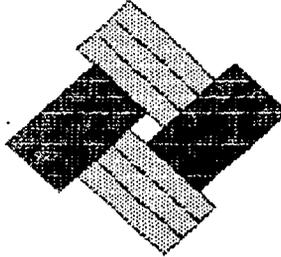


FALLA DE ORIGEN
EN SU TOTALIDAD

88 1215
2
25
j

UNIVERSIDAD ANAHUAC
ESCUELA DE INGENIERIA

CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA U.N.A.M.



UNIVERSIDAD ANAHUAC

VINCE IN BONO MALUM

DISEÑO GEOTECNICO DE ZAPATAS DE CIMENTACION
POR COMPUTADORA.

T E S I S P R O F E S I O N A L
que para obtener el título de:
I N G E N I E R O C I V I L
p r e s e n t a :

Juan Ignacio Calva Hernández

Asesor: Ing. Carlos García Romero

México, D.F.

Febrero de 1995

FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

*A mi padre, por su apoyo y cariño
y, sobre todo, por su ejemplo.*

*A mi madre, por su cariño y
dedicación.*

A Trimmy, por su amor.

A mis hermanos, Sergio y Mario.

*A mi hermana Claudia, que aunque
ya no está, con nosotros siempre la
recordaré.*

*A mi Universidad, a los Legionarios
de Cristo y a mis profesores, gra-
cias por la educación y el testimo-
nio recibidos.*

*A mis compañeros, por los buenos
momentos compartidos.*

INDICE.

INTRODUCCION.	1
CAPITULO 1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	4
1.1 Qué es una cimentación.	4
1.2 Tipos de cimentaciones.	6
1.3 Clasificación de las cimentaciones superficiales.	9
1.3.1 Zapatas aisladas.	11
1.3.2 Zapatas corridas.	14
1.3.3 Losas de cimentación.	15
1.4 Condiciones que influyen en el diseño de una cimentación.	16
1.4.1 Condiciones que impone el terreno.	17
1.4.2 Condiciones que impone la estructura.	17
1.4.3 Factor económico.	18
1.5 Exploración y muestreo.	19
1.6 Reglamento de Construcciones para el D.F.	23
CAPITULO 2. CAPACIDAD DE CARGA.	27
2.1 Capacidad de carga.	27
2.2 Análisis de la capacidad de carga.	30
2.2.1 Cargas no axiales.	40
2.2.2 Cargas inclinadas.	41
2.2.3 Zapatas en taludes.	42
2.2.4 Capacidad de carga en suelos estratificados.	43
2.2.5 Efecto del Nivel de Aguas Freáticas.	44

2.2.6 Capacidad de carga a partir de la prueba de penetración estándar.	45
2.3 El Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias.	47
CAPITULO 3. CONSOLIDACION.	54
3.1 Deformaciones en el suelo.	54
3.2 Teoría de la consolidación.	58
3.2.1 Cálculo del asentamiento.	59
3.2.2 Índice de compresibilidad.	60
3.3 Rapidez de consolidación.	64
3.4 Distribución de esfuerzos en la masa de suelo.	73
3.5 Consolidación en suelos estratificados.	76
3.6 Cálculo de asentamientos por consolidación según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.	77
CAPITULO 4. DISEÑO DEL PROGRAMA.	79
4.1 Identificación de necesidades.	79
4.2 Elección del equipo.	80
4.3 Elección del lenguaje de programación.	82
4.4 Planteamiento del sistema.	84
4.5 Capacidad de carga.	85
4.5.1 Introducción de datos.	85
4.5.2 Análisis y cálculo.	87
4.6 Consolidación.	95
4.7 Distribución de esfuerzos	98

Programa de cálculo de capacidad de carga del suelo.	100
Programa de cálculo de asentamientos por consolidación.	111
Programa de cálculo de distribución de esfuerzos.	116
CAPITULO 5. APLICACION DEL PROGRAMA.	120
Ejemplo 1. Capacidad de carga.	120
Ejemplo 2. Capacidad de carga.	125
Ejemplo 3. Capacidad de carga.	126
Ejemplo 4. Consolidación.	127
CAPITULO 6. CONCLUSIONES.	132

INTRODUCCION

Al pensar en Ingeniería Civil es lógico hacerlo en términos de solidez y permanencia, de una cierta inmovilidad reflejada claramente por las obras que son imagen de ella. Grandes puentes, gigantescas presas y monumentales edificios, construidos además con materiales que parecen no haber cambiado al paso de los años y que parecería no cambiarán en siglos; concreto y acero forman el esqueleto monolítico de la Ingeniería Civil.

Computadoras... inventos de nuestra era que reflejan como ningún otro el avance tecnológico alcanzado por la humanidad. Velocidad, tanto en el desarrollo de las ciencias e industria relacionadas con ellas, como en su operación; genios inertes capaces de resolver los más complejos problemas en cuestión de segundo, y quizá en cuestión de fracciones de segundo. Máquinas que exigen como ninguna al ingenio y a la capacidad del hombre, llegando incluso en momentos a superarlos.

Nuestro país se encuentra hoy en una etapa de su existencia sumamente compleja e importante. Desde el año de 1985, en el que concluí mis estudios, ha pasado tiempo, pero sobre todo han pasado acontecimientos y circunstancias que han obligado al país a cambiar de una manera profunda su manera de pensar, trabajar y ver al mundo y a sí mismo.

Ese 1985 marca además un parteaguas en la historia de la Ingeniería Civil en México, afectada por una larga y dura crisis en el aspecto económico, pues en Septiembre de ese año sacude a la ciudad capital el más devastador sismo del que se tenga memoria. Esta circunstancia, fuera del control y previsión humanos, hace también cambiar procedimientos, técnicas y teorías en el análisis y cálculo de la resistencia de las obras de Ingeniería Civil.

FALLA DE ORIGEN

México actualmente corre una carrera hacia la modernidad, en donde ha de alcanzar los niveles de calidad y eficiencia mundiales, incluyendo esto una transformación radical de la planta industrial del país, la que tendrá que incorporar los más modernos avances tecnológicos, siendo el principal el relacionado con la computación.

Es por ello que el interés que despertó en mí el uso de las computadoras a lo largo de mis estudios universitarios, se acrecienta ante esta perspectiva. Es la Ingeniería Civil un campo muy apropiado para el desarrollo de aplicaciones de computadora, ya que no sólo exige de un uso extensivo de matemáticas y física, sino que por la gran cantidad de incógnitas, la rapidez en el cálculo de los diferentes métodos de aplicación y análisis resulta fundamental para alcanzar resultados de una alta confiabilidad.....

La Mecánica de Suelos es uno de los campos en los que el uso de herramientas como la computadora se tiene que volver cada día más intensivo, dado el alto grado de incertidumbre que se maneja en su análisis y estudio. Si bien hoy en día existen ya aplicaciones en computadora relacionadas con la Geotecnia, éstas se encuentran fundamentalmente en el área de la Geología y la exploración Geológica, siendo uno de sus campos principales de aplicación el petrolero, para el cual se ha desarrollado tecnología de computación muy avanzada e incluso existen compañías dedicadas exclusivamente a ello. El avance en otras áreas ha sido a nivel laboratorio y, como casi siempre, desarrollado en los Estados Unidos. Concretamente para la Mecánica de Suelos el disponer de herramientas con las cuales se pueda hacer un análisis extensivo del comportamiento del suelo bajo muy diversas condiciones de carga, significará un alto grado de seguridad en la construcción de proyectos y un auxiliar valiosísimo en la investigación.

Dadas las circunstancias arriba expuestas es importante que en México se puedan crear aplicaciones, adecuadas a nuestro medio y características, y sobre todo, al alcance de los investigadores y profesionistas del medio, no sólo como curiosidades tecnológicas sino como herramientas de uso diario que permitan un mayor grado de seguridad en el desarrollo de los proyectos.

Esta tesis pretende demostrar de una manera sencilla, cómo la computadora y sus programas de aplicación pueden convertirse en auxiliares importantes del Ingeniero Civil, mediante el desarrollo de un sistema computarizado de análisis y cálculo geotécnico aplicable a zapatas de cimentación. En ella estudiaremos las principales teorías y métodos de cálculo de capacidad de carga y consolidación a fin de integrarles y generar el sistema mencionado, que nos dé resultados confiables y de aplicación real.

Espero que el presente trabajo pueda servir como un primer escalón que lleve a los Ingenieros Civiles a interesarse en este tipo de herramientas, a usarlas y también a desarrollar mejores y más poderosos programas y sistemas de computación para la Ingeniería Civil.

Noviembre de 1990

CAPITULO 1.

CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

1.1 Qué es una cimentación.

Una estructura, cualquiera que sea su uso o función, podemos dividirla básicamente en dos partes:

* Superestructura, que es la parte construida para soportar las sollicitaciones de carga para la cual se diseña.

* Subestructura, cuya función es transmitir dichas sollicitudes al terreno donde se apoya.

Generalmente se conoce como cimentación al conjunto de elementos estructurales que constituyen la subestructura, pero también el suelo o roca donde se apoye nuestra estructura juega un papel importante, por lo que más propiamente una cimentación es el conjunto suelo/roca-subestructura:

Se llamará cimentación al conjunto formado por la subestructura y el suelo en que se implanta.

La función principal de una cimentación es garantizar la estabilidad de la estructura, esto es, que las cargas se transmitan adecuadamente al suelo y que éste las resista satisfactoriamente. Su importancia es tal que si falla, el resto de la estructura lo hará también, sin importar lo bien realizada que esta este.

Sin embargo, a pesar de la importancia de las cimentaciones - que hasta el Evangelio lo menciona - no ha sido sino hasta este siglo cuando encontramos una base científica para el estudio y el diseño de ellas. Este hecho no significa que carecieran de interés para los constructores de antaño, sino más bien que el "arte" de cimentar desarrollado empíricamente por ellos, era suficiente para sostener las estructuras que levantaban. Otro factor a considerar es el económico, puesto que antiguamente se podía construir con factores de seguridad sumamente altos, lo que permitía garantizar la estabilidad de la estructura con cimentaciones sumamente sobradas, lo cual hoy en día resulta, si bien posible, totalmente impráctico.

No es sino hasta el año de 1880 cuando se realizaron sondeos para conocer los estratos profundos, y hasta 1925 cuando se publica el primer libro de Mecánica de Suelos, escrito por Karl von Terzaghi, quien es considerado como el padre de la Mecánica de Suelos. A partir de este punto y sobre todo en los años posteriores a 1950, la Ingeniería de Cimentaciones se ha desarrollado con bases más racionales, gracias a los trabajos no sólo de Terzaghi, sino también de Arthur Casagrande, Meyerhof, etc; y en México gente como Nabor Carrillo, Eulalio Juárez Badillo y Leonardo Zeevaert.

