas pueden usarse para evaluar el nivel de esfuerzo en puntos críticos bajo la cimentación (por ejemplo bajo el centro y bajo el borde de la cimentación).

Debe comprobarse que los esfuerzos desviadores (por carga sostenida más carga cíclica) no exceden el doble de la resistencia no drenada estática para evitar grandes deformaciones permanentes.

Puede hacerse una estimación de la magnitud de la deformación permanente introduciendo los esfuerzos encontrados en el módulo hiperbólico de Romo (1990) e integrando por estratos en toda la profundidad.

De los resultados obtenidos se observa que en cimentaciones en suelos blandos pueden darse grandes deformaciones permanentes sin que se llegue a formar una superficie de falla como tal. De aquí la importancia de estudiar los niveles de esfuerzos bajo la cimentación aun cuando se cumpla con los requerimientos de capacidad de carga.

4.6.3 CONDICION ESTATICA INMEDIATAMENTE DESPUES DEL SISMO.

La capacidad de carga después del sismo puede ser analizada con los métodos usuales como el indicado en las NTCDECC para el caso antes del sismo. Sin embargo debe considerarse una posible disminución de resistencia no drenada estática. El valor de esta disminución no se tiene todavía bien definida para la arcilla de la Ciudad de México. Puede decirse que si los esfuerzos permanentes más los esfuerzos sísmicos no sobrepasan el 80% de la resistencia no drenada estática ($2S_u$) la disminución de resistencia no será mayor del 10% y la cimentación será segura dentro de las condiciones de seguridad estáticas.

Definitivamente este es uno de los aspectos en que hace falta mayor investigación.

5. CONCLUSIONES

1. En general se definen 3 condiciones críticas en la capacidad de carga de una cimentación

- a. Condición estática antes del sismo
- b. Condición dinámica durante el sismo
- c. Condición estática después del sismo

La capacidad de carga en condición estática antes del sismo, puede ser analizada con los métodos usuales utilizando una resistencia no drenada obtenida en pruebas triaxiales estáticas.

La capacidad de carga durante el sismo es un problema mucho más complejo que el anterior debido a factores como:

- a. Condición cíclica y aleatoria de las solicitaciones.
- b. Resistencia del suelo variable de acuerdo a la velocidad de aplicación de la carga, número y amplitud de los ciclos de carga, trayectoria de esfuerzos, etc.
- c. Aparición de fuerzas de inercia horizontales en la superestructura y la masa de suelo.

Por esto, las soluciones prácticas propuestas al problema de la capacidad de carga en condiciones sísmicas están basadas en muchas simplificaciones. Sin embargo, debe usarse una resistencia no drenada obtenida en condiciones dinámicas y algún método de análisis que considere la fuerza de inercia en la masa de suelo.

La capacidad de carga en condiciones estáticas inmediatamente después del sismo puede analizarse en igual forma que el punto a con la variante de que la resistencia no drenada estática sufre decrementos por efecto de la carga cíclica.

2. La resistencia dinámica no drenada de un suelo blando depende principalmente de la velocidad de carga y de la magnitud de los ciclos de carga y descarga. La resistencia no drenada aumenta con la velocidad de carga y a la vez disminuye con la aplicación de ciclos de carga. El que la conjugación de estos dos factores produzca un aumento o disminución neta de la resistencia depende de factores como: la magnitud de los esfuerzos sostenidos y cíclicos, si hay cambio en el sentido del esfuerzo de corte cíclico, número de ciclos y frecuencia de carga. Para arcillas del valle de México y condiciones de prueba semejantes a las que ocurren durante un sismo (número de ciclos de 50 y frecuencia de 1cps) la resistencia a la falla dinámica no drenada varía entre 1.20 y 1.40 veces la resistencia no drenada estática.

3. Un aspecto muy relacionado con la falla es la deformación permanente generada durante un sismo. Este tipo de deformación está relacionada con la magnitud de los esfuerzos cíclicos y sostenidos y con el número de ciclos de carga. Para arcillas del valle de México y condiciones de prueba representativas de un sismo se tiene que las deformaciones permanentes son despreciables cuando el nivel de esfuerzo total está por debajo

del 120% de la resistencia no drenada estática $2S_u$ (en condiciones de consolidación anisotrópica).

4. La resistencia inmediatamente después de la carga cíclica sufre una disminución de cuya magnitud y origen no hay todavía un acuerdo. El razonamiento más convincente es que esta disminución depende de la degradación del suelo durante la carga cíclica y esta puede ser medida en función de la deformación permanente. Para arcilla del valle de México y las condiciones de prueba ya mencionadas se tiene que no se sufrirá una reducción mayor del 10% siempre y cuando el nivel de esfuerzos no sobrepase el 80% de la resistencia no drenada $2S_u$. Definitivamente uno de los aspectos en donde hace falta mayor investigación es en la definición clara de la pérdida de resistencia postcíclica de acuerdo al nivel de esfuerzo (y deformación permanente) alcanzado.

5. En el análisis de la capacidad de carga en condiciones sísmicas es necesario tomar en cuenta el efecto de las fuerzas de inercia que aparecen en la masa de suelo por efecto del paso de las ondas sísmicas. Se estudiaron dos formas de considerar estas en el análisis: a) mediante un factor de corrección (obtenido por análisis de equilibrio límite para una superficie de falla supuesta) que produce un decremento en la máxima carga vertical que puede soportar la cimentación (calculada por los métodos usuales) y b) mediante un nuevo enfoque que utiliza

la teoría de la plasticidad para definir un dominio de cargas (vertical, lateral y momento) dentro del cual el sistema es estable. En el segundo enfoque se consideran superficies de falla más apegadas a la realidad y se supera el concepto de ancho reducido, sin embargo siempre presenta simplificaciones como consideración seudoestática de las acciones, resistencia al corte uniforme, longitud de cimiento infinita, sobrecarga nula, etc. Además la complejidad matemática del enfoque b hace que los resultados se presenten en forma gráfica. Los resultados proporcionados por ambos métodos son de diferente tipo: en b) se obtiene una carga lateral máxima resistente para una carga vertical constante, mientras que en a) se obtiene una carga vertical máxima resistente dada una carga lateral constante. Por esto sus resultados difícilmente pueden compararse directamente.

6. La aplicación práctica de los conceptos estudiados se realizó mediante la estimación de las condiciones de seguridad ante el estado límite de falla (por capacidad de carga) de seis edificios que se inclinaron y asentaron apreciablemente durante el sismo de 1985. Esta estimación se realizó mediante las herramientas más sencillas que puede usar el ingeniero en el momento de diseño (análisis seudoestático tanto de la superestructura como de la cimentación, acciones indicadas en el RCDF, distribución elástica de los esfuerzos) con miras a obtener resultados prácticos. Lo que se obtiene al final es una estimación de los niveles de seguridad de acuerdo al RCDF y no un estudio del comportamiento exacto del edificio.

7. Todos los edificios estudiados en su condición más crítica (cajón inundado) no cumplen las condiciones de seguridad de las NTCDDC en capacidad de carga estática (excepto la Escuela 159). En esas condiciones los factores de seguridad de tales edificios son menores o iguales a 2.

8. Las capacidades de carga estática calculadas por las expresiones de Vesic, NTCDDC y Cordary son muy semejantes.

9. Todos los edificios estudiados considerando resistencia no drenada dinámica y el efecto de la inercia en la masa de suelo (con el cajón inundado) no cumplen las NTCDDC en capacidad de carga dinámica (excepto la Escuela 159). En las mismas condiciones los factores de seguridad son menores de 3 (excepto en la Escuela 159) y en los casos más críticos (edificios de la calle Mérida) menores de 2.

10. La diferencia entre los resultados de los NTCDDC y de Cordary no es muy grande. La diferencia en la capacidad de carga obtenida utilizando resistencia dinámica y efecto de inercia en el suelo con respecto a la obtenida utilizando la resistencia estática y sin el efecto de la inercia no es mayor del 10%, excepto cuando el ancho de la cimentación es grande ($B > 15m$) en cuyo caso la capacidad de carga disminuye notablemente.

Si se utiliza el concepto de factor de seguridad (sin factor de carga y resistencia) el efecto que se da al utilizar

resistencia dinámica y fuerza de inercia sobre el suelo con respecto a no utilizarlos es un aumento en el factor de seguridad que no es mayor del 10%. Sin embargo, cuando el ancho de cimentación es grande ($B > 15m$) se produce una disminución del factor de seguridad. Queda claro que el hecho de que la capacidad de carga disminuya cuando el ancho es grande puede deberse a la consideración de una aceleración de inercia uniforme en todo el bloque de suelo.

El considerar la aceleración máxima en la superficie del terreno como representativa de las aceleraciones en la masa de suelo potencialmente deslizante resulta conservador debido a que las aceleraciones máximas disminuyen con la profundidad. Esto es especialmente crítico en la ciudad de México en donde las aceleraciones máximas se amplifican significativamente en las capas más superficiales. Debe investigarse más profundamente en este punto ya que existen herramientas numéricas que podrían ayudar a solventar el problema.

Para ambas modalidades de cálculo (factores de carga y resistencia o factor de seguridad) y para edificios típicos la variación en los resultados no tiende a ser mayor de 10%, sin embargo, se recomienda siempre utilizar la resistencia dinámica y la fuerza de inercia en la masa de suelo deslizante, teniendo el debido cuidado cuando el ancho de la cimentación es grande.

Para ambas modalidades de cálculo y para edificios típicos la variación en los resultados no tiende a ser mayor del 10%, sin embargo dado que existen excepciones es mejor realizar el cálculo incluyendo resistencia dinámica y efecto de inercia.

11. Los cálculos realizados con la metodología de Pecker y Salençon para calcular la fuerza lateral máxima dada la carga vertical propia de la cimentación demuestran que ningún edificio (excepto la Escuela 159) tiene la seguridad adecuada ante carga sísmica. Con este método la carga lateral máxima resistente se reduce rápidamente al tener altos esfuerzos verticales o grandes fuerzas de inercia en el bloque de suelo deslizante. Los resultados parecen indicar que este método es más estricto que los anteriores y se recomienda usarlo al revisar las cimentaciones ante carga sísmica.

12. La estimación de los esfuerzos desviadores (sostenidos más cíclicos) en puntos críticos bajo la cimentación indican que en los 6 casos estudiados (incluyendo la Escuela 159 que cumplía con las normas NTCDDC) se sobrepasó el umbral de esfuerzos definido como $2S_u$. Tal hecho pudo provocar grandes deformaciones permanentes durante el sismo así como deformaciones por reconsolidación al disiparse la gran presión de poro generada. Esto puede explicar los grandes asentamientos e inclinaciones que sufrieron las cimentaciones estudiadas a consecuencia del sismo. Además, los resultados demostraron que no necesariamente

un factor de seguridad de 2 en el caso dinámico implica que no se rebasará el umbral de esfuerzos, especialmente de edificios esbeltos. De hecho en la mayor parte de los edificios estudiados no se observó claramente una superficie de falla de corte general, sin embargo las deformaciones permanentes fueron muy evidentes. Por lo anterior, en suelos blandos es necesario revisar siempre que el nivel de esfuerzos desviadores bajo la cimentación no sobrepase el umbral de $2S_u$.

13. En cimentaciones sometidas a altos niveles de esfuerzo es difícil estimar tanto las deformaciones permanentes como la presión de poro dinámica a través de la ecuación hiperbólica, ya que tal ecuación no proporciona resultados adecuados cuando los esfuerzos están en la zona cercana a la asíntota horizontal de la hipérbola.

Además, el umbral de esfuerzos de $2S_u$ es un resultado de laboratorio que no es tan fácil de aplicar a las condiciones del análisis por métodos simplificados ya que no queda claro qué magnitud debe tener la zona en que se rebasa este valor para que se generen grandes asentamientos por deformación permanente (debido a carga cíclica) o por reconsolidación (debido a disipación de la presión de poro generada).

En realidad, para evaluar los desplazamientos permanentes por sismo es necesario incluir este modelo simplificado en un código de elementos finitos, con el cual se realice la integración de las deformaciones potenciales evaluadas a partir de ensayos cíclicos en el laboratorio.

6. REFERENCIAS.

Andersen, K.H., Fool, J.H., Brown, S.F. y Rosenbrand, W.F. (1980)

"Cyclic and static laboratory test on Drammen Clay". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT5, Mayo 1980.

Andersen, K.H., Kleven, A. y Heien, D. (1988)

"Cyclic soil data for design of gravity structures". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 114, No. 5, Mayo 1988.

Andersen, K.H. y Lauritzsen, R. (1988)

"Bearing capacity for foundations with cyclic loads". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 114, No. 5, Mayo 1988.

Andersen, K.H., Dyvik, R., Lauritzsen, R., Heien, D., Harvik, L y Amundsen, T. (1989)

"Model test of gravity platforms. II: Interpretation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 115, No.11, Noviembre 1989.

Auvinet, G. y Mendoza, M. (1986)

"Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la Zona Lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985", Simposio sobre "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", Memoria, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Auvinet, G. y Mendoza, M. (1987)

"Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas", Memoria, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México.

Auvinet, G (1990)

"Análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el Valle de México", Simposio sobre "El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo", Memoria, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.

Auvinet, G. y Rossa, o. (1991)

"Reliability of Foundations on Soft Soils". CERRA-ICASP 6, México D.F.

Auvinet, G. (1991)

"Comunicación personal".

Bazán Zurita, E. y Meli Piralla, R. (1985)

Manual de diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa, México D.F.

Bowles, J. (1988)

"Foundation Analysis and Design" 4th Edition. McGraw-Hill Book Company.

Castro, G. y Christian, J.T. (1976)

"Shear strength of Soil and cyclic loading", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 102, No.6T9, Septiembre 1976.

Cordary, D. y Nancey, A. (1987)

"Charge limite des foundations soumises a des sollicitations sismiques". Comptes-Rendus, Quatrieme Congres International Franco-Polonais de Mecanique des Sols appliquee, Grenoble, Francia.

Costet, J. y Sanglerat, G. (1969)

Cours Practique de Mécanique des Sols. Editorial Dunod, Paris.

Das, B.M. (1983)

"Fundamentals of Soil Dynamics" Elsevier Science Publishing Co.

Díaz Rodríguez, J. y Córdoba Camperos, G. (1986)

"Resistencia de la arcilla de la Ciudad de México bajo cargas cíclicas", Simposio sobre "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos.", Memoria, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Díaz Rodríguez, J.A. (1989)

"Effect of repeated loading on the Strength of México City Clay" Proceeding of the 4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, México City, México, Oct. 1989. Vol. Soil Dynamics and Liquefaction. Edit. A.S. Cakmak e I. Herrera. Computational Mechanics Publications, Southampton Boston.

Dyvik, R., Andersen, K.H., Madshus, C. y Amundsen, T. (1987)
"Model test of gravity platforms. I: Description", Journal
of the Geotechnical Engineering Division, Vol 115, No.11,
Noviembre 1987.

Jaime, A., Jasso, M., y Soto, C (1986)
"Inclinación de un edificio de la Ciudad de México
provocada por los sismos de septiembre, 1985". Memorias del
Simposio Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos. 5 y 6
de septiembre 1986. México D.F. S.M.M.S.

Jaime, A., Romo, M. y Jasso, M. (1987)
"Seismic Induced Settlement in a Building"
VIII PCSMFE, 16 - 21 Agosto 1987, Cartagena
Colombia.

Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1973)
Mecánica de Suelos. Tomo II: Teoría y Aplicación de la
Mecánica de Suelos. Editorial Limusa. México D.F.

Koutsoftas, D. (1978)
"Effect of Cyclic Loads Undrained Strength of Two Marine
Clays". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE,
Vol. 104, No. 6T5, Mayo 1978.

Lefebvre, G. y LeBoeuf, D. (1987)
"Rate effects and cyclic loading of sensitive clays",
Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113
No. 5, Mayo.

Marsal, R.J. y Mazari, M. (1959)
El Subsuelo de la Ciudad de México. Contribución de la UNAM
al 1er Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería
de Cimentaciones. Reeditado para el Congreso Internacional de la
SIMSIC, México, 1969.

Matsui, T., Ohara, H. y Ito, T. (1980)
"Cyclic Stress - Strain History and Shear Characteristics
of Clay", Journal of the Geotechnical Engineering Division,
ASCE, Vol. 106, No. 6T10, Oct.

Matsui, T. y Abe, N. (1981)
"Behaviour of Clay on Cyclic Stress-Strain History".
Proceeding of the Tenth International Conference on Soil
Mechanic and Foundation Engineering, Stockholm, 15-19 June 1981,
Vol. 3 A.A. Balkema Rotterdam.

Meli Piralla, R. (1985)

Diseño Estructural. Editorial Limusa, México D.F.

Meyerhoff, G.G. (1953)

"The Bearing Capacity of Foundations under exccentric and inclined loads." Proc. of the 3rd International Conference in Soil Mechanics, Vol.1.

Meyerhof, G.G. (1963)

"Some recent research on the bearing capacity of foundations". Canadian Geotechnical Journal, Vol.1, No.1, Septiembre 1963.

Newmark, N. (1965)

"Effects of Earthquakes on Dams and Embankments". Geotechnique, Vol. 15, No.2, 1965.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. para Diseño por Sismo (1987) Gaceta Oficial del D.D.F., 5 de noviembre de 1987, México D.F.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (1991). Versión actualizada proporcionada por el Dr. Auvinet.

Okamoto, S. (1973)

"Introducción to Earthquake Engineering", University of Tokio Press, Japón.

Pecker, A. y Salençon, J. (1991)

"Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on clay soils", International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering, Abril 22 - 26, CENAPRED, México D.F.

