

89 2g

FACULTAD DE INGENIERIA

U.N.A.M.

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMIENTOS
SOMEROS SOBRE TALUDES

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A I
CARLOS ANTONIO LOPEZ HERNANDEZ

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



MEXICO D. F.

1990



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.

INDICE

CAPITULO I

INTRODUCCION..... 1

CAPITULO II

METODOS DE ANALISIS..... 21

CAPITULO III

EJEMPLOS COMPARATIVOS..... 73

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 163

Un número considerable de poblaciones se ubican en valles, la causa más común es que en dichos sitios se tiene una inmediata disposición del agua. Con el transcurso del tiempo dichos asentamientos han crecido ocupándose así las partes planas del terreno y provocando el uso de zonas adyacentes como lo son las laderas. En un principio estas fueron ocupadas por construcciones discretas como lo son casas habitación de un nivel, pero a medida que los requerimientos de espacio aumentaron, debido al problema demográfico, fue entonces necesario aumentar la capacidad funcional de dichas construcciones. Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil el construir un edificio en una ladera pudiera decirse que no tiene una gran diferencia marcada respecto a aquel realizado en un terreno plano excepto con el manejo del material con el que ha tenido contacto más tiempo el hombre: el suelo.

Como es sabido las diferentes Teorías de Capacidad de Carga se basan en hipótesis las cuales difieren a las circunstancias reales que se presentan en un talud, principalmente porque la masa de suelo que absorbe los esfuerzos inducidos por las sollicitaciones es diferente en geometría. Es por esto que se han efectuado correcciones a dichas teorías teniendo así soluciones al problema.

Debido a que la demanda habitacional en grandes urbes, como la Ciudad de México, se agudiza día a día la optimización del espacio con la construcción de edificaciones de varios niveles tiene como consecuencia nuevos requerimientos para las cimentaciones, siendo estas ya no tan comunes y apartándose de lo tradicional.

El propósito de este trabajo es disponer de un documento práctico y accesible para quienes requieran diseñar o revisar un cimiento

somero sobre un talud por capacidad de Carga, actividad que seguramente aumentará en el futuro.

CAPITULO I: INTRODUCCION.

Cimentación es la parte de la estructura que proporciona apoyo a esta y a sus cargas. Considera también al suelo o roca como elementos que sirven para transmitir cargas.

Las cimentaciones se clasifican en superficiales y profundas, siendo las primeras aquellas que se utilizan cuando las capas poco profundas del terreno son resistentes y de baja compresibilidad para las cargas que la estructura les transmitirá. Cuando el terreno no cumpla estas condiciones se usarán cimentaciones profundas, estas transmiten las cargas a capas resistentes o las distribuyen a lo largo del estrato. Se entenderá en este trabajo como cimentación superficial aquella cuya relación de profundidad de desplante entre el ancho del cimiento (D/B), sea menor o igual a la unidad.

Una cimentación debe ser segura, funcional y económica. Para que se cumplan estas condiciones se requiere de una profundidad de desplante adecuada, deformaciones tolerables, seguridad contra la falla estructural y que la propia cimentación no induzca esfuerzos tangenciales que superen la resistencia al corte del suelo.

La profundidad deberá ser tal que el buen funcionamiento de la cimentación no sea afectado por las heladas o los cambios volumétricos debidos a variaciones en la temperatura. Su magnitud debe ser lo suficientemente grande para que la erosión del agua y/o el viento sobre el suelo suprayacente al cimienta no afecte la estabilidad de éste.

Las deformaciones deben restringirse, limitando los asentamientos diferenciales que puedan ocasionar condiciones de esfuerzo no previstas en el diseño. Los asentamientos totales no excederán a los permisibles ya que de lo contrario producirán

dificultades de funcionamiento a la estructura. Al respecto las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal fijan como límite un asentamiento de 30 cm en construcciones aisladas y de 15 cm en construcciones en colindancia.

TIPOS DE FALLA.

Las cimentaciones fallan por capacidad de carga cuando se sobrepasa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que soporta al cimiento. Se han definido tres tipos de falla :

I.-Falla por Corte General.

Se caracteriza por la existencia de un patrón de rotura bien definido, consiste en una superficie de deslizamiento continua que va desde el borde de la cimentación hasta la superficie del terreno; en condiciones de esfuerzo controlado, bajo las cuales opera la mayoría de las cimentaciones, la falla es súbita y catastrófica. A menos que la rotación de las zapatas no esté permitida por la estructura, la falla ocurre con una inclinación sustancial de la cimentación, la cual puede provocar condiciones mecánicas diferentes a las de diseño a los elementos de la estructura. En condiciones de deformación controlada se observa una disminución en la carga última para que se produzca un

movimiento de la cimentación. En ambos casos se puede ver una tendencia al hinchamiento del suelo adyacente a la cimentación, aunque el colapso final del suelo ocurre de un solo lado.

En la figura 1.1 se muestra un croquis del tipo de Falla General en el cual se aprecia como se definen las superficies de deslizamiento y las tres zonas que éstas delimitan en su parte inferior. En la figura 1.2 se presenta una gráfica carga-deformación en la que se aprecia en el inicio un comportamiento lineal.

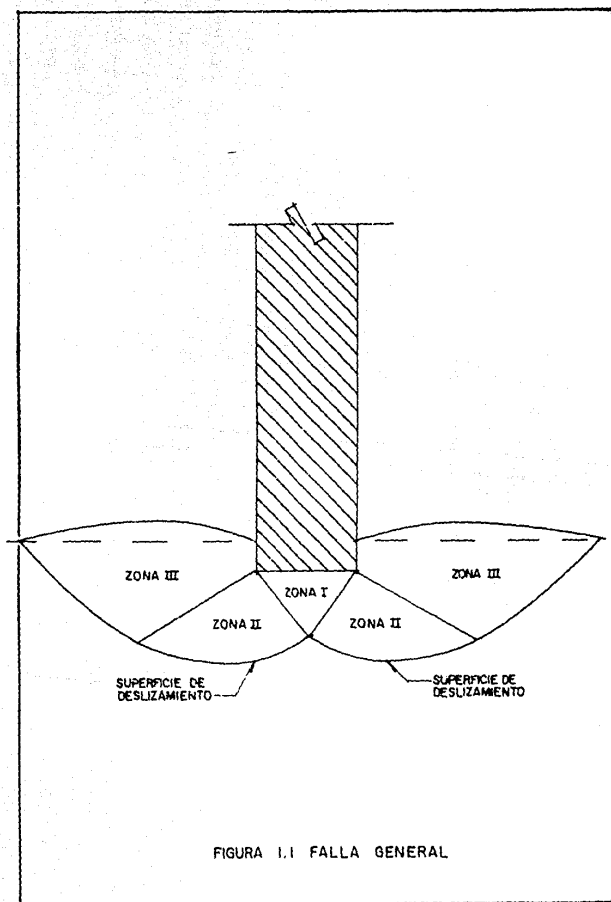


FIGURA 1.1 FALLA GENERAL

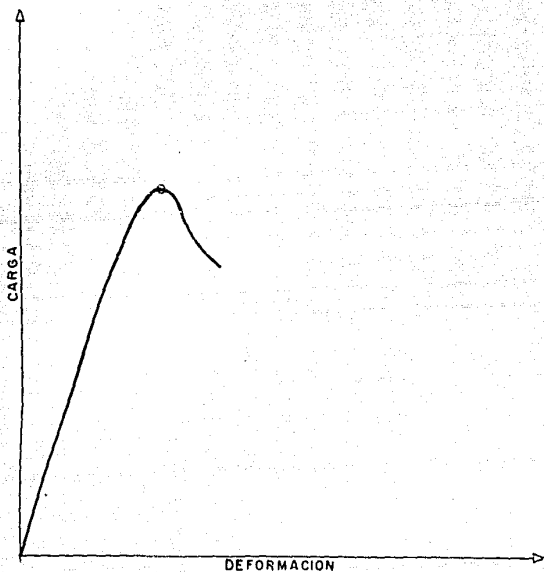


FIGURA 1.2 CURVA DEFORMACION-CARGA (FALLA GENERAL)

II. - Falla por Punzonamiento o Penetración.

Se caracteriza por un patrón de rotura que no es fácilmente observable. Al incrementar la carga, el movimiento vertical de la cimentación se acompaña por la compresión del suelo inmediatamente abajo de ella; la penetración subsecuente de la zapata se debe a la rotura vertical por corte alrededor de la cimentación. El suelo, fuera del área cargada, sufre mínimas alteraciones en su estado de esfuerzo provocando así que las deformaciones sean de pequeña magnitud. Se requiere de un aumento de la carga vertical para continuar el movimiento de la cimentación en dicha dirección.

En la figura 1.3 se propone un croquis para una falla por Punzonamiento donde se observa como solo en las zonas inmediatas al cimiento se modifica la estructura del suelo. En la figura 1.4 se muestra una gráfica carga-deformación para pruebas de carga superficiales donde se observa un comportamiento similar al plástico.

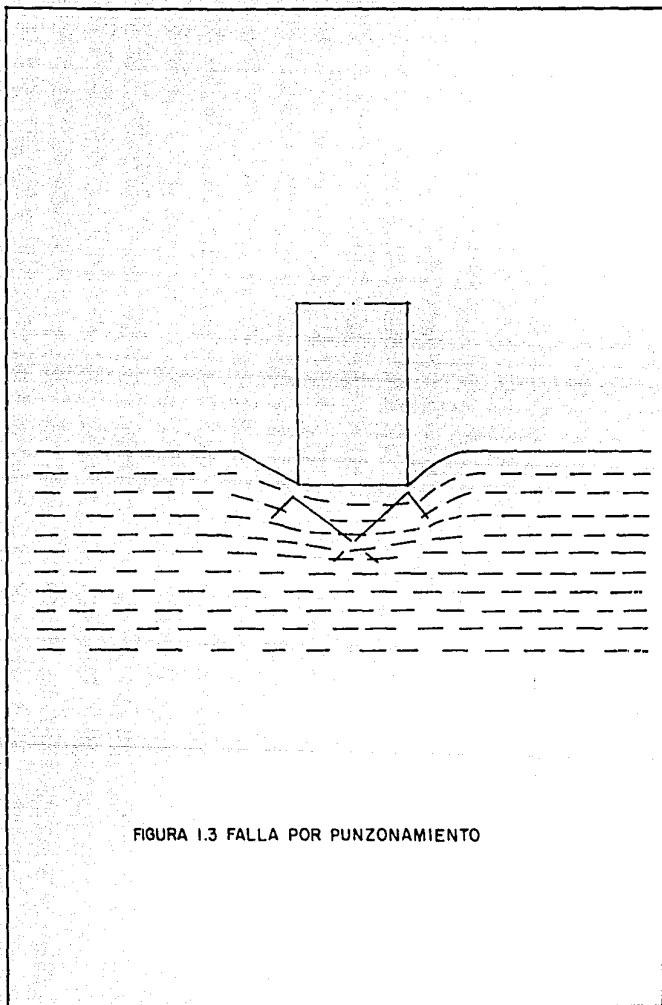


FIGURA 1.3 FALLA POR PUNZONAMIENTO

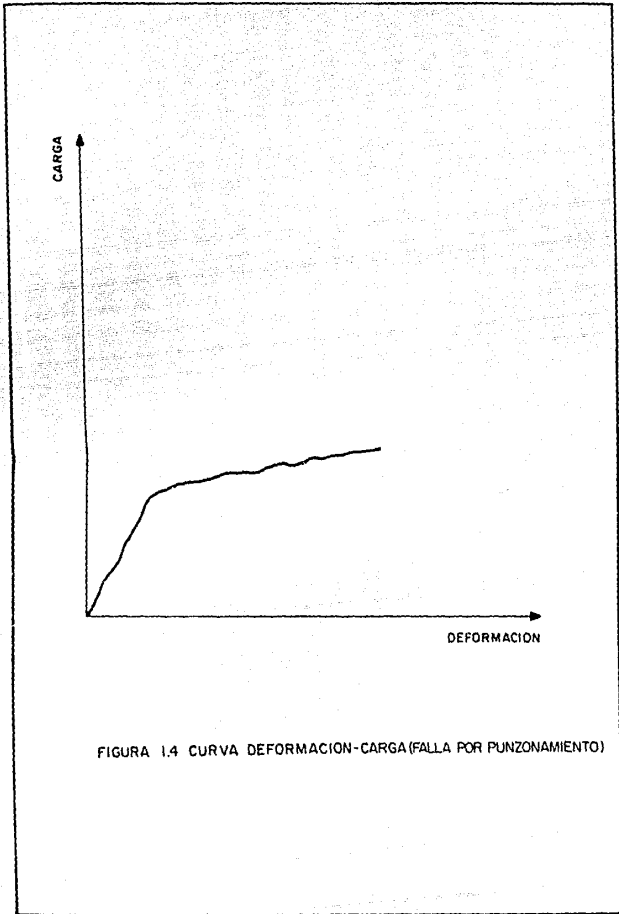


FIGURA 1.4 CURVA DEFORMACION-CARGA (FALLA POR PUNZONAMIENTO)

III.- Falla Local.

Este tipo de falla solo se puede apreciar debajo del cimiento, consiste en una cuña y una superficie de deslizamiento, estas comienzan en el borde del cimiento pero solo llegan hasta la profundidad de desplante. Hay hundimiento del terreno en ambos lados del cimiento pero en menor grado que en el caso de una Falla General; el asentamiento vertical es semejante al que ocurre en la Falla por Punzonamiento pero es menor en magnitud. Se puede interpretar como un caso intermedio entre los otros dos tipos de falla.

En la figura 1.5 se muestra el croquis correspondiente a la falla de tipo Local. En la figura 1.6 se presenta un diagrama carga-deformación en cual se aprecia un comportamiento intermedio a los otros dos casos ya mencionados.

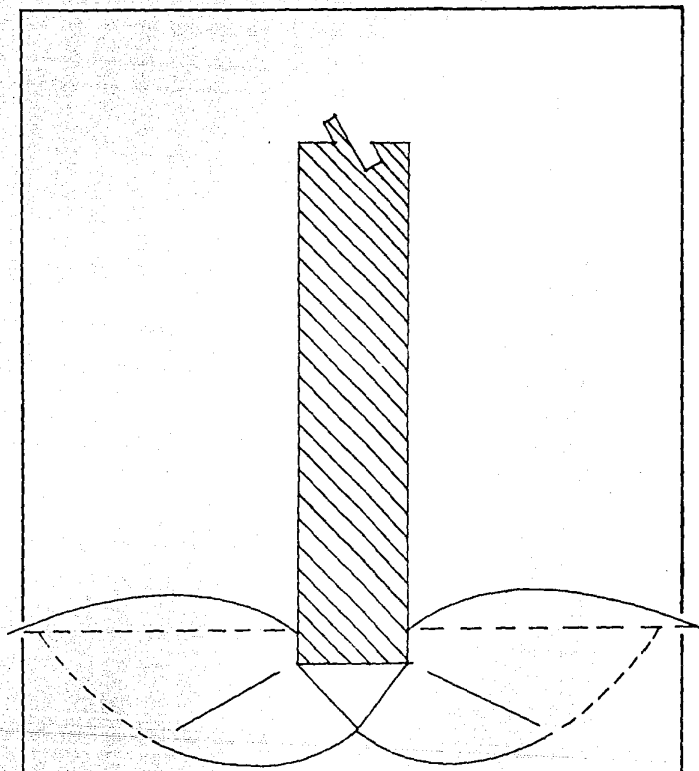


FIGURA 1.5 FALLA LOCAL

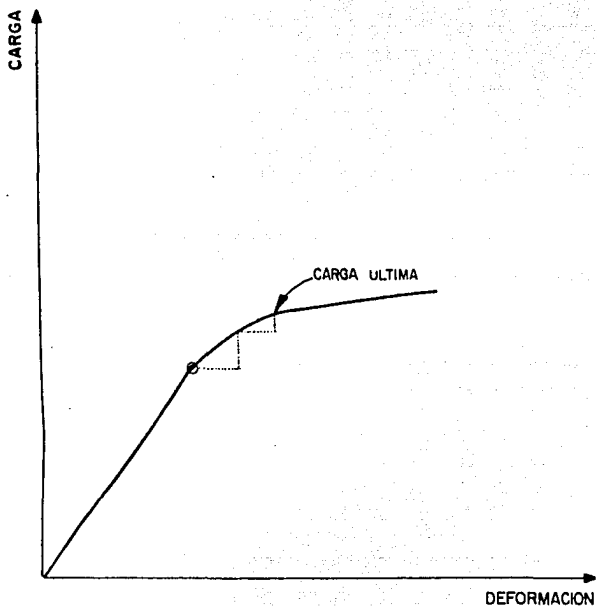


FIGURA 1.6 CURVA DEFORMACION CARGA (FALLA LOCAL)

El tipo de falla que se puede presentar depende de varios factores como son la geometría del cimiento, las condiciones de carga y la compresibilidad del suelo. Sobre este último cabe notar que en un suelo poco compresible el tipo de falla que se puede esperar es de tipo General; por el contrario, en un suelo compresible es muy probable que se presente una falla por Punzonamiento. Para un estado de compacidad y acomodo intermedio podrá esperarse una falla de tipo Local. Al respecto, en arenas compactas una zapata fallará por corte general, en tanto que el mismo elemento localizado en arena suelta fallará por Punzonamiento.

Vésic propone una gráfica (figura 1.7) mediante la cual es posible pronosticar el tipo de falla en arenas a partir de la compacidad relativa y de la relación profundidad de desplante entre el ancho del cimiento (D/B), en donde:

$$C_r = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}} \quad (1.1)$$

siendo:

e_{max} = Relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

e_{min} = Relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo.

e_{nat} = Relación de vacíos del suelo en estado natural.

Es importante destacar que el tipo de suelo no determina el tipo de falla. Por ejemplo, una zapata sobre arena compacta también puede fallar por Punzonamiento si aquella se desplanta a mayor profundidad, o si la carga se aplica de manera transitoria y dinámica.

Un parámetro auxiliar para evaluar la compresibilidad del suelo es el Índice de Rigidez, que se define como:

$$I_r = \frac{G}{C + \sigma \tan \phi} \quad (1.2)$$

donde:

G es el módulo de cortante y el denominador es la ley de resistencia del suelo. También se define :

$$I_{rr} = \zeta_v I \quad (1.3)$$

donde

$$\zeta_v = \frac{1}{1 + I_{rr} \Delta} \quad (1.4)$$

siendo Δ la fuerza por volumen en la zona plástica, para $I_{rr} > 255$ se puede esperar un suelo incompresible; para un $I_{rr} < 10$ se interpreta como un suelo compresible.

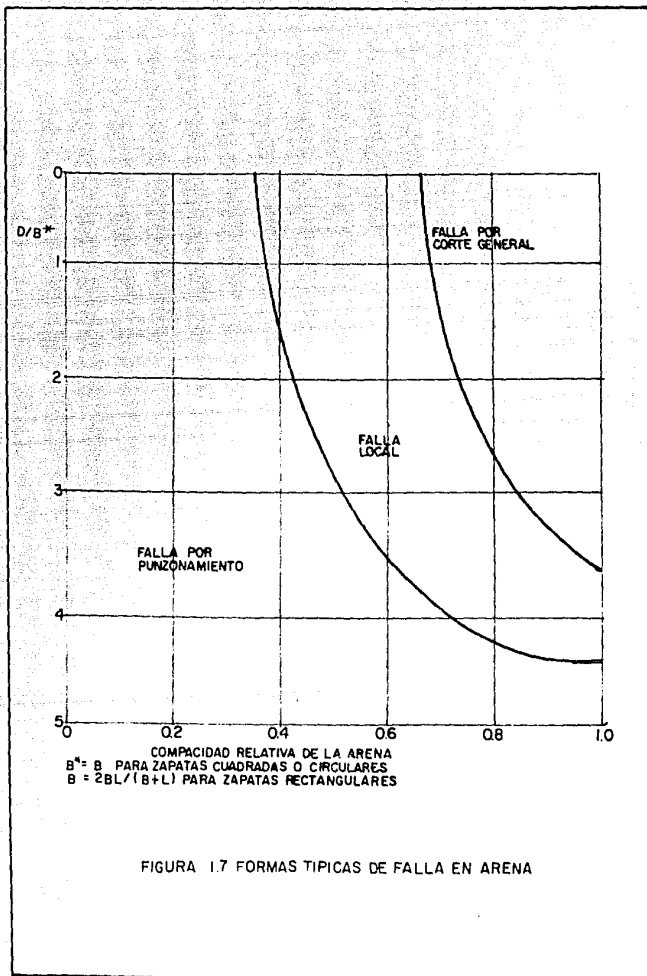


FIGURA 1.7 FORMAS TIPICAS DE FALLA EN ARENA

CAPITULO II METODOS DE ANALISIS

Comentarios Sobre el Criterio de Carga Última.

La carga última debe interpretarse como aquella para la cual la estructura del suelo falla por resistencia al esfuerzo cortante. Al alcanzar dicho valor, aparece la superficie de deslizamiento y posteriormente, el colapso de la cimentación. Representa un caso elasto-plástico donde la dificultad para resolver el problema estriba en determinar el modelo matemático adecuado. La solución existente proviene de la Teoría de la Plasticidad donde el suelo es considerado como un sólido rígido, en consecuencia esta solución es aplicable a medios continuos poco compresibles que implícitamente consideran una falla al corte de Tipo General.