Toda esta labor nos ha dado una base científica que sin embargo, no ha podido dejar las bases empíricas de donde nació. Los problemas que nos encontramos en el estudio de los suelos no nos lo permiten, puesto que las teorías desarrolladas por la Mecánica no pueden explicar veraz y confiablemente el comportamiento de un medio tan heterogéneo. Es por eso que no debemos tomar los resultados obtenidos tanto de laboratorio como de la mesa de cálculo y aplicarlos ciegamente; ellos nos pueden estar dando características que no corresponden totalmente a la realidad, pueden darnos una idea de lo que está sucediendo, y los debemos

FALLA DE ORIGEN

complementar con observaciones del lugar, comportamiento de estructuras en la zona, origen del suelo, y formar un criterio de aplicación de esos resultados.

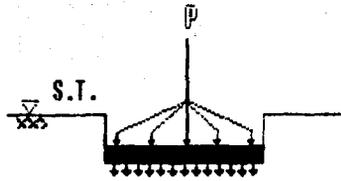
1.2 Tipos de cimentaciones.

Dependiendo de las condiciones de carga y características del suelo, se han desarrollado varios tipos de cimentaciones. La principal clasificación de ellas es la que las divide en superficiales y profundas.

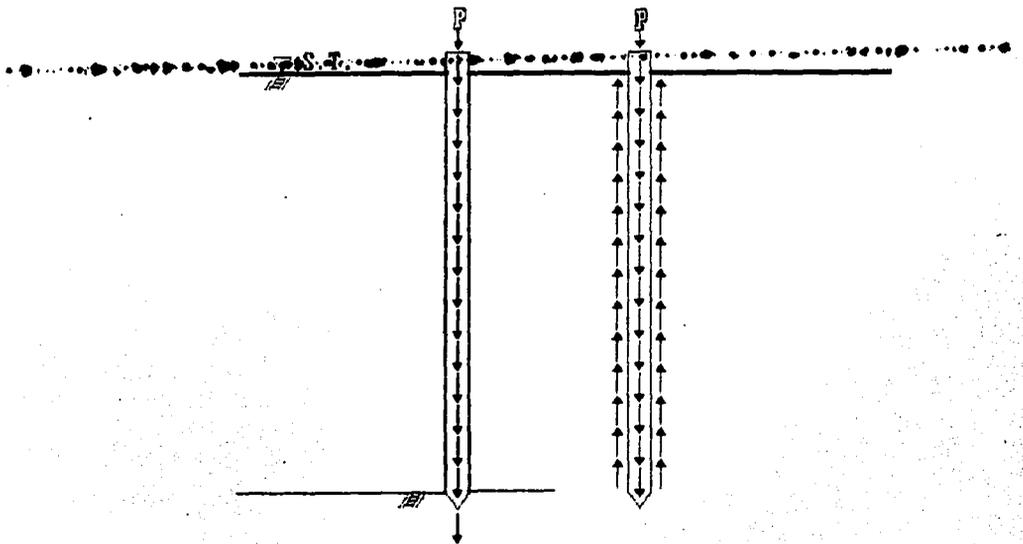
No existe una frontera precisa entre lo que es una... ..
... .. cimentación superficial y una profunda. Generalmente se acepta que una cimentación es superficial cuando su profundidad de desplante no es mayor que el ancho del cimiento, aunque hay autores que aceptan que la profundidad de desplante sea hasta dos veces el ancho.

Basándonos en su forma de trabajo, podemos comprender mejor esta división. Podemos considerar que toda cimentación superficial es una ampliación de la base de los elementos estructurales, que busca disminuir los esfuerzos, aplicándolos en un área mayor, adecuada a las propiedades mecánicas del suelo.

Una cimentación profunda no busca únicamente disminuir los esfuerzos mediante esa ampliación de base, sino también transmitirlos a través de los estratos débiles o bien hasta uno resistente.



Dibujo 1.1
Cimentación Superficial



Dibujo 1.2
Cimentación Profunda

También podemos clasificarlas de acuerdo a su uso o a la estructura que sostiene:

- 1) Cimentaciones de edificios (pueden ser superficiales o profundas).
- 2) Cimentaciones para chimeneas, torres de transmisión, pilas de puentes, equipo industrial, etc. (superficiales y profundas).
- 3) Cimentaciones para puertos o estructuras marinas (pueden ser superficiales o profundas).
- 4) Cimentaciones para maquinaria rotativa, recíproca o de impacto, y para turbinas o generadores (superficiales o profundas y pueden requerir control de vibración).
- 5) Elementos de cimentación para soportar excavaciones o estructuras de retención de tierras.

Estos últimos generalmente no se consideran estrictamente como una cimentación, aunque en ciertos casos si forman parte de estructuras de soporte de una obra.

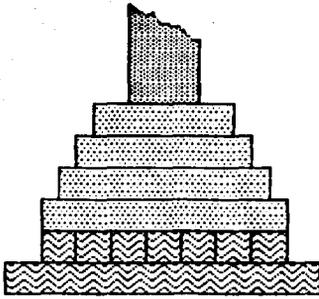
Cada uno de estos tipos de cimentación tiene características especiales en cuanto a los requerimientos de carga y la forma en que se transmiten al suelo. Por ello debemos prestar especial atención a esas diferencias en el momento en que elijamos y posteriormente diseñemos nuestra cimentación.

1.3 Clasificación de las cimentaciones superficiales.

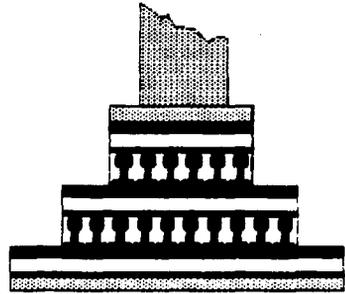
En general podemos considerar tres grupos básicos de cimentaciones superficiales:

- 1) Zapatas aisladas.
- 2) Zapatas corridas.
- 3) Losas de cimentación.
- 4) Cajón de cimentación.

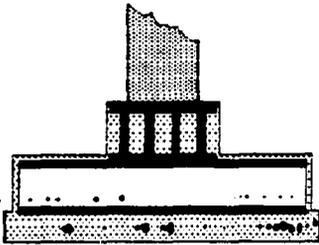
Las cimentaciones superficiales son el método más antiguo utilizado para apoyar y transmitir las cargas de la estructura al suelo. Su principio de trabajo es simple, se ensancha la base del elemento o elementos estructurales para transmitir al suelo una presión adecuada a sus propiedades. En un principio se construyeron de mampostería, posteriormente, al incrementarse las cargas, se desarrollaron otras formas, utilizando emparrillado de madera, rieles de ferrocarril o viga I de acero; actualmente el más usado es la de concreto reforzado.



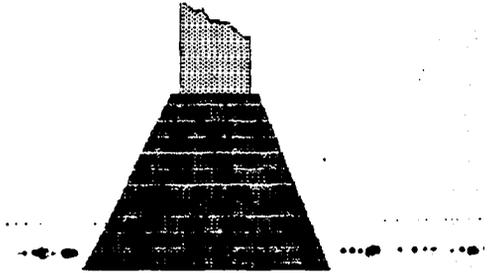
Emparrillado de Madera



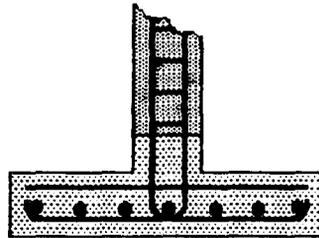
Rieles de ferrocarril



Vigas "I" de Acero



Mampostería



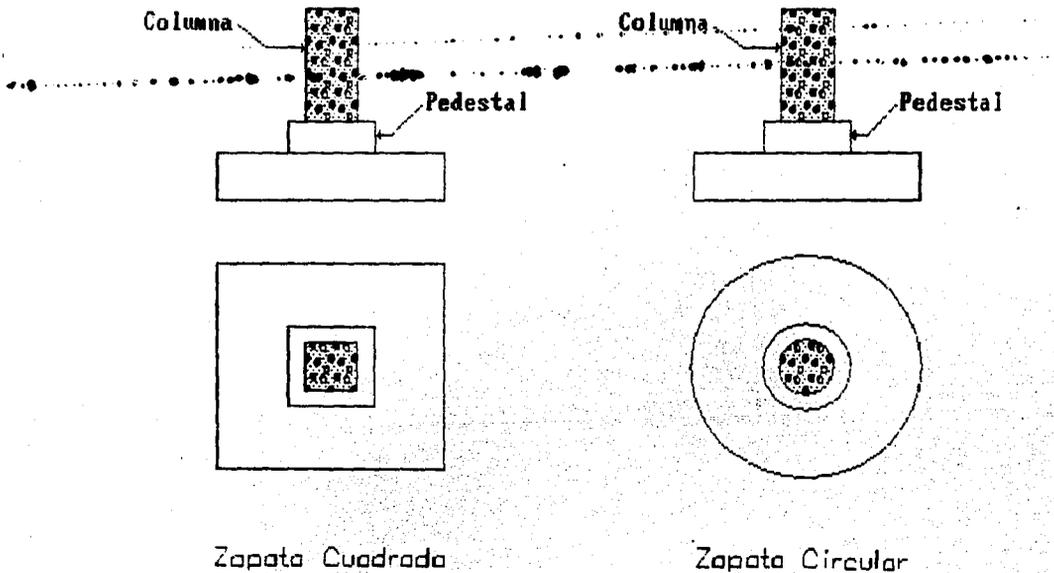
Concreto Reforzado

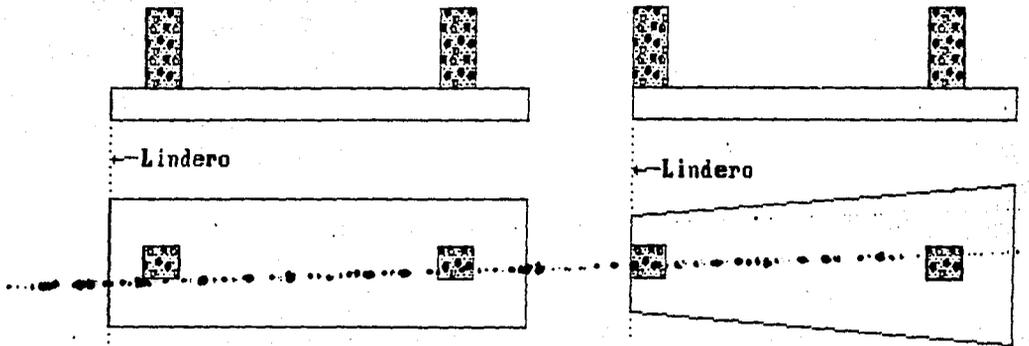
Dibujo 1.3

Soluciones para la construcción de zapatas

1.3.1 Zapatas aisladas.

Una zapata aislada puede ser cuadrada o circular, y soporta y distribuye una carga concentrada. Puede soportar más de una, tomando la forma rectangular o trapezoidal, en cuyo caso se les conoce como zapatas combinadas ($B=1.5L$). Una forma especial de éstas es la zapata en cantiliver, que soporta columnas o muro exteriores.