Pérez García, A. (1988)

"Contribution a l'étude de l'endommagement des argiles. Application au des pieux battus". Tesis doctoral. Ecole Centrale Paris.

Poulos, H.G. y Davis, E.H. (1974)

"Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". John Wiley & Sons, Inc. New York.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987).
Gaceta Oficial del D.D.F., 6 de julio de 1987, México D.F.

Reséndiz, D. y Romo, M. (1972)

"Analysis of Embankment Deformations", Proc. ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Junio 11 - 14, pp. 817-836, Purdue University, Lafayette, EUA.

Richards, R. y Elms, D. (1979)

"Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT4, Abril 1979.

Romo, M., Jaime, A. y Taboada, V. (1989)

"Comportamiento cíclico de la arcilla normalmente consolidada de la Ciudad de México", Informe Interno, 1 de I, UNAM, Proyecto 9501, Octubre 1989, México D.F.

Romo, M. y Ovando, E. (1989)

"Effective strength parameters from CU test", Institute of Engineering Series, No E-59, septiembre.

Romo, M. (1990)

"Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones". Simposio sobre "El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo." Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.

Romo, M. (1991)

"Comunicación personal"

Rosenblueth, E. y Newmark, N. (1976)

"Fundamentos de Ingeniería sísmica" 1a Edición. Editorial Diana. México.

Rosenblueth, E. (1985)

"Verificación de la capacidad de carga de una cimentación bajo sollicitaciones sísmicas." Anexo a los Comentarios sobre cimentaciones. Normas de emergencia, 1985. México D.F.

Salençon, J. (1983)

"Calcul a la rupture et analyse limite". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Salençon, J. (1977)

"Applications of the Theory of Plasticity in Soil Mechanics". John Wiley and Sons.

Sangrey, D., Henkel, D. y Esgrig, M. (1969)

"The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading" Canadian Geotechnical Journal, Vol.6, No.3, Agosto 1969.

Sarma, S. e Iossifelis, I. (1990)

"Seismic bearing capacity factor of shallow strip footings." Géotechnique, Vol.40, No.2

Saxena, S. (1980)

"Bearing Capacity under seismic loading". Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Volumen 3 "Geotechnical Aspects".Sept. 8-13, 1980, Instambul, Turkey.

Shimming, B., Haas, H. y Saxe, H. (1966)

"Study of dynamic and static failure envelopes", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.92, No.SM2, Marzo 1966.

Seed, H.B. (1960)

"Soil strength during earthquakes", Memorias, 2nd. World Conference of Earthquake Engineering, Tokio, Vol.1.

Seed, H.B. y Chan, C.K. (1966)

"Clay Strength under Earthquake Loading conditions." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.92, No. SM2, Marzo 1966.

Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1971)

"Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, Septiembre 1971.

Shikhiev, F.M. y Jakovlev, F.I. (1977)

"Calculation of bearing capacity for the foundations subjected to seismic loads." Proc. Sixth World Conference on Earthquake engineering. Vol.4. Nueva Delhi, Enero 10-14 1977.

Shinohara, T., Tateishi, T. y Kubo, K. (1960)

"Bearing capacity of sandy soils for eccentric and inclined loads and lateral resistance of single piles embedded in sandy soil." Proc. of the Second World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo, Japón. Julio 1960. Vol.1.

Stavnitser, L.R. y Karpenko, V.P. (1975)

"An experimental investigation of seismic effects on the bearing capacity of soils." Proc. 5th European Conference on Earthquake Engineering. Vol.1 Paper 30. Estambul.

Thiers, G. y Seed, H. (1969)

"Strength and Stress-Strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loading Conditions", Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, Special Technical Publication 450, American Society for Testing and Materials.

Vesic, A. (1974)

Cap. 3: Bearing Capacity of Shallow Foundations, en Foundation Engineering Handbook, Winterkon y Fang editores. Van Nostrand Reinhold Book Co. Nueva York.

Yasuhara, K, Yamanouchi, T y Hirao, K (1984)

"Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay" Soils and Foundations, Vol 24, No.1

APPENDICES

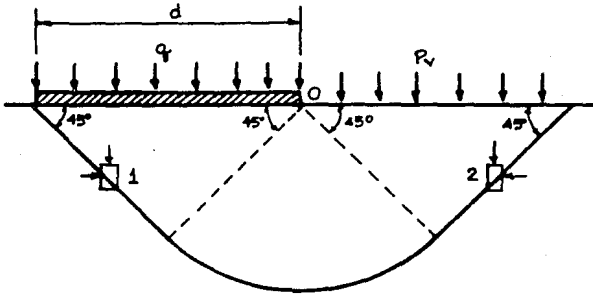
APENDICE 1

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA CONSIDERANDO UNA

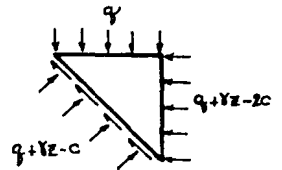
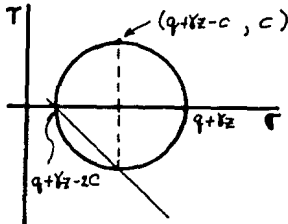
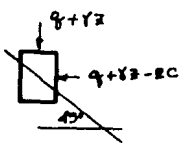
SUPERFICIE DE FALLA COMPUESTA

A. CONDICIONES ESTATICAS

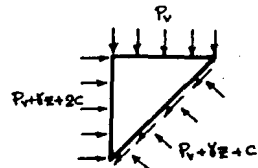
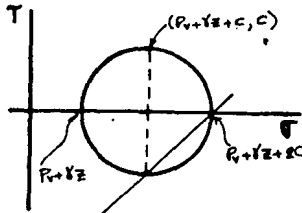
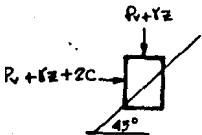
Considerando una superficie de falla como la que se muestra a continuación:



Esfuerzos en 1

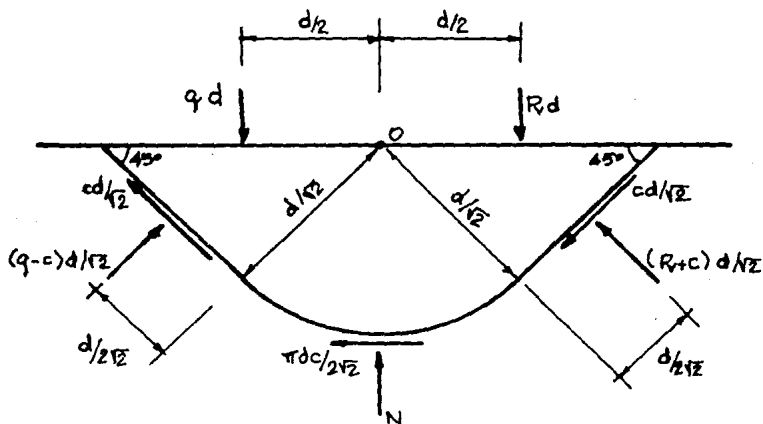


Esfuerzos en 2



Con estos esfuerzos normales sobre los planos a 45° se pueden obtener las fuerzas normales sobre estos planos que influyen en el equilibrio de momentos en O. Los componentes debidos al peso no se consideran en el equilibrio de momentos ya que se anulan uno al otro.

Diagrama de cuerpo libre considerado en el equilibrio de momentos



$$\Sigma M_o = qd^2/2 - p_v d^2/2 - 2c d^2/2 - \pi c d^2/4 - (q-c) d^3/4 + (p_v + c) d^2/4 = 0$$

$$\Sigma M_o = q - p_v - 2c - \pi c/2 - q/2 + c/2 + p_v/2 + c/2 = 0$$

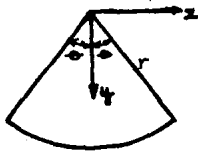
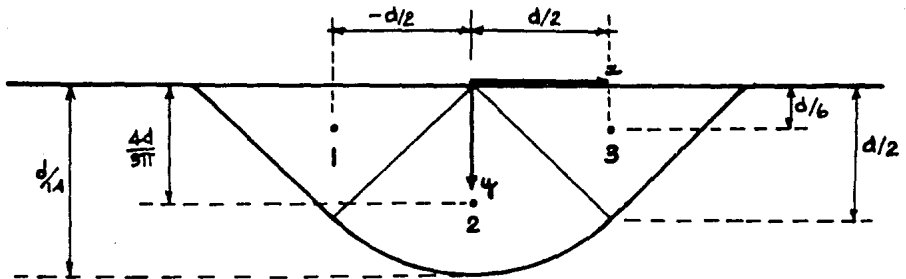
$$\Sigma M_o = q/2 - p_v/2 - c(1 + \pi/2) = 0$$

$$q - p_v = c(2 + \pi)$$

$$\boxed{q - p_v = 5.14 c}$$

B. CONDICIONES SISMICAS

Cálculo del centroide de la masa de suelo deslizante:



$$y_c = \frac{2}{3} r \frac{\text{sen } e}{e}$$

$$y_c = \frac{2}{3} (d/\sqrt{2}) \frac{\text{sen } 45^\circ}{\pi/4}$$

$$y_c = \frac{4d}{3\pi}$$

$$A = r^2 e$$

$$A = (d/\sqrt{2})^2 \pi/4$$

$$A = \pi d^2/8$$

FIG	AREA	\bar{y}	\bar{Ay}
1 y 3	$d^2/2$	$d/6$	$d^3/12$
2	$\pi d^2/8$	$4d/3\pi$	$d^3/6$
	$d^2(1/2 + \pi/8)$		$d^3/4$

$$y_c = \frac{\bar{Ay}}{A} = \frac{d}{4(1/2 + \pi/8)} = 0.2800d$$

La fuerza de inercia I por ancho unitario de cimentación tendría un valor

$$I = d^2 (1/2 + \pi/8) \gamma K \approx 0.8927 d^2 \gamma K$$

y estaría ubicada a 0.28 d de profundidad.

Suponiendo que esta fuerza I no afecta la forma de la superficie de falla, ni el momento neto que las reacciones normales producen se tiene:

$$\Sigma M_o = qd^2/2 - p_v d^2/2 - 2cd^2/2 - \pi cd^2/4 - (q-c) d^2/4 + (p_v + c) d^2/4 + 0.8927 d^2 \gamma K * 0.28 d = 0$$

$$\Sigma M_o = q - p_v - 2c - \pi c/2 - q/2 + c/2 + p_v/2 + c/2 + 0.50 d \gamma K = 0$$

$$\Sigma M_o = q/2 - p_v/2 - c (1 + \pi/2) + 0.50 d \gamma K = 0$$

$$q - p_v = 5.14 c - d \gamma K$$

$$q - p_v = 5.14 c (1 - 0.195 \gamma K d/c)$$

Como se observa el factor $(1 - 0.195 \gamma K d/c)$ es similar a $(1 - 0.2416 \gamma K d/c)$ obtenido con superficie de falla circular.

RECTANGULO EQUIVALENTE

Debido a que los edificios Durango 64, Mérida 61 y Mérida 65 tienen planta irregular debe hacerse una simplificación que permita aplicar las teorías de capacidad de carga revisadas aunque sea sólo en forma aproximada.

Para esto, se transformarán las dimensiones de la planta de tal manera que se conserve el área y el momento de inercia. Se considerará el momento de inercia mínimo (Ver apéndice 4) para obtener los mayores esfuerzos bajo el cimiento durante cargas sísmicas.

$$\text{Area del cimiento} = A$$

$$\text{Momento de inercia mínimo} = I$$

$$A = B * L \quad , \quad I = L B^3 / 12$$

L y B = dimensiones de un rectángulo equivalente

$$L = A/B$$

$$I = (A/B) L B^3 / 12 \Rightarrow I = \frac{AB^2}{12} \Rightarrow B = \sqrt{12I/A}$$

$$L = A / \sqrt{12I/A} \Rightarrow L = \sqrt{A^3 / (12I)}$$

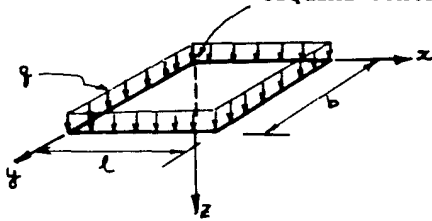
Dimensiones del rectángulo equivalente

$$B = \sqrt{12I/A}$$

$$L = \sqrt{A^3 / (12I)}$$

1. Carga vertical uniformemente distribuida en área rectangular.

esquina considerada



Esfuerzos bajo una esquina
(Holl, 1940):

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{lb}{zR_3} + \frac{lbz}{R_3} \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right]$$

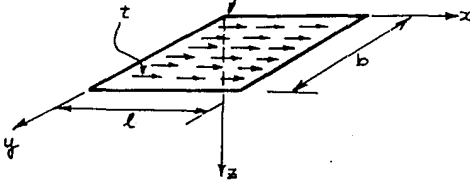
$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_1^2 R_3} \right]$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{b}{R_2} - \frac{z^2 b}{2R_1^2 R_3} \right]$$

$$R_1 = (l^2 + z^2)^{1/2}, \quad R_2 = (b^2 + z^2)^{1/2}, \quad R_3 = (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2}$$

2. Carga lateral uniformemente distribuida en área rectangular.

esquina considerada



Esfuerzos bajo un: esquina
(Holl, 1940):

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi} \left[\frac{b}{R_2} - \frac{z^2 b}{R_1^2 R_3} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{t}{\pi} \left[\ln \frac{R_1 (b + R_2)}{z (b + R_3)} - \frac{l^2 b}{2R_1^2 R_3} \right]$$

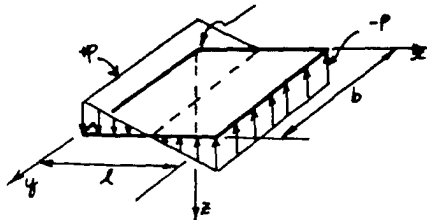
$$\tau_{xz} = \frac{t}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{lb}{zR_3} - \frac{lbz}{R_1^2 R_3} \right]$$

$$R_1 = (l^2 + z^2)^{1/2}, \quad R_2 = (b^2 + z^2)^{1/2}, \quad R_3 = (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2}$$

APENDICE 3. Expresiones para los esfuerzos en un punto bajo la esquina de un área rectangular cargada (Poulos y Davis, 1974)

3. Momento en Área rectangular.

esquina considerada



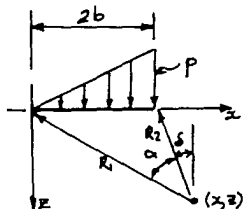
Esfuerzos bajo una esquina (Giroud, 1970):

$$\sigma_z = p M_o$$

$$\tau_{xz} = p M_z$$

donde M_o y M_z son factores tabulados por Poulos y Davis (1974).

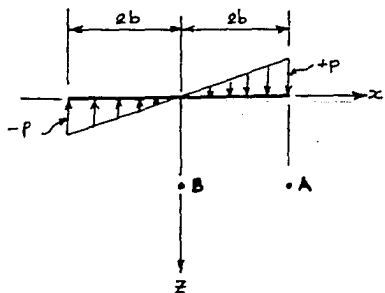
Como no se proporcionan expresiones para τ_{xz} se recurre a las expresiones para carga vertical que se incrementa linealmente de 0 a P en el ancho y que presenta longitud infinita:



Esfuerzo cortante en un punto (Scott, 1963):

$$\tau_{xz} = \frac{P}{2\pi} \left[1 + \cos 2\delta - \frac{xz}{b} \right]$$

Utilizando superposición se tienen las siguientes expresiones:



$$\tau_{xz}^B = \frac{P}{2\pi} \left[2 \left(1 + \cos 2\delta_3 - \frac{x\alpha_3}{b} \right) \right]$$

$$\alpha_3 = \tan^{-1} (2b/z)$$

$$\delta_3 = \alpha_3$$

$$\tau_{xz}^A = \frac{P}{2\pi} \left[\left(2 - \frac{x\alpha_1}{b} \right) + \left(1 + \cos 2\delta_2 - \frac{x\alpha_2}{b} \right) \right]$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1} (2b/z)$$

$$\alpha_2 = \sin^{-1} \left[\frac{2b}{\sqrt{z^2 + 4b^2}} \sin(\pi/2 - \delta_2) \right]$$

$$\delta_2 = \tan^{-1} (4b/z)$$

APENDICE 3. Expresiones para los esfuerzos en un punto bajo la esquina de un área rectangular cargada (Poulos y Davis, 1974)

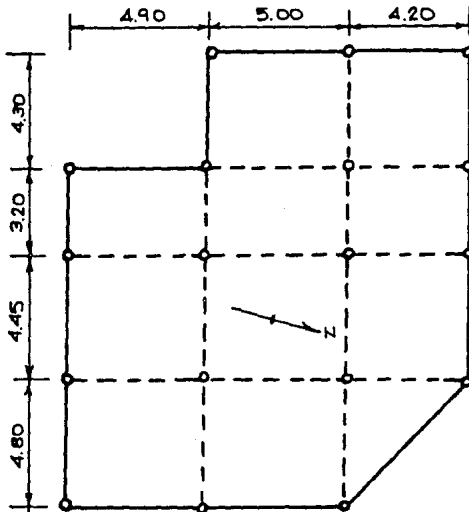
APENDICE 4

CALCULO DE LAS ACCIONES SOBRE LAS CIMENTACIONES

D) EDIFICIO DURANGO 64

1.1 CARGAS POR CADA NIVEL.

A) Planta típica.



- Edificio de PB y 5 niveles más azotea.
- Uso vivienda.
- Losa de cimentación, columnas, losas y trabes.
- Muros divisorios de tabique.