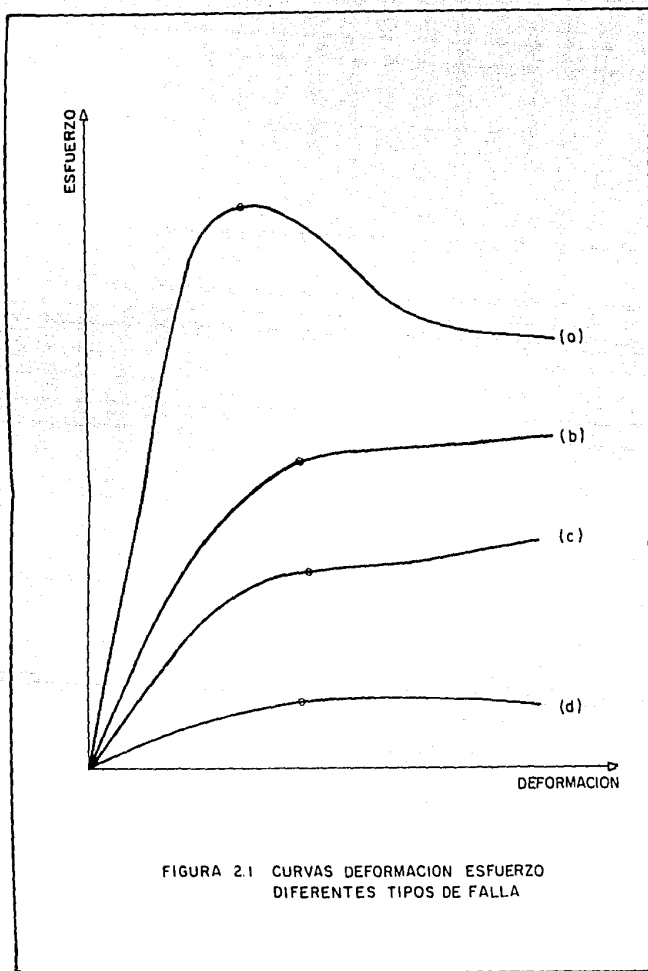
Con el objeto de mostrar el comportamiento del suelo bajo

diferentes niveles de esfuerzo se utiliza la gráfica Esfuerzo-Deformación , siendo el lugar geométrico que indica como varía el asentamiento o la deformación del suelo en cuestión en relación con el esfuerzo aplicado. Para considerar a un punto de la curva Esfuerzo-Deformación como aquel donde ha fallado la masa de suelo existen dos casos:

- Aquel punto que tiene el máximo esfuerzo en la gráfica (el máximo geométrico en la curva), e indica una falla frágil.
- El punto donde la pendiente se vuelve constante en la gráfica, que corresponde a la falla plástica o dúctil (ver figura 2.1)

En los casos de falla Local y por Penetración, para encontrar la carga última se requiere aplicar la carga de manera controlada , pero para alcanzar puntos de la gráfica Esfuerzo-Deformación en los cuales

se pueda interpretar como un falla se verá también que se han llegado a deformaciones del orden del 50% del ancho del cimiento, que de acuerdo con la filosofía del diseño de cimentaciones, ésta ya habría fallado por una deformación excesiva.



ESTIMACION DE LA CARGA ULTIMA.

El conocer la máxima carga que se puede aplicar a un suelo sin que este falle por resistencia al corte permitirá saber el área de contacto suelo-estructura mínima necesaria para que el cimiento de que se trate no tenga problemas en lo que a capacidad de carga se refiere. El realizar pruebas de campo para conocer la capacidad de carga del suelo es muy conveniente, pero dicha práctica requiere de recursos tanto humanos como económicos y es por ello que se han desarrollado teorías al respecto que, considerando hipótesis simplificadoras acerca del comportamiento de los suelos, estiman la capacidad de carga.

Para tal efecto se consideran a las dos partes que intervienen en una cimentación: la estructura y el suelo. Respecto al primero interesa conocer la magnitud y distribución de las cargas; acerca del

suelo es necesario determinar los valores del peso volumétrico (γ_m), la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (ϕ), estos dos últimos se determinan realizando pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante, que son pruebas donde se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales. Los tipos de prueba que más se emplean son tres:

- a) Prueba con Consolidación y con Drenaje.
- b) Prueba con Consolidación y sin Drenaje.
- c) Prueba sin Consolidación y sin Drenaje.

A partir de la realización de cada tipo de prueba se llegan a obtener valores diferentes de la cohesión y al ángulo de fricción interna, los valores que se deben emplear para la estimación de la capacidad de carga serán aquellos obtenidos de la prueba cuyas características representen las circunstancias reales.

La solución disponible contempla un tipo de falla General y se han realizado modificaciones para aplicarse a suelos donde sea de esperarse una falla de tipo Local dada su compresibilidad estimada. La solución que se usa considera al suelo como un medio semi-infinito, homogéneo con un peso volumétrico (γ_m) y una ley que define su resistencia ($s = \sigma + \tan \phi$). Para determinar el esfuerzo máximo que se puede aplicar al momento incipiente de la falla, con referencia a la figura 2.2, se han considerado las siguientes hipótesis:

- El tramo b-c no tiene resistencia al corte.
- No hay fricción en la longitud a-d, ni entre las masas de suelo separadas por la superficie de deslizamiento.
- La dimensión L es mucho mayor que el ancho B, por lo que el suelo de la parte superior es sustituido por una carga que en magnitud es equivalente a $\gamma_m D$.

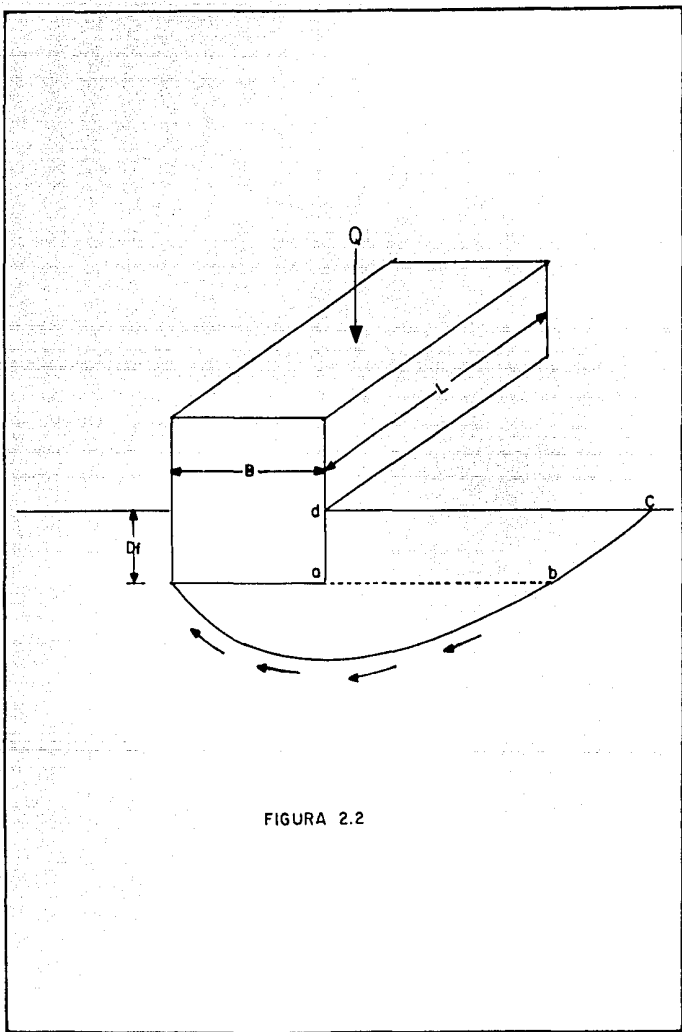


FIGURA 2.2

Las dos primeras consideraciones tienen un criterio conservador, ya que al realizar la construcción de la cimentación las condiciones mecánicas de la masa de suelo superficial son alteradas. La última hipótesis equivale a considerar a la dimensión L como semi-infinita, esto se justifica teóricamente para relaciones de $L/B > 10$ y para $L/B > 5$ en la práctica; para otros valores de la relación $L/B < 5$ existen modificaciones numéricas así como para otro tipo de formas geométricas.

Con referencia a la figura 2.3 el mecanismo de falla es el siguiente:

Se supone que la zona I penetra y empuja a la zona II provocando que la zona III trate de levantarse (bujamiento del terreno). Las líneas A-C y C-B son rectas con inclinación de $45^\circ/2$.

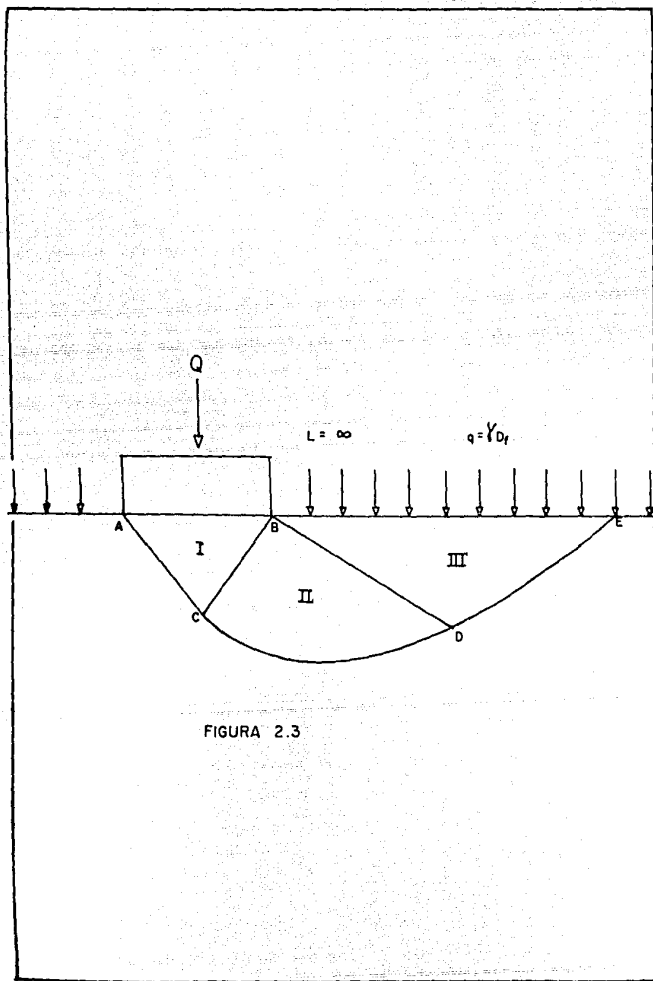


FIGURA 2.3

Si $\phi=0$, (suelo puramente cohesivo), C-D es un arco de circunferencia . La superficie de deslizamiento es representada por una espiral logarítmica que es una función directa del ángulo de fricción interna:

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (2.1)$$

Hasta la fecha no ha sido encontrada una solución analítica exacta al problema de la capacidad de carga, pero se han realizado investigaciones que han conducido a procedimientos de cálculo aproximados que han dado resultados aceptables. Al respecto , considerando un suelo sin peso ($\gamma_m=0$), Prandtl y Reissner llegaron a la siguiente expresión:

$$q_c = C N_c + q N_q \quad (2.2)$$

donde:

C es la cohesión del suelo obtenida en el laboratorio.

q es una sobrecarga y N_c y N_q son coeficientes adimensionales de la capacidad de carga que se definen con las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan (\pi/4 + \phi/2) \quad (2.3)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.4)$$

Los valores calculados para diferentes valores de ϕ aparecen en la tabla II.1.

Por otro lado para un suelo puramente friccionante ($C=0$), y sin sobrecarga, la carga máxima es:

$$q_c = \frac{1}{2} \gamma_m B N_\gamma \quad (2.5)$$

donde B es el ancho del cimiento y N_γ es otro factor adimensional de la capacidad de carga. Para aquellos casos intermedios, es decir, suelos con cohesión, sobrecarga y con peso ($C \neq 0$, $q \neq 0$, $\gamma \neq 0$), se

TABLE II.

	Mc	Mc	q
1 0 :	5.14 :	1 :	0 :
1 1 :	5.33 :	1.07 :	0.07 :
1 2 :	5.53 :	1.2 :	0.15 :
1 3 :	5.9 :	1.31 :	0.24 :
1 4 :	6.59 :	1.43 :	0.34 :
1 5 :	6.49 :	1.57 :	0.45 :
1 6 :	6.81 :	1.72 :	0.57 :
1 7 :	7.16 :	1.88 :	0.71 :
1 8 :	7.52 :	2.06 :	0.86 :
1 9 :	7.92 :	2.25 :	1.03 :
1 10 :	8.35 :	2.47 :	1.22 :
1 11 :	9.0 :	2.71 :	1.44 :
1 12 :	9.2 :	2.97 :	1.69 :
1 13 :	9.81 :	3.26 :	1.97 :
1 14 :	10.37 :	3.59 :	2.29 :
1 15 :	10.78 :	3.94 :	2.65 :
1 16 :	11.63 :	4.34 :	3.06 :
1 17 :	12.34 :	4.77 :	3.53 :
1 18 :	13.1 :	5.26 :	4.07 :
1 19 :	13.93 :	5.8 :	4.68 :
1 20 :	14.63 :	6.4 :	5.29 :
1 21 :	15.32 :	7.07 :	5.92 :
1 22 :	16.00 :	7.82 :	6.63 :
1 23 :	16.85 :	8.66 :	7.4 :
1 24 :	19.32 :	9.6 :	8.44 :
1 25 :	20.72 :	10.66 :	9.59 :
1 26 :	22.25 :	11.85 :	10.84 :
1 27 :	23.94 :	13.2 :	12.17 :
1 28 :	25.8 :	14.72 :	13.72 :
1 29 :	27.86 :	16.44 :	15.34 :
1 30 :	30.14 :	18.4 :	17.14 :
1 31 :	32.67 :	20.63 :	19.09 :
1 32 :	35.49 :	23.18 :	21.22 :
1 33 :	38.54 :	26.09 :	23.54 :
1 34 :	42.16 :	29.44 :	26.16 :
1 35 :	46.12 :	33.3 :	29.03 :
1 36 :	50.59 :	37.75 :	32.21 :
1 37 :	55.42 :	42.82 :	35.72 :
1 38 :	60.75 :	48.52 :	39.53 :
1 39 :	67.67 :	54.86 :	43.75 :
1 40 :	75.21 :	62.8 :	49.41 :
1 41 :	83.38 :	72.6 :	56.52 :
1 42 :	92.21 :	84.38 :	65.09 :
1 43 :	101.81 :	98.17 :	75.24 :
1 44 :	113.17 :	114.01 :	87.04 :
1 45 :	126.42 :	132.93 :	100.51 :
1 46 :	141.67 :	155.05 :	116.75 :
1 47 :	159.04 :	181.51 :	135.87 :
1 48 :	178.63 :	212.45 :	157.91 :
1 49 :	200.57 :	248.91 :	183.97 :
1 50 :	225.09 :	301.03 :	224.17 :

combinan las expresiones arriba mencionadas para calcular q_0 obteniéndose así la expresión de la capacidad de carga:

$$q_0 = C N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_m B N_\gamma \quad (2.6)$$

Es importante aclarar que esta superposición no es estrictamente correcta y acarrea errores de 17 al 20% para valores de ϕ entre 30° y 40°

El primer término de la ecuación de la capacidad de carga toma en cuenta la resistencia al corte debida a la cohesión, sin importar la profundidad de desplante.

El segundo término considera la sobrecarga que involucra al peso volumétrico (γ_m) y a la profundidad de desplante (D), es por ello que

la presencia de agua disminuye la capacidad de carga debido a que el peso volumetrico a emplear será $\gamma_m' = \gamma_m - \gamma_w$. Respecto a la profundidad de desplante (D) es fácil ver la relación directamente proporcional con q.

El tercer término considera la influencia del ancho del cimiento (B), ya que a mayor magnitud de este valor se tendrá una superficie de deslizamiento más grande y por lo tanto mayor área para absorber los esfuerzos producidos por la carga, además se tendrá una masa de suelo de mayor dimensión que se opondrá al movimiento.

La mayoría de los investigadores han coincidido en la determinación de los valores de los coeficientes de capacidad de carga N_c y N_q , en cambio el valor de N_γ es objeto de desacuerdo debido a que en unos casos el valor de éste se obtiene en pruebas de deformación

plana que puede representar un aumento del 10% en el valor del ángulo de fricción interna ϕ , que si dicho valor se obtuviera con una prueba triaxial convencional.

EFEECTO DE LA GEOMETRIA DE LA CIMENTACION.

Como es de esperarse no en todas las ocasiones se usarán cimientos largos, ya sea porque la capacidad de carga del terreno pueda soportar presiones de contacto mayores a las transmitidas por un cimiento de este tipo y entoces el emplearlos produciria un incremento innecesario en los costos. En otros casos se considera conveniente concentrar las cargas (por ejemplo en suelos expansivos).

Para calcular la capacidad de carga del suelo bajo la accion de zapatas circulares, cuadradas o rectangulares ($L/B < 5$) es necesario considerar las modificaciones en los mecanismos de falla que conducen a cambiar la ecuacion de la capacidad de carga. A continuacion se establecen los diferentes coeficientes que consideran el efecto de la forma segun Vesic, quedando la expresion de la siguiente manera:

$$q_0 = C N_c \zeta_c + q N_q \zeta_q + \frac{1}{2} B N_\gamma \zeta_\gamma \quad (2.7)$$

siendo ζ_c , ζ_q y ζ_γ los factores de forma.

FORMA	ζ_c	ζ_q	ζ_γ
Zapata continua	1	1	1
Rectangular	$1+(B/L)*(N_q/N_c)$	$1+(B/L) \tan\phi$	$1-0.4(B/L)$
Circular y Cuadrada.	$1+(N_q/N_c)$	$1+\tan\phi$	0.6

EFFECTO DE LA INCLINACION Y EXCENTRICIDAD DE LA CARGA.

Todos los análisis y comentarios que preceden a este subtítulo se refieren a condiciones donde la carga tiene una dirección vertical y es aplicada en el centro del ancho B del cimiento. En ocasiones ya sea debido a las condiciones particulares de un proyecto o por situaciones no consideradas en el diseño la carga actúa con una dirección inclinada y/o de manera excéntrica.

Bajo la primer condición el cimiento puede fallar por deslizamiento o bien por capacidad de carga donde existirá una reacción horizontal que, en el momento incipiente de la falla, se relaciona con la componente vertical de la fuerza actuante de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P = Q \tan \phi + A' C_a \quad (2.8)$$

donde:

P_{max} es la máxima fuerza horizontal.

Q es la componente horizontal de la fuerza actuante.

A' es el área efectiva del cimiento.

C_a es la adhesión del suelo (Similar a la cohesión).

Por otro lado, cuando la carga actúa excéntricamente la solución existente considera el mismo mecanismo de falla ya mencionado pero ahora las zonas plásticas en la masa de suelo tienen otra forma y tamaño, que dependen de la magnitud de la excentricidad.

Haciendo referencia a la figura 2.4, la zona I (ABC) es un cuña elástica que sería triangular si la carga no fuera excéntrica, donde el tramo AC es un arco de circunferencia cuyo centro coincide con el centro de rotación de la zapata. Cuando la excentricidad, e , es menor que $B/4$ el centro de rotación se aleja del borde de la

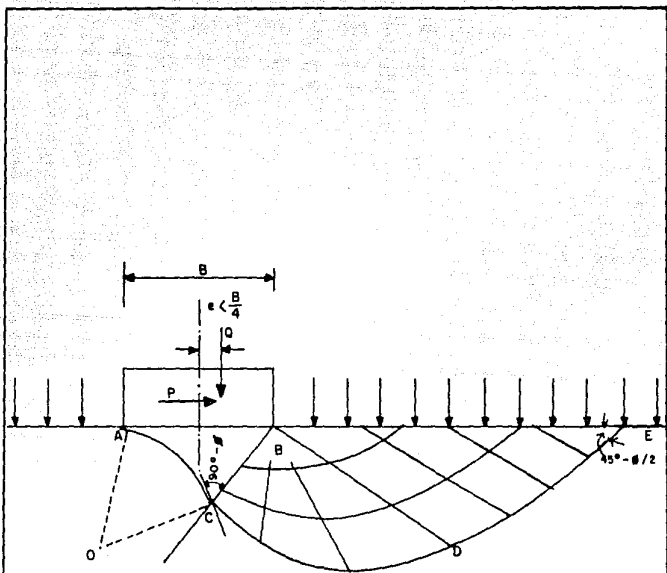


FIGURA 2.4 GEOMETRIA DE LAS ZONAS PLASTICAS DEL SUELO DEBIDO A LA ACCION DE UNA CARGA EXCENTRICA $e < B/4$

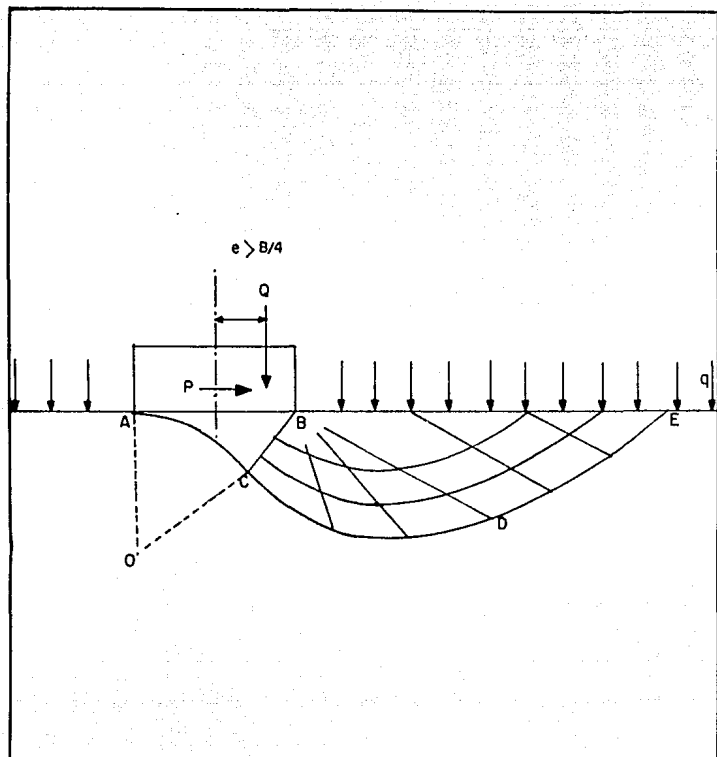
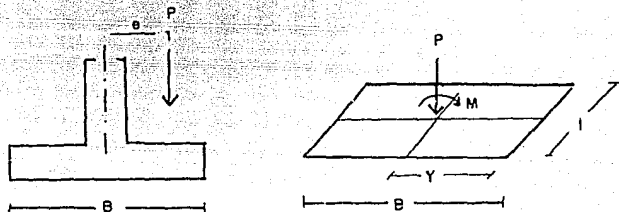


FIGURA 2.5 GEOMETRIA DE LAS ZONAS PLASTICAS DEL SUELO DEBIDO A LA ACCION DE UNA CARGA EXCENTRICA $e > B/4$

zapata opuesto al lado de aplicación de la carga. Si $e = B/4$, el centro de rotación está abajo del extremo de la zapata y cuando $e > B/4$, se tiene una condición propensa al volteo (figura 2.5).