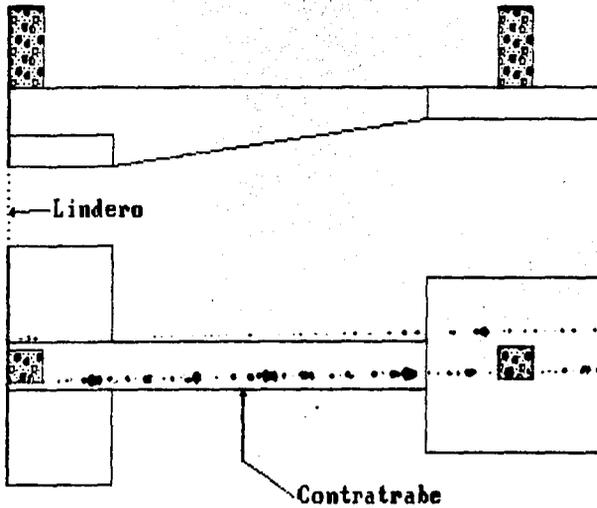




Zapatas Combinadas

Dibujo 1.4

Zapatas Aisladas

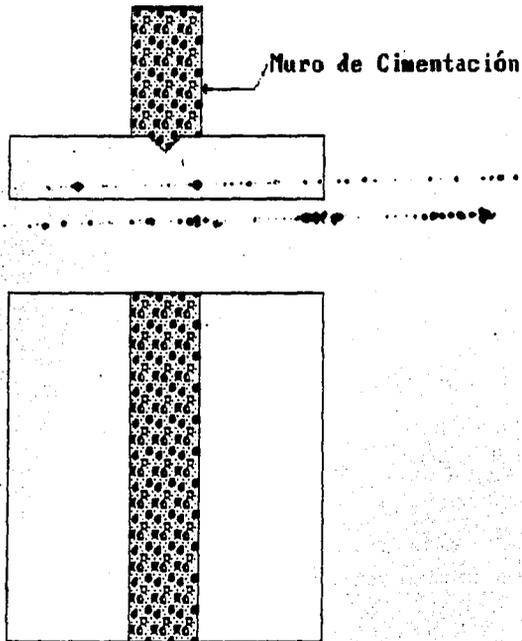


Zapata en Cantiliver

Las cargas que soporta una zapata combinada deben ser tales que su resultante coincida con el centroide de la zapata, para lograr que la presión bajo ella sea la adecuada. En caso de no coincidir, se generarían momentos y esfuerzos de tracción, que el suelo no puede resistir.

1.3.2 Zapatas corridas.

Este tipo de zapatas consiste en la ampliación de base de un muro o una serie larga de columnas. En los linderos se utilizan con zapatas combinadas, dado que en ellos no podemos prolongar adecuadamente la zapata corrida.



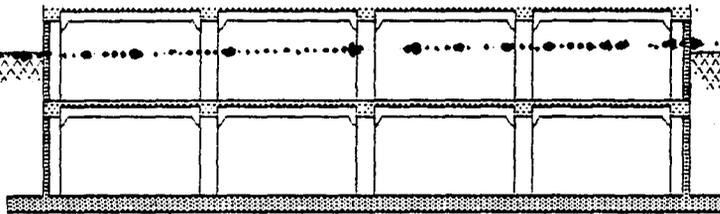
Dibujo 1.5

Zapata Corrida...

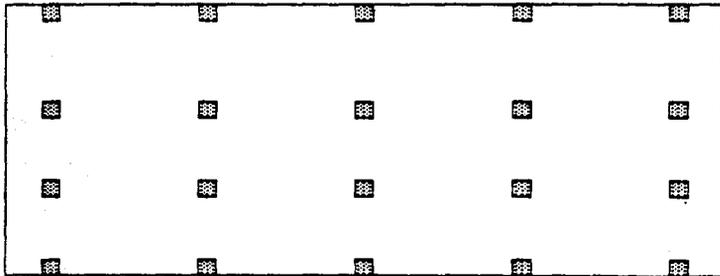
1.3.3 Losas de cimentación.

"Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de la estructura y que soporta todos los muros y columnas"

De acuerdo a la definición que nos dan Peck, Hansen y Thornburn, la losa de cimentación trabajará como una zapata de grandes dimensiones, y así lo podemos considerar como simplificación. Nos da ventajas sobre todo en el comportamiento de la estructura bajo los efectos del asentamiento, siempre que



Losas de concreto reforzado



Dibujo 1.5

Losas de cimentación

la losa estructuralmente tenga una rigidez adecuada, como lo puede ser una losa reticular.

Se recomienda usar este tipo de cimentación cuando el suelo es de baja capacidad de carga o cuando las zapatas necesarias cubran más del 50% del área que ocupará la estructura.

1.4 Condiciones que influyen en el diseño de una cimentación.

Los factores o condiciones que nos van a llevar a la correcta elección y diseño de una cimentación, podemos agruparlos de la siguiente manera:

- 1) Del terreno.
- 2) De la estructura.
- 3) Económico.
- 4) Condiciones ambientales.

La buena elección y diseño de una cimentación van a depender del balance que logremos de estos factores. La estructura deberá llevar una cimentación técnicamente adecuada y económicamente factible. El que uno de estos factores nos imponga condiciones desfavorables puede llevar al cambio sustancial del proyecto entero o incluso a la no realización del mismo. No hay, sin embargo, una solución única para cada problema, hay tantas alternativas como ingenieros proyectistas, y todas ellas pueden

ser adecuadas, puesto que dependen del criterio y experiencia de cada uno de ellos.

1.4.1 Condiciones que impone el terreno.

De los tres factores mencionados, es éste el que más incertidumbre presenta, y al mismo tiempo el que nos va a imponer condiciones; es muy poco lo que podemos hacer para cambiarlo o mejorarlo, por lo que debemos sujetarnos a sus características.

..... Las características que más van a influir en el diseño y elección de una cimentación son las mecánicas, y en menor grado, las químicas. El comportamiento mecánico del suelo nos va a definir su capacidad portante y su compresibilidad, que dependen de propiedades tales como su granulometría, densidad, permeabilidad, cohesión, ángulo de fricción, etc.

Además debemos considerar el comportamiento del suelo bajo estímulos externos como variaciones del nivel freático, posibles socavaciones por corrientes superficiales o subterráneas, sismo, etc.

1.4.2 Condiciones que impone la estructura.

La principal condición que impone la estructura, son las cargas transmitidas. Estas incluyen tanto las cargas vivas como muertas y accidentales. Un estudio detenido del proyecto y de la

forma en que se transmitirán las cargas a la cimentación nos evitará posibles sorpresas en cuanto a distribución de cargas y esfuerzos generados en la cimentación, con el consecuente mal comportamiento de ella.

El uso a que se destina la estructura también deben estar presente en nuestras consideraciones; un edificio que cuente con calderas puede provocarnos contracción del suelo por pérdida de humedad. Maquinaria vibratoria puede causar un asentamiento por compactación en suelos granulares.

El tipo de estructura nos fijará algunas condiciones, como por ejemplo el asentamiento máximo permisible para ella, tanto total como diferencial, ya que hay casos en que el asentamiento total no representa un problema serio, mientras que un asentamiento diferencial puede provocar esfuerzos extras importantes sobre la estructura.

Las estructuras adyacentes pueden también ser causa de problemas, por su área de influencia. En la Ciudad de México, se da el caso que en las zonas de suelo compresible, hay un asentamiento mayor en el centro de una cuadra, lo cual provoca que las edificaciones se hundan más de ese lado. Afectarán asimismo nuestro proceso constructivo, por la influencia que éste pueda tener sobre ellas o viceversa.

1.4.3 Factor económico.

La cimentación es un mal lugar para ahorrar, aunque es uno de los que más se prestan para ello. Una falla de cimentación suele ser catastrófica, por lo que la inversión realizada se pierde

FALLA DE ORIGEN

por un ahorro mal entendido.

El que los suelos sean un material que es difícilmente predecible, justifica el gasto que se realice tanto en la exploración, muestreo y laboratorio, como en el proyecto y construcción de la cimentación. Pero debemos tratar de llegar a un punto de equilibrio, en el que los gastos realizados vayan de acuerdo al factor de seguridad necesario para nuestro proyecto. Es factible construir una cimentación que garantice una seguridad en casi todos los casos, pero ciertamente su costo sería demasiado elevado en aquéllos críticos; para evitarlo, debemos llegar a un grado de certidumbre en cuanto al conocimiento del suelo que nos permita conocer su comportamiento lo más aproximadamente posible. Esto no siempre es viable, por lo que el factor de seguridad deberá cubrir esta incertidumbre adecuadamente. Este factor tendrá mucho que ver con la intensidad de las cargas, la posibilidad de falla del suelo, así como de la importancia de la obra. Una planta nuclear no podemos cimentarla de la misma manera que un silo, por que los daños que provocaría la planta en caso de un colapso, sería mucho mayor que los que provocaría el silo.

1.5 Exploración y muestreo.

En el desarrollo de un proyecto de cimentación es necesario tener un conocimiento lo más completo posible del subsuelo sobre el que desplantemos. Es por ello que la exploración y muestreo de él es muy importante, ya que nos permitirá lograrlo. En todo proyecto debe existir un programa de exploración; sea cual sea su importancia: la supresión de éste, argumentando falsos ahorros, puede llevarnos a modificaciones del proyecto dentro de la obra, por problemas que se pudieron haber prevenido con datos

obtenidos del muestreo, y que generalmente resultan demasiado costosos en su resolución.