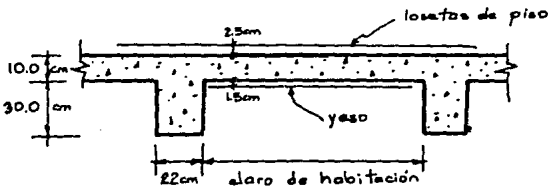
Area = 205.03 m²

Columnas = 18 de sección circular.
 $\phi = 47$ cm

Altura de piso = 2.75m

Claro libre entre pisos: 2.40m

B) Esquema de losa típica



C) Datos de carga

Para el cálculo de las cargas se utilizarán los siguientes pesos unitarios

- Concreto reforzado $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$
- Yeso $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^3$
- Tabique $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^3$
- Loseta de piso $\omega = 0.13 \text{ T/m}^3$
- Relleno e impermeabilización azotea
 $\omega = 0.20 \text{ T/m}^2$
- Recubrimiento de muros
 $\omega = 0.05 \text{ T/m}^2$
- Peso adicional $\omega = 0.02 \text{ T/m}^2$

La carga viva será la indicada en el RCDF para el uso de vivienda (T/m^2)

	CV máx	CV inst
losa	0.17	0.09
azotea	0.10	0.07

D) Carga permanente (por nivel)

Losa

Losa = $0.1\text{m} \times 2.4 \text{ T/m}^3$	= .240 T/m^2
Yeso = $0.015\text{m} \times 1.5 \text{ T/m}^3$	= .023 T/m^2
Loseta =	= .130 T/m^2
Peso adicional =	= .020 T/m^2
	<hr/>
	.413 T/m^2

$$\text{Peso losa/nivel} = .413 \text{ T/m}^2 \times 205.03 \text{ m}^2 = \underline{84.68 \text{ T}}$$

Trabes

$$\begin{aligned}\text{Sección de las trabes} &= 0.3\text{m} \times 0.22\text{m} = 0.06\text{m}^2 \\ \text{Longitud de trabes} &= 125.7\text{m} \\ \text{Peso trabes/nivel} &= 0.06\text{m}^2 \times 125.7\text{m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{19.91 \text{ T}}\end{aligned}$$

Muros

Tabique macizo de 14cm de espesor con aplanado de 2cm de cada lado.

Altura de entrepiso = 2.60m

$$\text{Peso de aplanado} = 2.60 * 0.04 * 2.1 \text{ T/m}^3 = 0.218 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso de muro} = 2.60\text{m} * 0.14\text{m} * 1.5 \text{ T/m}^3 = 0.550 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso adicional} = 0.02 \text{ T/m}^2 * 2.60\text{m} = 0.052 \text{ T/m}$$

$$\text{Longitud estimada de muro 1 piso} = 95\text{m}$$

$$\text{Peso de muro/piso} = 95 * (0.218 + 0.550 + 0.052) = \underline{77.9 \text{ T}}$$

Columnas

$$\text{Sección de las columnas} = \pi * 0.47^4 / 4 = 0.173 \text{ m}^2$$

$$\text{Número de columnas/piso} = 18$$

$$\text{Altura entre ejes} = 2.74 \text{ m}$$

$$\text{Peso de columnas/piso} = 18 * 2.74 \text{ m} * 0.173 \text{ m}^2 * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{20.48 \text{ T}}$$

Carga permanente total/piso

$$\text{CP} = 84.68 + 19.91 + 77.90 + 20.48 = \underline{202.97 \text{ T}}$$

E) Carga variable (por nivel)

Niveles 0-5

$$\text{CV max} = 205.03 \text{ m}^2 * 0.17 \text{ T/m}^2 = 34.86 \text{ T}$$

$$\text{CV inst} = 205.03 \text{ m}^2 * 0.09 \text{ T/m}^2 = 18.45 \text{ T}$$

1.2 CARGA POR AZOTEA.

A) Carga permanente

Losa

$$\text{Losa} = 0.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^2 = .240 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Yeso} = 0.015 \text{ m} * 1.5 \text{ T/m}^2 = .023 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Relleno e imp} = .200 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso adicional} = .020 \text{ T/m}^2$$

$$5 \text{ Tinacos } 1.5 * 5/205.03 = .037 \text{ T/m}^2$$

$$\underline{.520 \text{ T/m}^2}$$

$$\text{Peso losa} = .520 \text{ T/m}^2 * 205.03 \text{ m}^2 = \underline{106.62 \text{ T}}$$

Trabes

Similar al cálculo para nivel cualquiera

$$\underline{19.91 \text{ T}}$$

Muro

$$\text{Altura} = 1.70 \text{ m}$$

Tabique macizo de 14 cm de espesor con aplanado de 2 cm a cada lado.

Peso de muro = $1.70 \text{ m} * 0.14 * 1.5 \text{ T/m}^3 = 0.357 \text{ T/m}$
 Peso del aplanado = $1.70 * 0.04 * 2.1 \text{ T/m}^2 = 0.143 \text{ T/m}$
 Peso adicional = $0.02 * 1.70 = 0.034 \text{ T/m}$
 Longitud estimada de muro = 60 m

Peso del muro/azotea = $60 (0.357 + 0.143 + 0.034) = \underline{32.04 \text{ T}}$

Carga permanente total/azotea

CP = $106.62 + 19.91 + 32.04 = \underline{158.57 \text{ T}}$

B) Carga variable

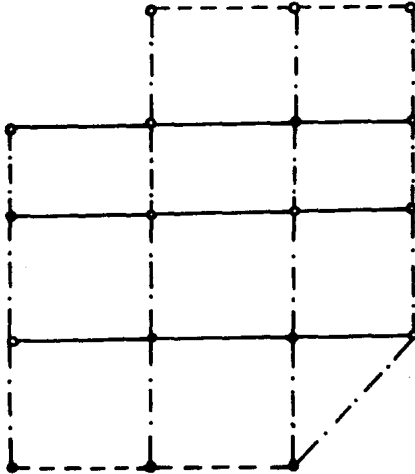
Azotea

CV máx = $205.03 \text{ m}^2 * 0.10 \text{ T/m}^2 = 20.50 \text{ T}$

CV inst = $205.03 \text{ m}^2 * 0.07 \text{ T/m}^2 = 14.35 \text{ T}$

1.3. CARGAS POR CIMENTACION

A) Planta de cimentación



Area = 205.03 m^2

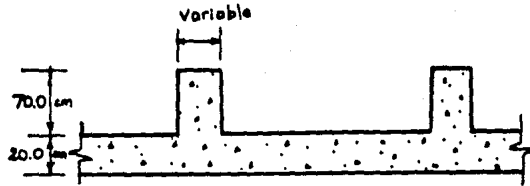
Columnas = 18 de sección
 circular
 $\phi = 47\text{cm}$

Tipos de contratrabe

- | | |
|------------|-----------|
| 1) ———— | .90 x .50 |
| 2) ———— | .90 x .40 |
| 3) - - - - | .90 x .30 |

dimensiones similares a planta típica

B) Esquema de losa



C) Peso de cimentación

Carga permanente

$$\text{Losa} = 0.20\text{m} * 205.03 \text{ m}^2 * 2.4 \text{ T/m}^3 = 98.41 \text{ T}$$

Contratabres

$$\text{CT1} = 0.70\text{m} * 0.50\text{m} * 64.3\text{m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = 54.01$$

$$\text{CT2} = 0.70\text{m} * 0.40\text{m} * 42.3\text{m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = 28.43$$

$$\text{CT3} = 0.70\text{m} * 0.30\text{m} * 19.1\text{m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = 9.63$$

$$\underline{92.07 \text{ T}}$$

Muros

$$0.9\text{m} * 59.08\text{m} * 0.2\text{m} * 2.4 =$$

$$\underline{25.52 \text{ T}}$$

$$\boxed{\text{CP} = 216.0 \text{ T}}$$

1.4 DISTRIBUCION DE CARGA POR NIVELES (CT)

<u>Nivel</u>	<u>CP</u>	<u>CV_{max}</u>	<u>CV_i</u>	<u>CP ± CV_{max}</u>	<u>CP ± CV_i</u>
A	158.57	20.50	14.35	179.07	172.92
5	202.97	34.86	18.45	237.83	221.42
4	202.97	34.86	18.45	237.83	221.42
3	202.97	34.86	18.45	237.83	221.42
2	202.97	34.86	18.45	237.83	221.42
1	202.97	34.86	18.45	237.83	221.42
0	202.97	34.86	18.45	<u>237.83</u>	<u>221.42</u>
				1606.05	1501.44
<u>Cimentación</u>					
	216.00	0	0	216.00	216.00

1.5 OBTENCIÓN DE PERIODOS DE VIBRACION

A) fórmula aproximada

$$T = 0.08 H^{0.75}$$

$$T = 0.08 (16.9)^{0.75} = \underline{0.67 \text{ seg.}}$$

Con $T = 0.67$ seg. los parámetros del espectro de diseño son:

$$c = 0.40 \quad (\text{Artículo 206 RCDF})$$
$$T_a = 0.6, T_b = 3.9, r = 1 \quad (\text{Sección 3 de NTCDS})$$
$$0.6 < 0.67 < 3.9 \rightarrow c = 0.40$$

$$C_s = c/Q$$
$$Q = 4 * 0.8 = 3.2 \quad (\text{Sección 4 de NTCDS})$$
$$C_s = 0.4/3.2 = 0.125$$

$$C_s = 0.125$$

$$\text{Cortante basal } V = C_s W$$

$$V = 0.125 (1501.44) = 187.68 \text{ T}$$

$$V = 187.68 \text{ T}$$

B) Fórmula más precisa

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{9} \sum \frac{W_i X_i^2}{F_i X_i} \right]^{1/2}$$

donde los desplazamientos X_i requieren de las rigideces de la estructura en cada nivel, y las fuerzas sísmicas F_i se obtienen por

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V, \quad W_i = (CP + CV \text{ inst}) i$$

Para la obtención del período y las fuerzas se utiliza la Tabla A1 donde las rigideces fueron proporcionadas por el Dr. Auvinet.

TABLA A1. Cálculo de fuerzas sísmicas en cada nivel y cálculo del período de vibración en Edificio Durango 64.

Nivel	W_i (T)	h_i (m)	$W_i h_i$ (Tm)	F_i (T)	V_i (T)	K_{ix} (T/m)	V_i/K_{ix} $\times 10^{-2}$	$x_i \times 10^2$ (m)	$W_i x_i^2$	$F_i x_i$	K_{iy} (T/m)	V_i/K_{iy} $\times 10^{-2}$	$y_i \times 10^2$ (m)	$W_i y_i^2$	$F_i y_i$
A	172.92	16.90	2922.35	43.77	43.77	7954.0	0.550	10.468	1.895	4.581	7294.0	0.600	11.359	2.231	4.972
5	221.42	14.16	3135.31	46.95	90.72	6336.0	1.432	9.918	2.178	4.656	5781.0	1.569	10.759	2.563	5.051
4	221.42	11.42	2528.61	37.87	128.59	6336.0	2.030	8.486	1.594	3.214	5781.0	2.224	9.190	1.870	3.480
3	221.42	8.68	1921.93	28.78	157.37	6336.0	2.484	6.456	0.923	1.858	5781.0	2.722	6.966	1.074	2.005
2	221.42	5.94	1315.23	19.70	177.07	7963.0	2.224	3.972	0.349	0.782	7351.0	2.409	4.244	0.349	0.836
1	221.42	3.20	708.54	10.61	187.68	10738.0	1.748	1.748	0.068	0.185	10227.0	1.835	1.835	0.075	0.195
Σ			12531.97						7.007	15.276				8.212	16.539

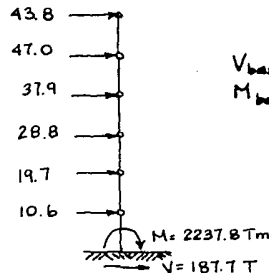
Períodos de vibración:

$$T_x = 2\pi \left(\frac{\Sigma (W_i x_i^2)}{g \Sigma F_i x_i} \right)^{1/2} = 1.36 \text{ seg.}$$

$$T_y = 2\pi \left(\frac{\Sigma (W_i y_i^2)}{g \Sigma F_i y_i} \right)^{1/2} = 1.41 \text{ seg.}$$

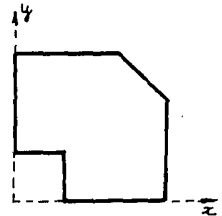
Tanto 1.36 como 1.41 son mayores que 0.67 seg., sin embargo al coeficiente sísmico C es 0.4.

Fuerzas sísmicas (T)



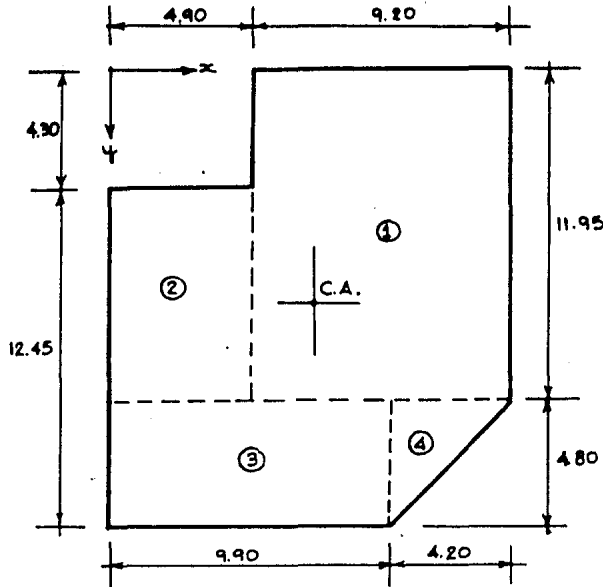
$$V_{\text{base}} = 187.7 \text{ T}$$

$$M_{\text{base}} = 1790.2 \text{ Tm}$$



$$M \times 0.8 = 1790.2 \text{ Tm (sección 0.5 NTCDS)}$$

1.6 CALCULO DEL CENTROIDE DE AREA



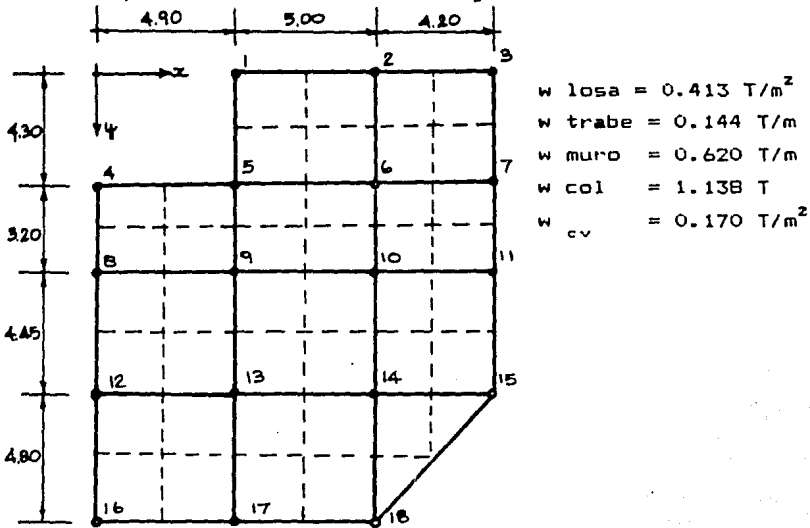
A) Cálculo del centroide

FIG #	Area	\bar{x}	\bar{y}	$A\bar{x}$	$A\bar{y}$
1	109.94	9.50	5.98	1044.43	657.44
2	37.49	2.45	8.13	91.85	304.79
3	47.52	4.95	14.35	235.22	681.91
4	10.08	11.30	13.55	113.90	136.58
	<u>205.03</u>			<u>1485.40</u>	<u>1780.72</u>

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{x} = 7.24 \text{ m} \\ \bar{y} = 8.68 \text{ m} \end{array} \right.$$

1.7) CALCULO DEL CENTROIDE, CARGAS DE UNA PLANTA

Suponiendo que la distribución de cargas no varía de un nivel a otro



Pesos tributarios a cada columna =

Peso de losa + peso de muro + peso de traves +
peso de columnas + CV_{max}

Col	Area(m ²)	W losa(T)	W traves(T)	W muro(T)	W col(T)	CV _{máx}	W total
1	5.375	2.219	0.670	2.885	1.138	0.914	7.826
2	9.890	4.085	0.972	4.185	1.138	1.681	12.061
3	4.515	1.865	0.612	2.635	1.138	0.768	7.018
4	3.920	1.619	0.583	2.510	1.138	0.666	6.516
5	13.295	5.491	1.250	5.382	1.138	2.260	15.521
6	17.250	7.124	1.202	5.175	1.138	2.933	17.572
7	7.875	3.252	0.842	3.625	1.138	1.139	10.196
8	9.371	3.870	0.904	3.892	1.138	1.593	11.397
9	18.934	7.819	1.264	5.442	1.138	3.219	18.882
10	17.595	7.267	1.213	5.223	1.138	2.991	17.832
11	8.033	3.318	0.853	3.673	1.138	1.365	10.347
12	11.331	4.680	1.019	4.387	1.138	1.926	13.150
13	22.894	9.455	1.379	5.937	1.138	3.892	21.801
14	21.275	8.787	1.328	5.717	1.138	3.617	20.587
15	7.193	2.971	1.082	4.659	1.138	1.223	11.073
16	5.880	2.428	0.698	3.005	1.138	0.999	8.268
17	11.880	4.906	1.058	4.555	1.138	2.020	13.677
18	8.520	3.519	1.165	5.016	1.138	1.448	12.286