Como un criterio razonable la excentricidad deberá ser menor que $B/6$ de acuerdo con la figura 2.6 y al siguiente razonamiento:



de la fórmula de la escuadría se tiene:

$$\sigma = \left(\frac{P}{A} \right) \pm \left(\frac{M}{I} \right) * Y \quad (2.9)$$

donde:

σ es el esfuerzo axial.

P es la carga axial.

A es el área de la sección transversal a la dirección de la carga.

M es el momento actuante ($M = P \times e$).

I es el momento de inercia de la sección.

Y es la distancia a la fibra más lejana a partir del centro de la sección.

Para este caso se tendrá que :

$$A = B \times l$$

$$I = \frac{B^3}{12}$$

$$M = P \times e$$

sustituyendo en la fórmula y estableciendo la condición para evitar esfuerzos de tensión, se tiene:

$$\sigma = \left(\frac{P}{B} \right) + - \left(\frac{6 P e}{12} \right) \geq 0$$

de donde, despejando e, queda:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

La aplicación de cargas excéntricas e/o inclinadas provocan condiciones donde no solamente se presentan esfuerzos de compresión en el suelo por lo que, teórica y experimentalmente, es conveniente considerar una reducción en el área de contacto, este efecto se traduce en una disminución del ancho B . Para determinar el nuevo ancho efectivo es conveniente realizar un análisis sobre lo que ocurre en el contacto suelo-estructura y las diferentes distribuciones de presiones que pueden suceder. Colocando una zapata infinitamente rígida en un medio idealmente homogéneo y elástico, se sabe que la distribución de presiones para una carga P es como la que se ilustra en la figura 2.7.a, teniéndose mayores presiones en los extremos que en el centro. Si se incrementa la carga, $P+\Delta P$, el material pasará a tener un comportamiento plástico al alcanzar el nivel de esfuerzo requerido por lo que la plastificación del suelo se propagará de los extremos

hacia el centro, figura 2.7.b, teniendo como resultado una distribución de presiones uniforme . Este puede ser el caso idealizado de un suelo cohesivo.

Tratándose de suelos puramente friccionantes, donde la rigidez aumenta con el confinamiento ($s = \sigma \tan \phi$), la distribución de presiones bajo una zapata infinitamente rígida bajo la acción de una carga P es la mostrada en la figura 2.8.a, en este caso a medida que aumenta la carga la zona plastificada del suelo se propaga del centro hacia los extremos consiguiéndose, como en el caso anterior, una distribución de presiones uniforme (figura 2.8.b).

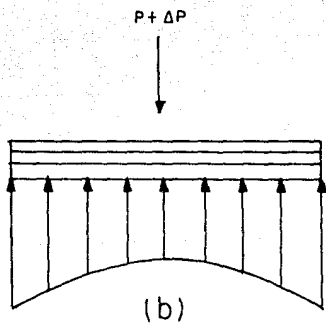
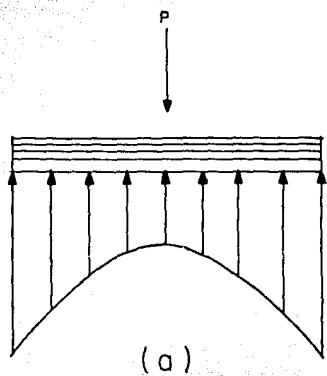
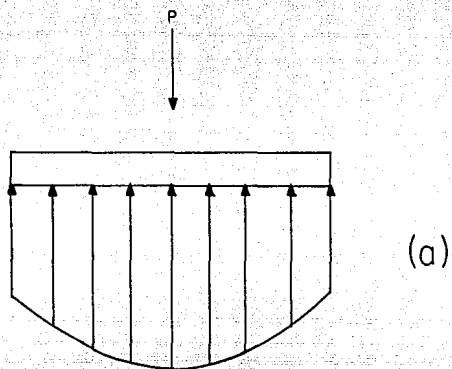
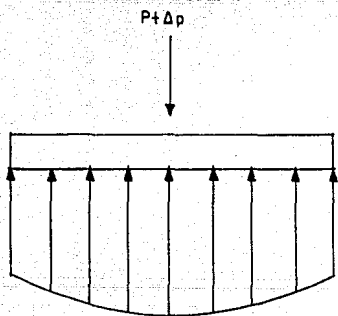


FIGURA 2.7 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN SUELO COHESIVO



(a)



(b)

FIGURA 2.8 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN SUELO FRICCIONANTE

De acuerdo con este análisis, se supondrá que la distribución de presiones será uniforme, que es una hipótesis muy empleada, ya que respresenta las condiciones reales cerca de la falla. Al respecto el RCDF considera la hipótesis de plastificación total del suelo para el diseño.

Para determinar el ancho efectivo debido a la aplicación de una carga excéntrica y aceptando una distribución uniforme de presiones en el suelo, se considera un rectángulo cuyo lado largo multiplicado por la presión media sea igual a la magnitud de la carga actuante, además la ubicación de dicho lado será tal que su mitad coincida con la línea de acción de la carga, tal como se observa en la figura 2.9, y a partir de esta se plantea lo siguiente:

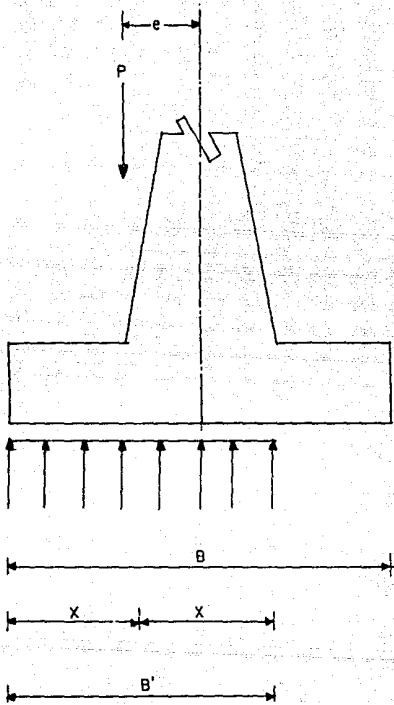


FIGURA 2.9

$$P = \sigma_{ni} \cdot B'$$

$$x = \left(\frac{B}{2} \right) - e$$

$$\text{y como } B' = 2x = \left(\frac{2B}{2} \right) - 2e$$

$$B' = B - 2e \quad (2.10)$$

Además de la anterior modificación Vésic propone alterar a cada uno de los términos de la ecuación de capacidad de carga con coeficientes que involucren o consideren al fenómeno en cuestión. Al respecto Vésic sugiere la siguiente expresión:

$$q_0 = \frac{Q_0}{B' \cdot L'} = C N_c \zeta_c \zeta_{ci} + q N_q \zeta_q \zeta_{qi} + 0.5 B \zeta_\gamma \zeta_{\gamma i} \quad (2.11)$$

donde:

$L' = L - 2e$ y considera la excentricidad de la carga en la dirección longitudinal.

ζ_{qi} , ζ_{ci} y ζ_{ci} son los factores de inclinación, estos se calculan de la siguiente manera:

-Cuando se trate de cimientos largos, donde excentricidad de la carga sea en la dirección de lado corto, Brinch Hansen (1970) propuso las expresiones que se presentan a continuación basadas en un análisis que considera un estado plano de esfuerzos.

$$\zeta_{qi} = [1 - P/(Q + B' L' C \cot\phi)]^2 \quad (2.12)$$

donde:

P es la reacción horizontal.

Q es la componente vertical.

B' es el ancho efectivo.

L' es el largo efectivo.

$$\zeta_{ci} = \zeta_{qi} - (1 - \zeta_{qi})/N \tan\phi \quad (2.13)$$

para los casos donde $\phi=0$:

$$\zeta_{ci} = (1-2P)/(B'L' C Nc) \quad (2.14)$$

y

$$\zeta_{\gamma i} = \left(1 - \frac{P}{Q + B'L' C \cot\phi}\right)^3 \quad (2.15)$$

- Para los casos donde no se trate de cimientos largos u otras geometrias Vesic sugiere remplazar las expresiones arriba mencionadas por las siguientes:

$$\text{Para } \phi=0: \zeta_{ci} = 1 - \frac{mP}{B'L' C Nc} \quad (2.16)$$

$$\text{Para } \phi \neq 0 \quad \zeta_{ci} = \zeta_{qi} - \frac{1-\zeta_{qi}}{Nc \tan\phi} \quad (2.17)$$

$$\zeta_{qi} = \left(1 - \frac{P}{Q + B'L' C \cot\phi}\right)^m \quad (2.18)$$

$$\zeta_{\gamma i} = \left(1 - \frac{P}{Q + B'L' C \cot\phi}\right)^{m+1} \quad (2.19)$$

donde :

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

En el caso de cimientos cuya forma no sea la rectangular, el área efectiva se puede determinar como aquella equivalente a la de un rectángulo cuyo centro de figura coincida con su centro de cargas, así como se muestra en la figura 2.10.

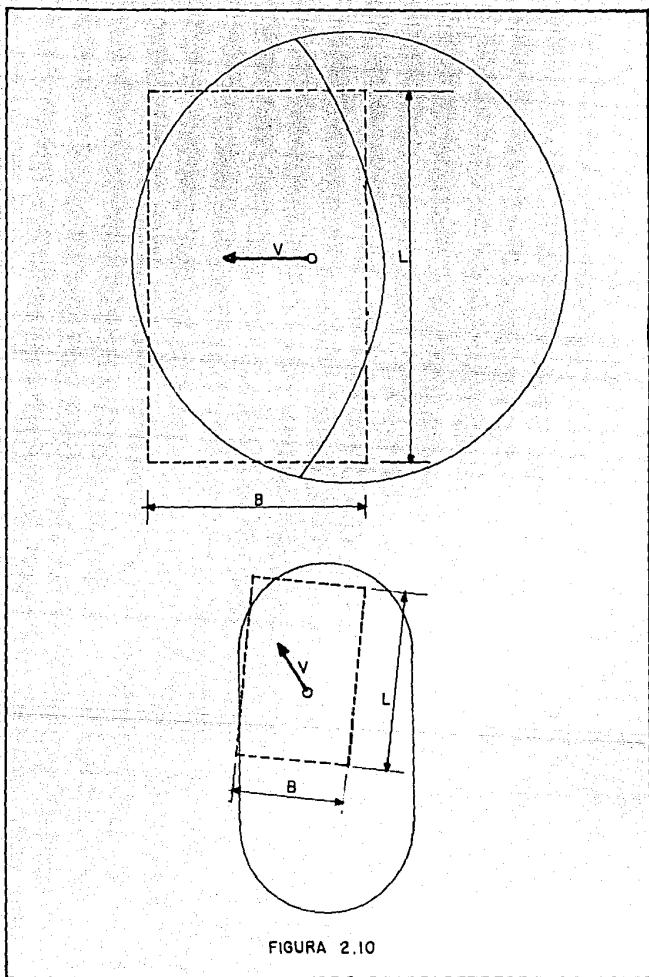


FIGURA 2.10

EFFECTO DE LA INCLINACION DEL CIMIENTO Y DE LA PENDIENTE DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO.

Hay ocasiones en que la base del cimiento se inclina para facilitar la transmisión de cargas horizontales, haciendo referencia a la figura 2.11 se puede apreciar al ángulo α como aquél que determina la inclinación del cimiento; β indica la inclinación de la superficie del terreno.

Para considerar estas condiciones y la influencia que tienen en la capacidad de carga Vésic propone alterar la ecuación de la capacidad de carga, para ello introduce coeficientes en cada término de esta. Dichos coeficientes serán ζ_{c1} , ζ_{q1} y $\zeta_{\gamma 1}$ para las condiciones de inclinación de la base del cimiento, y para el efecto de la superficie del terreno son: ζ_{c2} , ζ_{q2} y $\zeta_{\gamma 2}$.

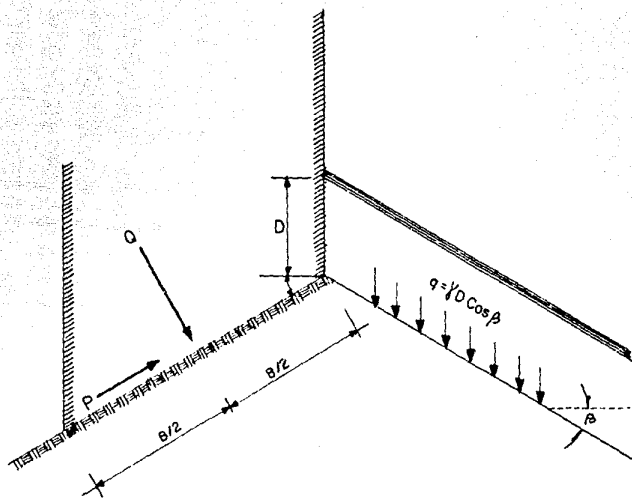


FIGURA 2.11

Las siguientes expresiones definen el valor numérico de estos coeficientes:

$$\zeta_{qt} = \zeta_{\gamma t} = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \quad (2.20)$$

Para $\phi \neq 0$:

$$\zeta_{ct} = \zeta_{qt} - \frac{1 - \zeta_{qt}}{N_c \tan \phi} \quad (2.21)$$

Para $\phi = 0$:

$$\zeta_{ct} = 1 - \frac{2 \alpha}{2 + \pi} \quad (2.22)$$

$$\alpha < 45^\circ$$

Las fórmulas para calcular el valor numérico de los coeficientes que consideran la inclinación de la superficie del terreno para suelos puramente cohesivos son:

$$\zeta_{cg} = 1 - \frac{2 \beta}{\pi + 2} \quad (2.23)$$

$$\zeta_{qg} = \cos \beta \quad (2.24)$$

$$\zeta_{q\gamma} = 1 \quad (2.25)$$

$$N_\gamma = -2 \sin \beta \quad (2.26)$$

Para suelos de comportamiento puramente friccionante los

coeficientes se calculan con las siguientes expresiones:

$$\zeta_{qg} = \zeta_{\gamma q} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (2.27)$$

$$\zeta_{cg} = \zeta_{qg} - \frac{1 - \zeta_{qg}}{N_c \tan \phi} \quad (2.28)$$

$$\beta < 45^\circ$$

En el caso de suelos puramente cohesivos al el cimiento se

localiza en una ladera es necesario considerar el tercer término de la ecuación de la capacidad de carga (en condiciones normales si $\phi=0 \Rightarrow N_c=0$).

Las expresiones 2.20 a la 2.28 serán válidas siempre que $\alpha > 45^\circ$ y $\beta < 45^\circ$, además se debe cumplir que $\beta < \alpha$. Cabe notar que en la deducción de estas expresiones no se ha considerado la existencia de esfuerzo cortante en el terreno. Para aquellos casos en los que $\beta > \phi/2$ será necesario realizar un análisis de estabilidad de taludes.

SOLUCIÓN DE MEYERHOF PARA CIMIENTOS SOMEROS EN TALUDES.

La solución de Meyerhof para cimientos someros en taludes desplantados a poca profundidad se basa en su teoría de capacidad de carga y considera, además, la estabilidad general del talud.

Se contemplan dos casos: el que corresponde a la condición donde el cimiento se localiza en la ladera y cuando este se desplanta en la corona del talud a una distancia del extremo de este tal que esta ubicación influya en la capacidad de carga. Estas soluciones son solo para suelos cuyo comportamiento sea puramente cohesivo o puramente friccionante.

Capacidad de Carga de un Cimiento Localizado en el Talud.

Al desplantar un cimiento superficial en la cara de un talud y llevarlo a la falla por capacidad de carga, las zonas plásticas en la masa de suelo del lado del talud son de menor tamaño que si se tratara de un terreno plano, por lo que la capacidad de carga también disminuye.

De la figura 2.12 para la masa de suelo localizada arriba de la superficie de deslizamiento se hace la suposición de que se divide en las siguientes zonas:

- Una zona central de comportamiento elástico, (ABC).
- Una región de esfuerzos radiales (ACD), y
- Una zona ADEF de esfuerzos tanto normales como tangenciales.

A partir de estas hipótesis Meyerhof plantea la ecuación de capacidad

de carga para cimientos someros desplantados en el talud, dicha expresión es:

$$q_0 = CN_{c1} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma 1} \quad (2.29)$$

donde N_{c1} y $N_{\gamma 1}$ son factores de capacidad de carga que dependen de β, ϕ y la relación D/B . Estos factores se obtienen de las figuras 2.13 y 2.14.

El valor de los factores disminuye a medida que la inclinación del terreno aumenta, teniéndose como máximo $\beta=90^\circ$ para suelos puramente cohesivos y $\beta=\phi$ para suelos puramente friccionantes. En estos últimos se ha encontrado que la capacidad de carga decrece de manera parabólica a medida que la inclinación del talud aumenta.

En suelos cohesivos cuando la ubicación del cimiento favorezca a la estabilidad del talud y la profundidad de desplante (D) sea

considerable es apropiado considerar un término más en la ecuación de la capacidad de carga, usándose en estos casos la siguiente expresión:

$$q_0 = C N_c + \gamma D_f \quad (2.30)$$

Para usar la figura 2.13 es necesario conocer la inclinación del talud (β) y el factor o número de estabilidad que se define como:

$$N_s = \frac{\gamma C}{H} \quad (2.31)$$

Para relaciones $D_f/B=1$ se usa la curva discontinua para cualquier valor de H , no siendo así para relaciones $D_f/B=0$, es decir, en estos casos se deberá calcular el valor de N_s para determinar la curva correspondiente al problema en cuestión. Para relaciones D_f/B mayores que cero y menores a la unidad se admite la interpolación lineal.

Para determinar el valor de N_{c3} (figura 2.14) se requiere conocer la inclinación del talud y el ángulo de fricción interna. De manera análoga para relaciones $D/B=1$ se usan las curvas discontinuas y para relaciones $D/B=0$ las continuas. Se admite la interpolación lineal para relaciones D/B intermedias.