La exploración nos dará la siguiente información:

- 1.- Estratigrafía.
- 2.- Propiedades generales y tipos de suelo.
- 3.- Clasificación de campo.
- 4.- Ensayos de resistencia *in situ*.
- 5.- Muestras de suelo alteradas e inalteradas.
- 6.- Profundidad del nivel freático.

No siempre es recomendable hacer un gran número de sondeos, es a veces más económico diseñar conservadoramente. Esto se debe a lo errático que suelen ser los suelos; si uno es muy heterogéneo, un gran número de sondeos no proporcionará más datos que nos puedan ser de utilidad, por que probablemente no podremos establecer una relación entre ellos. Es mejor tomar pocos datos, diseñar para los más desfavorables y con un factor de seguridad mayor.

Se han desarrollado varios métodos de exploración y a continuación enumeramos a los más comunes.

Métodos de exploración preliminar:

- a) Pozos a cielo abierto.
- b) Perforación con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Método de lavado.
- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en boleos y gravas.

Métodos de sondeo definitivo:

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Perforación con tubo de pared delgada.
- c) Perforación rotatoria en roca.

Métodos geofísicos:

- a) Sísmicas.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

Se debe recordar que el principal objetivo de la exploración y muestreo es conocer de la manera más precisa posible las condiciones del subsuelo. Sin embargo ninguno de los métodos mencionados lo podemos considerar como el ideal u óptimo para este fin, ya que en ningún caso los resultados pueden ser considerados como veraces. Por ello al hacer el programa de exploración, elijamos aquellos que por la exploración preliminar se juzguen como los adecuados.

Métodos como los geofísicos no pueden considerarse como confiables en la obtención de datos para el cálculo, pues no tienen la capacidad de detalles necesaria. De la misma manera las muestras obtenidas por lavado o por perforación helicoidal darán resultados

FALLA DE ORIGEN

que deberán considerarse con reserva, dado el grado de alteración con el que se extraen.

De exploraciones en pozos a cielo abierto se obtendrán las mejores muestras inalteradas y, por tanto, los mejores resultados, pero tienen el inconveniente de su costo y alcance. También son confiables las muestras extraídas con tubo de pared delgada, si bien su grado de alteración es mayor que el de las obtenidas en pozos a cielo abierto.

También es recomendable consultar información escrita tales como mapas, manuales, conferencias, publicaciones, fotografías aéreas, que nos ayuden a darnos una mejor idea de la zona en la cual se encuentra localizado el proyecto, así como estudiar el comportamiento de las cimentaciones existentes.

Un programa de exploración podemos dividirlo en dos partes:

- 1.- Exploración preliminar.
- 2.- Exploración detallada o definitiva.

Debemos contar con las posibles cargas de proyecto de la forma más detallada posible. con estos datos en mente realizaremos la exploración preliminar, que constará de uno o más sondeos, para conocer someramente las características del suelo. Con estos datos veremos si es necesario, y de qué manera, se llevará a cabo una exploración detallada.

Siempre el tipo de exploración dependerá de la importancia y extensión de la obra, y de la profundidad a la que se desplante.

1.6 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En el actual reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se especifican las normas generales para el diseño de una cimentación y a continuación exponemos los puntos más importantes.

El artículo 219 del capítulo VIII de dicho reglamento establece que el Distrito Federal se dividirá en tres zonas con las siguientes características generales.

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

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

Zona III: Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diversos de limo o arcilla. estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios

FALLA DE ORIGEN

metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Excepto para construcciones pequeñas, la exploración del suelo deberá determinar la zona a la que pertenezca la construcción, además de que, para cualquier caso, deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación.

Uno de los puntos en los que hace mayor hincapi el Reglamento y sus Normas Complementarias es el de la exploración y determinación de propiedades del suelo. En el reconocimiento del sitio hay que prestar especial atención a explotaciones subterráneas recientes o antiguas, rellenos, fallas o grietas, material suelto o cualquier característica que pueda suponer posibilidad de falla para la cimentación, complementando la exploración directa con referencias que sean proporcionadas por vecino, el comportamiento de las edificaciones existentes y fotografías aéreas antiguas. En las zona II y III además se deberá estudiar la historia de cargas soportadas previamente por el suelo.

El número mínimo de exploraciones será de 1 por cada 80 m o fracción de perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y suelo, pero no será menor de 2 m bajo el nivel de desplante a menos que se encuentre roca sana.

La determinación de las propiedades índice del suelo se hará mediante los procedimientos generalmente aceptados. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres ensayos para determinar el contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato identificable. Aquí la Normas Técnicas ponen

especial cuidado dado que el contenido de agua es una propiedad que determina la capacidad de carga de los suelos cohesivos.

En cuanto a propiedades mecánicas se recomienda el uso de la prueba de consolidación unidimensional para determinar la compresibilidad y para el esfuerzo cortante de aquella prueba que refleje mejor las condiciones hidráulicas y de variación de carga del sitio en estudio. Indica que se realizarán dos series de pruebas por lo menos por cada estrato identificado de interés para el análisis de capacidad de carga y asentamientos.

Para los casos en que se utilice como método de exploración el de perforación, pueden tomarse los resultados de propiedades mecánicas obtenidos mediante los métodos de penetración estándar, cono, veleta o alguno otro, siempre que sus resultados se hayan correlacionado de manera confiable con los de las pruebas convencionales para suelos semejantes.

En el diseño de toda cimentación se considerarán básicamente los siguientes estados límite:

I.- De falla:

- a) Flotación.
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación.
- c) Falla estructural de pilotes u otros elementos de cimentación.

II.- De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamientos o emersión con respecto al nivel del terreno circundante.
- b) Inclinación media.
- c) Deformación diferencial.

Estos estados límite que marca el reglamento se ajustan

a dos comportamientos del suelo bajo un requerimiento de carga, que son su capacidad de carga y la consolidación. De aquí que el estudio de ellos en la presente tesis, resuelve, en la parte de la geotecnia, los requerimientos de reglamento. Además éste especifica que la metodología de análisis deberá ser suficientemente apoyada teórica y prácticamente, por lo que los métodos analizados serán aquellos más aceptados.

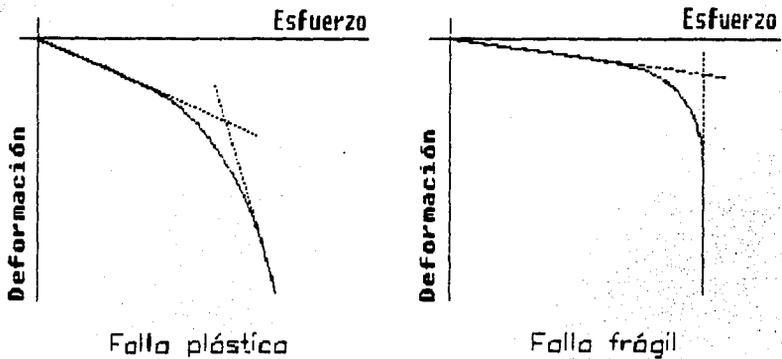
CAPITULO 2.

CAPACIDAD DE CARGA.

2.1 Capacidad de carga.

El suelo, en su estado natural, está sujeto a esfuerzos, donde el incremento por la aplicación de carga, se presenta generalmente en el sentido vertical, pudiendo considerar como constantes los esfuerzos horizontales a los que quedaría sujeta la masa del suelo.

Si a una muestra de suelo la sometemos a un incremento de carga en su eje vertical, notaremos a que sufre una deformación. Si aumentamos la carga sucesivamente, y registramos las deformaciones que sufre la muestra, graficando la relación carga-deformación, notaremos que la curva resultante tendrá un tramo inicial en el cual la deformación es proporcional al incremento de carga. Si seguimos incrementando la carga, llegamos a un punto en el cual la velocidad de deformación aumenta con respecto al tramo anterior; a menores o nulos incrementos de carga, mayor deformación. Básicamente podemos identificar dos comportamientos:



Dibujo 2.1

Gráficas esfuerzo - deformación

En ambas gráficas notamos el cambio de pendiente de la curva, sin embargo, en la 1a. gráfica el cambio de pendiente es gradual y no muy pronunciado. En este caso podemos definir un punto, que llamaremos de falla, en el cual se da el cambio de pendiente entre los 2 tramos de la curva. A partir de este punto consideraremos las deformaciones del suelo como peligrosas, ya que aumentarán rápidamente en proporción a los incrementos de carga. A este tipo de falla se le conoce como falla plástica.

La 2a. gráfica presenta un cambio abrupto de pendiente, y un punto de esfuerzo máximo, al cual llamaremos punto de falla, ya que el suelo no es capaz de recibir más carga. A este tipo de falla se le conoce como falla frágil.

Antiguamente la capacidad de carga se tomaba en cuenta para el diseño de las cimentaciones en forma empírica, el constructor dimensionaba su cimentación de acuerdo a su criterio y experiencia, pues no existía un análisis matemático de aquella.

FALLA DE ORIGEN

Sin embargo, en el siglo pasado, con el aumento en la construcción de estructuras importantes, se llegó al principio de la capacidad de carga del suelo, puesto que fue entonces cuando se empezó a considerar que la magnitud de la carga y el tamaño de cimiento influían en el comportamiento de la masa del suelo, asentamientos y fallas que se presentaban. Lo que se hizo entonces fue observar cual era la carga que transmitían los edificios en los cuales se presentaban fallas en su cimentación, y se asumía que esa era la capacidad de carga del suelo. Este dato se codificaba y cualquier construcción debía sujetarse a ella.

Este procedimiento presenta fallas que saltan a la vista, ya que no se tomaba en cuenta la estratificación, distribución de esfuerzos, influencia de construcciones aledañas, etc., se consideraba que el suelo respondería siempre de la misma manera.

No fue sino hasta el año de 1943 cuando Karl Terzaghi trata de adaptar a la Mecánica de Suelos los principios de la Mecánica del Medio Continuo, como la teoría de Prandtl para el problema de indentación de un medio semi-infinito, isótropo y rígido-plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita de base plana (1920).

Es a partir de ese momento cuando se incrementa el estudio de este problema y se desarrollan otros métodos, como los de Meyerhof (1951, 1963), Hansen (1957, 1970) o Skempton, entre otros.

A pesar de los esfuerzos de estos investigadores, no se ha llegado a una explicación matemática exacta del comportamiento del suelo. Todas las teorías parten prácticamente de las mismas bases y simplificaciones, y nos dan resultados confiables, puesto

que, en general, tienden a ser conservadores. La aplicabilidad de cada una de ellas la veremos al analizar las más importantes en capítulos posteriores.