205.026

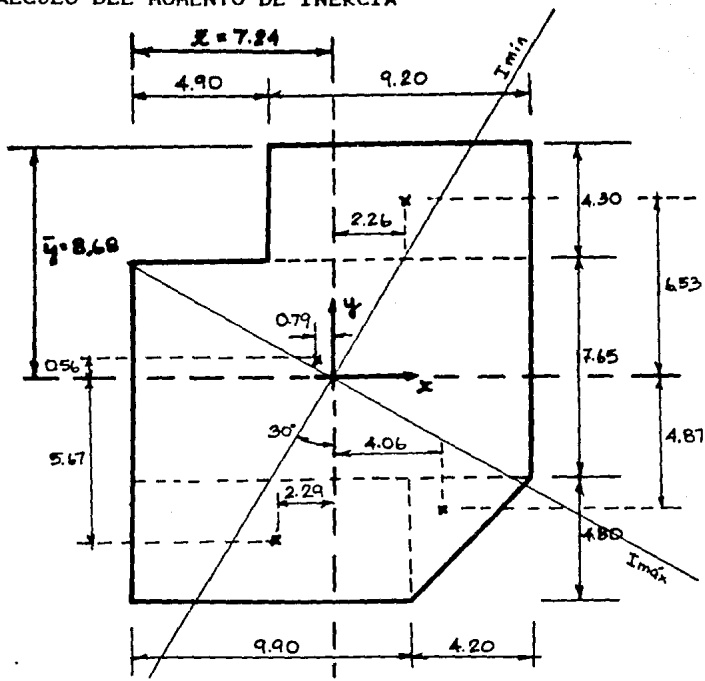
	W	x	y	Wx	Wy
1	7.826	4.90	0.00	38.347	0.00
2	12.061	9.90	0.00	119.404	0.00
3	7.018	14.10	0.00	98.954	0.00
4	6.516	0.00	4.30	0.0	28.019
5	15.521	4.90	4.30	76.053	66.740
6	17.572	9.90	4.30	173.963	75.560
7	10.196	14.10	4.30	143.764	43.843
8	11.397	0.00	7.50	0.0	85.478
9	18.882	4.90	7.50	92.522	141.615
10	17.832	9.90	7.50	176.537	133.740
11	10.347	14.10	7.50	145.893	77.603
12	13.150	0.00	11.95	0.0	157.143
13	21.801	4.90	11.95	106.825	260.522
14	20.587	9.90	11.95	203.811	246.016
15	11.073	14.10	11.95	156.129	132.322
16	8.268	0.00	16.75	0.0	138.489
17	13.677	4.90	16.75	67.017	229.089
18	12.286	9.90	16.75	121.631	205.791
	<u>235.01 T</u>			<u>1720.85</u>	<u>2021.97</u>

$$\bar{x} = 7.29 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 8.58 \text{ m}$$

Como se observa la excentricidad calculada de esta manera es muy pequeña. La excentricidad puede ser más bien un parámetro probabilístico dependiendo de como se distribuye la carga viva.

1.8) CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA



Nº	b	h	A	Xc	yc	\bar{x}
1	9.20	4.30	39.56	2.26	6.53	60.95
2	14.10	7.65	107.87	-0.19	0.56	526.04
3	9.90	4.80	47.52	-2.29	-5.67	91.23
4	4.20	4.80	10.08	4.06	-4.87	12.90
			$\Sigma = 205.03$			

Nº	I_x	\bar{y}	I_y	\bar{I}_{xy}	I_{xy}
1	1747.82	279.03	481.09	0	583.82
2	559.87	1787.05	1790.94	0	-11.47
3	1618.95	388.12	637.32	0	617.01
4	251.97	9.88	176.03	-5.64	-204.94
$\Sigma = 4178.61$		$\Sigma = 3085.38$		$\Sigma = 984.42$	

$$\tan \alpha = \frac{2 I_{xy}}{I_y - I_x} \Rightarrow \alpha = -30.48^\circ$$

$$I_{\text{máx}} = 4758.0 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{mín}} = 2506.0 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{e-v}} = 4178.6 \text{ m}^4$$

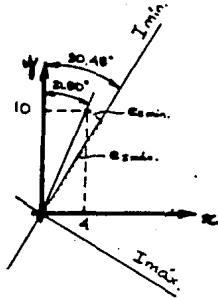
$$I_{\text{n-n}} = 3085.4 \text{ m}^4$$

Para obtener rectángulo de igual I

$$I = \frac{b h^3}{12}$$

$$h = \left[\frac{12 I}{b} \right]^{1/3}$$

Cálculo de excentricidad en los nuevos ejes



$$(10.77) \sin 8.68^\circ = 1.62 \text{ cm} = e_{\text{min}}$$

$$(10.77) \cos 8.68^\circ = 10.65 \text{ cm} = e_{\text{max}}$$

1.9 COMBINACIONES DE CARGA

Profundidad de desplante = 1.1 m

$$W_{\text{cim}} = 1.6 * 1.1 * 205.03 = 360.85$$

A) Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{\text{max}} + W_{\text{cim}} - W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1606.05 + 216.00 - 360.85$$

$$N = 1461.2 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 1461 \text{ T}}$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{\text{ins}} + W_{\text{cim}} - W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1501.44 + 216 - 360.85 =$$

$$N = 1356.59$$

$$\boxed{N = 1357 \text{ T}}$$

$$T = 187.68 \text{ T}$$

$$\boxed{T = 188 \text{ T}}$$

$$M = 1790.2 \text{ Tm}$$

$$\boxed{M = 1790 \text{ Tm}}$$

B) Con factores de carga

Condición estática

$$N = 1.4 (CP + CV_{\max} + W_{clm}) - 0.9 W_{comp} =$$

$$N = 1.4 (1606.05 + 216.0) - 0.9 (360.85)$$

$$N = 2226.11 \text{ T}$$

$$|N = 2226 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CP + CV_t + W_{clm}) - 0.9 W_{comp}$$

$$N = 1.1 (1501.44 + 216) - 0.9 (360.85)$$

$$N = 1564.42 \text{ T}$$

$$|N = 1564 \text{ T}|$$

$$T = 1.1 (T)$$

$$T = 1.1 (189.68) = 208.65$$

$$|T = 209 \text{ T}|$$

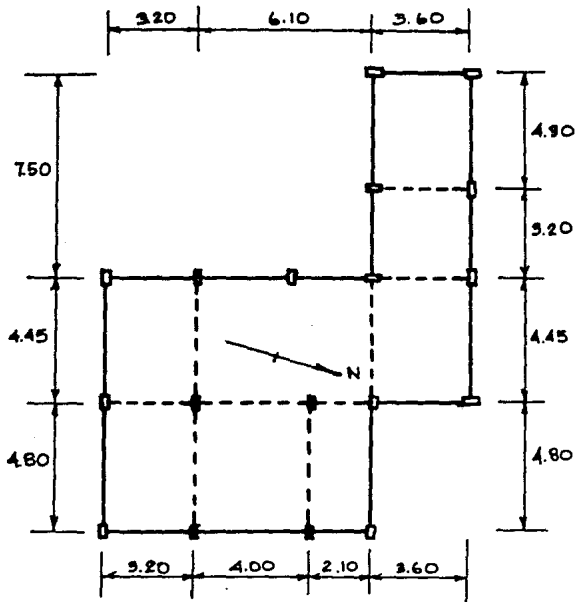
$$M = 1.1 (M)$$

$$M = 1.1 (1790.2) = 1969.2 \quad |M = 1969 \text{ Tm}|$$

2) EDIFICIO MERIDA 61

2.1 CARGAS POR CADA NIVEL

A) Planta típica



- Edificio de P.B., 7 niveles, azotea. Uso vivienda.

- Estructurado a base de marcos de concreto.

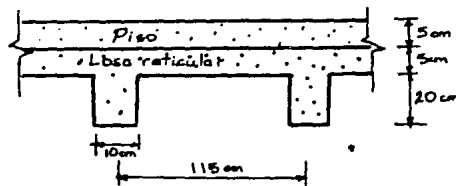
- Losa de cimentación, columnas y losa reticular de concreto.

- Muros divisorios de ta bique.

Area = 129.04 m^2
Columnas = 18 de sección rectangular $0.25 \times 0.6 \text{ m}$

Altura de piso: 2.5 m
Claro libre entrepisos: 2.2 m

B) Esquema de losa típica



Reticula de traves en losa de $115 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$

C) Datos de carga

Para el cálculo de las cargas se utilizaron los siguientes pesos unitarios

- Concreto reforzado	$\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$
- Tabique	$\gamma = 1.5 \text{ T/m}^3$
- Casetón de losa	$\rho = 0.05 \text{ T/casetón}$
- Mortero	$\gamma = 2.1 \text{ T/m}^3$
- Relleno e impermeabilización de azotea	$\omega = 0.200 \text{ T/m}^2$
- Peso adicional piso	$\omega = 0.04 \text{ T/m}^2$
- Tinacos	1.5 T c/u

La carga viva será la indicada en el RCDF para el uso de vivienda.

	CV _{max}	CV _{inst}
losa	0.17	0.09
azotea	0.10	0.07

D) Carga permanente (por nivel)

Losa:

$$\text{Losa + piso} = 0.1 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = .240 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso adicional } 0.040 \text{ T/m}^2 \quad \underline{.280 \text{ T/m}^2}$$

Retícula de trabes

Peso de 4 módulos de losa

$$\text{trabes} = 6.2 * 0.10 * 0.20 * 2.4 = 0.298$$

$$4 \text{ casetones} = \underline{0.200}$$
$$0.498$$

$$\text{Area del módulo} = 2.30 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de trabes} = 0.498/2.30 = \underline{.214 \text{ T/m}^2}$$

Muros

Tabique macizo de 14 cm ancho con aplanado de 2cm de mortero por ambos lados.

Altura de entrepiso 2.2 m

$$\text{Peso adicional a muros} = 0.02 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso de muro} = 1.5 \text{ T/m}^3 * 0.14 \text{ m} * 2.2 \text{ m} + 2.1 \text{ T/m}^3 * 0.04 \text{ m} * 2.2 + 0.02 \text{ T/m}^2 * 2.2 \text{ m} = 0.691 \text{ T/m}$$

Longitud estimada de muros/piso = 71 m

Peso de muro por piso = $71 * 0.691 = 49.06 \text{ T}$

Columnas:

Sección de las columnas = $0.25 * 0.60 = 0.15 \text{ m}^2$

Número de columnas/piso = 18

Altura entre ejes = 2.5 m

Peso de columnas/piso = $18 * 2.5 * 0.15 * 2.4$

= 16.2 T

Carga permanente total/piso

CP = $(1.280 + .244) * 129.04 + 49.06 + 16.2$

= 132.88 T

E) Carga variable por nivel

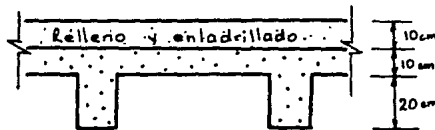
Niveles 0 - 7

CV max = $129.04 * 0.17 \text{ T/m}^2 = 21.94 \text{ T}$

CV inst = $129.04 * 0.09 \text{ T/m}^2 = 11.61 \text{ T}$

2.2 CARGA POR AZOTEA

A) Esquema de losa



B) Carga permanente

Losa

Losa + Relleno = $0.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 + 0.04 \text{ T/m}^2$
 $+ 0.200 \text{ T/m}^2 = 0.480 \text{ T/m}^2$

Trabes

Similar a los niveles = 0.244 T/m²

Tinacos

9 tinacos * 1.5 T = 13.5 T

Máquinas elevadoras = 2.0 T

Techo de 25.6 m² = $0.649 * 25.6 = 16.61 \text{ T}$

Carga permanente =

$$CP = (0.480 + 0.244) * 129.04 + 13.5 + 2.0 + 16.61$$
$$= \boxed{125.53 \text{ T}}$$

C) Carga variable

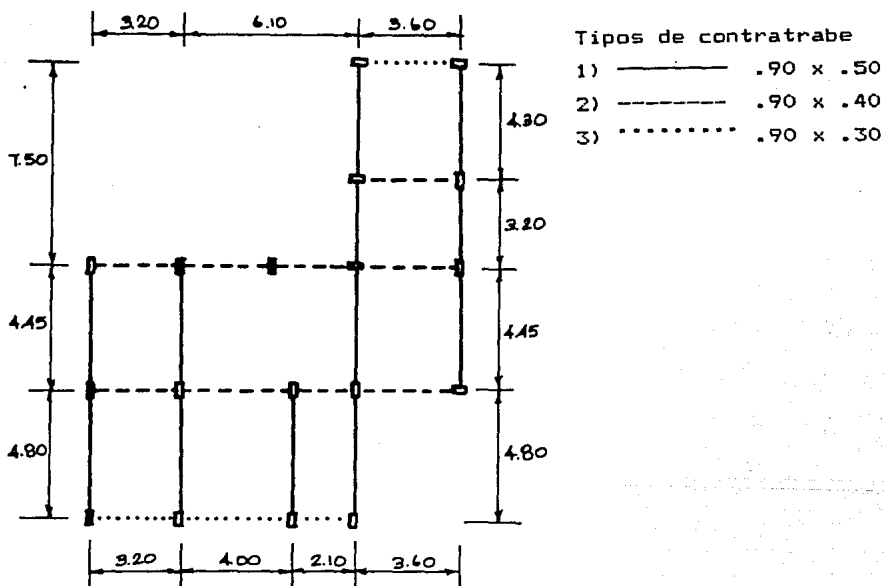
Azotea

$$CV_{\max} = 129.04 \text{ m}^2 * 0.10 = 12.90 \text{ T}$$

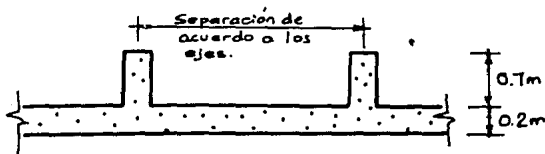
$$CV_{\text{inst}} = 129.04 \text{ m}^2 * 0.07 = 9.03 \text{ T}$$

2.3 CARGAS POR CIMENTACION.

A) Planta de cimentación



B) Esquema de losa



C) Peso de cimentación

Carga permanente

$$\text{Losa} = 0.20\text{m} * 129.04\text{m}^2 * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{61.94 \text{ T}}$$

Contratrabes

$$\text{CT1} = 0.70\text{m} * 0.50\text{m} * 52.0\text{m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = 43.68$$

$$\text{CT2} = 0.70\text{m} * 0.40\text{m} * 29.4\text{m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = 19.76$$

$$\text{CT2} = 0.70\text{m} * 0.30\text{m} * 12.9\text{m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{6.50}$$

$$69.94 \text{ T}$$

Muros

$$0.6 * 59.3 * 0.2\text{m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{17.08 \text{ T}}$$

$$\text{CP} = 61.94 + 69.94 + 17.08 = 148.96$$

$$\boxed{\text{CP} = 148.96 \text{ T}}$$

2.4 DISTRIBUCION DE CARGA POR NIVELES (CT)

<u>Nivel</u>	<u>CP</u>	<u>CVmax</u>	<u>CVinst</u>	<u>CP + CV max</u>	<u>CP + CVinst</u>
A	125.53	12.90	9.03	138.43	134.56
7	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
6	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
5	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
4	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
3	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
2	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
1	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
0	132.88	21.94	11.61	134.82	144.49
				<u>1376.99</u>	<u>1290.48</u>
Cimentación	148.96	---	---	148.96	148.96

2.5 OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACION

A) Fórmula aproximada

$$T = 0.08 H^{0.75}$$

$$T = 0.08 (20.0)^{0.75} = \underline{0.76 \text{ seg.}}$$

Con $T = 0.76 \text{ seg}$ los parámetros del espectro de diseño son

$$c = 0.40 \quad (\text{Artículo 206 RCDF})$$

$$T_a = 0.6, T_b = 3.9, r = 1 \quad (\text{Sección 3 de NTCDS})$$

$$0.6 < 0.67 < 3.9 \rightarrow c = 0.40$$

$$C_s = c/Q$$

$$Q = 4 * 0.8 = 3.2$$

(Sección 4 de NTCDS)

$$C_s = 0.4/3.2 = 0.125$$

$$C_s = 0.125$$

$$\text{Cortante basal } V = C_s * W$$

$$V = 0.125 (1290.48) = 161.31 \text{ T}$$

$$V = 161.31 \text{ T}$$

B) fórmula más precisa

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{9} \sum \frac{W_i X_i^2}{F_i X_i} \right]^{1/2}$$

- donde x_i son los desplazamientos de los marcos en cada nivel para las fuerzas sísmicas F_i . F_i se obtiene por

$$F_i = \frac{W_i X_i}{\sum W_i h_i} V, \quad W_i = (CP + CV_{inst}) i$$

Para la obtención del período y las fuerzas se utiliza la tabla A2 donde las rigideces fueron proporcionadas por el Dr. Auvinet.

2.6 CALCULO DEL CENTROIDE DEL AREA

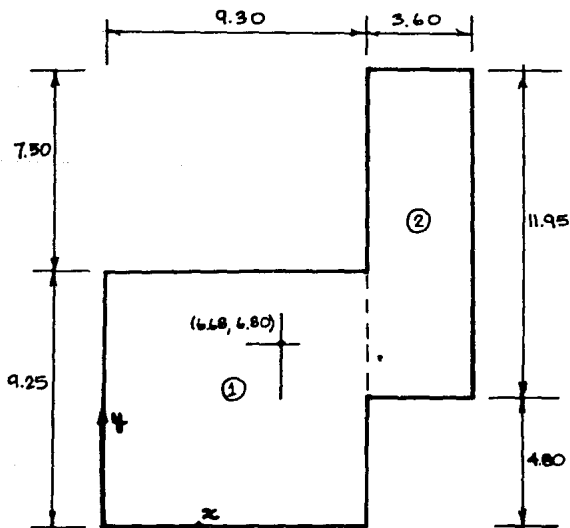


TABLA A2. Cálculo de fuerzas sísmicas en cada nivel y cálculo del período de vibración en Edificio Mérida 61.