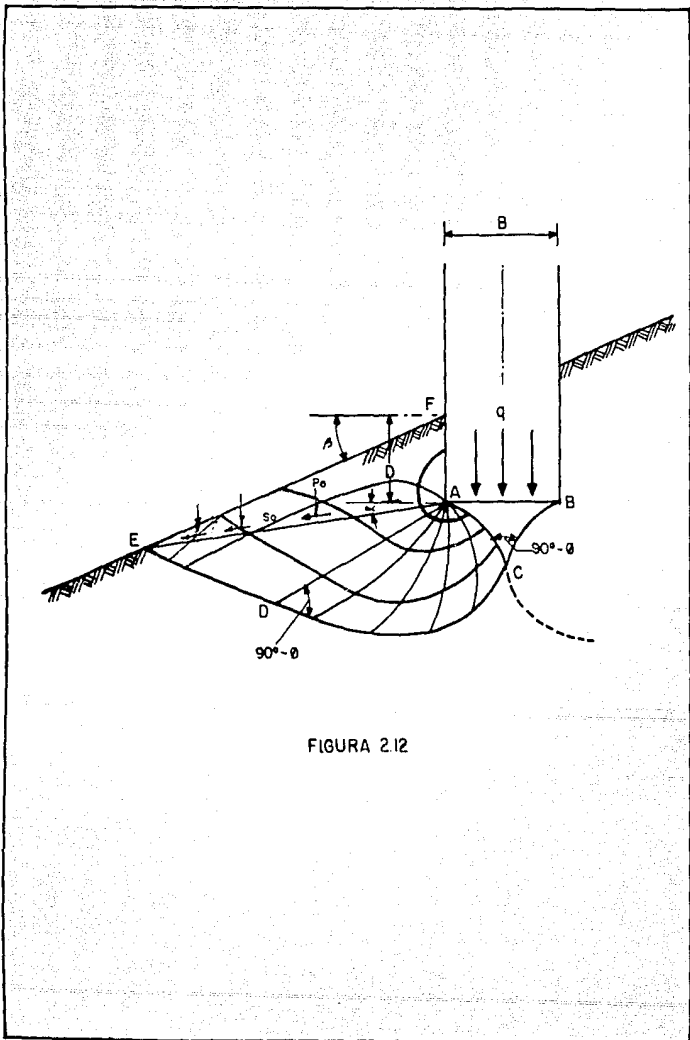


FIGURA 2.12

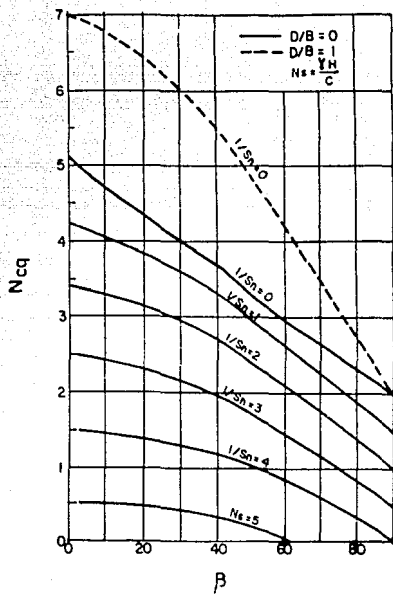


FIGURA 2.13

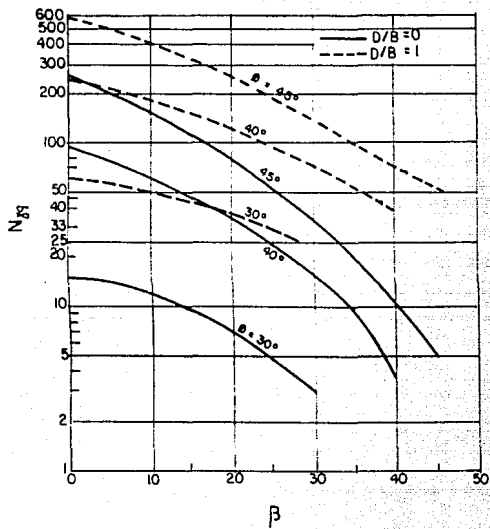


FIGURA 2.14

Capacidad de Carga de un Cimiento Ubicado en la Corona del Talud.

Para un cimiento somero ubicado en la corona de un talud a una distancia b del extremo de este (ver figura 2.15) la capacidad de carga se calcula con la expresión 2.29 donde ahora los factores N_{2q} y N_{yq} dependen de las magnitudes $b, \beta, D/B$ y N_s o ϕ según sea el caso. Los valores de estos factores se obtienen de las figuras 2.16 y 2.17.

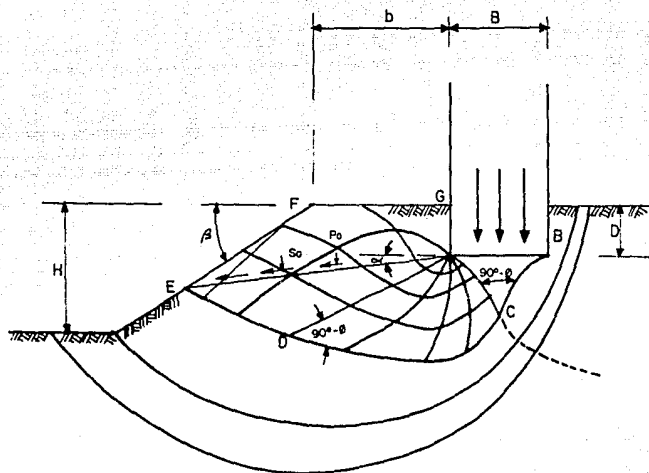


FIGURA 2.15

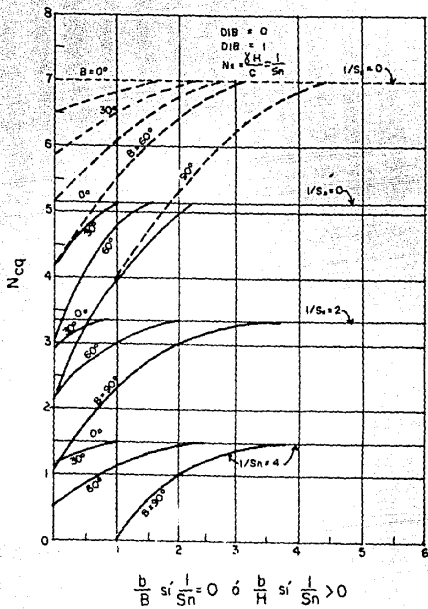


FIGURA 2.16

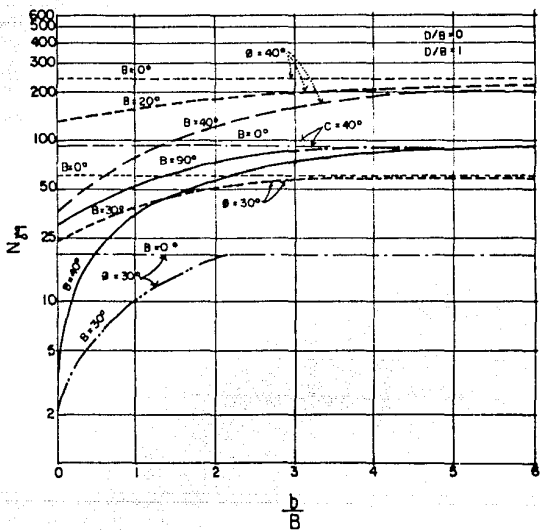


FIGURA 2.17

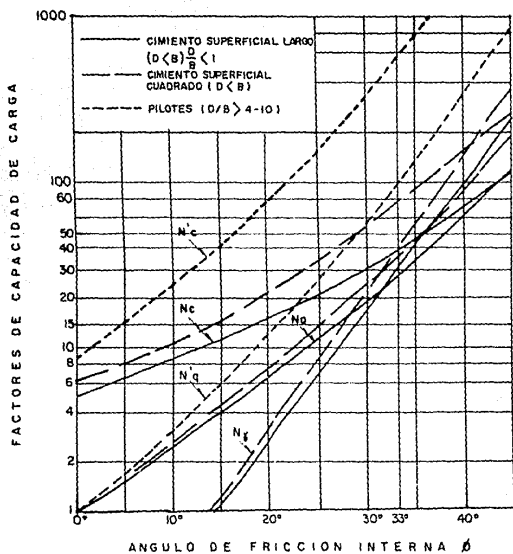


FIGURA 2.18 F de C de C.T. DE Mey CONDICIONES NORMALES

CAPITULO III : EJEMPLOS COMPARATIVOS.

A continuación se exponen once ejemplos con el fin de mostrar como se aplican las Teorías de Capacidad de Carga mencionadas.

Los primeros diez casos pretenden ilustrar las diferentes condiciones que se pueden presentar en el diseño o revisión de zapatas localizadas en la cercanías de un talud o bien en este.

En el último ejemplo se tratara el diseño de la cimentación de un edificio de cuatro niveles localizado en una ladera. Para calcular los elementos de la cimentación se hace uso de la teoría de Meyerhof considerando a su vez las disposiciones del Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal.

Ejemplo 1.

Calcular la capacidad de carga por resistencia al corte de una zapata continua de 1.5m de ancho localizada en un talud cuya inclinación es de 15° . Se trata de una arena cuyo ángulo de fricción interna es de 30° y tiene un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 . La profundidad de desplante es de 1.5 m.

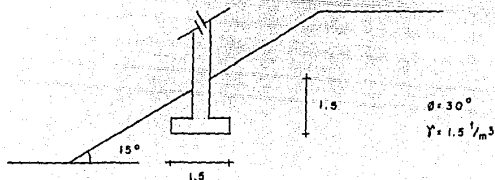


Figura 3.1

SOLUCION:

Utilizando la expresión de la Teoría de Meyerhof para calcular la capacidad de carga en taludes, se tiene:

$$q_u = C N_c q + \frac{1}{2} \gamma B N_q$$

con los valores de $\beta = 15^\circ$, $\phi = 30^\circ$ y $D_f/B = 1$ de la figura 2.14 se obtiene

que $N_{\gamma} = 45.83$, sustituyendo en la expresión anterior:

$$q_0 = (0.5)(1.5)(45.83) = 34.37 \text{ t/m}^2$$

Ahora, en el caso de que el cimiento se localizara en un terreno plano, la capacidad de carga, usando la Teoría de Meyerhof al respecto, será:

$$q_0 = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$$

con $\phi = 30^\circ$ de la figura 2.18 se obtiene que $N_c = 30$, $N_q = 19$ y $N_{\gamma} = 17$,

sustituyendo queda:

$$q_0 = (1.5)(1.5)(19) + (0.5)(1.5)(1.5)(17) = 61.88 \text{ t/m}^2$$

Aplicando el Criterio de Vesic, se tiene:

$$q_0 = C N_c \left(\zeta_{cg} + \gamma D_f N_q \left(\zeta_{q3} + \frac{1}{2} B \right) \gamma N_{\gamma} \left(\zeta_{\gamma 3} \right) \right)$$

Para un valor de $\phi = 30^\circ$ de la tabla II.1 se lee que $N_c = 30.14$,

$N_q = 18.40$ y $N_{\gamma} = 22.40$.

Ahora se calculan los coeficientes de corrección de la ecuación de

capacidad de carga debidos a la inclinación del terreno:

$$(\gamma_q = \zeta \gamma_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$(\gamma_q = \zeta \gamma_q = (1 - \tan 15^\circ)^2 = 0.535$$

Sustituyendo:

$$q_0 = (1.5)(1.5)(18.40)(0.535) + (0.5)(1.5)(1.5)(22.40)(0.535)$$

$$q_0 = 35.631 \text{ t/m}^2$$

Si se emplea la Teoría de Terzaghi para calcular la capacidad de carga

del cimiento en cuestión, se tiene:

$$q_0 = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

sustituyendo:

$$q_0 = (1.5)(1.5)(18.40) + (0.5)(1.5)(1.5)(22.40) = 66.60 \text{ t/m}^2$$

Comentarios:

Usando la Teoría de Meyerhof se observa que al situar el cimiento en el

talud implica una reducción en la capacidad de carga de 44%. Por otro

lado, de las Teorías de Vésic y Terzaghi, se encuentra que la reducción

es del 46%.

Ejemplo 2.

En una arena poco compacta se va desplantar un cimiento continuo, el terreno presenta una inclinación de 30° respecto a la horizontal. El ángulo de fricción interna es de 35° y el peso volumétrico de la arena es igual a 1.7 t/m^3 . Si la profundidad de desplante y el ancho del cimiento son de 2 y 3m respectivamente, ¿Cuál será la capacidad de carga?

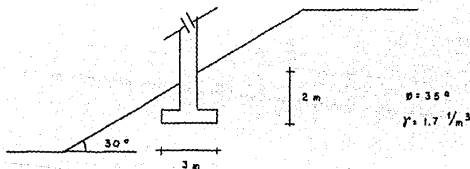


Figura 3.2

SOLUCION:

Aplicando la teoría de Meyerhof referente a los cimientos en taludes,

se tiene :

$$q_0 = C N_{\gamma q} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

Como la relación D/B no es mayor que cero ni menor a la unidad es necesario realizar una interpolación lineal:

Para $\beta=30^\circ$, $\phi=35^\circ$ y $D/B=0$ de la figura 2.14: $N_{\gamma q}=7.5$

Para $\beta=30^\circ$, $\phi=35^\circ$ y $D/B=1$ de la figura 2.14: $N_{\gamma q}=42$

de donde: $N_{\gamma q} = 7.5 + (42-7.5) \frac{D/B}{1}$

para $D/B = 2/3$, $N_{\gamma q} = 30.5$

sustituyendo en la ecuación:

$$q_0 = (0.5)(1.7)(3)(30.5) = 77.7 \text{ ton/m}^2$$

Usando la Teoría de Vesic, se tiene:

$$q_0 = C N_c \zeta_{c\phi} + \gamma D N_q \zeta_{q\phi} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \zeta_{\gamma\phi}$$

Para un valor de $\phi=35^\circ$ de la tabla II.1 se leen los siguientes valores: $N_q=33.3$ y $N_{\gamma}=48.03$.

Los coeficientes de corrección de la ecuación de capacidad de carga debidos a la inclinación del terreno serán:

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$K_3 = K_2 = (1 - \tan 30^\circ)^2 = 0.18$$

Sustituyendo:

$$q_0 = (1.7)(2)(33.3)(0.18) + (0.5)(3)(1.7)(48.03)(0.18)$$

$$q_0 = 42.42 \text{ ton/m}^2$$

Con el fin de destacar el efecto de la inclinación del terreno, se resuelve este caso, considerando una superficie horizontal ($\beta=0^\circ$), con las teorías de Meyerhof y Terzaghi para dicha condición.

Por Meyerhof, se tiene:

$$q_0 = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

para $\phi=35^\circ$ de la tabla 2.18 se lee: $N_q=35$ y $N_\gamma=40$.

$$q_0 = (1.7)(2)(35) + (0.5)(1.7)(3)(40) = 221 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando la Teoría de Terzaghi:

$$q_0 = (1.7)(2)(33.3) + (0.5)(3)(1.7)(48.03) = 235.7 \text{ ton/m}^2$$

Comentarios:

Al aplicar las teorías de Meyerhof se aprecia que en el talud la

capacidad de carga disminuye un 64%; en tanto que al utilizar el criterio de Vesic la reducción en la capacidad de carga alcanza un 82%. En ambos casos se trata de porcentajes considerables y estos resultados reflejan el hecho de que la inclinación del terreno (β) tienda al valor del ángulo de fricción interna (ϕ) por lo que se presentan condiciones propensas a la inestabilidad.

Ejemplo 3.

3.-En un talud de arena en estado suelto cuya inclinación y ángulo de fricción interna son de 15° y 30° respectivamente se va a desplantar una zapata continua de 1.5 m de ancho. Calcular la capacidad de carga por resistencia al corte de dicho elemento para las siguientes profundidades de desplante: 0m, 0.375m, 0.75m y 1.125m. El peso volumétrico de la arena es de 1.5 ton/m^3 .

SOLUCION.

Usando la Teoría de Meyerhof:

$$q_u = C N_c q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

$D_f=0$: De la figura 2.14, para $\beta=15^\circ$, $\phi=30^\circ$ y $D_f/B=0$

$N_{\gamma q}=10$, sustituyendo:

$$q_u = (0.5)(1.5)(1.5)(10) = 11.25 \text{ ton/m}^2$$

$D_f=0.375$: Como la relación $D_f/B=0.25$, es necesario realizar una interpolación lineal, al respecto, del ejemplo 1, se sabe que para $\beta=15^\circ$, $\phi=30^\circ$ y $D_f/B=1$, el valor de $N_{\gamma q}$ es 45.83. Planteando la interpolación lineal queda:

$$N_{\gamma q} = 10 + (45.83 - 10) \frac{D_f}{B}$$

con esta expresión y para $D_f/B=0.25$: $N_{\gamma q}=18.95$

$$q_u = (0.5)(1.5)(1.5)(18.95) = 21.32 \text{ ton/m}^2$$

$D_f=0.75$: $\Rightarrow D_f/B=0.5$, interpolando linealmente, $N_{\gamma q}=27.90$,

$$\therefore q_s = (0.5)(1.5)(1.5)(27.90) = 31.38 \text{ ton/m}^2$$

$D_r = 1.125$: $\Rightarrow D_r/B = 0.75$, interpolando linealmente $N_{r,q} = 36.87$

$$\therefore q_s = (0.5)(1.5)(1.5)(36.87) = 41.47 \text{ ton/m}^2$$

Comentarios:

Con los resultados de los ejemplos 1 y 3 se observa, considerando la solución de Meyerhof, como influye la profundidad de desplante (D_r) en la capacidad de carga al mantenerse los otros factores que participan constantes (H, β, ϕ, γ y B). A partir de los ejemplos arriba citados se elaboró la siguiente tabla.

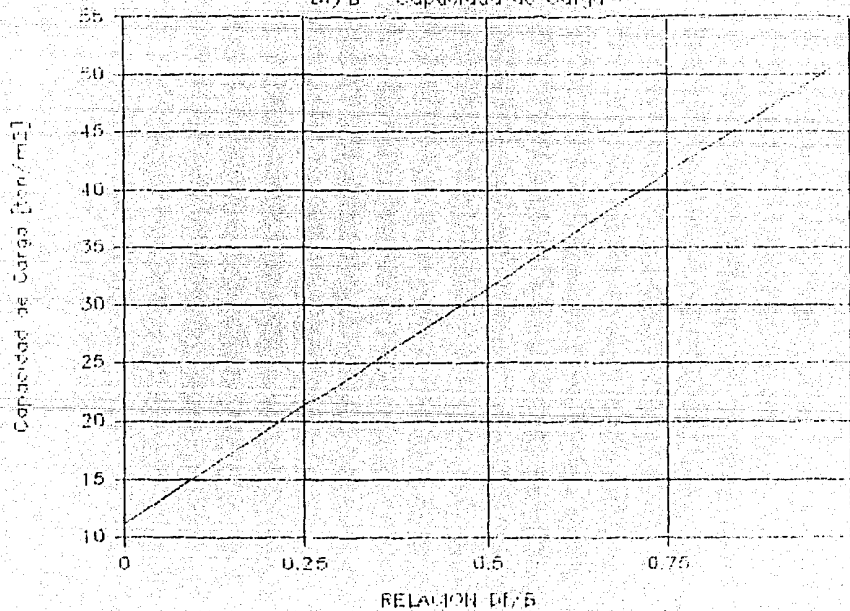
Capacidad de Carga

D/B	Teoría de Meyerhof		Terzaghi	Vésic
	T. Plano	T. Inclinado.		
1	61.88	51.55	66.6	35.63
0.75		41.47		
0.5	40.5	31.38	45.9	24.78
0.25		21.33		
0	19.13	11.25	25.2	13.60

Aquí resalta el hecho de que con el criterio de Vésic la profundidad de desplante no influye en la magnitud de los coeficientes de corrección de la ecuación de capacidad de carga debidos a la inclinación del terreno.

EJEMPLO 3

$Df/B =$ Capacidad de Carga



Ejemplo 4.

Se tiene una zapata continua cuyo ancho y profundidad de desplante son de 2.5 m. El suelo es una arena de grano anguloso que la prueba de penetración estándar se necesitaron 5 golpes para que el muestreador avanzara 30 cm. Encontrar la capacidad de carga si el terreno natural presenta una inclinación de :

a) 5° , 10° , 15° , 20° y 25° .

b) 5° , 10° , 15° , 20° , 25° y además $D=0$.

La arena tiene un peso volumétrico de 1.55 ton/m^3 .

SOLUCION:

a) Utilizando la expresión de Meyerhor para cimientos en taludes:

$$q_D = C N_{\gamma q} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

Que para este caso quedaría : $q_D = (0.5)(1.55)(2.5) N_{\gamma q}$

partiendo de que $\phi=30^\circ$ y $D/B=1$ de la figura 2.14 se obtienen los diferentes valores de $N_{\gamma q}$ correspondientes a distintos valores de β .

Los resultados se presentan a continuación:

β	$N\gamma_q$	$\therefore Q_0$
5°	60	116.25
10°	50	96.88
15°	45	97.188
20°	38	73.63
25°	33.3	64.52

b) Del mismo modo que en el inciso anterior se utilizará la figura 2.14

pero ahora $D/B=0$, permaneciendo $\phi=30^\circ$:

β	$N\gamma_q$	$\therefore N\gamma_q$
5°	5.15	29.06
10°	12.50	24.21
15°	10.0	19.38
20°	7.0	13.57
25°	4.8	9.3

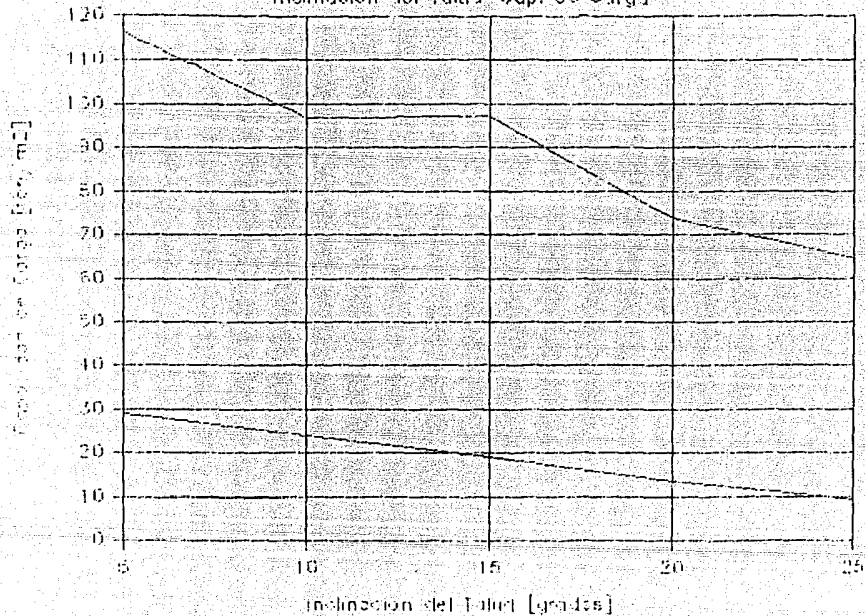
Comentarios.