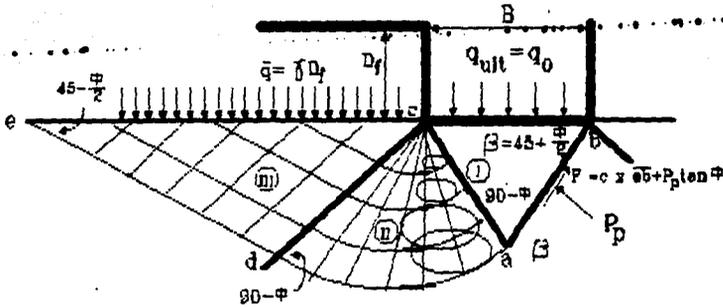
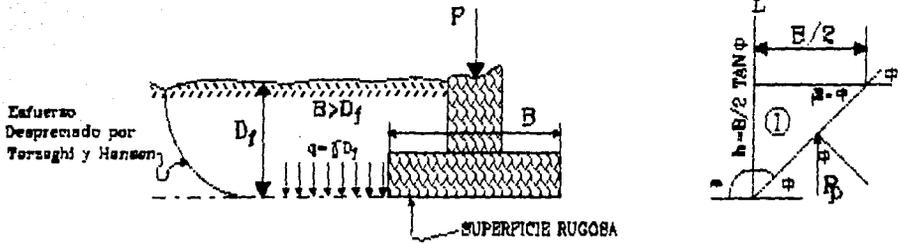
2.2 Análisis de la capacidad de carga.

Es la teoría de Terzaghi la primera expuesta para el problema de la capacidad de carga, es una de las más populares y usadas, y podemos decir que es la que ha establecido los principios bajo los cuales se estudia y analiza este problema.

Basándose en la teoría de Prandtl antes mencionada, Terzaghi propone una superficie de falla para una cimentación de longitud infinita y ancho B , desplantada a una profundidad D_f y que ejerce una presión q_0 sobre una superficie de contacto. Supone que el suelo es homogéneo, con un peso específico (γ) , y que se comportará como un sólido plástico ideal.

La cimentación con la que trabaja Terzaghi es, como se citó, de longitud infinita, ancho B desplantada a la profundidad D_f , pero se trata de una cimentación superficial, donde el ancho B debe ser igual o mayor que la profundidad de desplante D_f .

Bajo la superficie del cimiento se forma una cuña de suelo (zona I), que se considera se mueve como cuerpo rígido del cimiento, penetrando verticalmente en el suelo. Esta penetración es la que provoca la falla, generando otras dos zona, la zona II de esfuerzos radiales y la zona III en estado pasivo de resistencia de empuje de tierras. Terzaghi considera que la superficie de falla llega hasta la profundidad de desplante de la zapata.



La penetración del cimiento es resistida por las fuerzas que se desarrollan a lo largo de la superficie ab , que son la cohesión, actuando a lo largo de dicha superficie, y la resultante de la resistencia pasiva del suelo desplazado.

Además se considera una sobrecarga actuando sobre el nivel de desplante del cimiento, equivalente al peso del suelo sobre ese nivel (γD_f).

FALLA DE ORIGEN

De acuerdo a esto, Terzaghi desarrolló su teoría, con la cual llega a su ecuación para la capacidad de carga:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

donde N_q es el factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga, N_c el debido a la cohesión y N_γ el debido al peso del suelo y al ángulo de fricción interna del suelo. Las ecuaciones a las que llega Terzaghi para estos factores, son:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ - \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75 - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1$$

donde:

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.
 K_p = coeficiente de presión pasiva para un suelo sin cohesión.

Terzaghi considera otro caso, para suelos arenoso sueltos o arcillosos blandos, en los que se genera la llamada falla local (dibujo 2.1). Para estos casos propone los valores c' y ϕ' :

$$c' = 2/3 c$$

$$\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

Con estos nuevos valores se calcularían los nuevos factores de carga N'_c , N'_q y N'_γ y la ecuación de Terzaghi para capacidad de carga en suelos con falla local quedaría:

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Esta ecuación es sólo para cimientos continuos.

El análisis que lleva a cabo Terzaghi no considera la resistencia al cortante que se genera sobre la línea del nivel de desplante de la cimentación, Meyerhof, en su desarrollo, la considera, además de que varía los ángulos ψ y ϕ , con lo cual llega su ecuación:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

que toma la forma de la ecuación de Terzaghi, pero en donde cambian los valores de los factores de capacidad de carga:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cos \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

Meyerhof además propone unos factores de corrección para los factores de capacidad de carga, por profundidad d_c , d_q y d_γ para tomar en cuenta la resistencia por cortante del suelo por encima del nivel de desplante; los factores de forma s_c , s_q y s_γ ; y los factores i_c , i_q y i_γ para el caso de cargas inclinadas.

FORMA	PROFUNDIDAD	INCLINACION
$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$ Para $\phi = 0^\circ$	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$i_c = i_q = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ}$
$s_q = s_\gamma = 1.0$ Para $\phi \geq 0^\circ$	$d_c = d_\gamma = 1.0$	$i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2$
$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$d_c = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

α = ángulo de la resultante medido desde la vertical

Cuando se utiliza ϕ triaxial para esfuerzos planos, se puede ajustar usando:

$$\phi = (1.1 - 0.1 B/L) \phi_{tr}$$

Con estos factores, la teoría de Meyerhof se adapta tanto a zapatas continuas como a rectangulares o cuadradas. Terzaghi propone en base a resultados experimentales, las siguientes ecuaciones:

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma$$

En el caso en el que se aplique la teoría de Terzaghi a suelos puramente cohesivos, los factores de capacidad de carga quedarían constantes para $\phi = 0$:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

y la ecuación:

$$q_u = 5.7 c + D_f$$

si $q_{cs} = 2c$, podemos llegar a la expresión general, cimientos y cuadrados:

$$q_u = 2.85 q_{cs} (1 + 0.3 B/L) + \gamma D_f$$

Sin embargo esta consideración de Terzaghi adolece de un defecto, el considerar N_c constante. Este factor en general aumenta conforme a la profundidad, hasta llegar a un valor límite. Es por esta razón que Skempton propone que este factor dependa de la relación D/B, para aplicarlo a la ecuación propuesta por Terzaghi:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f$$

Otra teoría es la que propone Hansen. ésta toma la falla que propone Terzaghi, es decir sin considerar la resistencia al cortante del suelo por encima del nivel de desplante, y llega a la siguiente expresión:

$$q_u = cN_{cc} s_{cc} d_{cc} i_{cc} g_{cc} b_{cc} + D_f N_{fc} s_{fc} d_{fc} i_{fc} g_{fc} b_{fc} + 0.5 B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

donde:

$$N_q = N_q \text{ (Meyerhof)}$$

$$N_c = N_c \text{ (Meyerhof)}$$

$$N_{\gamma} = 1.5 (N_q - 1) \tan (\phi)$$

- s - factor de forma.
- d - factor de profundidad.
- i - factor de inclinación.
- g - factor de terreno.
- b - factor de base.

El valor de los factores s, d, i, b, g se tomará de acuerdo a la siguiente tabla.

Factores para uso en la ecuación de Hansen. Tomada de Hansen (1970), De Beer (1970) y Vesic (1973). Los factores con prima son para condición no drenada (U) y $\phi = 0$.

FACTOR DE FORMA

FACTOR DE PROFUNDIDAD

$s'_c = 0.2 B/L$

$d'_c = 0.4 D/B$

D < B

$s_c = 1 + N_q B/N_c L$

$d'_c = 0.4 \tan^{-1} (D/B)$

D > B

$d_c = 1 + 0.4 D/B$

D < B

$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} (D/B)$

D > B

$s_q = 1 + (B/L) \tan \phi$

$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 D/B$

D < B

$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} (D/B)$

D > B

$s_f = 1 - 0.4 B/L$

$d_f = 1.0$

FACTOR DE INCLINACION

FACTOR DE TERRENO

0.5

$i'_c = 0.5 - \text{-----}$

$1 - H/A_f c_a$

$g'_c = \text{-----}$

147°

FALLA DE ORIGEN

$$i_c = i_q \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

para superficie horizontal $g'_c = 0$

$$g_c = 1 - \mu/147^\circ$$

$$i_q = 1 - \left(\frac{0.5 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^2$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \mu)^5$$

Suelo horizontal:

FACTOR DE BASE

$$i_q = 1 - \left(\frac{0.7 H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^2$$

$$b'_c = \mu^\circ/147^\circ$$

para superficie horizontal $b'_c = 0$

Suelo inclinado:

$$b'_c = 1 - \mu^\circ/147^\circ$$

$$i_q = 1 - \left(\frac{(0.7 - \mu^\circ/450^\circ) H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^2$$

$$b_q = b_\gamma = \exp(-2 \mu \tan \phi)$$

μ en radianes para b_q

donde:

- A_f = Area efectiva de contacto $B' L'$
- L' = Longitud efectiva = $L - 2e_L$
- B' = Ancho efectivo = $B - 2e_B$
- D_f = Profundidad de desplante.
- e_L, e_B = Excentricidad con respecto al centroide del área.
- c = Cohesión del suelo.
- ϕ = Angulo de fricción interna del suelo.

- H, V = Componente horizontal y vertical de la carga.
 $\tan(\delta)$ = Coeficiente de fricción entre cimentación y suelo
($\delta = \phi$ para concreto)
 μ, ψ = Como se muestra en la figura.

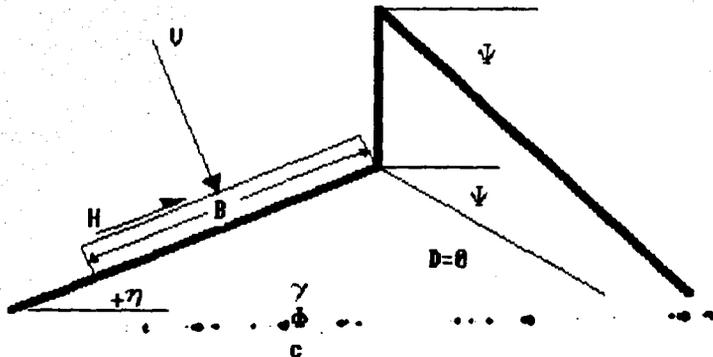
Notas: No usar los factores de forma en combinación con los factores de inclinación. Usar d_1 e i_1 sólo en combinación o s_1 con d_1, g_1 con b_1 . Cuando usamos ϕ triaxial, podemos ajustar a $\phi_{ps} = 1.1 \phi_{tr}$

Limitaciones: $H < V \tan(\delta) + c_1 A_1$

$i_0, i_1 > 0$

$\psi < \phi$

$\mu + \psi < 90^\circ$



2.2.1 Cargas no axiales.

En el caso en el que la carga aplicada a una zapata no sea axial, las investigaciones llevadas a cabo por Meyerhof (1953) y Hansen (1970) recomiendan que se disminuyan las dimensiones de la zapata para efectos de cálculo, dado que, debido a la excentricidad de la carga, el extremo opuesto a ésta no trabajará ($e > L/6$). Se obtiene entonces las dimensiones efectivas L' y B' :

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

Estas dimensiones efectivas se utilizarán en las ecuaciones de Meyerhof o Hansen, así como en el cómputo de los factores correspondientes.