Nivel	W_i (T)	h_i (m)	$W_i h_i$ (Tm)	F_i (T)	V_i (T)	K_{ix} (T/m)	V_i/K_{ix} $\times 10^2$	$x_i \times 10^2$ (m)	$W_i x_i^2$	$F_i x_i$	K_{iy} (T/m)	V_i/K_{iy}	$y_i \times 10^2$ (m)	$W_i y_i^2$	$F_i y_i$
A	134.56	20.00	2691.20	33.90	33.90	23473	1.444	39.227	20.706	13.298	2842.7	1.192	32.988	14.643	11.183
7	144.49	17.50	2528.58	31.85	65.75	1774.1	3.706	37.783	20.627	12.034	2191.0	3.000	31.796	14.608	10.127
6	144.49	15.00	2167.35	27.30	93.05	1774.1	5.245	34.077	16.779	9.303	2191.0	4.246	28.796	11.981	7.861
5	144.49	12.50	1806.13	22.75	115.80	1774.1	6.527	28.832	12.011	6.599	2191.0	5.285	24.550	8.708	5.585
4	144.49	10.00	1444.90	18.20	134.00	1774.1	7.959	22.302	7.189	4.040	2191.0	6.116	19.265	6.893	3.806
3	144.49	7.50	1083.68	13.64	147.64	1774.1	8.322	14.752	3.144	2.012	2191.0	6.738	13.149	2.498	1.794
2	144.49	5.00	722.45	9.10	156.74	2890.0	5.424	6.430	0.597	0.585	3078.0	5.092	6.411	0.544	0.054
1	144.49	2.50	361.23	4.55	161.29	16030.0	1.006	1.006	0.015	0.046	12225.0	1.319	1.319	0.025	0.060
Σ	1290.48		12805.52						81.068	47.897				38.42	40.17

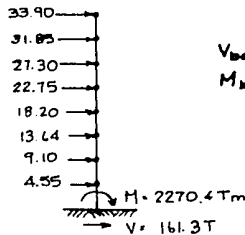
Períodos de vibración:

$$T_x = 2\pi \left(\frac{\sum (W_i x_i^2)}{g \sum F_i x_i} \right)^{1/2} = 2.60 \text{ seg.}$$

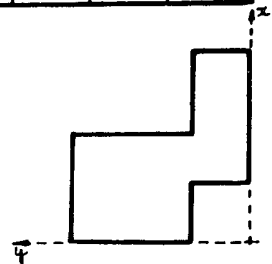
$$T_y = 2\pi \left(\frac{\sum (W_i y_i^2)}{g \sum F_i y_i} \right)^{1/2} = 2.41 \text{ seg.}$$

Tanto 2.60 como 2.41 son mayores que 0.76, sin embargo el coeficiente sísmico C sigue siendo 0.4.

Fuerzas sísmicas (T)



$V_{base} = 161.3T$
 $M_{base} = 1816.3Tm$



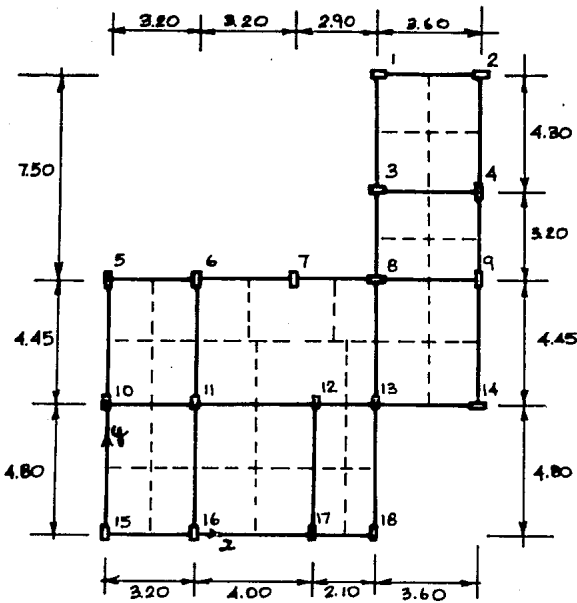
$M_{0.8} = 1816.3Tm$ (Sección 8.5 NTCDS)

A) Cálculo del centroide

FIG	Area	\bar{x}	\bar{y}	$A\bar{x}$	$A\bar{y}$
1	86.03	4.65	4.63	400.04	398.32
2	43.02	11.10	10.78	477.52	463.76
	<u>129.05</u>			<u>877.56</u>	<u>862.08</u>

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{x} = 6.68 \\ \bar{y} = 6.80 \end{array} \right.$$

2.7 CALCULO DEL CENTROIDE DE CARGAS DE UNA PLANTA TIPICA



- $w_{\text{losa}} = .524 \text{ T/m}^2$
- $w_{\text{muro}} = .691 \text{ T/m}$
- $w_{\text{col}} = .90 \text{ T}$
- $w_{\text{cv}} = .17 \text{ T/m}^2$

Pesos tributarios de cada columna

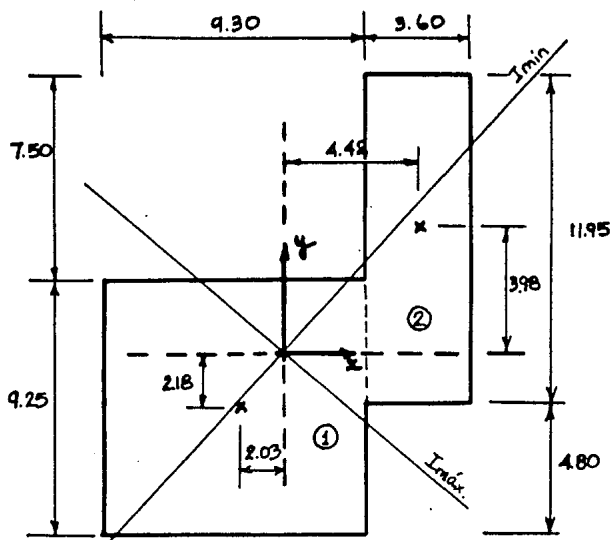
Col	Area (m ²)	W losa (T)	W muro (T)	Wcol (T)	CVmax	W total
1	3.87	2.028	2.729	.90	0.658	6.315
2	3.87	2.028	2.729	.90	0.658	6.315
3	6.75	3.537	3.835	.90	1.148	9.420
4	6.75	3.537	3.835	.90	1.148	9.420
5	3.56	1.865	2.64	.90	0.605	6.010
6	7.12	3.731	3.749	.90	1.210	9.590
7	6.78	3.553	3.645	.90	1.153	9.251
8	10.11	5.298	4.889	.90	1.719	12.806
9	6.88	3.605	3.887	.90	1.169	9.561
10	7.40	3.878	4.301	.90	1.258	10.337
11	16.65	8.725	5.683	.90	2.382	14.665
12	14.01	7.341	4.042	.90	2.382	14.665
13	8.86	4.643	5.165	.90	1.506	12.214
14	4.01	2.101	2.781	.90	0.682	6.464
15	3.84	2.012	2.764	.90	0.653	6.329
16	7.04	3.689	4.146	.90	1.197	9.932
17	7.32	3.834	3.765	.90	1.244	9.743
18	2.52	2.892	2.384	.90	0.428	6.604

	W	x	y	Wx	Wy
1	6.315	9.30	16.75	58.73	105.78
2	6.315	12.90	16.75	81.46	105.78
3	9.420	9.30	12.45	87.61	117.28
4	9.420	12.90	12.45	121.52	117.28
5	6.010	0.00	9.25	0.0	55.59
6	9.590	3.20	9.25	30.69	88.71
7	9.251	6.40	9.25	59.21	85.57
8	12.806	9.30	9.25	119.09	118.46
9	9.561	12.90	9.25	123.34	88.46
10	10.337	0.00	4.80	0.0	49.62
11	18.139	3.20	4.80	58.05	87.07
12	14.665	7.20	4.80	105.59	70.39
13	12.214	9.30	4.80	113.59	58.63
14	6.464	12.90	4.80	83.39	31.03
15	6.329	0.00	0.00	0	0
16	9.932	3.20	0.00	31.78	0
17	9.743	7.20	0.00	70.15	0
18	<u>6.604</u>	9.30	0.00	<u>61.42</u>	<u>0</u>
	173.115			1205.62	1179.63

$$\begin{cases} \bar{x} = 6.96 \\ \bar{y} = 6.81 \end{cases}$$

Se observa una excentricidad de ~ 28 cm en el sentido X, lo cual deberá considerarse en el análisis estático. $e_N = 0.28$

2.8. CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA



Nº	b	h	A	Xc	yc	\bar{x}
1	9.30	9.25	86.02	-2.03	-2.18	613.38
2	3.60	11.95	43.02	4.42	3.98	511.95
			129.04			

Nº	I_x	\bar{I}_y	I_y	\bar{I}_{xy}	I_{xy}
1	1022.18	620.03	974.51	0	380.67
2	<u>1193.40</u>	46.46	<u>886.91</u>	0	<u>756.79</u>
	2215.58		1861.42		1137.46

$$\tan \alpha = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x} \rightarrow \alpha = -40.58^\circ$$

$$\frac{I_x + I_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(I_x - I_y)^2 + 4I_{xy}^2}{2}} \quad \begin{cases} I_{\max} = 3189.7 \text{ m}^4 \\ I_{\min} = 887.3 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$I_{\max} = 3189.7 \text{ m}^4$$

$$I_{\min} = 887.3 \text{ m}^4$$

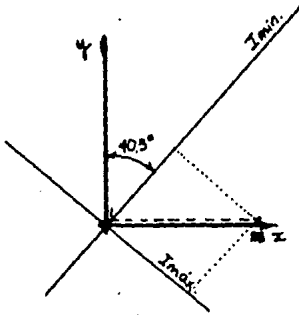
$$I_{E-W} = 1861.42 \text{ m}^4$$

$$I_{N-S} = 2215.58 \text{ m}^4$$

Para obtener rectángulo de igual I

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad h = \left(\frac{12 I}{b} \right)^{1/3}$$

Cálculo de excentricidad en los nuevos ejes



$$\begin{cases} e_{Imín} = 28 \cos 40.58 = 21.3 \text{ cm} \\ e_{Imáx} = 28 \text{ sen } 40.58 = 18.2 \text{ cm} \end{cases}$$

2.9 COMBINACIONES DE CARGA

Profundidad de desplante = 1.5 m

$$W_{comp} = 1.6 * 1.5 * 129.04 = 309.70 \text{ T}$$

A) Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{máx} + W_{cim} - W_{comp} =$$

$$N = 1376.99 + 148.96 - 309.70 = 1216.25$$

$$N = 1216.25 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 1216.2 \text{ T}}$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{inst} + W_{cim} - W_{comp} =$$

$$N = 1290.48 + 148.96 - 309.70 = 1129.74$$

$$N = 1129.74 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 1129.7 \text{ T}}$$

$$T = 161.3 \text{ T}$$

$$\boxed{T = 161.3 \text{ T}}$$

$$M = 1816.3 \text{ T}$$

$$\boxed{M = 1816.3 \text{ Tm}}$$

B) Con factores de carga

Condición estática

$$N = 1.4 (CP + CV_{\text{máx}} + W_{\text{alm}}) - 0.9 W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1.4 (1376.99 + 148.96) - 0.9 (309.70) =$$

$$N = 1857.6 \text{ T}$$

$$|N = 1857.6 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CP + CV_{\text{med}} + W_{\text{alm}}) - 0.9 W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1.1 (1290.48 + 148.96) - 0.90 (309.70) =$$

$$N = 1304.65$$

$$|N = 1304.6 \text{ T}|$$

$$T = 1.1 (161.3) = 177.43 \text{ T}$$

$$|T = 177.4 \text{ T}|$$

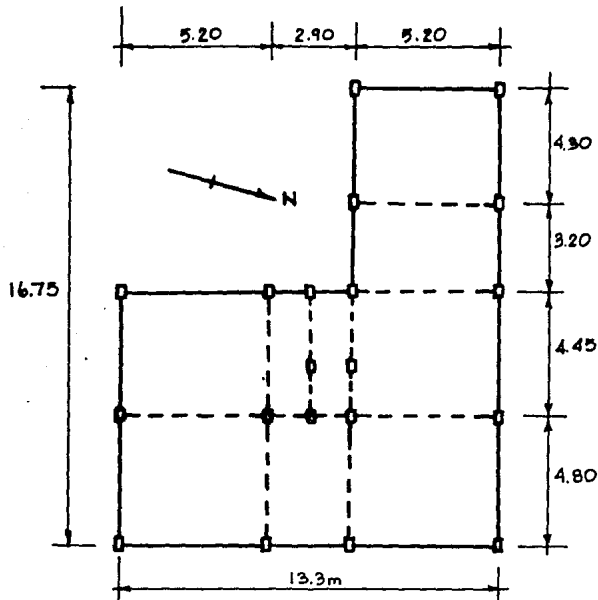
$$M = 1.1 (1816.3) = 1997.93 \text{ Tm}$$

$$|M = 1997.9 \text{ Tm}|$$

3) EDIFICIO MERIDA 65

3.1 CARGAS POR CADA NIVEL

a) Planta típica



- Edificio de PB, 6 niveles y azotea.

- Uso vivienda.

- Losa de cimentación, columnas, losas y traves.

- Muros divisorios de tabique.

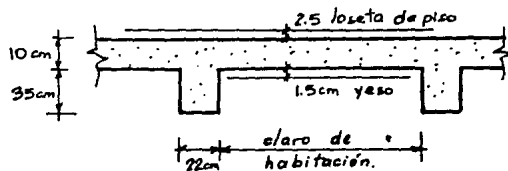
Area = 162.03 m²

Columnas = 20 de 0.25 x 0.60 m.

Altura de piso: 2.8 m

Claro libre entre pisos: 2.50 m.

B) Esquema de losa (supuesta)



C) Datos de carga

Para el cálculo de las cargas se utilizaron los mismos pesos unitarios usados en el caso del edificio Durango 64.

D) Carga permanente por nivel

Losa

$$\text{Losa} = 0.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = .240 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Yeso} = 0.015 \text{ m} * 1.5 \text{ T/m}^3 = .023 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Loseta} = .130 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso adicional} = .020 \text{ T/m}^2$$

$$.413 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso losa/nivel} = .413 \text{ T/m}^2 * 162.03 \text{ m}^2 = \underline{66.92 \text{ T}}$$

Trabes

$$\text{Sección de trabes} = 0.35 * 0.22 = 0.077 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de trabes} = 106.75 \text{ m}$$

$$\text{Peso de trabes/nivel} = 0.077 \text{ m}^2 * 106.75 \text{ m} *$$

$$2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{19.73 \text{ T}}$$

Muros

Tabique macizo de 14cm con aplanado de 2cm por ambos lados.

$$\text{Altura de entrepiso: } 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Peso del aplanado} = 2.50 * 0.04 * 2.1 \text{ T/m}^3 = 0.210 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso del muro} = 2.50 * 0.14 * 1.5 \text{ T/m}^3 = 0.525 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso adicional} = 0.02 \text{ T/m}^2 * 2.50 = \underline{0.050 \text{ T/m}}$$

$$0.785 \text{ T/m}$$

$$\text{Longitud estimada del muro} = 80.0 \text{ m}$$

$$\text{Peso de muro/piso} = 0.785 \text{ T/m} * 80\text{m} = \underline{62.8 \text{ T}}$$

Columnas

$$\text{Sección de columnas} = 0.25 * 0.60 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Número de columnas} = 20'$$

$$\text{Altura entre niveles} = 2.80 \text{ m}$$

$$\text{Peso columnas/piso} = 20 * 0.15 \text{ m}^2 * 2.80 \text{ m} *$$

$$2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{20.16 \text{ T}}$$

Carga permanente total/piso

$$CP = 66.92 + 19.73 + 62.80 + 20.16 = \underline{169.61}$$

E) Carga variable

Niveles 0-6

$$CV_{max} = 162.03 \text{ m}^2 * 0.17 \text{ T/m}^2 = 28.83 \text{ T}$$

$$CV_{inst} = 162.03 \text{ m}^2 * 0.09 \text{ T/m}^2 = 14.58 \text{ T}$$

3.2 CARGA POR AZOTEA

a) Carga permanente

Losa: Similar al de edificio Durango 64 = .520 T/m²

$$162.03 \text{ m}^2 * .520 \text{ T/m}^2 = \underline{84.26 \text{ T}}$$

Trabes: Similar al de cualquier nivel = 19.73 T

Muro : Similar al de Durango 64 = 0.534 T/m

Longitud estimada de muro = 60 m

$$\text{Peso de muro} = 0.534 \text{ T/m} * 60 \text{ m} = \underline{32.04 \text{ T}}$$

Carga permanente por azotea =

$$CP = 84.26 + 19.73 + 32.04 = 136.03 \text{ T}$$

136.03 T

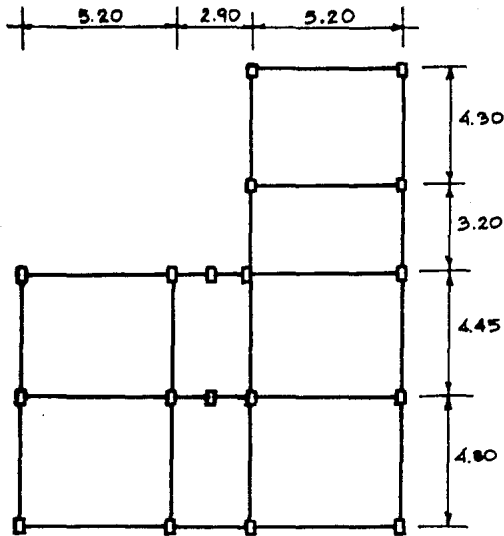
B) Carga variable

$$CV_{max} = 162.03 \text{ m}^2 * 0.10 \text{ T/m}^2 = 16.20 \text{ T}$$

$$CV_{inst} = 162.03 \text{ m}^2 * 0.07 \text{ T/m}^2 = 11.34 \text{ T}$$

3.3 CARGA POR CIMENTACION

A) Planta de cimentación

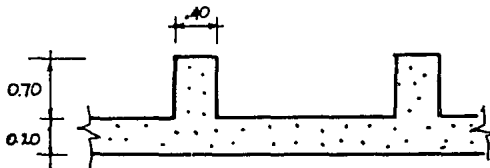


$$\text{Area} = 160.03 \text{ m}^2$$

Como no hay información de contratraves se supondrá una sección promedio de $90 \times .40$.