En este ejemplo se puede observar como influye la inclinación del terreno en la capacidad de carga. Se debe destacar que un valor de β próximo al ángulo de fricción interna indica condiciones propensas a la inestabilidad por lo que no es conveniente aplicar cargas a estructuras de tierra en dichas condiciones. Así mismo se ve que para $\beta=25^\circ$ la capacidad de carga disminuye en 86% y 94% para una relación $D/B=1$ y $D/B=0$ respectivamente, a comparación de los valores obtenidos para $\beta=5^\circ$.

En la figura 3.4 se muestran los resultados obtenidos.

EJEMPLO 4

Inclinación del Talud - Cap. de Carga



Ejemplo 5.

Una zapata continua y de 2 m de ancho se desplanta a una profundidad de 2 m en la corona de un talud a 3 m del borde. Se trata de un suelo friccionante con un peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 y $\phi=30^\circ$, la inclinación del talud es de 30° . Encontrar la capacidad de carga con la Teoría de Meyerhof al respecto y comparar el resultado con el que se obtiene de la Teoría del mismo Meyerhof para un terreno plano.

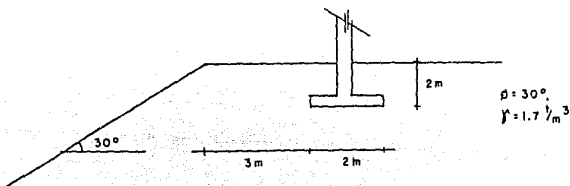


Figura 3.5

SOLUCION:

De acuerdo con la Teoría de Meyerhof para la capacidad de carga en taludes, se tiene:

$$q_u = C N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

N_γ se obtiene de la figura 2.17, con los valores de $\phi=30^\circ, \beta=30^\circ$

, $D/B=1$ y $b/B=3/2$ se lee que $N_\gamma=45$

$$\therefore q_u = (0.5)(1.7)(2)(45) = 76.5 \text{ ton/m}^2$$

Considerando que se tratara de un terreno plano, usando la Teoría

correspondiente se tiene:

$$q_u = C N_c + \gamma D N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

con el valor de $\phi=30^\circ$ y de la figura 2.18, se tiene que $N_q=19$ y $N_\gamma=17$

$$\therefore q_u = (1.7)(2)(19) + (0.5)(2)(1.7)(17) = 93.5 \text{ ton/m}^2$$

Comentarios:

Se observa una reducción del 18% en la capacidad de carga debido a la

cercanía al talud.

Ejemplo 6.

Para el cimiento del ejemplo anterior, donde ahora la distancia que hay del cimiento al borde de la corona del talud es de 4 m, Calcular la capacidad de carga para a) $D=2$ y ,b) para $D=0$.

SOLUCION.

a) Con $b/B=2$, $\phi=30^\circ$, $\beta=30^\circ$ y $D/B=1$ de la figura 2.17, se tiene que $N_{\gamma q}=50$,

$$\therefore q_0 = \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma q} = (0.5)(2)(1.7)(50) = 85 \text{ ton/m}^2$$

b) $D=0$, de la figura 2.17 con $b/B=2$, $\phi=30^\circ$, $\beta=30^\circ$ y $D/B=0$ se tiene que $N_{\gamma q}=16$, sustituyendo:

$$q_0 = (0.5)(1.7)(2)(16) = 27.20 \text{ ton/m}^2$$

Obteniendo la capacidad de carga para un terreno plano, con la Teoría de Meyerhof al respecto y con auxilio de la figura 2.18, se tiene:

para $\phi=30^\circ \Rightarrow N_{\gamma} = 17$

$$q_0 = (0.5)(1.7)(2)(17) = 28.9 \text{ ton/m}^2$$

Comentarios.

a) Al duplicarse la distancia que entre el cimientto y talud se observa un incremento en la capacidad de carga .

b) Se ve que no hay diferencia en estos resultados,esto se explica , intuitivamente, fundamentando que la magnitud b es lo suficientemente amplia para que se desarrolle toda la superficie potencial de deslizamiento ,no dejándose sentir la influencia del talud.

Ejemplo 7.

Calcular la capacidad de carga de un cimiento continuo desplantado en la corona de un talud, las características de dicho elemento y del terreno son las siguientes:

$$D = 1.2\text{m}$$

$$B = 2.5\text{m}$$

$$b = 2.5\text{m}$$

$$\beta = 15^\circ$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

SOLUCION:

Aplicando la Teoría de Meyerhof, se sabe que:

$$q_c = C N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma B N_{q1}$$

Dado a que la relación D/B es mayor que cero y menor a la unidad es necesario realizar una interpolación lineal para obtener el valor de

$N_{\gamma q}$. De la figura 2.17, se tiene:

Para $\phi=30^\circ$, $\beta=15^\circ$, $b=1$ y $D'/B=1 \Rightarrow N_{\gamma q}=45$

Para $\phi=30^\circ$, $\beta=15^\circ$, $b=1$ y $D'/B=0 \Rightarrow N_{\gamma q}=15$

por lo que: $N_{\gamma q} = 15 + (45-15)\frac{D'}{B} = 15 + (30)\left(\frac{1.20}{2.50}\right) = 29.4$

$$\therefore Q = (0.5)(1.6)(2.5)(29.4) = 58.8 \text{ ton/m}^2$$

Ejemplo 8.

Dos de los apoyos de un puente son como los que se muestran en la figura 3.6. El suelo es una arena con $\phi=25^\circ$ y la inclinación del terreno es de 15° . Calcular la capacidad de carga de los dos apoyos.

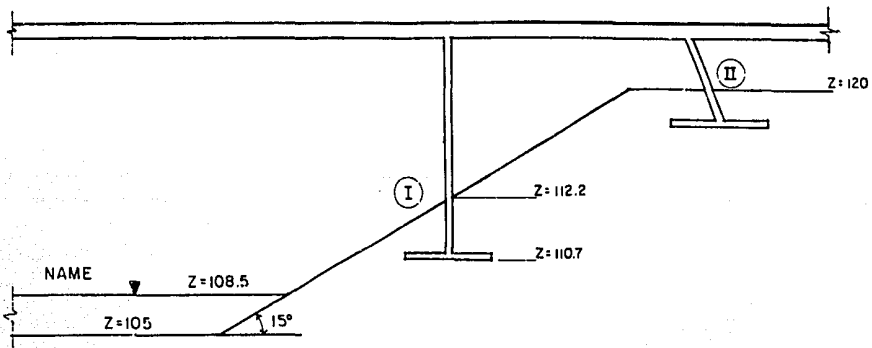


FIGURA 3.6

SOLUCION.

Apoyo I₁

Características del suelo: $\phi=25^\circ$, $\beta=15^\circ$ y $\gamma=1.6 \text{ ton/m}^3$.

Características del cimiento: $D=112.2\text{m}-110.7\text{m}=1.5 \text{ m}$

$B=2.5\text{m}$.

De la teoría de Meyerhof, se tiene:

$$q_0 = C N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_q$$

En este caso se debe analizar si ha de emplearse el peso volumétrico del suelo o el peso volumétrico sumergido en la expresión de capacidad de carga, ya que el NAF está relativamente cerca del nivel de desplante del cimiento. Para tal efecto se realiza el siguiente razonamiento (ver figura 3.7):

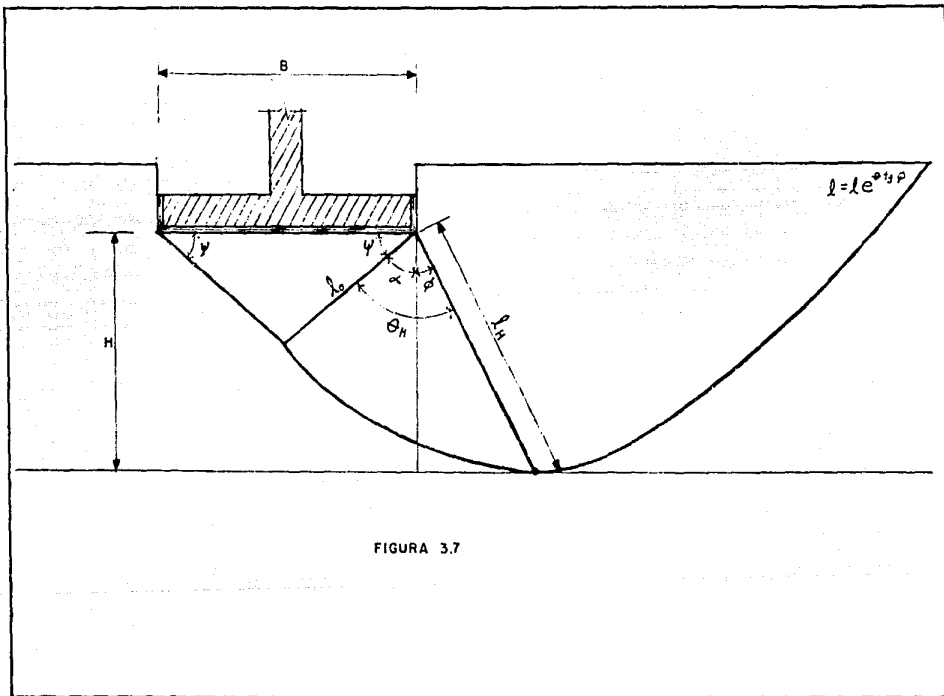


FIGURA 3.7

$$\varepsilon = \rho: e^{\theta \tan \phi}$$

$$45 + \frac{\phi}{2} + \alpha = 90^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - \frac{\phi}{2} = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$$

$$\theta_h = \alpha + \phi$$

$$\theta_h = 45^\circ - \frac{\phi}{2} + \phi = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

$$\text{De la figura 3.8: } \cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{B/2}{\rho_o}$$

$$\rho_o = \frac{B}{2 \cos(45 + \phi/2)}$$

$$\rho_h = \frac{B}{2 \cos(45^\circ + \phi/2)} e^{(45 + \phi/2) \tan \phi}$$

$$\cos \phi = \frac{h}{\rho_h}$$

$$\therefore h = \rho_h \cos \phi$$

Sustituyendo valores:

$$\rho_h = \frac{2.5}{2 \cos(45^\circ + 12.5^\circ)} e^{(45 + 12.5) \tan 25}$$

$$\rho_h = (2.3205) e^{(0.46797)} = 3.7147$$

$$H = (3.714)(\cos 25^\circ) = 3.37 \text{ m.}$$

De este resultado y adoptando un criterio conservador se usará el peso volumétrico sumergido.

Para obtener $N_{\gamma q}$, de la figura 2.14 :

$$\text{para } \beta=15^{\circ}, \phi=25^{\circ} \text{ y } D/B=0 \Rightarrow N_{\gamma q}=8$$

$$\text{aparte, para } \beta=15^{\circ}, \phi=25^{\circ} \text{ y } D/B=1 \Rightarrow N_{\gamma q}=33.3$$

Planteando la interpolación lineal :

$$N_{\gamma q} = 8 + (33.3-8) \frac{Df}{B} = 8 + (33.3-8) \left(\frac{1.5}{2.5} \right) = 23.18$$

sustituyendo:

$$q_p = (0.5)(2.5)(1.6-1)(23.18) = 17.39 \text{ ton/m}^2$$

A continuación se resolverá el problema con el criterio de Vésic, del

cual la expresión a emplear es:

$$q_p = C N_c \zeta_{c_2} + D N_q \zeta_{q_2} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \zeta_{\gamma_2}$$

Los coeficientes ζ_{q_2} y ζ_{γ_2} se calculan a continuación:

$$\zeta_{q_2} = \zeta_{\gamma_2} = (1 - \tan \beta)^2$$

$$\zeta_{q_2} = \zeta_{\gamma_2} = (1 - \tan 15^{\circ})^2 = 0.536$$

de la tabla II.1, para $\phi=25^\circ$, $N_q=10.60$ y $N_\gamma=10.88$, sustituyendo:

$$q_0 = (1.6-1)(1.5)(10.66)(0.536) + (0.5)(1.6-1)(2.5)(10.88)(0.536)$$

$$q_0 = 9.516 \text{ ton/m}^2$$

Apoyo II.

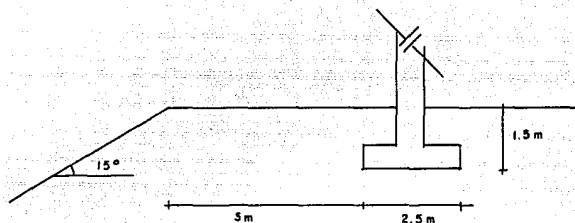


Figura 3.8

Usando la Teoría de Meyerhof :

$$q_0 = C N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Para conocer el valor de N_γ , de la figura 3.9, se tiene:

$$\text{Si } \frac{b}{B} = 2, \phi = 23^\circ, \beta = 15^\circ \text{ y } \frac{D_f}{B} = 1, N_\gamma = 25$$

$$\text{y para } \frac{b}{B} = 2, \phi = 25^\circ, \beta = 15^\circ \text{ y } \frac{D_f}{B} = 0, N_\gamma = 10$$

entonces, interpolando linealmente :

$$N_{\gamma q} = 10 + (25-10)(0.6) = 19$$

$$\therefore q_0 = (0.5)(1.6)(2.5)(19) = 38 \text{ ton/m}^2$$

Ejemplo 9.

Una zapata continua de 1.5m de ancho se va a desplantar en un suelo arcilloso donde el terreno presenta una inclinación de 30° .

Calcular la capacidad de carga para los siguientes casos:

a) $D_f = 1.5\text{m}$.

b) $D_f = 0$ y $H = 2.22, 3.0\text{m}, 3.5\text{m}, 4.0\text{m}, 4.5\text{m}, 5.0\text{m}$ y 5.5m .

De pruebas de laboratorio se encontró que la arcilla tiene una cohesión de 2 ton/m^2 y un peso volumétrico de 1.4 ton/m^3 .

SOLUCION.

a) Por la Teoría de Meyerhof:

$$q_0 = C N_{c q} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

Con $\beta = 30^\circ$ y $D_f/B = 1$, de la figura 2.13, se tiene que $N_{c q} = 6$

$$\therefore q_0 = (2)(6) = 12 \text{ ton/m}^2$$

A continuación se calcula la capacidad de carga para el caso de que el terreno fuera horizontal por medio de la Teoría de Meyerhof al respecto:

$$q_0 = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

de la figura 2.18 se observa que para $\phi=0^\circ$, $N_c=5.14$ y $N_q=1$,

$$\therefore q_0 = (2)(5.14) + (1.4)(1.5) = 12.38 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando el criterio de Vésic, la expresión a usar es:

$$q_0 = C N_c \zeta_{c\beta} + \gamma D_f N_q \zeta_{q\beta} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \zeta_{\gamma\beta}$$

de la tabla II.1 se lee que para $\phi=0^\circ$, $N_c=5.14$ y $N_q=1$.

Para calcular los coeficientes de corrección de la ecuación de capacidad de carga debidos a la inclinación del terreno en suelos cohesivos se emplean las siguientes expresiones:

$$\zeta_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{2+\pi}$$

$$\zeta_{q\beta} = \cos\beta$$

$$\zeta_{\gamma\beta} = 1$$

$$N_\gamma = -2\text{sen}\beta$$

Sustituyendo valores:

$$\zeta_{cg} = 1 - \frac{2(0.524)}{5.1416} = 0.796$$

$$\zeta_{qg} = \cos 30^\circ = 0.866$$

$$N_T = -2\text{sen}30^\circ = -1$$

sustituyendo en la ecuación:

$$q_0 = (2)(5.14)(0.796) + (1.4)(1.5)(0.866) - (0.5)(1.5)(1.4) = 8.95 \text{ ton/m}^2$$

b) Con $\beta=30^\circ$, $D/B=0$, usando la figura 2.13 y con la expresión para

calcular N_0 :

$$N_0 = \frac{\gamma H}{C} = \frac{(1.4)}{2} H$$

se elaboró la siguiente tabla:

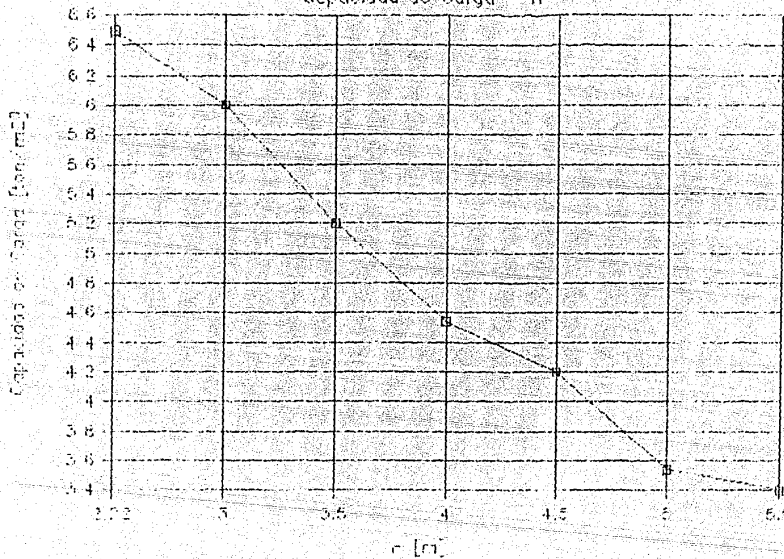
H	N_c	N_{cq}	$q_c = CN_c q$
2.22	1.55	3.25	8.5
3	2.1	3.0	6.0
3.5	2.45	2.5	5.0
4	2.8	2.25	4.5
4.5	3.15	2.1	4.2
5	3.5	1.75	3.5
5.5	3.85	1.74	3.48

Comentarios.

En el primer inciso se nota claramente que el criterio de Vesic es más conservador que el de Meyerhof. En el segundo inciso, a partir de los resultados obtenidos se construyó la gráfica $H-q_c$ donde se aprecia que la capacidad de carga decrece de manera lineal a medida que se aumenta la altura del talud (H). (Figura 3.9)

EJEMPLO 9

Capacidad de Carga - II



Ejemplo 10.

Para la zapata corrida mostrada en la figura determinar la mínima distancia b para que dicho elemento de apoyo sea seguro contra la falla por capacidad de carga. Las condiciones del problema se presentan a continuación:

$$\phi = 0^\circ$$

$$C = 16 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1.86 \text{ ton/m}^3$$

$$FS = 2.5$$

$$q_u = 33 \text{ ton/m}^2$$

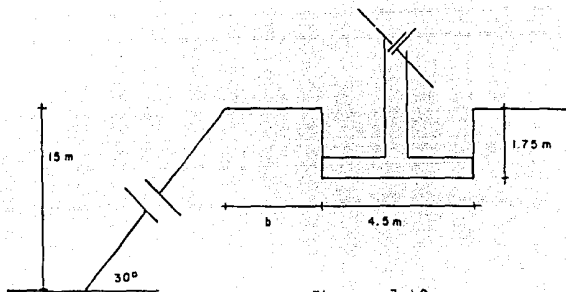


Figura 3.10

SOLUCION.

Se usará la Teoría de Meyerhof, por lo que la capacidad de carga está dada por:

$$q_0 = C N_{cq} + \gamma Df$$

$$q_0 = 16 N_{cq} + (1.86)(1.75)$$

Obtención de N_{cq} :

Como $Df/B = 1.75/4 = 0.44$, será necesario utilizar la interpolación

lineal, quedando:

$$N_{cq} = N_{cq_0} + (N_{cq_1} - N_{cq_0})(0.44)$$

$$\text{Además } N_s = (1.86)(15)/16 = 1.74 > 0$$

β	N_s	b	b/H	N_{cq-1}	N_{cq-0}	$N_{cq-0.44}$	q_0	q_u
30°	1.74	4	0.26	6.1	3.5	4.65	77	30.8
30	1.74	6	0.4	6.2	3.7	4.8	80.06	32.03
30	1.74	8	0.53	6.25	3.8	4.87	81.3	32.52
30	1.74	12	0.8	6.4	3.81	4.94	82	32.8
30	1.74	15	1	6.5	3.81	4.98	82.9	33.16

$$\therefore b = 15m.$$

EJEMPLO 11.

A continuación se analizará y diseñará la cimentación de un edificio de cuatro niveles. La estructura será de concreto reforzado y consistirá en un sistema de marcos y losas planas. En la figura 3.11 se muestra la geometría de la estructura así como las características del perfil topográfico del terreno, de donde se concluye que hay doce tipos de apoyos, esta calificación considera a las características del terreno y el orden de la descarga.

Solicitaciones.

Se consideran dos combinaciones de carga:

-Carga muerta (CM) y carga viva de máxima intensidad (CV_m) para condiciones estáticas.

-Carga muerta (CM) y carga viva instantánea (CV_a) para cuando ocurran fenómenos accidentales.