Otro método propuesto por Meyerhof, consiste en reducir la capacidad de carga obtenida para la carga axial por medio del factor R_e :

$$q_u = q_{uc} R_e$$

$$R_e = 1 - 2(e/B) \quad \text{suelos cohesivos}$$

$$R_e = 1 - (e/B)1/2 \quad \text{suelos no cohesivos y}$$

$0 < e/B < 0.3$

Debemos notar que si la excentricidad no es mayor que $1/6$ de B , no generará esfuerzos de tensión sobre el suelo, por lo que podríamos calcular la capacidad de carga como si la carga fuera axial, para el esfuerzo máximo.

Terzaghi no presenta estudios para esta condición, pero podemos aplicar los mismos principios.

2.2.2 Cargas inclinadas.

En este caso, no hay un procedimiento a seguir para la aplicación del criterio de Terzaghi. Hansen y Meyerhof incluyen en sus ecuaciones factores de inclinación para estos casos, y que ~~hemos indicado anteriormente.~~

G.F. Sowers propone los siguientes factores de reducción para cargas inclinadas, pudiéndose aplicar a la ecuación de Terzaghi:

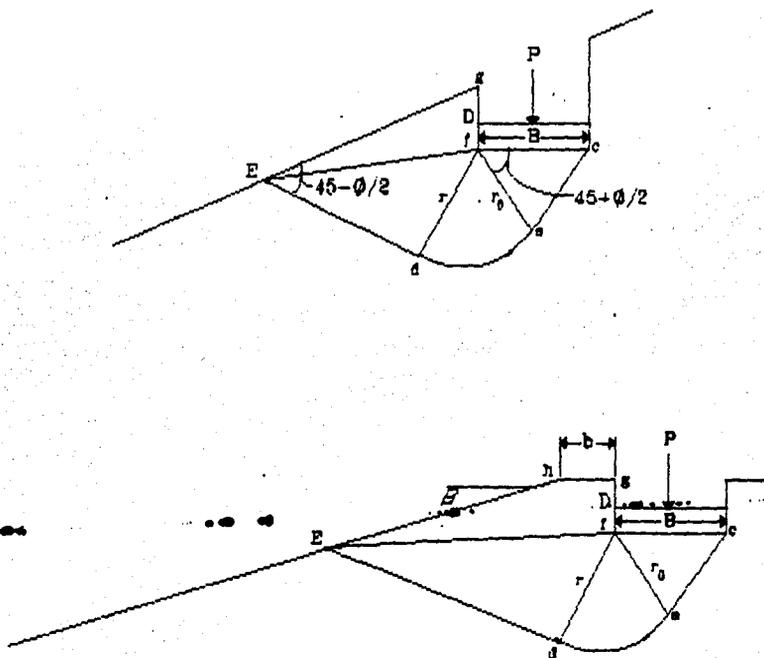
Factor	Profundidad de desplante D_f	Inclinación de la carga con la vertical					
		0°	10°	20°	30°	45°	60°
N_T	0	1.0	0.5	0.2	0.0		
	B	1.0	0.6	0.4	0.25	0.15	0.05
N_c	0 a B	1.0	0.8	0.6	0.4	0.25	0.15

2.2.3 Zapatas en taludes.

Un caso que suele también encontrarse es el de zapatas ubicadas en o cerca de una talud, condición que afectará la resistencia a la capacidad de carga del suelo bajo la zapata.

En estos casos Bowles sugiere reducir los factores N_c y N_q en la misma proporción en la que se reducen las áreas II y III de la curva de falla de Terzaghi. Para ello es necesario calcular el ángulo de salida de la curva de falla sobre el talud, que sería: $45 - \phi/2$

Con este ángulo entonces nos será posible calcular las áreas señaladas en el siguiente dibujo:



Calculamos entonces el N_c reducido para taludes en base a la superficie de falla $L_1 = L_0$ de la figura de falla de Terzaghi y al área E_f de la figura en talud:

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

Enseguida se calcula el N_q reducido de manera semejante:

$$N'_q = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

y se aplican en la fórmula de Terzaghi o bien en la de Meyerhof.

2.2.4 Capacidad de carga en suelos estratificados.

En el caso de tener que desplantar una zapata en un suelo estratificado cuya capa superior no pueda contener de manera total la curva de falla, es necesario considerar que parte de la capacidad de carga la dará el o los siguientes estratos de suelo. Se han desarrollado varios métodos para calcular la capacidad de carga en suelos con estas características, aunque muchos de ellos son más bien teóricos, por lo que no se pueden aplicar fácilmente en la práctica.

Bowles recomienda aplicar el siguiente método:

- 1) Con la zapata colocada en el estrato superior si la profundidad de su base al estrato inferior es:

$$0.5 \tan(45 + \phi/2)$$

entonces consideraremos tener un sólo estrato, promediando las características de ellos.

- 2) Obtener una "seudo-carga" sobre el segundo estrato basada en la presión de contacto q_0 y usando el bulbo de presión de Boussinesq.
- 3) Si el segundo estrato es capaz de soportar la carga explicada en el punto 2, la capacidad de carga última estará basada en el primer estrato. En este caso la capacidad de carga será recalculada de acuerdo a la presión de contacto última del segundo estrato.

2.2.5 Efecto del Nivel de Aguas Freáticas.

En el cálculo de la capacidad de carga del suelo se usa el peso específico efectivo del suelo en la cuantificación de la carga q del término qN_q y también en el término $0.57 BN_f$. Al presentarse un Nivel de Aguas Freáticas (NAF) por encima de la base de la cimentación o invadiendo la curva de falla, se tendrá que considerar la variación del peso específico del suelo bajo esta condición ya que éste no será saturado sino sumergido.

Cuando el NAF se encuentra dentro de la curva de falla, se puede calcular el peso específico para el término $0.57 BN_f$, siempre que se conozca B mediante la fórmula:

$$\tau_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \tau_h + \frac{\tau'}{H^2} (H - d_w)^2$$

donde: $H = 0.5B \tan(45 + \phi/2)$

d_w = profundidad al NAF bajo la base de la cimentación

τ_h = peso específico húmedo del suelo a la profundidad d_w

τ' = Peso específico sumergido = $\tau_{sat} - \tau_w$

Si B es desconocida o por calcular es posible omitir del cálculo de la capacidad de carga el término $0.57BN$, lo que nos dará una solución conservadora aunque aceptable, dado que su contribución es mínima.

2.2.6 Capacidad de carga a partir de la prueba de penetración estándar.

Siendo esta una de las pruebas de exploración más utilizadas en México, apuntamos que es posible calcular la capacidad de carga del suelo a partir de los resultados obtenidos de ella. Bowles sugiere las siguientes ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga permisible para un asentamiento no mayor de 25 mm.

$$q_a = \frac{N}{F_1} K_d \quad B \leq F_2$$

$$q_a = \frac{N}{F_2} \left(\frac{B + F_3}{B} \right)^2 \quad B > F_2$$

donde: $K_d = 1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \leq 1.33$

$$F_1 = 0.85 \text{ m}$$

$$F_2 = 0.88 \text{ m}$$

$$F_3 = 0.38 \text{ m}$$

$$F_4 = 1.20 \text{ m}$$

El número N que se aplicará en estas ecuaciones es el promedio de los resultados obtenidos en la zona de influencia de la cimentación, considerada desde una profundidad de $0.5 D_1$ hasta $2B$.

Si el área de influencia de la cimentación, es decir su curva de falla, es del orden de $2B$ o mayor, el asentamiento que se produzca será por tanto mayor, al afectar al suelo a una mayor profundidad. Este caso puede ser el de las losas de cimentación, y Bowles sugiere aplicar la siguiente ecuación en estos casos, para un asentamiento de 25 mm:

$$q_a = \frac{N}{F_2} K_d$$

la cual puede generalizarse para cualquier asentamiento de la siguiente manera:

$$q_{a(S_j)} = \frac{S_j}{S_0} q_a$$

en donde $S_0 = 25$ mm y S_j es el asentamiento tolerable.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal aceptan la determinación de propiedades del suelo de este tipo de pruebas, por lo que es sumamente conveniente tener presente este método de determinación de la capacidad de carga del suelo.

2.3 El Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias.

Modificado a raíz de los sismos de Septiembre de 1985, en base a las experiencias adquiridas, el Reglamento de Construcciones del D.D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias presentan una metodología de análisis de las cimentaciones mucho más detallado con el fin de preservar la estabilidad de las estructuras en condiciones extremas de carga.

La verificación de la seguridad de las cimentaciones consistirá en comparar la capacidad de carga neta de la cimentación con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga. Las Normas Técnicas fijan estados límite de servicio, mostrados en la siguiente tabla:

LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION*

a) Movimientos verticales (hundimientos o emersión)

Concepto		Límite	
Valor medio del predio	Asentamiento	Construcciones aisladas	30 cm **
	Emersión	Construcciones colindantes	15 cm 30 cm **
Velocidad del componente diferido			1 cm/sem

b) Inclinación media.

Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100+3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

FALLA DE ORIGEN

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura o sus vecinas.

Tipo de estructura	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos encuentren desligados de los muros
Páneles móviles o muros con acabados poco sensibles como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son solo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause alguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes o de sus conexiones con la subestructura.