Se supondrá una profundidad de desplante de 1.1 m.

B) Esquema de losa



C) Peso de cimentación

Carga permanente

$$\text{Losa} = 0.20 \text{ m} * 160.03 \text{ m}^2 * 2.4 \text{ T/m}^2 = \underline{76.81 \text{ T}}$$

$$\text{Contratrabe} = 102.3 \text{ m} * .70 \text{ m} * .40 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^2 =$$

$$\underline{68.75 \text{ T}}$$

$$\text{CP} = 76.81 + 68.75 = 145.56 \text{ T}$$

$$\underline{\underline{145.56 \text{ T}}}$$

3.4 DISTRIBUCION DE CARGA POR NIVELES

Nivel	CP	CV _{máx}	CV _{inst}	CP + CV _{max}	CP + CV _i
A	136.03	16.20	11.34	152.23	147.37
6	169.61	28.83	14.58	198.44	184.19
5	169.61	28.83	14.58	198.44	184.19
4	169.61	28.83	14.58	198.44	184.19
3	169.61	28.83	14.58	198.44	184.19
2	169.61	28.83	14.58	198.44	184.19
1	169.61	28.83	14.58	198.44	184.19
0	169.61	28.83	14.58	198.44	184.19
				1541.31	1436.70
Cimentación					
	145/56	---	---	145.56	145.56

3.5 OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACION

A) Fórmula aproximada

$$T = 0.08 H^{0.75}$$

$$T = 0.08 (19.7)^{0.75} = 0.75 \text{ seg.}$$

Con $T = 0.75$ seg los parámetros del espectro de diseño son:

$$c = 0.40 \quad (\text{Art. 206 RCDF})$$

$$T_a = 0.6, T_b = 3.9, r = 1 \quad (\text{Sección 3 de NTCDS})$$

$$0.6 < 0.75 < 3.9 \Rightarrow c = 0.40$$

$$C_a = c/Q$$

$$Q = 4 * 0.8 = 3.2 \quad (\text{Sección 4 de NTCDS})$$

$$C_a = 0.4/3.2 = 0.125$$

$$\boxed{C_s = 0.125}$$

Cortante basal

$$V = C_s W$$

$$V = 0.125 (1436.7) = 179.59 T$$

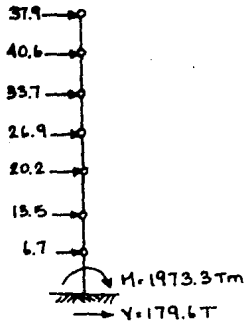
$$\boxed{V = 179.6 T}$$

En este caso no se recalcula el período de vibración con la fórmula más precisa debido a que no se cuenta con información. Además, como se vió en los casos anteriores, aunque el período varíe, el coeficiente sísmico no varía en el intervalo de períodos de los edificios.

b) Cálculo de fuerzas sísmicas

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V, \quad W_i = (CP + CV_{inat}) i$$

Nivel	h_i	W_i	$W_i h_i$	F_i	V_i
A	19.7	147.37	2903.19	37.93	37.93
6	16.8	184.19	3106.32	40.58	78.51
5	14.0	184.19	2578.66	33.69	112.20
4	11.2	184.19	2062.93	26.95	139.15
3	8.4	184.19	1547.20	20.21	159.36
2	5.6	184.19	1031.46	13.48	172.84
1	2.8	184.19	515.73	6.74	179.58
0	0.0	184.19	0.0	0.0	179.58
$\Sigma =$			13745.49		



$$M_v = \sum F_i h_i = 2466.59 Tm$$

Reducción (Sección 8.5 NTCDS)

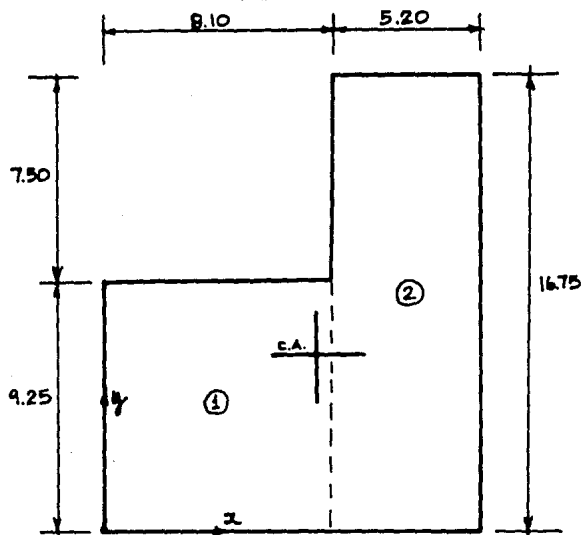
$$M_v = 0.8 * 2466.59 = 1973.27 Tm$$

$$M_v = 1973.3 Tm$$

$$V_{base} = 179.6 T$$

$$M_v = 1973.3 Tm$$

3.6 CALCULO DEL CENTROIDE DE AREA



A) Cálculo del centroide

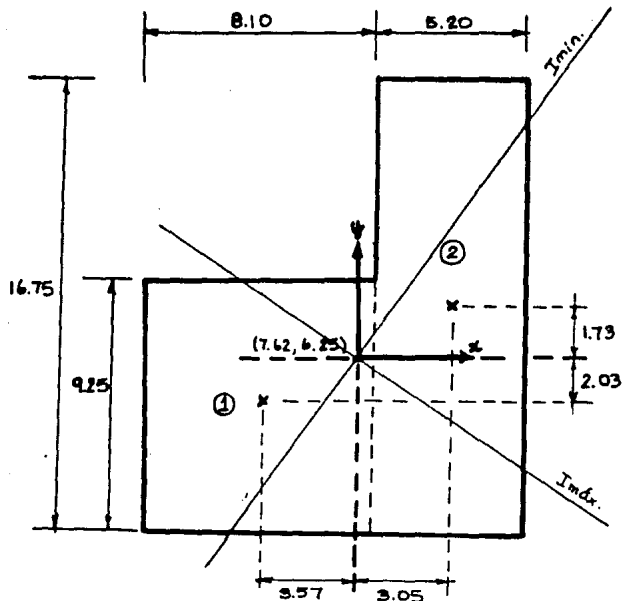
FIG	Area	\bar{x}	\bar{y}	$A\bar{x}$	$A\bar{y}$
1	74.93	4.05	4.63	303.47	346.93
2	87.10	10.70	8.38	931.97	729.90
	<u>162.03</u>			<u>1235.44</u>	<u>1076.83</u>

$$\begin{cases} \bar{x} = 7.62 \\ \bar{y} = 6.65 \end{cases}$$

3.7 CENTROIDE DE CARGAS

En vista de que no se tiene información exacta del edificio y de que las cargas en el edificio son uniformes se supondrá que el centro de carga coincide con el centroide.

3.8 CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA



Nº	b	h	A	x_c	y_c	\bar{I}_x
1	8.10	9.25	74.92	-3.57	-2.03	534.23
2	5.20	16.75	<u>87.10</u>	3.05	1.73	2036.42
			162.02			

Nº	I_x	\bar{I}_y	I_y	\bar{I}_{xy}	I_{xy}
1	842.97	409.65	1364.50	0	542.95
2	<u>2297.10</u>	196.26	<u>1006.51</u>	0	<u>459.58</u>
	3140.07		2371.01		1002.53

$$\tan \alpha = \frac{2 I_{xy}}{I_y - I_x} \Rightarrow \alpha = -34.50^\circ$$

$$I_{max} = 3829.3 \text{ m}^4$$

$$I_{min} = 1681.8 \text{ m}^4$$

$$I_{ne} = 2371.1 \text{ m}^4$$

$$I_{E-W} = 3140.1 \text{ m}^4$$

3.9 COMBINACIONES DE CARGA

Profundidad de desplante = 1.1 m

$$W_{comp} = 1.6 * 1.1 * 162.02 = 285.16 \text{ T}$$

A) Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{m\acute{a}x} + W_{clm} - W_{comp}$$

$$N = 1541.31 + 145.56 - 285.16 = 1401.7 \text{ T}$$

$$|N = 1401.7 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{inst} + W_{clm} - W_{comp} =$$

$$N = 1436.7 + 145.56 - 285.16 = 1297.1 \text{ T}$$

$$|N = 1297.1 \text{ T}|$$

$$T = 179.6 \text{ T}$$

$$|T = 179.6 \text{ T}|$$

$$M = 1973.3 \text{ Tm}$$

$$|M = 1973.3 \text{ Tm}|$$

B) Con factores

Condición estática

$$N = 1.4 (CP + CV_{m\acute{a}x} + W_{clm}) - 0.9 W_{comp}$$

$$N = 1.4 (1541.31 + 145.56) - 0.9 (285.16)$$

$$N = 2104.97 \text{ T}$$

$$|N = 2104.9 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CP + CV_{inst} + W_{clm}) - 0.9 W_{comp}$$

$$N = 1.1 (1436.7 + 145.56) - 0.9 (285.16) =$$

$$N = 1483.84$$

$$|N = 1483.8 \text{ T}|$$

$$T = 1.1 (179.6) = 197.56 \text{ T}$$

$$|T = 197.6 \text{ T}|$$

$$M = 1.1 (1973.3) = 2170.63 \text{ Tm}$$

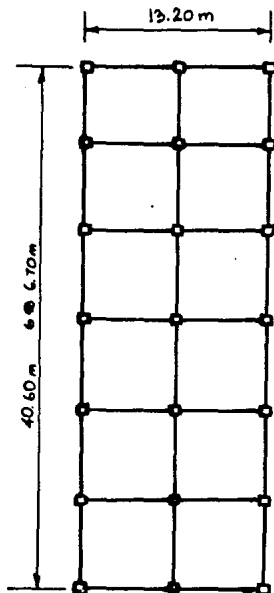
$$|M = 2170.6 \text{ Tm}|$$

4) EDIFICIO ZACATECAS 74

Nota: En este edificio se cuenta con muy poca información, por lo que la estimación de los pesos se realiza a base de supuestos en algunos casos.

4.1 CARGAS POR CADA NIVEL

A) Planta típica



- Edificio de Sótano, P.B, 8 niveles y azotea.

- Uso vivienda.

- Losa de cimentación, muros de cargas, columnas de concreto y losas reticulares.

- Muros divisorios de tabique.

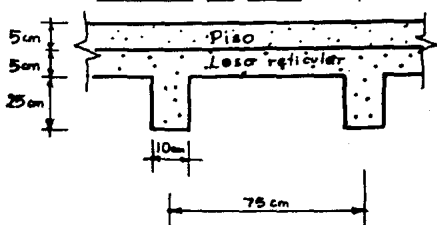
- Edificio que pertenece al grupo B y de acuerdo a su estructura se clasifica en el tipo I.

Area 535.92 m^2

Columnas = 21 de $0.5 * 0.5$

Altura de piso = 3.20

B) Esquema de losa (supuesta)



Rícula de traveses (supuesta)

$115 * 50 \text{ cm}$

C) Datos de carga :

Para el cálculo de las cargas se utilizaron los mismos pesos unitarios del edificio Mérida 61.

D) Carga permanente

Losa :

$$\text{Losa + piso} = 0.1 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^2 = .240 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso adicional} = 0.040 \text{ T/m}^2 = .040 \text{ T/m}^2$$

$$.280 \text{ T/m}^2$$

Retículo de trabes

Peso de módulo de losa:

$$\text{trabes} = 3 \times 0.05 \times 0.25 \times 2.4 = 0.090 \text{ T/m}^2$$

$$\text{casetón} = 0.050 \quad = 0.050 \text{ T}$$

$$\text{Area del módulo} = .75 \times .75 = 0.563 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso trabes} = 0.14 / .563 = 0.249 \text{ T/m}^2$$

Muros

Peso de muros

$$1.5 \times 0.14 \times 3 + 2.1 \times 0.04 \times 3 + 0.02 \times 3 = 0.942 \text{ T/m}$$

Longitud estimada de muros/piso = 160.65m

$$\text{Peso de muro/piso} = 160.65 \times 0.942 = \underline{151.33 \text{ T}}$$

Columnas

$$\text{Sección de columnas} = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de columnas/piso} = 21 \times 0.25 \times 3 \times 2.4 =$$

$$\underline{37.8 \text{ T}}$$

Carga permanente total/piso =

$$\text{CP} = (.280 + .249) \times 535.92 + 151.33 + 37.8 =$$

$$\underline{\underline{472.63 \text{ T}}}$$

E) Carga variable por nivel

Niveles 0-B

$$\text{CV}_{\text{máx}} = 535.92 \times 0.17 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{91.10 \text{ T}}}$$

$$\text{CV}_{\text{nat}} = 535.92 \times 0.09 \text{ T/m}^2 = \underline{\underline{48.23 \text{ T}}}$$

2.2 CARGA EN AZOTEA

A) Carga permanente

Se supondrá un peso permanente igual al de un nivel cualquiera.

$$\boxed{472.63 \text{ T}}$$

B) Carga variable

$$CV_{\max} = 535.92 \text{ m}^2 * 0.10 \text{ T/m}^2 = 53.59 \text{ T}$$

$$CV_{\text{net}} = 535.92 \text{ m}^2 * 0.07 \text{ T/m}^2 = 37.51 \text{ T}$$

2.3 CARGAS POR CIMENTACION

La única información que se proporciona de la cimentación es que es una losa a una profundidad de desplante de 3.85 m.

Se supondrán contratrabes de 1.25 * 0.50 y una losa de 0.25 m de espesor.

$$\text{Losa} = 0.25 \text{ m} * 535.92 \text{ m}^2 * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{321.55 \text{ T}}$$

Contratrabes =

$$214.2 \text{ m} * 1.0 \text{ m} * 0.50 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 =$$

$$\underline{257.04 \text{ T}}$$

Muros =

$$107.6 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 2.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 =$$

$$\underline{108.46 \text{ T}}$$

Columnas =

$$21 * 0.25 \text{ m}^2 * 2.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 =$$

$$\underline{26.46 \text{ T}}$$

$$CP = 321.55 + 257.04 + 108.46 + 26.46 = 713.51$$

$$\boxed{CP = 713.51 \text{ T}}$$

No se da información ni del nivel de agua dentro del cajón ni del nivel freático. Considerando la existencia de un sótano se estima que el tirante de agua en el cajón puede ser de unos 1.80 m.