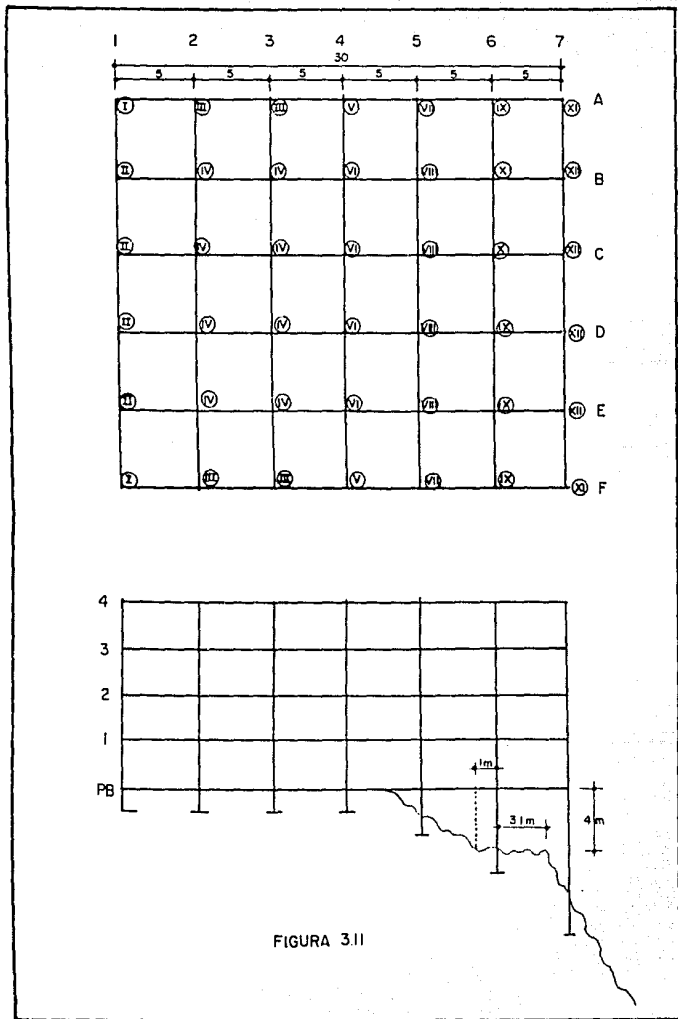


FIGURA 3.11

La carga muerta (CM) debida al peso de la estructura se ha considerado de 0.8 ton/m^2 /piso, que se distribuye de manera uniforme.

En lo que se refiere a la carga viva la magnitud a emplear será aquella que indica el RCDF de acuerdo al tipo de combinación de acciones, (Art. 194). En el caso de la Capacidad de Carga se usarán 0.170 ton/m^2 para la carga viva de máxima intensidad, (CV_m), y 0.09 ton/m^2 para la carga viva instantánea, (CV_a), (Art. 199).

Para estimar la magnitud de las cargas que actúan en las columnas en condiciones estáticas se presenta el siguiente cálculo.

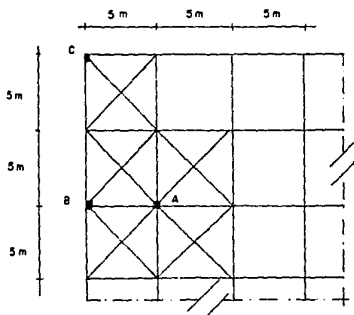


Figura 3.12

De la figura 3.12 se deduce que hay tres tipos de columnas: las de tipo A que reciben cargas transmitidas por cuatro trabes, las de tipo B que son las que dan apoyo a tres trabes, y las de tipo C que soportan a solo dos trabes. De acuerdo a las dimensiones de cada una de las losas estas se apoyarán de manera perimetral transmitiendo a cada una de las trabes de apoyo una carga proporcional a una cuarta parte del área de la losa, que para este caso será de $25\text{m}^2/4$.

Cálculo de la Carga que Reciben las Columnas.

Carga Muerta (CM).

$$(0.8 \text{ ton/m}^2) (25 \text{ m}^2) = 20.0 \text{ ton.}$$

$$20.0 \text{ ton}/4 = 5.0 \text{ ton/triángulo.}$$

Tipo de Columna	Carga en Toneladas
A	$(5 \text{ ton/triángulo})(4) = 20$
B	$(5 \text{ ton/triángulo})(2) = 10$
C	$(5 \text{ ton/triángulo})(1) = 5$

Para las columnas de la planta baja del eje 5 se consideran los siguientes valores:

Columna Tipo	Carga en Toneladas
A	$(5 \text{ ton/triángulo})(3.5)=17.5$
B	$(5 \text{ ton/triángulo})(2)=10$

Carga Viva de Máxima Intensidad (CVM).

$$(0.170 \text{ ton/m}^2) (25\text{m}^2)=4.25 \text{ ton.}$$

$$4.25 \text{ ton}/4=1.0625 \text{ ton/triángulo.}$$

Columna tipo	Carga en Toneladas
A	$(1.0625 \text{ ton/triángulo})(4)=4.25$
B	$(1.0625 \text{ ton/triángulo})(2)=2.125$
C	$(1.0625 \text{ ton/triángulo})(1)=1.0625$

Para las columnas de la planta baja del eje 5 se consideran los siguientes valores:

Columna Tipo

Carga en Toneladas

$$A \quad (1.0625 \text{ ton/triángulo})(3.5)=2.15$$

$$B \quad (1.0625 \text{ ton/triángulo})(2)=2.125$$

Carga Viva Istantánea (CV_a).

$$(0.09 \text{ ton/m}^2)(25\text{m}^2)=2.25 \text{ ton.}$$

$$2.25 \text{ ton./4}=0.5625 \text{ ton/triángulo.}$$

Columna tipo

Carga en Toneladas

$$A \quad (0.5625 \text{ ton/triángulo})(4)=2.25$$

$$B \quad (0.5625 \text{ ton/triángulo})(2)=1.125$$

$$C \quad (0.5625 \text{ ton/triángulo})(1)=0.5625$$

Para las columnas de la planta baja del eje 5 se consideran los siguientes valores:

Columna Tipo

Carga en Toneladas

$$A \quad (0.5625 \text{ ton/triángulo})(3.5)=1.969$$

$$B \quad (0.5625 \text{ ton/triángulo})(2)=1.125$$

A continuación se presentan tres tablas a partir de las cuales se calcula la magnitud de las descargas de las columnas en la planta baja, dichas solicitaciones son resultado de considerar una condición estática.

LISTA DE CARGAS Y CONDICIONES ESTÁTICAS

CARGA MUERTA

COLUMNA	CONDICIONES PARA LA CIMENTACION	CONDICIONES PARA				PR	TOTAL DE C.M. (ton)
		NIVEL 4 ton	NIVEL 3 ton	NIVEL 2 ton	NIVEL 1 ton		
1-A	I	5	5	5	5	20	
1-B	II	10	10	10	10	40	
1-C	II	10	10	10	10	40	
1-D	II	10	10	10	10	40	
1-E	II	10	10	10	10	40	
1-F	I	5	5	5	5	20	
2-A	III	10	10	10	10	40	
2-B	IV	20	20	20	20	80	
2-C	IV	20	20	20	20	80	
2-D	IV	20	20	20	20	80	
2-E	IV	20	20	20	20	80	
2-F	III	10	10	10	10	40	
3-A	III	10	10	10	10	40	
3-B	IV	20	20	20	20	80	
3-C	IV	20	20	20	20	80	
3-D	IV	20	20	20	20	80	
3-E	IV	20	20	20	20	80	
3-F	III	10	10	10	10	40	
4-A	V	10	10	10	10	40	
4-B	VI	20	20	20	20	80	
4-C	VI	20	20	20	20	80	
4-D	VI	20	20	20	20	80	
4-E	VI	20	20	20	20	80	
4-F	V	10	10	10	10	40	
5-A	VIII	10	10	10	10	50	
5-B	VIII	20	20	20	20	77.5	
5-C	VIII	20	20	20	20	77.5	
5-D	VIII	20	20	20	20	77.5	
5-E	VIII	20	20	20	20	77.5	
5-F	VII	10	10	10	10	50	
6-A	IX	10	10	10	10	50	
6-B	X	20	20	20	20	100	
6-C	X	20	20	20	20	100	
6-D	X	20	20	20	20	100	
6-E	X	20	20	20	20	100	
6-F	IX	10	10	10	10	50	
7-A	XI	5	5	5	5	25	
7-B	XII	10	10	10	10	50	
7-C	XII	10	10	10	10	50	
7-D	XII	10	10	10	10	50	
7-E	XII	10	10	10	10	50	
7-F	XI	5	5	5	5	25	

Para analizar una condición sísmica que tenga como consecuencia la acción de fuerzas tanto verticales como horizontales se empleará el método estático. Se estudian dos tipos de marcos: los colindantes (ejes B,C,D y E) y los intermedios (ejes A y F).

MARCO CENTRAL (ver figura 3.13.)

$$F_i = \frac{W_i h_i V}{\sum W_i h_i}$$

$$V = C \sum W_i = (0.4)(267 \text{ ton}) = 106.8$$

W_i ton	h_i m	$W_i h_i$ ton m	F_i ton	V_i ton
66.75	12	801	42.72	42.72
66.75	9	600.75	32.04	74.24
66.75	6	400.5	21.36	95.6
66.75	3	200.25	10.68	106.28
=====		=====		
267 ton		2002.5 ton m		

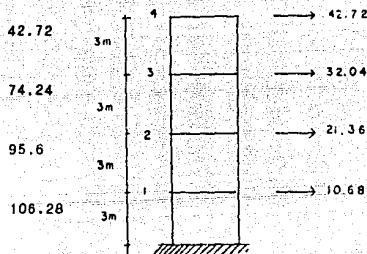


Figura 3.13

MARCO COLINDANTE (figura 3.14)

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i \cdot V}{\sum W_i \cdot h_i}$$

$$V = C \sum W_i \cdot h_i = (0.4)(133.52 \text{ ton})$$

W_i ton	h_i m	$W_i \cdot h_i$ ton m	F_i ton	V_i ton
33.38	12	400.56	21.36	21.36
33.38	9	300.42	16.02	37.38
33.38	6	200.28	10.08	48.36
33.38	3	100.14	5.34	53.7
=====		=====		
133.52 ton		1001.40 ton m		

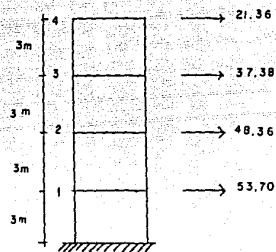


Figura 3.14

Con las fuerzas horizontales obtenidas se procede a realizar el análisis estructural de los marcos mencionados, para tal efecto se empleo un programa de análisis estructural de marcos planos que existe en el Laboratorio de Estructuras de la Facultad de Ingeniería

de la U.N.A.M. A continuación se presentan los marcos cargados y los resultados obtenidos.

BARCO TIPO CERRO

DATOS DE LA ESTRUCTURA

NUMERO DE MIEMBROS= 50
 NUMERO DE NUDOS= 39
 NUMERO DE RESTRICCIONES DE APOYOS= 21
 NUMERO DE NUDOS RESTRINGIDOS= 7
 NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD= 94
 MODULO DE ELASTICIDAD= 1

COORDENADAS DE LOS NUDOS

NUDO	X	Y
1	0.00	12.29
2	5.00	19.29
3	10.00	19.29
4	15.00	19.29
5	20.00	19.29
6	25.00	19.29
7	30.00	19.29
8	0.00	16.29
9	5.00	16.29
10	10.00	16.29
11	15.00	16.29
12	20.00	16.29
13	25.00	16.29
14	30.00	16.29
15	0.00	13.29
16	5.00	13.29
17	10.00	13.29
18	15.00	13.29
19	20.00	13.29
20	25.00	13.29
21	30.00	13.29
22	0.00	10.29
23	5.00	10.29
24	10.00	10.29
25	15.00	10.29
26	20.00	10.29
27	25.00	10.29
28	30.00	10.29
29	0.00	7.29
30	5.00	7.29
31	10.00	7.29
32	15.00	7.29
33	20.00	7.29
34	25.00	7.29
35	30.00	7.29
36	20.00	5.29
37	25.00	5.29
38	30.00	5.29
39	30.00	0.00

RESTRICCIONES DE LOS NUDOS

NUDO	RESTRICION X	RESTRICION Y	RESTRICION Z
29	1	1	1
30	1	1	1
31	1	1	1
32	1	1	1
36	1	1	1
37	1	1	1
39	1	1	1

DATOS DE CARGA

NUMERO DE NUDOS CARGADOS=4
 NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS=17

CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS

NUDO	ACCION X	ACCION Y	ACCION Z
1	42.72	0	0
3	32.04	0	0
15	21.36	0	0
22	10.68	0	0

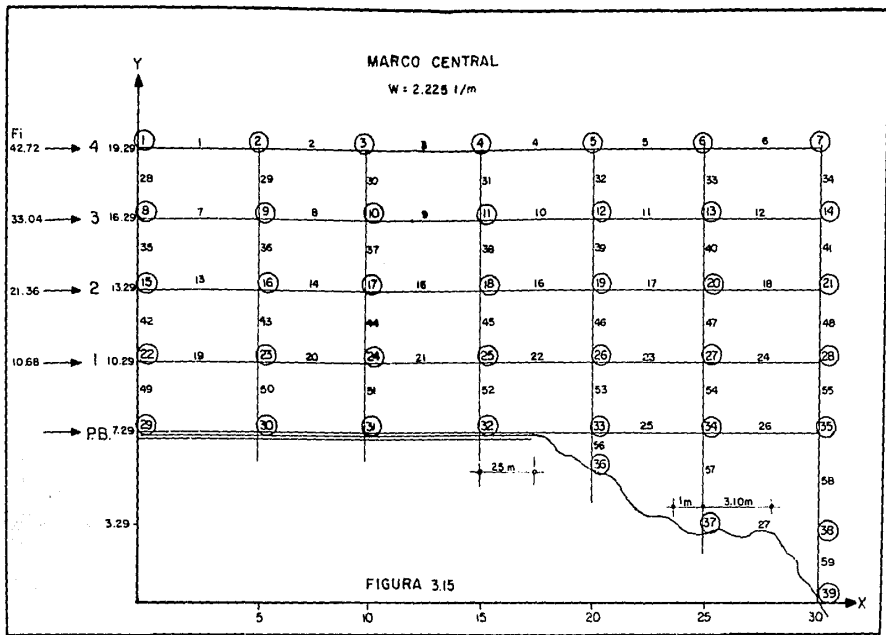
MARCO TIPO CENTRA

CARGAS EN LOS MIEMBROS

	MI 1	MI 2	MI 3
CARGA DEL MIEMBRO 1	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 2	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 3	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 4	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 5	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 6	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 7	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 8	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 9	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 10	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 11	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 12	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 13	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 14	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 15	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 16	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 17	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 18	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 19	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 20	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 21	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 22	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 23	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 24	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 25	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 26	0	2.30	5.00
CARGA DEL MIEMBRO 27	0	2.30	5.00

REACCIONES DE APOYOS

MUDO	REAC X	REAC Y	REAC Z
29	-17.20	-7.96	50.47
30	-24.80	36.72	50.80
31	-24.80	51.62	47.05
32	-23.51	62.00	45.19
36	-13.64	55.48	79.30
37	0.28	76.50	71.12
39	-1.10	35.31	7.05



BARCO TIPO COLINDANTE

DATOS DE LA ESTRUCTURA

NUMERO DE MIEMBROS= 50
 NUMERO DE NUDOS= 39
 NUMERO DE RESTRICCIONES DE APOYOS= 21
 NUMERO DE NUDOS RESTRINGIDOS= 7
 NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD= 94
 MODULO DE ELASTICIDAD= 1

COORDENADAS DE LOS NUDOS

NUDO	X	Y
1	0.00	12.29
2	5.00	19.29
3	10.00	19.29
4	15.00	19.29
5	20.00	19.29
6	25.00	19.29
7	30.00	19.29
8	0.00	16.29
9	5.00	16.29
10	10.00	16.29
11	15.00	16.29
12	20.00	16.29
13	25.00	16.29
14	30.00	16.29
15	0.00	13.29
16	5.00	13.29
17	10.00	13.29
18	15.00	13.29
19	20.00	13.29
20	25.00	13.29
21	30.00	13.29
22	0.00	10.29
23	5.00	10.29
24	10.00	10.29
25	15.00	10.29
26	20.00	10.29
27	25.00	10.29
28	30.00	10.29
29	0.00	7.29
30	5.00	7.29
31	10.00	7.29
32	15.00	7.29
33	20.00	7.29
34	25.00	7.29
35	30.00	7.29
36	0.00	4.29
37	5.00	4.29
38	10.00	4.29
39	30.00	0.00

RESTRICCIONES DE LOS NUDOS

NUDO	RESTRIC X	RESTRIC Y	RESTRIC Z
29	1	1	1
30	1	1	1
31	1	1	1
32	1	1	1
36	1	1	1
37	1	1	1
39	1	1	1

DATOS DE CARGA

NUMERO DE NUDOS CARGADOS=4
 NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS=27

CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS

NUDO	ACCION X	ACCION Y	ACCION Z
1	21.30	0	0
8	16.02	0	0
15	10.60	0	0
22	5.34	0	0

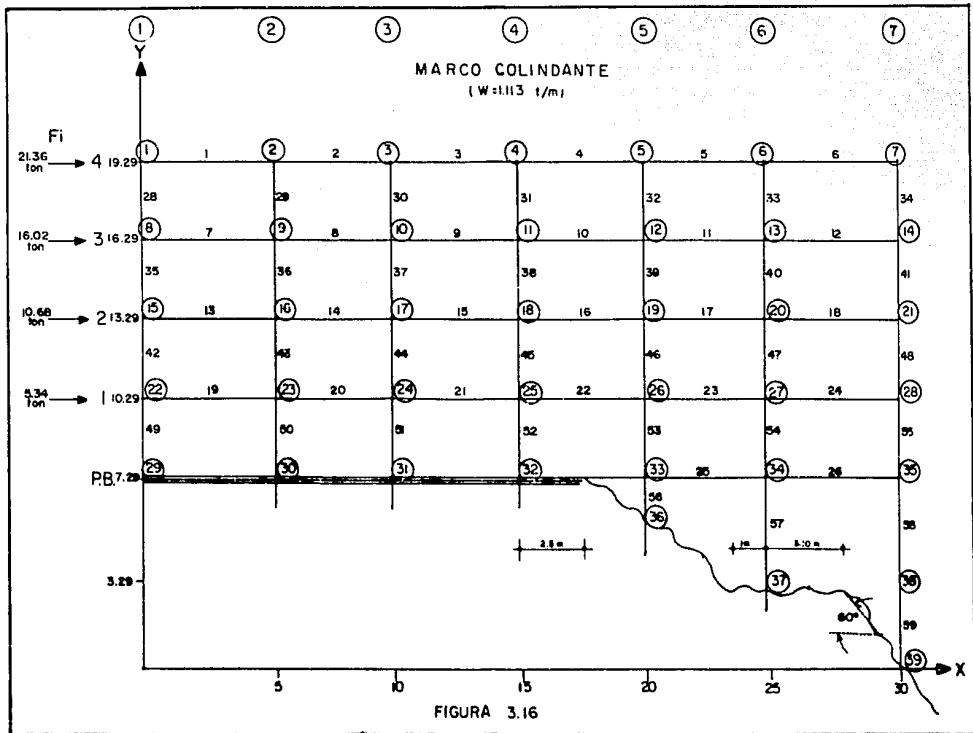
MARCO TIPO COLEMAN:

CARGAS EN LOS MIEMBROS

	P(I)	W(I)	X(I)	
CARGA DEL MIEMBRO	1	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	2	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	3	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	4	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	5	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	6	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	7	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	8	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	9	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	10	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	11	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	12	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	13	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	14	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	15	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	16	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	17	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	18	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	19	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	20	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	21	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	22	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	23	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	24	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	25	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	26	0	1.12	5.00
CARGA DEL MIEMBRO	27	0	1.12	5.00

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REAC X	REAC Y	REAC Z
29	-9.66	-4.45	25.34
30	-12.44	17.77	25.47
31	-12.36	25.17	23.06
32	-11.48	30.75	22.65
36	-5.55	27.71	13.01
37	-3.79	34.20	21.16
39	1.09	17.95	-0.35



Suelo.

De acuerdo con el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal se excavaron dos pozos a cielo abierto donde se obtuvieron muestras inalteradas, a partir de éstas y llevando a cabo una clasificación granulométrica, se encontró que el terreno está constituido predominantemente por partículas de diámetro menor o igual a los 0.002 mm, concluyendo que se trata de tobas compactas propias de la Zona de Lomas de la Ciudad de México. (Zona I).

A las muestras mencionadas se les realizaron pruebas de compresión simple donde los resultados indicaron que se trata de un suelo de comportamiento cohesivo estimándose en 33 ton/m^2 el valor de dicha propiedad. Asimismo, se analizó la permeabilidad del suelo concluyendo que aquella era de una magnitud media por lo que el valor de la cohesión arriba mencionado es significativo y válido para los cálculos que lo involucren siempre y cuando no se alteren las

condiciones hidráulicas del sitio en cuestión. El peso volumétrico del suelo es 1.7 ton/m^3

Estimado el peso del edificio en 3 000 ton y sabiendo que el área de construcción es de 750 m^2 entonces se tendría una carga uniformemente repartida de 4 ton/m^2 si se usará toda el área para la cimentación.

Por lo que es factible resolver la cimentación mediante zapatas, corridas o aisladas, dado que se presenta una alta capacidad de carga y una baja o nula deformabilidad en el terreno.

Diseño de Zapatas.