Las acciones que se considerarán para el diseño de cimentaciones, se tomarán en dos combinaciones. La primera será de acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva y con ella se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines del cálculo de asentamientos a largo plazo. Para los estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

El segundo tipo de combinación será de acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo) y con ella se revisarán estados límite de falla y de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes:

- 1) 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
- 2) $0.7(1 - s/2)$, en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.
- 3) 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Para revisar el estado límite de falla de una cimentación superficial, se verificará el cumplimiento de las siguientes desigualdades:

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos

$$\Sigma QF_c/A < c_u N_c \Gamma_R + P_v$$

Para cimentaciones desplazadas en suelos friccionantes

$$\Sigma QFc/A < [pv(Nq - 1) + \tau BN\tau/21FR + pv$$

donde:

ΣQFc = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A = área del cimiento m^2

pv = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m^2

pv = presión vertical efectiva a la misma profundidad t/m^2

γ = peso volumétrico del suelo, t/m^3

c_u = cohesión aparente, t/m^2

B = ancho del cimiento

N_c = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25Df/B + 0.25B/L)$$

para $Df/B < 2$ y $B/L < 1$

para cualquier otro caso:

$$Df/B = 2 \text{ y } B/L = 1$$

N_q = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

N_q se multiplicará por:

$1 + B/L \tan \phi$ para cimientos rectangulares

0.6 para cimientos circulares o cuadrados

N_τ = coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\tau = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

N_τ se multiplicará por:

$1 - 0.4B/L$ para cimientos rectangulares

0.6 para cimientos circulares o cuadrados

FR = factor de resistencia

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{ang tan } (\alpha \tan \phi^*)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente α será igual a 0.67. En cualquier otro caso será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma')$$

donde:

γ' = peso volumétrico sumergido, t/m^3
 γ_m = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, t/m^3

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

- d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado.
- e) En el caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo estratificado o agrietado se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo aun método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico.
- f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arena finas en estado suelto o saturado, susceptibles de licuación o de presentar deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Asimismo deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por vibraciones en la vecindad. Para condiciones severas de vibración el factor

FALLA DE ORIGEN

de resistencia deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas.

- g) Se tomarán en cuenta en el cálculo de la capacidad de carga galerías, grietas, cavernas u otras oquedades en caso de que se compruebe su existencia. En su caso se deberán mejorar las condiciones de estabilidad de las mismas.

La metodología para el análisis de la capacidad de carga que nos presenta el Reglamento de Construcciones del D.D.F. es diferente a las expuestas anteriormente y adolece, desde nuestro punto de vista, de falta de flexibilidad en el análisis. Presenta dos desigualdades una aplicable a suelos cohesivos y otra aplicable a suelos friccionantes, lo cual deja abierto un hueco al tratar de aplicarlas en suelos mixtos. Los factores N toman una forma semejante a los de Meyerhoff, excepto en el caso de N_c que toma un valor de 5.14 (semejante al valor que toma en el método de Terzaghi cuando $\phi = 0$) multiplicado por un factor proporcional a D_f , B y L , con lo que pretende corregir la falla del método Terzaghi de mantener constante éste factor.

APITULO 3.

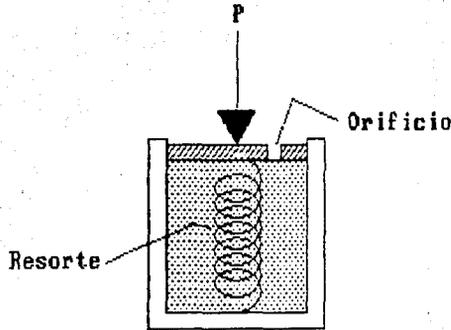
CONSOLIDACION.

3.1 Deformaciones en el suelo.

Como ya se ha mencionado, un material sujeto a un cambio en su estado original natural de esfuerzos sufre una deformación. En materiales estructurales, tales como el acero, esta deformación puede ser cuantificada con un buen grado de aproximación con la teoría de la elástica. En el caso de los suelos, esta deformación no es tan fácilmente cuantificable, dado el grado de heterogeneidad que presenta el suelo en su estado natural. Si bien se pueden aplicar los principios de la mecánica, esto debe hacerse bajo ciertos principios y parámetros, y la aplicación de los resultados obtenidos, debe hacerse con buen criterio, tomando en cuenta las características propias del sitio en estudio y de la(s) estructura(s) a desplantar en este lugar, es decir, no debemos aplicarlos al pie de la letra.

El grado de saturación del suelo influye en gran medida en el comportamiento del mismo. Básicamente se puede dividir al suelo en 2 componentes -sólidos y vacíos-, la manera en que responda el suelo al cambio de su estado de esfuerzos, tendrá una relación directa al comportamiento de ellos. El agua, que ocupa parcial o totalmente, en la mayoría de los casos, los vacíos de la masa del suelo, podrá tomar o no esfuerzos, y disiparlos a mayor o menor velocidad dependiendo de la permeabilidad del suelo. Para ilustrar esto, podemos tomar la analogía de Terzaghi. En ella tomamos un cilindro lleno totalmente de un fluido incompresible, dentro del

cual tenemos un pistón sostenido por un resorte. El pistón tiene además un orificio con una válvula, ver dibujo:



MODELO MECÁNICO DE TERZAGHI

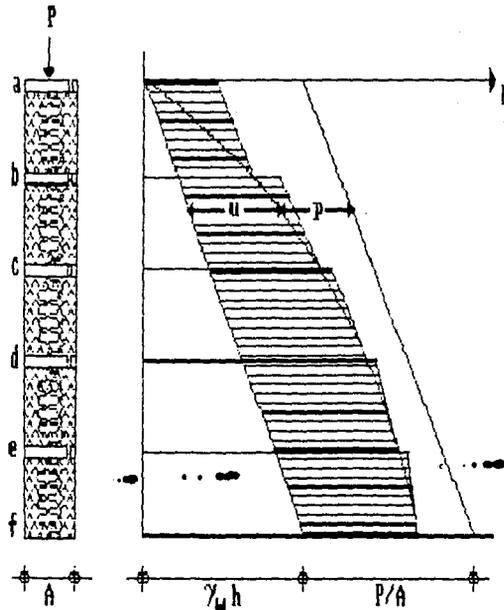
En este modelo, originalmente propuesto por Lord Kelvin para otros fines, el resorte representaría la capacidad de carga de la parte sólida de suelo, el líquido al agua, y el orificio a la permeabilidad del suelo.

Si aplicamos una carga P al pistón y mantenemos cerrado el orificio, toda la carga P será soportada por el líquido; el resorte no se deformará, puesto que no soporta carga.

Por el contrario, si abrimos el orificio, el incremento de presión hará que el fluido tome inicialmente la carga, pero al escapar por el orificio, disipará gradualmente la carga, la cual será tomada por el resorte, que se deformará de acuerdo a la ley de Hooke. Al cabo de un tiempo, la totalidad de la carga estará soportada por el resorte. La velocidad en esta transferencia (entre el fluido y el resorte) dependerá directamente del tamaño del orificio, mientras más pequeño sea, más tiempo tomará el proceso.

Consideramos ahora una serie de pistones colocados uno sobre otro y comunicados entre sí, estando en equilibrio, es decir que el fluido no fluya de uno a otro. Es preciso hacer notar que cada cilindro soporta el peso del fluido y cilindros que se encuentran sobre él.

Si ahora aplicamos una carga P al sistema, veremos que al igual que un sistema de un sólo pistón, el agua toma inicialmente toda la presión P/A . En este instante el fluido de la 1a. cámara empezará a fluir por el orificio del 1er. pistón, dada la diferencia de presiones entre exterior e interior, lo cual provocará a su vez un diferencial entre 1a. y 2a. cámaras, y así sucesivamente hasta que la carga quede soportada en su totalidad por los resortes. En la figura podemos ver, en cualquier momento t , la distribución de presiones en el fluido (u) y en los resortes (p).



FALLA DE ORIGEN

El comportamiento del suelo será semejante si consideramos un gran número de cámaras, con un pequeño volumen el resorte representaría el comportamiento de las partículas sólidas, el fluido al agua intersticial libre y los canículos capilares serían de los orificios.

La velocidad a la que se realiza la transferencia de carga entre el agua y los sólidos del suelo, será directamente proporcional a la velocidad a la que el agua pueda ser desalojada, es decir de la permeabilidad, como mencionamos anteriormente. Si el suelo es de alta permeabilidad, el agua desalojará rápidamente, mientras que si es de baja permeabilidad, pasará algún tiempo para que la transferencia se realice completamente. Este fenómeno se hace más notorio en los suelos finos. En el caso de las arcillas, las cuales tienen una permeabilidad muy baja, la deformación tarda a veces años en completarse. A este proceso se le conoce como consolidación.

Podemos definir entonces la consolidación como el proceso mediante el cual se da la transferencia de esfuerzos neutros a esfuerzos efectivos en el suelo al serle aplicado una carga.

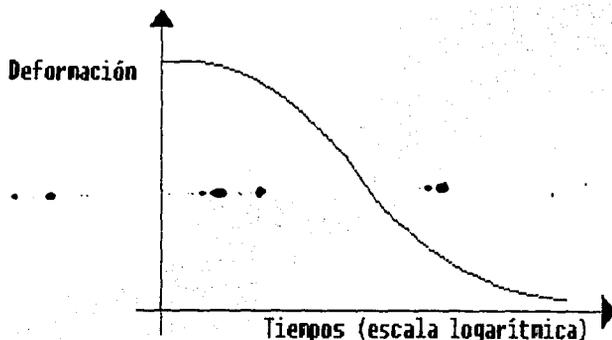
Si tomamos ahora un estrato de suelo fino saturado, sujeto a un estado de aplicación de carga, como lo pueden ser los depósitos por sedimentación en el fondo de las masas de agua, veremos que en el transcurso del tiempo disminuye su volumen, disminución provocada por el fenómeno de consolidación. La consolidación en este tipo de depósitos se considera unidimensional, puesto que el movimiento de las partículas se da en una sola dirección, la vertical; los desplazamientos horizontales son nulos, o de una magnitud tan pequeña que se consideran despreciables.

3.2 Teoría de la consolidación.

La teoría de la consolidación unidimensional desarrollada por Terzaghi, es la más usada para calcular la deformación o asentamiento en suelos finos cohesivos saturados. Para su desarrollo partimos de una prueba de laboratorio, realizando el ensaye de consolidación unidimensional, del que obtendremos los parámetros de compresión y consolidación necesarios para calcular el asentamiento del suelo y el tiempo necesario para que éste suceda.

La prueba de consolidación consiste en aplicar a un espécimen inalterado del suelo en estudio, incrementos sucesivos de carga, cada uno durante un tiempo determinado en el que el suelo no presente ya deformación. Se toman las deformaciones que sufre la muestra a intervalos predeterminados de tiempo en cada incremento. Además debemos obtener el contenido de agua y peso específico para calcular la relación de vacíos (e) en cualquier tiempo.