Volúmen de cajón - menos contratrabes =

$$(1.8 * 12.80 * 40.20) - 214.2 * 1.0 * 0.50 =$$

$$819.1 \text{ m}^3$$

$$\boxed{CP = 1532.6 \text{ T}}$$

2.4 DISTRIBUCION DE CARGAS POR NIVELES (T)

Nivel	CP	CV _{máx}	CV _{net}	CP + CV _{máx}	CP + CV _{net}
A	472.63	53.59	37.51	526.22	510.14
B	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
7	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
6	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
5	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
4	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
3	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
2	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
1	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
0	472.63	91.10	48.23	563.73	520.86
				5599.79	5197.88
Ciment.	713.51	---	----	713.51	713.51
Ciment. con agua	1532.60	---	----	1532.60	1532.60

2.5 OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACION

a) Fórmula aproximada

$$T = 0.08 H^{0.75}$$

$$T = 0.08 (29.10)^{0.75} = 1.00 \text{ seg.}$$

Con $T = 1.0$ seg los parámetros del espectro de diseño

son:

$$c = 0.40 \quad (\text{Artículo 206 RCDF})$$

$$T_a = 0.6, T_b = 3.9, r = 1 \quad (\text{Sección 3 de NTCDS})$$

$$0.6 < 1.0 < 3.9 \rightarrow c = 0.40$$

$$C_s = c/Q$$

$$Q = 4 * 0.8 = 3.2 \quad (\text{Sección 4 de NTCDS})$$

$$C_s = 0.4/3.2 = 0.125$$

$$C_s = 0.125$$

Cortante basal

$$V = C_s W$$

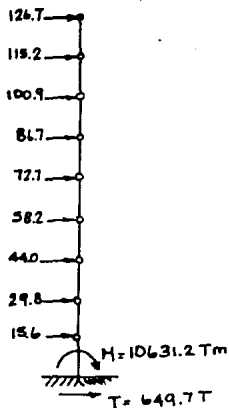
$$V = 0.125 * (5197.88) = 649.74 \text{ T}$$

$$V = 649.74 \text{ T}$$

b) Cálculo de fuerzas sísmicas

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W h} V, \quad W_i = (CP + CV(nat)) i$$

Nivel	h_i (m)	W_i (T)	$W_i h_i$	F_i	V_i
A	29.1	510.14	14845.07	126.75	126.75
8	25.9	520.86	13490.27	115.18	241.93
7	22.7	520.86	11823.52	100.95	342.88
6	19.5	520.86	10156.77	86.72	429.60
5	16.3	520.86	8490.02	72.49	502.09
4	13.1	520.86	6823.27	58.26	560.35
3	9.9	520.86	5156.51	44.03	604.38
2	6.7	520.86	3489.76	29.79	634.17
1	3.5	520.86	1823.01	15.56	649.73
0	0.0	520.86	0.0	0.0	649.73
			<u>76098.20</u>		



$$M_v = \sum F_i h_i = 13288.94 \text{ Tm}$$

Reducción (Sección 8.5 NTCDS)

$$M_v = 0.8 (13288.94) = 10631.15 \text{ Tm}$$

$$M_v = 10631.2 \text{ Tm}$$

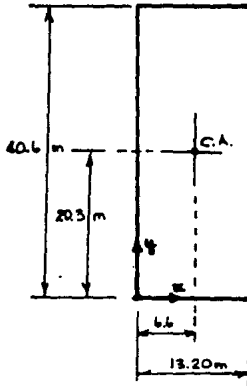
$$V_{\text{base}} = 649.7 \text{ T}$$

$$M_v = 10631.2 \text{ Tm}$$

3.6 CENTROIDE DE AREA

Por ser una figura regular el centroide de area es inmediato: $\bar{x} = 6.6 \text{ m}$, $\bar{y} = 20.3 \text{ m}$

3.7 MOMENTO DE INERCIA



$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_x = 73615.76 \text{ m}^4$$

$$I_y = 7781.56 \text{ m}^4$$

3.8 COMBINACIONES DE CARGA

Profundidad de desplante = 3.3 m

$$W_{\text{comp}} = 1.6 * 3.3 * 535.92 = 2829.65 \text{ T}$$

A) Calculos sin considerar el agua

A.1 Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{\text{max}} + W_{\text{cim}} - W_{\text{comp}}$$

$$N = 5599.79 + 713.51 - 2829.65 = 3483.65$$

$$|N = 3483.6 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{\text{inat}} + W_{\text{cim}} - W_{\text{comp}} =$$

$$N = 5197 + 713.51 - 2829.65 = 3081.74 \text{ T}$$

$$|N = 3081.74 \text{ T}|$$

$$T = 649.7 \text{ T}$$

$$|T = 649.7 \text{ T}|$$

$$M = 10631.2 \text{ Tm}$$

$$|M = 10631.2 \text{ Tm}|$$

A.2) Con factores de carga

Condición estática

$$N = 1.4 (CP + CV_{\max} + W_{cim}) - 0.9 W_{comp} =$$

$$N = 1.4 (5599.79 + 713.51) - 0.9 (2829.65) =$$

$$N = 6291.9$$

$$|N = 6291.9 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CP + CV_{\text{net}} + W_{cim}) - 0.9 W_{comp} =$$

$$N = 1.1 (5197.88 + 713.51) - 0.9 (2829.65) =$$

$$N = 3955.84 \text{ T}$$

$$|N = 3955.8 \text{ T}|$$

$$T = 1.1 (649.7) = 714.67 \text{ T}$$

$$|T = 714.7 \text{ T}|$$

$$M = 1.1 (10631.2) = 11694.32 \text{ T}$$

$$|M = 11694.3 \text{ Tm}|$$

B) Cálculos considerando el agua

B.1 Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{\max} + W_{cim} - W_{comp} + W_{agua}$$

$$N = 3483.65 + 819.1 = 4302.75$$

$$|N = 4302.8 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{\text{net}} + W_{cim} - W_{comp} + W_{agua}$$

$$N = 3081.7 + 819.1 = 3900.8 \quad |N = 3900.8 \text{ T}|$$

$$T = 649.7 \text{ T}$$

$$|T = 649.7 \text{ T}|$$

$$M = 10631.2 \text{ Tm}$$

$$|M = 10631.2 \text{ Tm}|$$

B.2 Con factores

Condición estática

$$N = 1.4 (CP + CV_{\max} + W_{cim} + W_{agua}) - 0.9 W_{comp}$$

$$N = 1.4 (5599.79 + 713.51 + 819.1) - 0.9 (2829.65) =$$

$$N = 7438.7 \text{ T}$$

$$|N = 7438.7 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CP + CV_{\max} + W_{cm} + W_{agua}) - 0.9 W_{comp}$$

$$N = 1.1 (5197.88 + 713.51 + 819.1) - 0.9 (2829.65) =$$

$$N = 4856.8$$

$$|N = 4856.8 \text{ T}|$$

$$T = 714.67 \text{ T}$$

$$|T = 714.7 \text{ T}|$$

$$M = 11694.3 \text{ Tm}$$

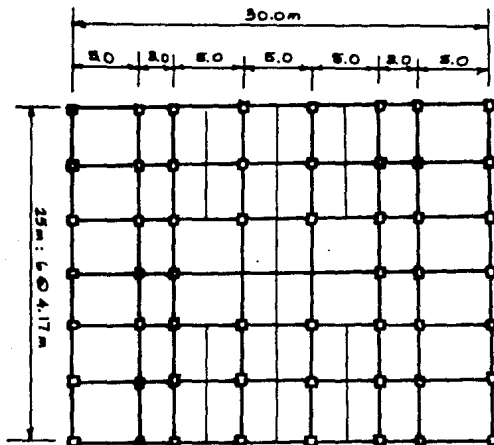
$$|M = 11694.3 \text{ Tm}|$$

5) EDIFICIO CANANEA 7

Nota: En este edificio se cuenta con muy poca información, por lo que la estimación de los pesos se realiza a base de supuestos en algunos casos.

5.1 CARGAS POR CADA NIVEL

A) Planta típica



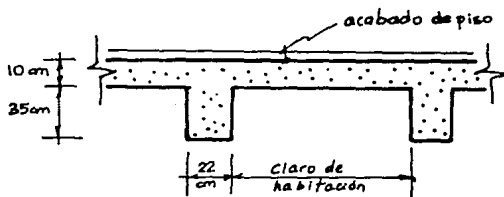
- Edificio de P.B., 6 niveles y azotea.
- Uso: vivienda.
- Marcos de concreto reforzado, losa con traveses y cimentación de losa.
- Muros divisorios de tabique.
- Edificio que pertenece al grupo B, de acuerdo a su estructura se clasifica en el tipo I.

Area = 750 m²

Columnas = 54 de 0.4 x 0.4 m

Altura de piso = 3.0 m

B) Esquema de losa (supuesta)



C) Datos de carga

Para el cálculo de cargas se utilizarán los siguientes pesos unitarios:

- Concreto reforzado: $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$
- Carga muerta adicional por losa = $\omega = 0.02 \text{ T/m}^2$
- Mortero de cemento $\gamma = 2.2 \text{ T/m}^3$
- Carga muerta adicional por mortero = $\omega = 0.02 \text{ T/m}^2$
- Loseta de piso $\omega = 0.05 \text{ T/m}^2$
- Instalaciones y plafones $\omega = 0.04 \text{ T/m}^2$
- Tabique $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^2$

La carga viva será la indicada en el RCDF para el uso de vivienda (T/m^2)

	CV _{máx}	CV _{inst}
Losa	0.17	0.09
Azotea	0.10	0.07

D) Carga permanente

Losa

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= 0.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 &&= .240 \text{ T/m}^2 \\ \text{Capa de mortero de 3cm} &= && \\ &0.03 \text{ m} * 2.2 \text{ T/m}^3 &&= .066 \text{ T/m}^2 \\ \text{Loseta} &&&= .050 \text{ T/m}^2 \\ \text{Instalaciones} &&&= .040 \text{ T/m}^2 \\ \text{Carga adicional} &&&= \underline{.040 \text{ T/m}^2} \\ &&&.436 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Peso de losa/nivel} = .436 \text{ T/m}^2 * 750 \text{ m}^2 =$$

$$\underline{327.0 \text{ T}}$$

Trabes

$$\text{Sección de las trabes} = .35 * .22 = 0.077 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de trabes} = 468.8 \text{ m}$$

$$\text{Peso de trabes/nivel} = 0.077 \text{ m}^2 * 468.8 \text{ m} * 2.4 =$$

$$\underline{86.6 \text{ T}}$$

Muros

Tabique macizo de 14 cm de espesor con aplanado de 2 cm a cada lado.

$$\text{Altura de entrepiso} = 2.60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de muro} &= 2.6 \text{ m} * 0.14 \text{ m} * 1.5 \text{ T/m}^3 = 0.546 \text{ T/m} \\ \text{Peso de aplanado} &= 2.6 \text{ m} * 0.04 \text{ m} * 2.2 \text{ T/m}^3 = 0.229 \text{ T/m} \\ \text{Peso adicional} &= 0.020 \text{ T/m}^2 * 2.6 \text{ m} = \begin{array}{r} 0.052 \text{ T/m} \\ 0.827 \text{ T/m} \end{array} \end{aligned}$$

Longitud estimada de muro = 350 m

$$\text{Peso de muro/nivel} = 350 \text{ m} * 0.827 \text{ T/m} = \underline{289.4 \text{ T}}$$

Columnas

$$\text{Sección de las columnas} = 0.4 * 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Número de columnas/nivel} = 54$$

$$\text{Altura entre ejes} = 3.0 \text{ m}$$

$$\text{Peso columnas/nivel} = 54 * 0.16 \text{ m}^2 * 3.0 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{62.2 \text{ T}}$$

Carga permanente/piso

$$\text{CP} = 327.0 + 86.6 + 289.4 + 62.2 = \underline{765.2 \text{ T}}$$

E) Carga variable

Niveles 0-6

$$\text{CV}_{\text{máx}} = 750 \text{ m}^2 * 0.17 \text{ T/m}^2 = \underline{127.5 \text{ T}}$$

$$\text{CV}_{\text{net}} = 750 \text{ m}^2 * 0.09 \text{ T/m}^2 = \underline{67.5 \text{ T}}$$

5.2 CARGA EN LA AZOTEA

A) Carga permanente

Losa

$$\text{Losa} = 0.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = .240 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Relleno e impermeabilización} = .150 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Instalaciones} = .040 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga adicional} = .040 \text{ T/m}^2$$

$$.470 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso de losa} = .470 \text{ T/m}^2 * 750 \text{ m}^2 = \underline{352.5 \text{ T}}$$

Trabes

$$\text{Similar a cualquier nivel} = \underline{86.6 \text{ T}}$$

Muros

$$\text{Altura de muro} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Peso de muro} = 1.5 \text{ m} * 0.14 \text{ m} * 1.5 \text{ T/m}^3 = 0.315 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso de aplanado} = 1.5 \text{ m} * 0.04 \text{ m} * 2.2 \text{ T/m}^3 = 0.132 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso adicional} = 0.020 \text{ T/m}^2 * 1.5 \text{ m} = \begin{array}{r} 0.030 \text{ T/m} \\ 0.477 \text{ T/m} \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Longitud estimada de muro} &= 110 \text{ m} \\
 \text{Peso de muro/azotea} &= 110 \text{ m} * 0.477 = \underline{52.5 \text{ T}} \\
 \text{Peso de 4 tinacos} &= 4 * 1.5 \text{ T} = \underline{6 \text{ T}} \\
 \text{CP} &= 352.5 + 86.6 + 52.5 + 6 = \underline{497.6 \text{ T}}
 \end{aligned}$$

B) Carga variable

$$\begin{aligned}
 \text{CV}_{\text{máx}} &= 750.0 \text{ m}^2 * 0.10 \text{ T/m}^2 = 75.0 \text{ T} \\
 \text{CV}_{\text{inst}} &= 750.0 \text{ m}^2 * 0.07 \text{ T/m}^2 = 52.5 \text{ T}
 \end{aligned}$$

5.3 CARGA POR CIMENTACION

La única información que se proporciona de la cimentación es que es una losa a una profundidad de desplante de 2.60 m.

Se supondrán contratraveses de 0.90 m * 0.40 m y una losa de 0.2 m de espesor.

$$\begin{aligned}
 \text{Losa} &= 0.2 \text{ m} * 750.0 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{360.0 \text{ T}} \\
 \text{Contratraveses} &= 468.8 \text{ m} * 0.70 * 0.40 * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{315.0 \text{ T}} \\
 \text{Muros} &= 1.7 \text{ m} * 110 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{67.3 \text{ T}} \\
 \text{Columnas} &= 54 * 1.7 \text{ m} + 0.16 \text{ m}^2 * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{35.3 \text{ T}} \\
 \text{CP} &= 360.0 + 315.0 + 67.3 + 35.3 = \underline{777.6 \text{ T}}
 \end{aligned}$$

Aunque no se proporciona información del nivel de agua dentro del cajón, ni del nivel freático, se supondrá un tirante de agua de 1.80 m.

Volúmen del cajón - volúmen contratraveses =

$$(24.7 * 29.7 * 1.8) - (468.8 * 0.7 * 0.4) = 1189.2 \text{ m}^3$$

$$\underline{\underline{\text{CP} = 1966.8 \text{ T}}}$$

5.4 DISTRIBUCION DE CARGAS POR NIVELES (T)

Nivel	CP	CV _{máx}	CV _{inst}	CP + CV _{máx}	CP + CV _{inst}
A	497.6	75.0	52.5	572.6	550.1
6	765.2	127.5	67.5	892.7	832.7
5	765.2	127.5	67.5	892.7	832.7
4	765.2	127.5	67.5	892.7	832.7
3	765.2	127.5	67.5	892.7	832.7
2	765.2	127.5	67.5	892.7	832.7
1	765.2	127.5	67.5	892.7	832.7
0	765.2	127.5	67.5	<u>892.7</u>	<u>832.7</u>
				6821.5	6379.0
Cimentación	777.6	----	----	777.6	777.6
Cimentación más agua	1966.8	----	----	1966.8	1966.8

5.5 OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACION

A) Fórmula aproximada

$$T = 0.08 H^{0.75}$$

$$T = 0.08 (21.0)^{0.75} = 0.78 \text{ seg.}$$

Con $T = 0.78$ seg. los parámetros del espectro de diseño son:

$$c = 0.40 \quad (\text{Art. 206 RCDF})$$

$$T_a = 0.6, T_b = 3.9, r = 1 \quad (\text{Secc.3 de NTCDS})$$

$$0.6 < 0.78 < 3.9 \Rightarrow c = 0.40$$

$$C_s = C/Q$$

$$Q = 4 \quad (\text{Tipo de estructura con condiciones de regularidad})$$

$$C_s = .4/4 = 0.10$$

$$\boxed{C_s = 0.100}$$

Cortante basal

$$V = C_s W$$

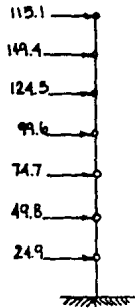
$$V = 0.100 (6379.0) = 637.9 \text{ T}$$

$$\boxed{V = 637.9 \text{ T}}$$

B) Cálculo de fuerzas sísmicas

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V, \quad W_i = (CP + CV_{inst}) i$$

Nivel	h_i (m)	W_i (T)	$W_i h_i$	F_i	V_i
A	21.0	550.1	11552.1	115.12	115.12
6	18.0	832.7	14988.6	149.37	264.49
5	15.0	832.7	12490.5	124.47	388.46
4	12.0	832.7	9992.4	99.58	488.54
3	9.0	832.7	7494.3	74.68	563.22
2	6.0	832.7	4996.2	49.79	613.01
1	3.0	832.7	2498.1	24.89	637.90
0	0.0	832.7	0.0	0.0	637.90
			64012.2		



$$M_v = \sum F_i h_i = 9213.72 \text{ Tm}$$

Reducción (Sección 8.5 NTCDS)

$$M_v = 0.8 * 9213.72 = 7370.98 \text{ Tm}$$

$$M_v = 7371.0 \text{ Tm}$$

$$V_{base} = 637.9 \text{ T}$$

$$M_v = 7371.0 \text{ Tm}$$

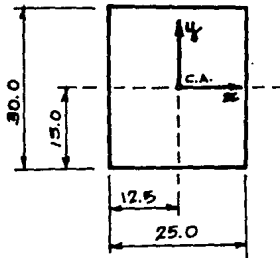
5.6 CENTROIDE DE AREA

Por ser una figura regular el centroide del área sale de inmediato:

$$\bar{x} = 12.5 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 15.0 \text{ m}$$

5.7 MOMENTO DE INERCIA



$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_x = 56250 \text{ m}^4$$

$$I_y = 39062.5 \text{ m}^4$$

5.8. COMBINACIONES DE CARGA

Profundidad de desplante = 2.60 m

$$W_{comp} = 1.6 \text{ T/m}^3 * 2.60 \text{ m} * 750 \text{ m}^2 = \underline{3120 \text{ T}}$$