De acuerdo con el objetivo de este trabajo se procederá a diseñar los elementos de apoyo de las columnas tipo V,VI,VII,VIII,IX,X y XII (figura 3.11). Para tal efecto se considera a las combinaciones de carga ya mencionadas y tomando en cuenta a los factores de carga y resistencia que indica el RCDF.

Al respecto se tiene que el Factor de Carga para la primera combinación de acciones es de 1.4 y para la segunda de 1.1 En lo referente a los factores de resistencia y de acuerdo al inciso 3.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del RCDF, se tiene que para elementos de apoyo en la zona I, zapatas en este caso, el factor es de 0.35.

En todo caso siempre se deberá cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{\Sigma P F_c}{A} < C N_{c_q} F_r + \gamma D_f \quad (3.1)$$

donde:

ΣP es la descarga total que recibe la zapata.

A es el área del cimiento.

F_c es el factor de carga.

C es la cohesión del material.

N_{c_q} es el coeficiente de capacidad de carga que se obtendrá de la figuras 2.13 y 2.16 ya que para diseñar las zapatas por capacidad de carga se aplicará la Teoría de Meyerhof.

F_r es el factor de resistencia.

γ es el peso volumétrico del material en ton/m^3 .

D_f es la profundidad de desplante.

Zapata Tipo V.

Datos del Terreno:

$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

$$H = 4\text{m}.$$

$$b = 2.25\text{m}.$$

$$\beta = 33^\circ.$$

Diseño:

Si $D_f = 1.5\text{m}$, $b = 1.5\text{m}$ y $L = 5\text{m}$, para N_c se tiene:

$$\frac{D_f}{B} = 1$$

$$N_c = \frac{\gamma H}{C} = \frac{(1.7)(4)}{33} = 0.2$$

$$\frac{b}{H} = \frac{2.25}{4} = 0.56$$

$$\beta = 33^\circ$$

por lo que $N_c = 6.1$ y de acuerdo con la expresión 3.1:

$$\therefore Q = (33)(6.1)(0.35) + (1.7)(1.5) = 73.01 \text{ ton/m}^2.$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(CM + CV_m)(1.4) = (48.5)(1.4) = 67.9 \text{ ton.}$$

Del análisis estructural, se tiene:

$$(CM + CV_a)(1.1) = (30.45)(1.1) = 33.83 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se encontrará la presión neta que el cimiento transmitirá al suelo en la condición más desfavorable, es decir, la condición de diseño.

$$\frac{\Sigma P}{A} = \frac{67.9 \text{ ton.}}{(1.5\text{m})(5\text{m})} = 9.05 \text{ ton/m}^2 < 73.01 \text{ ton/m}^2$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$$P = 30.75 \text{ ton}$$

$$M=22.65 \text{ ton m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{(22.65)(1.1)}{(30.75)(1.1)} = 0.736 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{P_u}{(L)(B-2e)}$$

$$P = \frac{(30.75)(1.1)}{(5)(1.5-2(0.736))} = 241 \text{ ton/m}^2 > 73.01 \text{ ton/m}^2$$

Como la sollicitación es mayor a la capacidad del terreno es necesario

modificar las dimensiones propuestas

Para $B=2\text{m}$

$$\frac{D_f}{B} = 0.75, \text{ por lo que es necesario realizar una interpolación lineal.}$$

$$\frac{D_f}{B} = 0$$

$$\beta = 33^\circ$$

$$N_s = 0.2$$

$$\frac{b}{H} = 0.56$$

entonces $N_c = 4.6$

$$N_c = 4.6 + (6.1 - 4.6)(0.75) = 5.73$$

$$\therefore q_u = (33)(5.73)(0.35) + (1.7)(1.5) = 68.73 \text{ ton/m}^2$$

Por carga axial no hay inconveniente. Por momento, se tiene:

$$P = \frac{(30.75)(1.1)}{(5)(2-(2)(0.736))} = 12.81 \text{ ton/m}^2 < 68.73 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que se admite $D_f = 1.5\text{m}$ y $B = 2\text{m}$.

Zapata Tipo VI.

Datos del Terreno:

$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

$$H = 4\text{m}.$$

$$b = 2.25\text{m}.$$

$$\beta = 33^\circ.$$

Diseño:

Si $D_f = 1.5\text{m}$, $B = 2\text{m}$ y $L = 5\text{m}$, para N_q se tiene que es igual a 5.73.

$$\therefore q_u = (33)(5.73)(0.35) + (1.7)(1.5) = 68.73 \text{ ton/m}^2.$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(CM + CV_m)(1.4) = (97)(1.4) = 135.8 \text{ ton.}$$

Del análisis estructural, se tiene:

$$(CM + CV_a)(1.1) = (62.80)(1.1) = 69.08 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se encontrará la presión neta de diseño, es decir:

$$\frac{\Sigma P F_c}{A} = \frac{135.8 \text{ ton.}}{(2.0\text{m})(5\text{m})} = 13.58 \text{ ton/m}^2 < 68.73 \text{ ton/m}^2$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$$P = 62.09 \text{ ton}$$

$$M = 46.19 \text{ ton m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{(46.19)(1.1)}{(62.80)(1.1)} = 0.735 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{P_u}{(L)(B-2e)}$$

Sustituyendo: $P = \frac{(62.8)(1.1)}{(5)(2.0-2(0.735))} = 19.17 \text{ ton/m}^2 < 68.73 \text{ ton/m}^2$

Por lo que se propone una zapata corrida con un ancho igual a 2m y una profundidad de desplante de 1.5m para el eje 4.

Zapata Tipo VII.

Datos del Terreno:

$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

$$H = 4\text{m}.$$

$$\beta = 33^\circ.$$

Diseño:

Si $D = 1.5\text{m}$, $B = 1.5\text{m}$ y $L = 5\text{m}$, para N_c se tiene:

$$\frac{D}{B} = 1$$

$$N_c = \frac{\gamma H}{C} = \frac{(1.7)(4)}{33} = 0.2$$

$$\frac{b}{H} = \frac{2.25}{4} = 0.56$$

$$\beta = 33^\circ$$

por lo que $N_{cq} = 5.8$ y de acuerdo con la expresión 3.1:

$$\therefore q = (33)(5.8)(0.35) + (1.7)(1.5) = 69.54 \text{ ton/m}^2.$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(CM + CV_m)(1.4) = (60.63)(1.4) = 84.88 \text{ ton.}$$

Del análisis estructural, se tiene:

$$(CM + CV_a)(1.1) = (27.71)(1.1) = 30.48 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se encontrará la presión neta de diseño por carga axial.

$$\frac{\Sigma P F_c}{A} = \frac{84.80 \text{ ton.}}{(5)(1.5m)} = 11.32 \text{ ton/m}^2 \approx 69.54 \text{ ton/m}^2.$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$$P=27.71 \text{ ton}$$

$$M=13.01 \text{ ton m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{(13.04)(1.1)}{(27.71)(1.1)} = 0.469 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{P_u}{(L)(B-2e)}$$

$$P = \frac{(27.71)(1.1)}{(5)(1.5-2(0.469))} = 10.87 \text{ ton/m}^2 < 69.54 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que se admiten las dimensiones propuestas.

Zapata Tipo VII.

Datos del Terreno:

$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

$$H = 4 \text{ m.}$$

$$\beta = 33^\circ.$$

Diseño:

Si $D=1.5m$, $b= 1.5m$ y $L=5m$, para N_{cq} se tiene :

$$\frac{Df}{B} = 1$$

$$N_s = \frac{\gamma H}{C} = \frac{(1.7)(4)}{33} = 0.2$$

$$\beta = 33^\circ$$

por lo que $N_{cq}=5.8$ y de acuerdo con la expresión 3.1:

$$\therefore q = (33)(5.8)(0.35) + (1.7)(1.5) = 69.54 \text{ ton/m}^2.$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(CH + CV_m)(1.4) = (118.22)(1.4) = 165.48 \text{ ton.}$$

Del análisis estructural , se tiene:

$$(CH + CV_a)(1.1) = (55.48)(1.1) = 61.03 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se

encontrará la presión neta de diseño por carga axial.

$$\frac{\Sigma P F_c}{A} = \frac{165.55 \text{ ton.}}{(1.5\text{m})(5\text{m})} = 22.00 \text{ ton/m}^2 < 69.54 \text{ ton/m}^2$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$$P = 55.48 \text{ ton}$$

$$M = 29.30 \text{ ton m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{(29.30)(1.1)}{(55.48)(1.1)} = 0.52 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{P_u}{(L)(B - 2e)}$$

$$P = \frac{(55.48)(1.1)}{(5)(1.5 - 2(0.530))} = 27.49 \text{ ton/m}^2 < 69.54 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que se propone una zapata corrida con un ancho de 1.5m y una

profundidad de desplante de 1.5m para el eje 5.

Zapata Tipo IX.

Datos del Terreno:

$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

$$H = 20\text{m}.$$

$$b = 3.10\text{m}.$$

$$\beta = 60^\circ.$$

Diseño:

Si $D_x = 1.5\text{m}$, $b = 1.5\text{m}$ y $L = 5\text{m}$, para N_{cq} se tiene :

$$\frac{D_f}{B} = 1$$

$$N_q = \frac{\gamma H}{C} = \frac{(1.7)(20)}{33} = 1.03$$

$$\frac{b}{H} = \frac{3.10}{20} = 0.155$$

$$\beta = 60^\circ$$

por lo que $N_{cq} = 4.4$ y de acuerdo con la expresión 3.1:

$$\therefore q = (33)(4.4)(0.35) + (1.7)(1.5) = 53.37 \text{ ton/m}^2.$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(CM + CV_m)(1.4) = (60.63)(1.4) = 84.88 \text{ ton.}$$

Del análisis estructural, se tiene:

$$(CM + CV_a)(1.1) = (34.28)(1.1) = 37.71 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se

encontrará la presión neta de diseño por carga axial.

$$\frac{\Sigma P F_c}{A} = \frac{84.88 \text{ ton.}}{(1.5\text{m})(5\text{m})} = 11.31 \text{ ton/m}^2 < 53.37 \text{ ton/m}^2$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$$P = 34.28 \text{ ton}$$

$$M = 21.16 \text{ ton m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{(21.16)(1.1)}{(34.28)(1.1)} = 0.617 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{Pu}{(L)(B-2e)}$$

$$P = \frac{(34.28)(1.1)}{(5)(1.5-2(0.617))} = 28.41 \text{ ton/m}^2 < 53.37 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que se aceptan las dimensiones propuestas.

Zapata Tipo X.

Datos del Terreno:

$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

$$H = 20 \text{ m.}$$

$$b = 3.10 \text{ m.}$$

$$\beta = 60^\circ.$$

Diseño:

Si $D=1.5 \text{ m}$, $b=1.5 \text{ m}$ y $L=5 \text{ m}$, para N_q se tiene:

$$\frac{Df}{B} = 1$$

$$N_q = \frac{\gamma H}{C} = \frac{(1.7)(20)}{33} = 1.03$$

$$\frac{b}{H} = \frac{3.10}{20} = 0.155$$

$$\beta = 80^\circ$$

por lo que $N_{cq} = 4.4$ y de acuerdo con la expresión 3.1:

$$\therefore q = (33)(4.4)(0.35) + (1.7)(1.5) = 53.37 \text{ ton/m}^2$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(C_M + C_{V_m})(1.4) = (121.25)(1.4) = 169.75 \text{ ton.}$$

Del análisis estructural, se tiene:

$$(C_M + C_{V_a})(1.1) = (76.50)(1.1) = 84.15 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se

encuentra la presión neta de diseño por carga axial.

$$\frac{169.75 \text{ ton.}}{(1.5\text{m})(5\text{m})} = 22.63 \text{ ton/m}^2 < 53.37 \text{ ton/m}^2$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$P=76.50$ ton

$M=71.13$ ton m

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{(71.13)(1.1)}{(76.50)(1.1)} = 0.929 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{Pu}{(L)(B-2e)}$$

$$P = \frac{(76.50)(1.1)}{(5)(1.5-2(0.929))} = \frac{84.15}{(5)(1.5-1.86)}$$

Debido a que la excentricidad es tal que no se presentan esfuerzos de compresión en todo el ancho B es necesario aumentar la dimensión de este.

Para $B=2.5$ m

Como la relación $D/B \neq 0$ y también $D/B \neq 1$, es necesario realizar una interpolación lineal. Entonces, se tiene:

$$\frac{Df}{B} = 0$$

$$N_s = 1.03$$

$$\frac{b}{H} = 0.155$$

$$\beta = 60^\circ$$

por lo que $N_c q = 2.85$, planteando la interpolación lineal:

$$N_c q = 2.85 + (4.4 - 2.85)(0.75) = 4.013$$

$$\therefore q = (33)(4.013)(0.35) + (1.7)(1.5) = 48.9 \text{ ton/m}^2$$

En lo que se refiere a carga axial no hay problema, ahora se revisará

por momento:

$$P = \frac{(70.5)(1.1)}{(5)(2 - (2.5)(0.929))} = 26.21 \text{ ton/m}^2 < 48.9 \text{ ton/m}^2.$$

Por lo que se propone una zapata corrida de un ancho $B = 2.5\text{m}$ y una

profundidad de desplante $D_f = 1.5$ para el eje 6.

Zapata Tipo XI.

Datos del Terreno:

$$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

H=20m.

$\beta=60^\circ$.

Diseño:

Si D=1.6m , b= 1.5m y L=5m, para N_{cq} se tiene :

$$\frac{Df}{B} = 1$$
$$N_{cq} = \frac{\gamma H}{C} = \frac{(1.7)(20)}{33} = 1.03$$

$\beta=60^\circ$

por lo que $N_{cq}=4.25$ y de acuerdo con la expresión 3.1:

$$\therefore q = (33)(4.25)(0.35) + (1.7)(1.5) = 51.64 \text{ ton/m}^2.$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(C_M + C_{V_m})(1.4) = (30.31)(1.4) = 42.44 \text{ ton.}$$

Del análisis estructural , se tiene:

$$(C_M + C_{V_s})(1.1) = (19.95)(1.1) = 21.95 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se encuentra la presión neta de diseño para carga axial.

$$\frac{\Sigma P}{A} = \frac{42.44 \text{ ton.}}{(1. \text{ m})(5 \text{ m})} = 5.66 \text{ ton/m}^2 < 51.64 \text{ ton/m}^2$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$$P = 19.95 \text{ ton}$$

$$M = -0.35 \text{ ton m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{(0.35)(1.1)}{(19.95)(1.1)} = 0.017 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{P_u}{(L)(B - 2e)}$$

$$P = \frac{(19.95)(1.1)}{(5)(1.5 - 2(0.017))} = 3.00 \text{ ton/m}^2 < 51.64 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que se aceptan las dimensiones propuestas.

Zapata Tipo XII.

Datos del Terreno:

$$\rho = 1.7 \text{ ton/m}^3.$$

$$C = 33 \text{ ton/m}^2.$$

$$H = 20 \text{ m}.$$

$$\beta = 60^\circ.$$

Diseño:

Si $D = 1.5 \text{ m}$, $b = 1.5 \text{ m}$ y $L = 5 \text{ m}$, para $N:q$ se tiene:

$$\frac{D}{B} = 1$$

$$N_s = \frac{\rho H}{C} = \frac{(1.7)(20)}{33} = 1.03$$

$$\beta = 60^\circ$$

por lo que $N:q = 4.25$ y de acuerdo con la expresión 3.1:

$$\therefore q = (33)(4.25)(0.35) + (1.7)(1.5) = 51.65 \text{ ton/m}^2.$$

Solicitaciones.

Carga Axial.

De las tablas III.1 y III.2 (condiciones estáticas), se tiene que:

$$(CM + CV_m)(1.4) = (60.63)(1.4) = 84.88 \text{ ton}.$$

Del análisis estructural, se tiene:

$$(CM + CV)(1.1) = (35.32)(1.1) = 38.85 \text{ ton.}$$

Dividiendo la carga axial de mayor magnitud entre el área propuesta se encuentra la presión neta de diseño para carga axial.

$$\frac{\Sigma P_c}{A} = \frac{84.88 \text{ ton.}}{(1.1)(5)} = 11.30 \text{ ton/m}^2 < 51.65 \text{ ton/m}^2$$

Momento.

Del análisis estructural, se tiene:

$$P = 35.32 \text{ ton}$$

$$M = 7.06 \text{ ton m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{(7.06)(1.1)}{(35.32)(1.1)} = 0.19 \text{ m}$$

La presión de contacto debida al momento será:

$$P = \frac{P_u}{(L)(B - 2e)}$$

$$P = \frac{(35.32)(1.1)}{(5)(1.5 - 2(0.190))} = 6.94 \text{ ton/m}^2 < 51.65 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que se propone una zapata corrida de ancho $B = 1.5 \text{ m}$ con una profundidad de desplante $D = 1.5$ para el eje 7

Estabilidad del Talud.

A continuación se procede a revisar la estabilidad del talud por medio del Método Sueco, para ello se suponen cinco posibles superficies de falla considerando dos tipos de acciones: estáticas y dinámicas (sismo), estas últimas provocan la existencia de fuerzas horizontales que se consideran en los cálculos.

CIRCULO :

RADIO= 30 m

X= 20 m

Y= 20 m

PARTE	AREA [cm ²]	D-X [cm]	D-Y [cm]	PESO [ton]	PESOS [ton]	MOMENTO	
						(FZA-VER) [ton m]	(FZA-HOR) [ton m]
1	2	14.8	12	3.4	0.54	50.32	6.53
2	5	12.2	13.2	10.2	1.65	124.44	21.54
3	8	11	14.2	13.6	2.18	149.60	30.90
4	7.4	9	15.5	12.58	2.01	113.22	31.20
5	6.4	7.1	16.4	10.89	1.74	77.25	28.55
6	6.4	4.8	17.2	10.89	1.74	52.22	29.04
7	7.6	2.9	17.4	12.92	2.07	37.47	35.97
8	4	1	18	6.8	1.09	6.00	19.58
9	6	-0.5	19	10.2	1.63	-5.10	31.01

=====

SUMAS 601.22 235.22

APOYO	X [cm]	Y [cm]	C.EST [ton]	Bx [cm]	By [cm]	MOMENTO						
						FZA VER DIN [ton]	FZA HOR DIN [ton]	MOM EST [ton m]	VER DIN [ton]	HOR DIN [ton]		
1	0	14.5	80	20.00	13.50	51.62	8.26	0.00	0.00	0.00		
2	5	14.5	80	15.00	13.50	62.8	10.05	1200.00	742.00	125.35		
3	10	13	97.5	10.00	15.00	55.48	8.00	975.00	554.00	123.15		
4	15	10.5	100	5.00	17.50	55.69	8.91	500.00	270.00	155.71		
5	20	8	25	0.00	20.00	35.22	5.65	0.00	0.00	112.00		
								2675.00	1776.26	507.70		

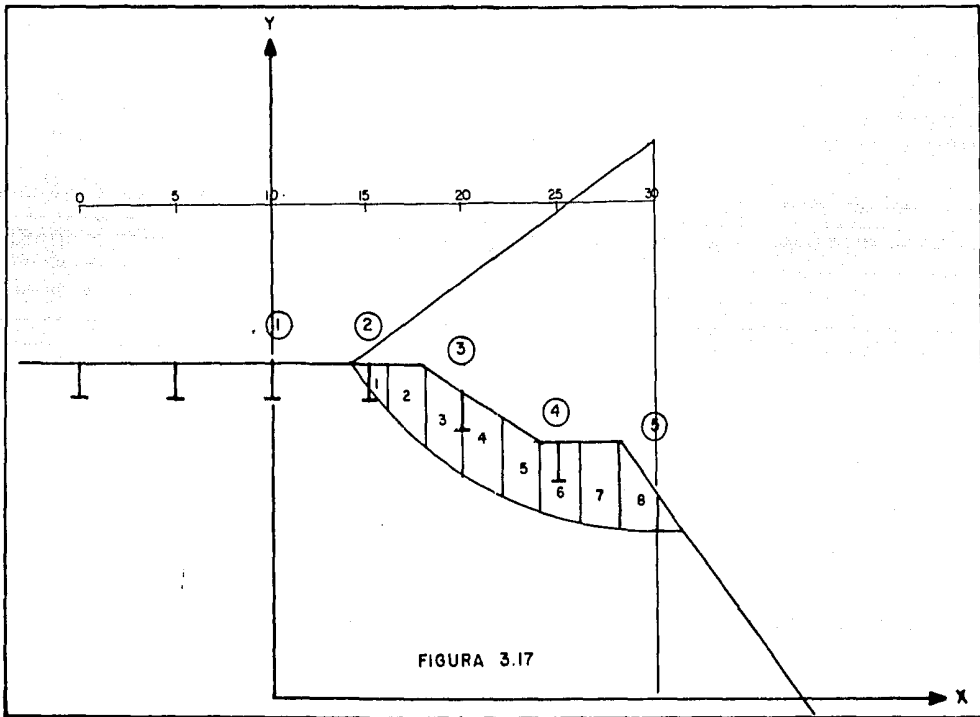
MR=CxRx=C y L x R= 1200 ton m

CONDICIONES ESTATICAS: MOMENTO MOTOR 1281.22 ton m

FS= 4.02

CONDICIONES DINAMICAS: MOMENTO MOTOR 3154.45 ton m

FS= 4.13



PROBLEMA 2

RADIO= 30 m
 X= 25 m
 Y= 34 m

PARTE	AREA [CM2]	B-X [CM]	B-Y [CM]	PESO [ton]	PESOS [ton]	MOMENTO	MOMENTO
						(FZA.VER) [ton m]	(FZA.HOR) [ton m]
1	2	23	17	3.40	0.54	78.26	9.25
2	6	21.1	18.4	16.29	1.63	215.22	30.03
3	10	19.1	12.8	17.00	2.72	324.70	34.02
4	13.8	17.2	14.1	23.46	3.75	403.51	52.52
5	17.6	15.2	22	29.92	4.79	454.73	135.32
6	17.4	15	22.6	29.58	4.73	304.54	136.96
7	17.6	11.1	23.4	29.92	4.79	332.11	112.02
8	15.6	9.1	24.1	26.52	4.24	241.33	102.26
9	15.2	7	25	25.84	4.13	180.00	103.34
10	16.4	5.2	25.2	27.38	4.46	144.78	112.41
11	14.4	3.1	26	24.40	3.92	75.39	101.34
12	12	1.15	28	20.40	3.26	23.46	91.39
13	6	-0.6	29.2	19.20	1.83	-6.72	47.85

=====

SUMAS 2053.484 1010.24

APOYO	X [CM]	Y [CM]	C.EST [ton]	Bx [CM]	By [CM]	MOMENTOS					
						FZA VER DIN [ton]	FZA HOR DIN [ton]	COND EST [ton m]	VER DIN [ton m]	HOR DIN [ton m]	
1	0	14.5	00	22.00	19.50	51.62	8.26	1760.00	1135.64	161.05	
2	5	14.5	30	17.00	19.50	62.8	10.15	1360.00	1067.60	195.94	
3	10	13	97.5	12.00	21.30	55.46	8.36	1170.00	665.74	104.41	
4	15	10.5	100	7.00	23.50	55.69	3.91	700.00	309.13	227.39	
5	20	8	25	2.00	26.30	35.32	5.85	50.00	70.64	146.93	

=====

5040.00 3320.47 879.70

MOMENTO RESISTENTE=CxLxk=33.33.30= 32670 ton m

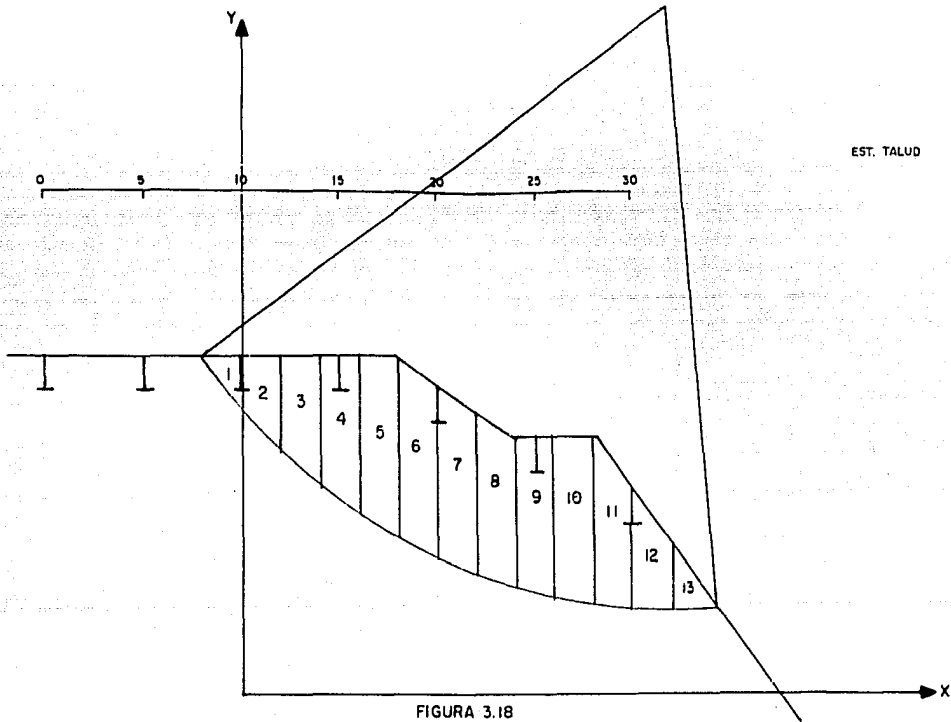
CONDICIONES ESTATICAS: MOMENTO MOTOR 7893.43 ton m

FS= 4.14

CONDICIONES DINAMICAS: MOMENTO MOTOR 6092.92

FS= 4.04

EST. TALUD



CARGA
 K48124 22 M
 20.2 M
 14 22.2 M

PARTE	AREA [m ²]	B-X [m]	I-Y [m]	PESO [ton]	PESOS [ton]	MOMENTO	
						(FZA VER) [ton m]	(FZA HOR) [ton m]
1	6	18.6	11	10.20	1.65	189.72	17.95
2	6.8	16.6	13.1	11.56	1.95	191.90	24.25
3	8.4	14.8	14.3	14.28	2.26	211.34	32.57
4	10.4	12.5	15.2	17.68	2.83	221.00	43.00
5	28	10.62	15	44.20	7.07	469.40	113.15
6	25	8.5	17.1	42.50	6.80	365.50	116.28
7	16	7.7	19	27.20	4.35	209.44	82.69
8	7.48	5	20.6	12.72	2.03	63.50	41.91
SUMAS						1921.88	471.88

APOYO	X [m]	Y [m]	C. EST [ton]	Bx [m]	By [m]	MOMENTO				
						FZA VER DIN [ton]	FZA HOR DIN [ton]	COND EST [ton m]	VER DIN [ton m]	HOR DIN [ton m]
1	0	14.5	90	28.20	10.80	51.62	8.26	0.00	0.00	0.00
2	5	14.5	90	23.20	10.80	62.90	10.05	3.00	0.00	0.00
3	10	13	97.5	18.20	12.30	55.49	8.08	1774.50	1309.74	109.10
4	15	10.5	100	13.20	14.90	55.49	8.91	1320.60	735.11	131.37
5	20	8	75	8.20	17.30	35.32	5.55	205.00	289.62	97.77
SUMAS								3296.50	2734.47	330.07

MF= CALA#23x25x22= 18150 ton m

CONDICIONES ESTATICAS: MOMENTO MOTOR 5221.33 ton m

FS= 3.42

CONDICIONES DINAMICAS: MOMENTO MOTOR 4767.36 ton m

FS= 3.31

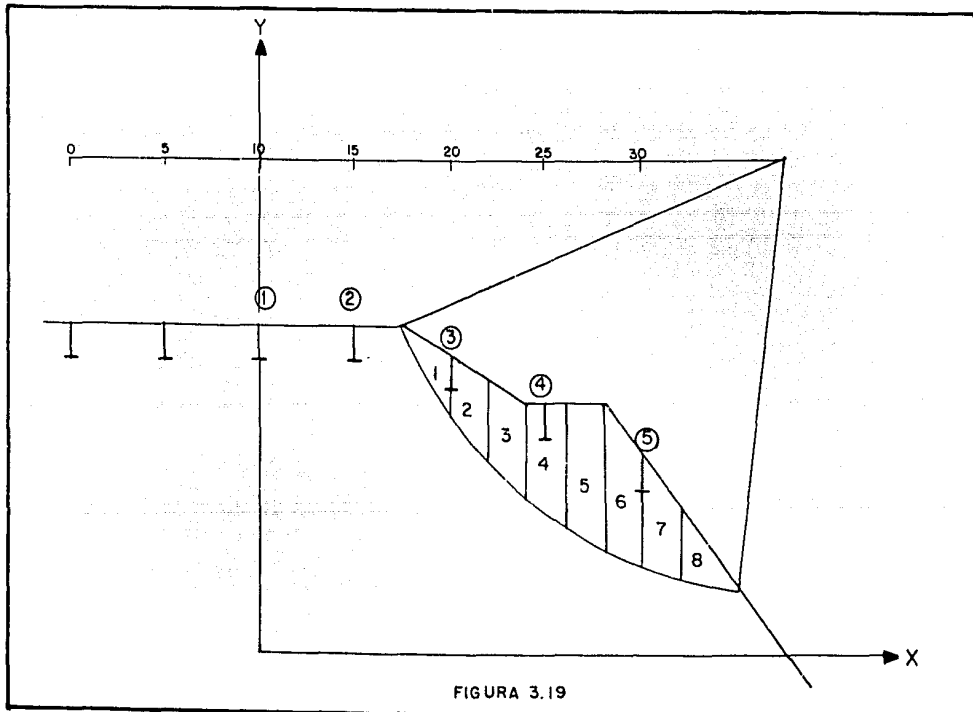


FIGURA 3.19

DIAGRAMA -

PARTE= 10.0 m
 L= 24.7 m
 H= 15.5 m

PARTE	AREA [cm ²]	I _x -I		PESO [ton]	PESOS [ton]	MOMENTO	
		[cm ⁴]	[cm ⁴]			(FZA VER) [ton m]	(FZA HOR) [ton m]
1	9.2	16.7	7.22	1.36	3.22	14.32	1.57
2	5.4	7.2	8.5	7.18	1.47	34.48	17.03
3	8.8	7.1	9.2	14.96	2.39	106.22	22.97
4	9.4	5.2	10.4	14.28	2.28	74.25	22.75
5	3.4	5.1	12.1	5.78	9.92	17.72	11.19
SUMAS						297.57	71.18

NODO	X		C. EST [ton]	Dx		FZA VER DIN [ton]	FZA HOR DIN [ton]	MOMENTO		
	[cm]	[cm]		[cm]	[cm]			COND EST [ton m]	VER DIN [ton m]	HOR DIN [ton m]
1	0	14.5	80	24.70	5.10	31.02	8.2572	0.00	0.00	0.00
2	5	14.5	90	19.70	5.10	52.13	10.348	0.00	0.00	0.00
3	10	13	97.5	14.70	5.60	53.48	8.9748	0.00	0.00	0.00
4	15	10.5	100	9.70	7.10	55.37	3.7104	770.00	540.19	31.10
5	20	9	25	4.70	11.60	35.72	5.3512	117.50	100.00	65.55
SUMAS								1087.50	736.20	144.64

MOMENTO RESISTENTE= $0.1 \cdot 80 \cdot 16 \cdot 1.7 = 792.00$

CONDICIONES ESTATICAS: MOMENTO MOTOR 1305.17

FS= 5.37

CONDICIONES DINAMICAS: MOMENTO MOTOR 1201.38

FS= 5.75

EST. TALLO

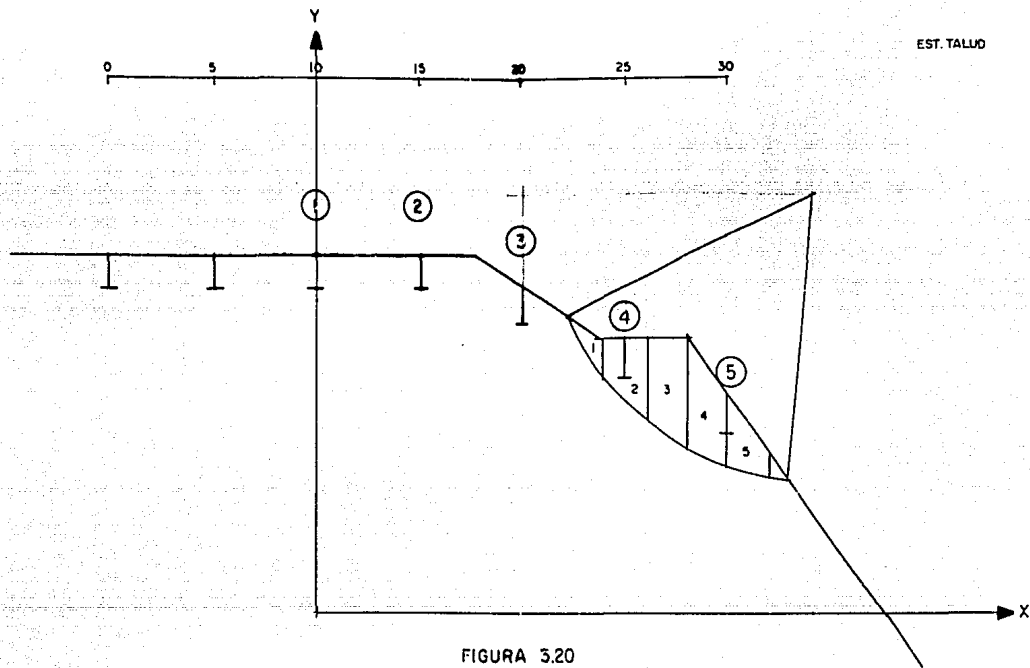


FIGURA 3.20

CIRCULO 5

RABDO= 11.2 m
 r= 16 m
 T= 22.9 m

PARTE	AREA [m ²]	D-Y		PESO [m]	PESOS [ton m]	MOMENTO		
		D-x [m]	D-y [m]			FZA VER [ton m]	FZA HOR [ton m]	
1	9.95	19.5	7.4	16.92	2.71	329.64	21.03	
2	15.2	17.22	10.2	25.84	4.13	444.98	42.17	
3	42.6	14.1	11.8	72.42	11.57	1021.12	136.73	
4	50.4	10	13.2	65.68	13.71	856.60	150.76	
5	49.6	6	14.9	84.32	13.45	535.92	201.02	
6	46.4	2	16.6	78.89	12.62	157.78	209.51	
7	35	-1.7	18.1	61.30	9.77	-104.04	177.24	
8	12	-5	19.3	20.40	3.26	-102.90	64.63	
=====						SUMA	3110.37	1632.27

APOYO	X		E.EST [ton]	Bx		FZA VER DIN		FZA HOR DIN		MOMENTO		
	X [m]	Y [m]		Bx [m]	Bv [m]	[ton]	[ton]	COND EST [ton m]	VER DIN [ton m]	HOR DIN [ton m]		
1	0	14.5	90	18.00	8.40	51.62	9.26	1440.00	929.10	59.58		
2	5	14.5	80	17.00	8.40	62.3	10.65	1040.00	816.45	34.40		
3	10	13	97.5	8.00	9.90	55.48	9.63	750.00	443.04	37.00		
4	15	10.5	100	3.00	12.40	55.69	8.71	700.00	177.00	16.49		
5	20	8	25	-2.00	14.90	35.32	5.62	-50.00	-73.00	24.00		
=====										1510.00	3205.83	478.75

MOMENTO RESISTENTE=0.4.R=33.33.22.2= 27819.33

CONDICIONES ESTATICAS: MOMENTO MOTOR 6620.27

FS= 4.20

CONDICIONES DINAMICAS: MOMENTO MOTOR 5014.83

FS= 4.50

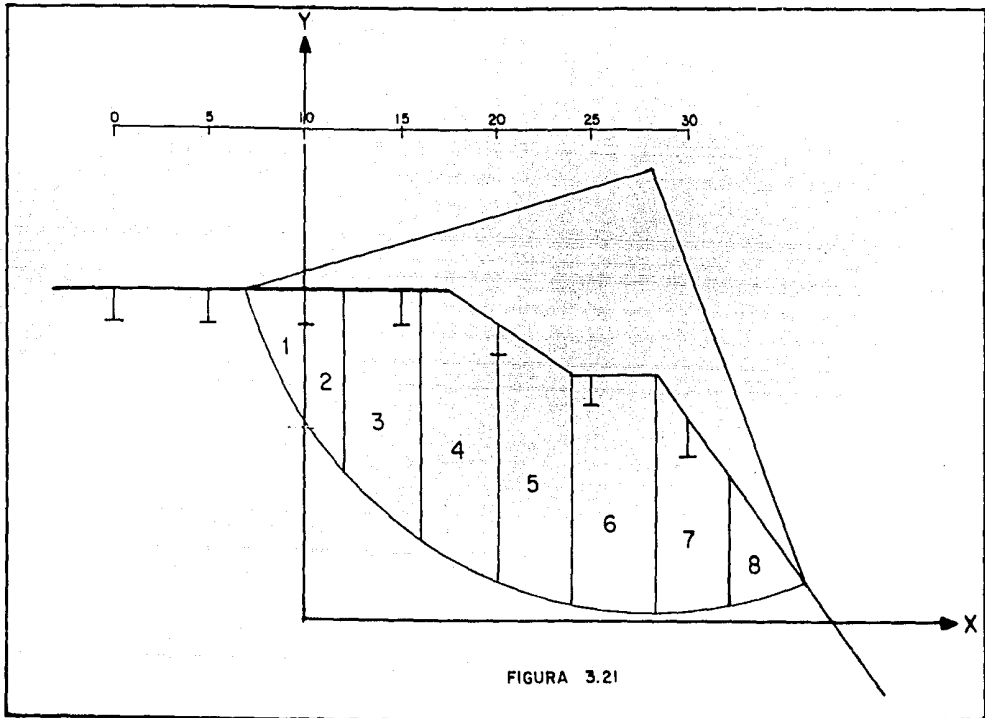


FIGURA 3.21

De los análisis anteriores se concluye que la presencia del edificio no induce a la inestabilidad del talud ya que para todas las superficies de falla propuestas el factor de seguridad es mayor a

3.0

CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La finalidad de los criterios tratados es que el diseño de cimentaciones en condiciones especiales como las aquí expuestas sea más racional para así obtener beneficios tanto en seguridad como en lo económico.

Siempre será necesario llevar a cabo una minuciosa inspección en el lugar donde se va a construir y verificar que no haya ninguna falla preexistente, además de realizar el número de sondeos y muestreos indispensables para determinar las características del suelo.

Cabe hacer notar que se deberá contemplar que tipo de falla por capacidad de carga por resistencia al corte podrá presentarse, (General, Local o por Punzonamiento), ya que dependiendo de ello se verá si las dificultades serán por deformaciones o por esfuerzos excesivos. En aquellos casos donde se presume que la falla por capacidad de carga sea de tipo General se podrán aplicar los

criterios expuestos en este trabajo; en el caso de una falla Local se debera analizar si es conveniente practicar algun tratamiento al terreno para mejorar su calidad o recurrir a una soluci3n que implique el uso de cimientos profundos. Respecto a la falla por Punzonamiento no se recomienda una cimentaci3n superficial dada la alta deformabilidad de las capas superiores del suelo.

Para determinar que teor.a es conveniente aplicar (Meyerhof o Vesic) se expone lo siguiente:

-El criterio de Vesic es en esencia una correcci3n a la soluci3n de Terzaghi, por lo que se recomienda para aquellos casos donde la inclinaci3n del terreno sea peque#a (menor a 30°).

-Para aquellas situaciones donde el talud presente una inclinaci3n considerable (mayor a 30°) es conveniente utilizar la Teor.a de Meyerhof, ya que esta se concibi3 considerando no solo el aspecto

de la capacidad de carga sino que también la estabilidad del
talud.

En lo que se refiere al estado de esfuerzos en la masa de suelo donde
el terreno presenta una inclinación, se debe considerar la existencia
de un esfuerzo cortante por lo que los resultados de las pruebas de
laboratorio para determinar la resistencia a dicho esfuerzo deberán ser
interpretados considerando este fenómeno.

Se deberá cuidar que las condiciones hidráulicas del terreno no sean
alteradas para que así los esfuerzos efectivos sean siempre los
mismos. Por otro lado en suelos cohesivos la alteración del contenido
de agua traerá como consecuencia cambios en el comportamiento
mecánico. Se recomienda poner especial atención a las instalaciones
sanitarias y, naturalmente, omitir el uso de fosas sépticas. Dado el
caso de que el contenido de agua llegara a ser mayor a lo deseado se

recomienda el uso de drenes.

Para las estructuras localizadas en taludes, es fundamental que el diseño de ellas evite grandes momentos en los apoyos ya que esto se traduce en excentricidades considerables promoviendo a que se presenten esfuerzos de tensión en el contacto zapata-suelo. En aquellos casos donde esto no se pueda evitar puede pensarse en el uso de trabes de torsión alojadas en una dirección paralela a la de las excentricidades.

Cuando el edificio se sitúa parte en la proximidad del talud y otra sobre este, se verá que bajo la acción de fuerzas horizontales (sismo) habrá un apoyo donde se presentará una concentración de momentos, tal es el caso del ejemplo 11 en el nudo denominado como 37, dicha concentración se debe a que en ese punto la estructura tiende a girar. Por lo mencionado anteriormente, se tendrán grandes

excentricidades y entonces es conveniente disminuir el momento que se presenta, para tal efecto se sugiere la adición a la estructura de elementos (vigas) de gran rigidez que concurren al nudo en cuestión para que el elemento mecánico se distribuya de otra manera.

BIBLIOGRAFIA

1- ANALISIS OF BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS.

FOUNDATIONS ENGENNERING HANDBOOK.

ALEXANDER VESIC

2- MECANICA DE SUELOS. TOMOS I Y II.

JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ.

EDITORIAL LIMUSA.

3- INTRODUCTORY SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS.

SOWERS AND SOWERS.

THE MACMILLAN COMPANY, NEW YORK.

4- MANUAL DE OBRAS CIVILES.

TOMO B.2.4..C.F.E.

5- DISEÑO ESTRUCTURAL.

MELHI PIRALLA.

EDITORIAL LIMUSA.

6.- BEARING CAPACITY OF SALLOW FOUNDATIONS ON SLOPES.

MEYERHOF.

MEOMORIES OF THE INTERNATIONAL CONGRESS OF SOIL MECHANICS.

7.- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (1987).

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.

8.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISENO Y CONSTRUCCION DE
CIMENTACIONES (1987).

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.