A) Sin considerar el agua

A.1) Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{\text{máx}} + W_{cim} - W_{comp}$$

$$N = 6821.5 + 777.6 - 3120 = 4479.1$$

$$|N = 4479.1 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{\text{inst}} + W_{cim} - W_{comp} =$$

$$N = 6379.0 + 777.6 - 3120 = 4036.6$$

$$|N = 4036.6 \text{ T}|$$

$$T = 637.9 \text{ T}$$

$$|T = 637.9 \text{ T}|$$

$$M = 7371.0 \text{ Tm}$$

$$|M = 7371.0 \text{ Tm}|$$

A.2) Con factores de carga

Condiciones estáticas

$$N = 1.4 (CP + CV_{\text{máx}} + W_{cim}) - 0.9 W_{comp} =$$

$$N = 1.4 (6821.5 + 777.6) - 0.9 (3120) = 7830.74 \text{ T}$$

$$|N = 7830.7 \text{ T}|$$

Condiciones dinámicas

$$N = 1.1 (CP + CV_{\text{máx}} + W_{cim}) - 0.9 W_{comp} =$$

$$N = 1.1 (6379.0 + 777.6) - 0.9 (3120) = 5064.3$$

$$|N = 5064.3 \text{ T}|$$

$$T = 1.1 (637.9) = 701.69$$

$$|T = 701.7 \text{ T}|$$

$$M = 1.1 (7371.0) = 8108.1$$

$$|M = 8108.1 \text{ T}|$$

B) Considerando el agua

B.1) Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{\text{máx}} + W_{\text{cim}} + W_{\text{agua}} - W_{\text{comp}} =$$

$$N = 6821.5 + 1966.8 - 3120 =$$

$$N = 5668.3 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 5668.3 \text{ T}}$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{\text{net}} W_{\text{cim}} + W_{\text{agua}} - W_{\text{comp}} =$$

$$N = 6379.0 + 1966.8 - 3120 =$$

$$N = 5225.8$$

$$\boxed{N = 5225.8 \text{ T}}$$

$$T = 637.9 \text{ T}$$

$$\boxed{T = 637.9 \text{ T}}$$

$$M = 7371.0 \text{ Tm}$$

$$\boxed{M = 7371.0}$$

B.2) Con factores

Condiciones estáticas

$$N = 1.4 (CP + CV_{\text{máx}} + W_{\text{cim}} + W_{\text{agua}}) - 0.9 W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1.4 (6821.5 + 1966.8) - 0.9 (3120) =$$

$$N = 9495.6 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 9495.6 \text{ T}}$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CP + CV_{\text{net}} + W_{\text{cim}} + W_{\text{agua}}) - 0.9 W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1.1 (6379.0 + 1966.8) - 0.9 (3120) =$$

$$N = 6372.4 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 6372.4 \text{ T}}$$

$$T = 701.69 \text{ T}$$

$$\boxed{T = 701.7 \text{ T}}$$

$$M = 8108.1 \text{ Tm}$$

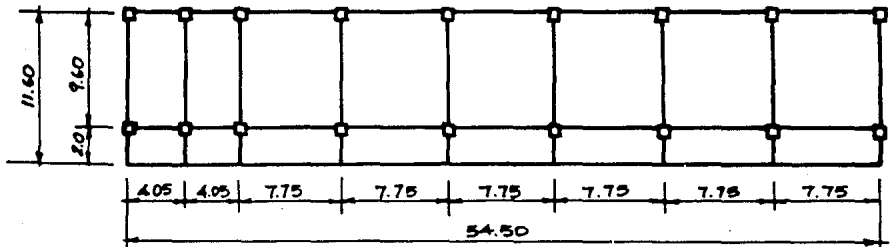
$$\boxed{M = 8108.1 \text{ T}}$$

6) EDIFICIO ESCUELA 159

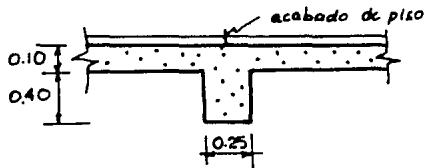
Nota: En este edificio se cuenta con muy poca información por lo que la estimación de los pesos se realiza a base de supuestos en algunos casos.

6.1 CARGAS POR CADA NIVEL

A) Planta típica



B) Esquema de losa (supuesta)



- Edificio de PB, 3 niveles y azotea
- Uso: escuela.
- Columnas y traveses de concreto, losas, losa de cimentación.
- Muros divisorios de tabique.
- Edificio que pertenece al grupo A y de acuerdo a la estructuración es tipo I.

Area = 632.2 m^2

Columnas = 18 de $0.4 * 0.4 \text{ m}$

Altura de piso = 3.30 m

C) Datos de carga

Para el cálculo de las cargas se utilizarán los siguientes pesos unitarios:

- Concreto reforzado	$\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$
- Carga muerta adicional por losa	$\omega = 0.02 \text{ T/m}^2$
- Mortero de cemento	$\gamma = 2.2 \text{ T/m}^3$
- Loseta de piso	$\omega = 0.05 \text{ T/m}^2$
- Instalaciones y plafones	$\omega = 0.04 \text{ T/m}^2$
- Tabique	$\gamma = 1.5 \text{ T/m}^2$

La carga viva será la indicada en el RCDF para el uso escuela (T/m^2):

	$CV_{\text{máx}}$	CV_{inst}
Losa	0.350	0.250
Azotea	0.100	0.070

D) Carga permanente

Losa

Losa = 0.1 m * 2.4 Tm	= 0.240 T/m^2
Capa de mortero = 0.03 m * 2.2 T/m^2	= 0.066 T/m^2
Loseta	= 0.050 T/m^2
Instalaciones	= 0.040 T/m^2
Carga adicional	= <u>0.040 T/m^2</u>
	0.436 T/m^2

$$\text{Peso de losa/nivel} = .436 \text{ T/m}^2 * 632 \text{ m}^2 =$$

$$\underline{275.6 \text{ T}}$$

Trabes

$$\text{Sección de las trabes} = 0.40 * 0.25 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de las trabes} = 213.4 \text{ m}$$

$$\text{Peso de trabe/nivel} = 0.1 \text{ m}^2 * 213.4 \text{ m} * 2.4 \text{ m} =$$

$$\underline{51.2 \text{ T}}$$

Muros

Tabique macizo de 14 cm de espesor con aplanado de 2 cm a cada lado.

$$\text{Altura de entrepiso} = 2.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de muro} &= 2.8 \text{ m} * 0.14 \text{ m} * 1.5 \text{ T/m}^3 = 0.588 \text{ T/m} \\ \text{Peso de aplanado} &= 2.8 \text{ m} * 0.04 \text{ m} * 2.2 \text{ T/m}^3 = 0.246 \text{ T/m} \\ \text{Peso adicional} &= 2.8 \text{ m} * 0.020 \text{ T/m}^2 = \frac{0.056 \text{ T/m}}{0.890 \text{ T/m}} \end{aligned}$$

Longitud estimada de muro = 160 m

$$\text{Peso de muro/nivel} = 160 \text{ m} * 0.890 \text{ T/m} = \underline{142.4 \text{ T}}$$

Columnas

$$\text{Sección de las columnas} = 0.4 * 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

Número de columnas = 18

Altura entre ejes = 3.30 m

$$\text{Peso columnas/nivel} = 18 * 0.16 \text{ m}^2 * 3.30 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = \underline{22.81 \text{ T}}$$

Carga permanente/nivel

$$\text{CP} = 275.6 + 51.2 + 142.4 + 22.81 = \underline{492.0 \text{ T}}$$

E) Carga variable

$$\text{CV}_{\text{máx}} = 632.2 * 0.350 = 221.3 \text{ T}$$

$$\text{CV}_{\text{inst}} = 632.2 * 0.250 = 158.1 \text{ T}$$

6.2 CARGA EN LA AZOTEA

A) Carga permanente

Losa

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= 0.1 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^3 = 0.240 \text{ T/m}^2 \\ \text{Relleno e impermeabilización} &= 0.150 \text{ T/m}^2 \\ \text{Instalaciones} &= 0.040 \text{ T/m}^2 \\ \text{Carga adicional} &= \frac{0.040 \text{ T/m}^2}{0.470 \text{ T/m}^2} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de losa} = .470 \text{ T/m}^2 * 632.2 \text{ m}^2 = \underline{297.1 \text{ T}}$$

Trabes

$$\text{Similar a cualquier nivel} \quad \underline{51.2 \text{ T}}$$

Muros

Altura de muro = 1.50 m

$$\text{Peso de muro} = 1.5 \text{ m} * 0.14 \text{ m} * 1.5 \text{ T/m}^3 = 0.315 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso de aplanado} = 1.5 \text{ m} * 0.04 \text{ m} * 2.2 \text{ T/m}^3 = 0.132 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso adicional} = 0.020 \text{ T/m}^2 * 1.5 \text{ m} = \frac{0.030 \text{ T/m}}{0.477 \text{ T/m}}$$

Longitud estimada de muro = 132.2 m

Peso de muro/azotea = 132.2 m * 0.477 = 63.1 T

Peso de 4 tinacos = 4 * 1.5 T = 6.0 T

Carga permanente en azotea

CP = 297.1 + 51.2 + 63.1 + 6.0 = 417.4 T

B) Carga variable

CV_{máx} = 632.2 m² * 0.100 T/m² = 63.2 T

CV_{net} = 632.2 m² * 0.070 T/m² = 44.2 T

6.3 CARGA POR CIMENTACION

La única información que se proporciona de la cimentación es que es una losa a una profundidad de desplante de 3.0m. En el momento del sismo el cajón de cimentación se encontró inundado con el nivel de agua a una profundidad de .50m.

Se supondrán contratraveses de 1.20 * 0.40 m y una losa de 0.2 cm de espesor

Losa = 0.2 m * 632.2 m² * 2.4 T/m² = 303.5 T

Contratraveses = 213.4 m * 1.0 m + 0.40 m * 2.4 T/m² = 204.9 T

Muros = 1.5 m * 132.2 m * 0.15 m * 2.4 T/m² = 71.4 T

Columnas = 18 * 1.5 m * 0.16 m² * 2.4 T/m² = 10.4 T

Carga permanente = 303.5 + 204.9 + 71.4 + 10.4 =

590.2 T

Suponiendo un tirante de agua dentro del cajón h = 2.3m:

El volúmen del cajón menos las contratraveses es de

(11.30 * 54.20 * 2.3 - 213.4 * 1 * 0.4) = 1323.3 m³

Peso del agua aproximado de 1323.3 T

CP_{ciment} = 1913.5 T

6.4 DISTRIBUCION DE CARGA POR NIVELES

<u>Nivel</u>	<u>CP</u>	<u>CV_{máx}</u>	<u>CV_{inst}</u>	<u>CP + CV_{máx}</u>	<u>CP + CV_{inst}</u>
A	417.4	63.2	44.2	480.6	461.6
3	492.0	221.3	158.1	713.3	650.1
2	492.0	221.3	158.1	713.3	650.1
1	492.0	221.3	158.1	713.3	650.1
0	492.0	221.3	158.1	<u>713.3</u>	<u>650.1</u>
				3333.8	3062.0
Cimentación	590.2	----	----	590.2	590.2
Cimentación más agua	1913.5	----	----	1913.5	1913.5

6.5 OBTENCION DE PERIODOS DE VIBRACION

A) Fórmula aproximada

$$T = 0.08 H^{0.75}$$

$$T = 0.08 (13.30)^{0.75} = 0.56 \text{ seg.}$$

Con $T = 0.56$ seg. se tiene:

$$c = 1.5 * 0.40 = 0.6$$

(Artículo 206 RCDF)

$$T_a = 0.6, T_b = 3.9, r = 1$$

(Sección 3 NTCDS)

$$0.56 < 0.6$$

$$a = (1 + 3 T/T_a) c/4 = 0.57$$

$$Q = 4$$

$$Q' = 1 + (T/T_a) Q - 1 = 3.8$$

(Sección 4 NTCDS)

$$Q' = 3.8 * 0.8 = 3.0$$

(Sección 4 NTCDS)

$$C_s = c/Q$$

$$C_s = 0.57/3 = 0.19 \sim 0.20$$

$$\boxed{C_s = 0.20}$$

Cortante basal

$$V = C_s W =$$

$$V = 0.20 (CP + CV_{inst}) = 0.20 (3062.0)$$

$$V = 612.4 T$$

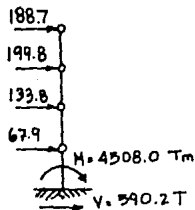
$$\boxed{V = 612.4 T}$$

B) Cálculo de las fuerzas sísmicas

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V$$

$$W_i = (CP + CV_{inst}) i$$

Nivel	h_i (m)	W_i (T)	$W_i h_i$	F_i	V_i
A	13.30	461.6	6139.3	188.7	188.7
3	10.00	650.1	6501.0	199.8	388.5
2	6.70	650.1	4355.7	133.8	522.3
1	3.40	650.1	2210.3	67.9	590.2
0	0.0	650.1	0.0	0.0	0.0
			19206.3		



$$M_v = \sum F_i h_i = 5635.03 \text{ Tm}$$

Reducción (sección 8.5 NTCDS)

$$M_v = 0.8(5635.03) = 4508.0 \text{ Tm}$$

$$|V_b = 590.2 \text{ T}|$$

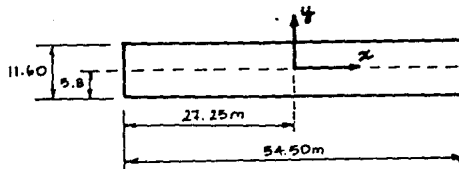
$$|M_v = 4508.0 \text{ Tm}|$$

6.6 CENTROIDE DE AREA

Por ser un rectángulo el centroide del área es inmediato:

$$\bar{x} = 27.25 \text{ m} \quad \bar{y} = 5.80 \text{ m}$$

6.7 MOMENTO DE INERCIA

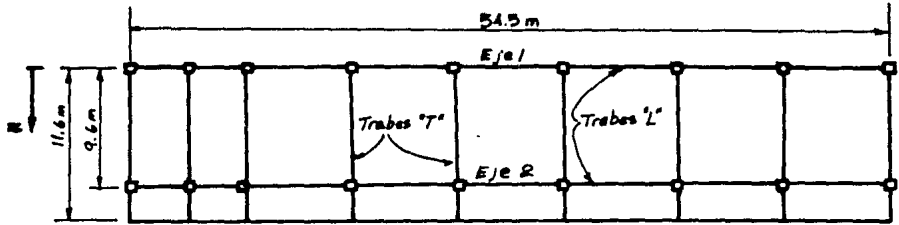


$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_x = 7089.1 \text{ m}^4$$

$$I_y = 156482.7 \text{ m}^4$$

6.8 ESTIMACION DEL CENTRO DE CARGAS (SENTIDO TRANSVERSAL)



Elemento	W(T)	\bar{x} (m)	$W\bar{x}$
Losa	275.6	5.8	1598.48
Eje 1			
Trabe	13.8	0.0	0.0
Muro	36.4	0.0	0.0
Columnas	11.4	0.0	0.0
Eje 2			
Trabe	13.8	9.6	132.48
Muro	36.4	9.6	349.44
Columnas	11.4	9.6	109.44
Travesas T	25.0	5.8	145.00
Muros T	<u>69.7</u>	5.8	<u>404.26</u>
	493.5		2739.10

$$\bar{x} = 5.55$$

$$e = 5.55 - 5.80 = 0.25 \text{ m (sentido transversal)}$$

6.9 COMBINACIONES DE CARGA

Profundidad de desplante = 3.00 m

$$W_{comp} = 1.6 \text{ T/m}^3 * 3.00 \text{ m} * 632.2 \text{ m}^2 = 3034.6 \text{ T}$$

A) Cálculos sin considerar el agua

A.1) Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{\text{máx}} + W_{cim} - W_{comp}$$

$$N = 3333.8 + 590.2 - 3034.6 = 889.4$$

$$|N = 889.4 \text{ T}|$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{inst} W_{cum} - W_{comp}$$

$$N = 3062.0 + 590.2 - 3034.6 = 617.6$$

$$|N = 617.6 T|$$

$$T = 590.2 T$$

$$|T = 590.2 T|$$

$$M = 4508.0 Tm$$

$$|M = 4508.0 Tm|$$

A.2) Con factores

Condición estática

$$N = 1.4 (CP + CV_{m\acute{a}x} + W_{cum}) - 0.9 W_{comp} =$$

$$N = 1.4 (3333.8 + 590.2) - 0.9 (3034.6)$$

$$= 2762.46 T$$

$$|N = 2762.5 T|$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CP + CV_{m\acute{a}x} + W_{cum}) - 0.9 W_{comp} =$$

$$N = 1.1 (3062.0 + 590.2) - 0.9 (3034.6)$$

$$= 1286.28 T$$

$$|N = 1286.3 T|$$

$$T = 1.1 (590.2) = 649.22 T$$

$$|T = 649.2 T|$$

$$M = 1.1 (4508.0) = 4958.8 Tm$$

$$|M = 4958.8 Tm|$$

B) Cálculos considerando el agua

B.1) Sin factores

Condición estática

$$N = CP + CV_{m\acute{a}x} + W_{cum} - W_{comp} + W_{agua} =$$

$$N = 3333.8 + 590.2 - 3034.6 + 1323.3 =$$

$$N = 2212.7$$

$$|N = 2212.7 T|$$

Condición dinámica

$$N = CP + CV_{inst} + W_{cum} - W_{comp} + W_{agua} =$$

$$N = 3062.0 + 590.2 - 3034.6 + 1323.3 =$$

$$N = 1940.7 T$$

$$|N = 1940.7 T|$$

$$T = 590.2 T$$

$$|T = 590.2 T|$$

$$M = 4508.0 Tm$$

$$|M = 4508.0 Tm|$$

B.2 Con factores

Condición estática

$$N = 1.4 (CF + CV_{\text{máx}} + W_{\text{int}} + W_{\text{agua}}) - 0.9 W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1.4 (3033.8 + 590.2 + 1323.3) - 0.9 (3034.6) =$$

$$N = 4615.1 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 4615.1 \text{ T}}$$

Condición dinámica

$$N = 1.1 (CF + CV_{\text{inst}} + W_{\text{int}} + W_{\text{agua}}) - 0.9 W_{\text{comp}} =$$

$$N = 1.1 (3062.0 + 590.2 + 1323.3) - 0.9 (3034.6) =$$

$$N = 2741.9 \text{ T}$$

$$\boxed{N = 2741.9 \text{ T}}$$

$$T = 1.1 (590.2) = 649.22$$

$$\boxed{T = 649.2 \text{ T}}$$

$$M = 1.1 (45080.0) = 4958.8 \text{ T}$$

$$\boxed{M = 4958.8 \text{ T}}$$