Para cada incremento de carga, se graficará la deformación contra el tiempo, en las ordenadas la deformación y en las abscisas el tiempo en escala logarítmica. Obtendremos una gráfica similar a ésta para cada caso:

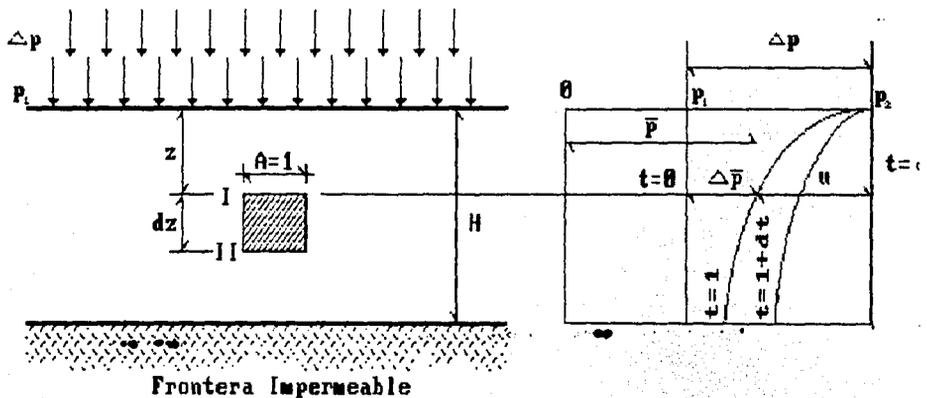


FALLA DE ORIGEN

Esta gráfica nos dará los datos necesarios para estudiar la consolidación de un suelo bajo las condiciones de carga a las que se le vaya a someter en campo. Si bien es cierto que la gráfica fue obtenida en base a una prueba de laboratorio, la experiencia ha demostrado que los resultados obtenidos son aplicables al suelo en su estado natural.

3.2.1 Cálculo del asentamiento.

Consideremos un elemento de suelo en un estrato de arcilla. Esta estrato tendrá un espesor H y se encontrará a una profundidad D . El elemento de suelo al cual llamaremos A , lo situaremos a la mitad del estrato, teniendo un volumen de sólidos igual a la unidad, un volumen de vacíos e_0 y una presión efectiva inicial igual a P_0 . La altura inicial total del elemento será $1 + e_0$, esto es volumen de sólidos más volumen de vacíos (ver figura).



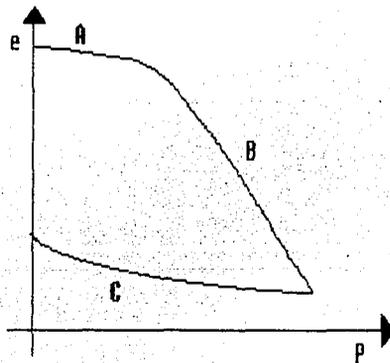
Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

Ahora aplicamos una carga sobre el elemento A (ΔP), haciendo que se deforme y por lo tanto que la relación de vacíos disminuya (Δe). Si la deformación unitaria ($\Delta e / 1 + e_0$) es constante en todo el estrato, la deformación (S) que sufra será:

$$\Delta H = S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

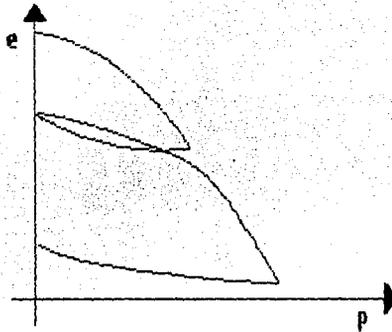
3.2.2 Índice de compresibilidad.

Si tomamos los resultados de una prueba de consolidación en la cual la muestra ha sido sometida a un ciclo de carga y descarga, y graficamos la relación de vacíos (e) contra presión (en escala logarítmica) obtendremos una curva de este tipo:



Curva de compresibilidad

Ahora sometemos a la muestra a repetidos ciclos y obtenemos, graficando e_0 y $\log p$, la siguiente gráfica:



Curva de compresibilidad

Podemos notar en el primer ciclo, que su gráfica presenta 2 zonas, una de carga y otra de descarga; la zona de carga se le conoce como tramo virgen.

Para el 2o. ciclo, distinguimos 3 zonas, una primera de carga, casi paralela a la de descarga del ciclo anterior; un cambio de pendiente a partir del cual el tramo de curva tendrá una pendiente similar al tramo virgen del ciclo anterior; y una zona de descarga. Al primer tramo de la curva se le conoce como curva de recompresión. El segundo es el tramo virgen y el tercero el tramo de descarga. La carga de preconsolidación, como se ve en la gráfica, indica la carga que anteriormente ha soportado el suelo. Al suelo que presenta estas características se le conoce como preconsolidado, es decir, ha soportado una carga que le fue retirada.

También notamos que los tramos vírgenes de todos los ciclos tiene la misma pendiente, a la cual llamaremos índice de compresibilidad y lo definiremos mediante la ecuación:

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log_{10} p_0 - \log_{10} p_1}$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log_{10} (P_1 / P_0)}$$

o, si consideramos la variación unitaria de la relación de vacíos:

$$C'_c = \frac{\Delta \epsilon}{\log_{10} (P_1 / P_0)}$$

la pendiente de todos los tramos de recompresión también será semejante y se le llamará índice de recompresión (Cr).

Definimos ahora el coeficiente de compresibilidad como:...

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (a)$$

La porosidad *in situ* será:

$$n = \frac{U_v}{U_t} = \frac{H_v}{H_t} = \frac{e_g}{1 + e_g} \quad (b)$$

y el cambio de porosidad:

$$\Delta n = \frac{\Delta e_g}{1 + e_g} = \Delta \epsilon \quad (c)$$

Sustituyendo Δe de la ecuación (d):

$$\Delta n = \frac{a_v \Delta p}{1 + e_0} = m_v \Delta p$$

donde m_v es el coeficiente de compresibilidad volumétrica:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{\epsilon}{\Delta p} = \frac{1}{E_s} \quad (e)$$

Anteriormente definimos ΔH como:

$$\Delta H = S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (f)$$

o sustituyendo con la ecuación anterior:

$$\Delta H = m_v \Delta p H = \epsilon H \quad (g)$$

tomando la ecuación (C_c) y sustituyendo en la ecuación (f), llegaremos a:

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p_0}{p_1}$$

Para un suelo normalmente consolidado donde Δp es el incremento en esfuerzos efectivos, tenemos que $p_2 = p_0 + \Delta p$ y $p_1 = p_0$, por tanto:

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

y teniendo que:

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H_s} = \Delta H$$

dado que la variación de la altura se dará por la variación de la relación de vacíos, obtenemos:

$$\Delta H = C'_c H \log \frac{p_1}{p_2}$$

para suelos normalmente consolidados:

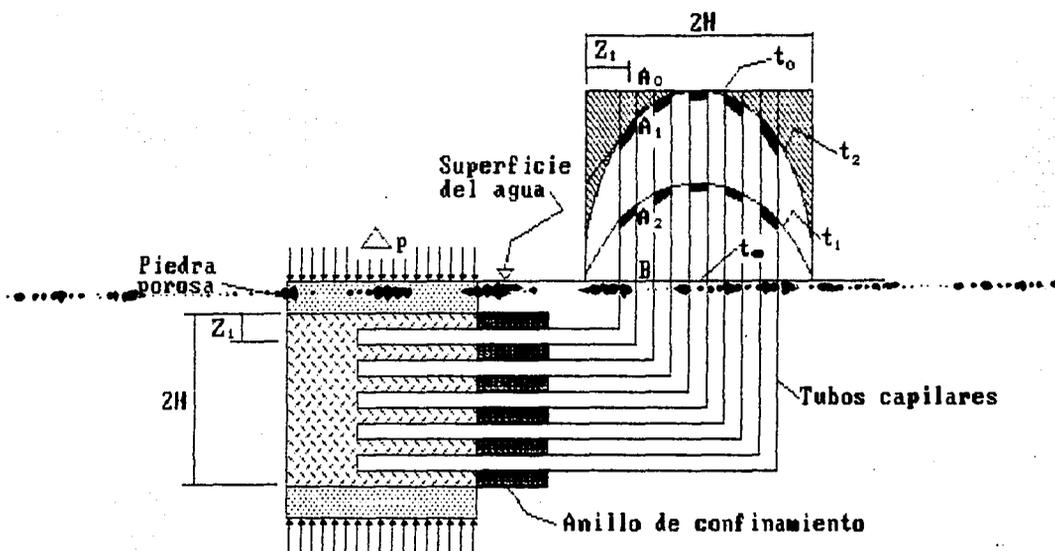
$$\Delta H = C'_c H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

El cálculo de asentamientos para suelos preconsolidados se dará de manera similar, calculando por separado los asentamientos en el tramo de preconsolidación y en el tramo vírgen, sumándolos posteriormente.

3.3 Rapidez de consolidación.

El cálculo del asentamiento en arcillas saturadas, debe verse complementado por el cálculo del tiempo que tomará para que se presente la deformación total. Como vimos en la analogía mecánica de Terzaghi, inicialmente el incremento de carga aplicado a un suelo lo toma el fluido (agua) para transmitirlo al resorte (estructura sólida) con una rapidez que depende de la permeabilidad del suelo.

Tomemos una muestra de suelo, la cual esté drenada por ambas caras. Coloquemos en ella varios piezómetros para medir la presión, como se muestra en la figura.



El suelo se encuentra consolidado bajo la carga que soporta, por lo que el agua no tiene ninguna presión aparte de la hidrostática.

Si ahora aplicamos un incremento de carga Δp , el agua lo tomará en ese instante (t_0) totalmente, subiendo el agua de los piezómetros hasta una altura $h = \frac{\Delta p}{\gamma_w}$ sobre el nivel original. A esta presión se le conoce como presión en exceso de la hidrostática. A la línea que representa los niveles en el t_0 se le llama isócrona inicial.

FALLA DE ORIGEN

Dado que las fronteras de nuestra muestra son permeables, el agua tenderá a fluir hacia ellas, dado el gradiente hidráulico que se genera por la diferencia de presiones. El agua al fluir disipará el exceso de presión, primero en la zona adyacente a las fronteras y posteriormente en la zona central de la muestra. Si vemos en un tiempo (t_1) los piezómetros, notaremos que el agua a bajado su nivel ligeramente a la mitad de la muestra ($z = H$) y mucho en las fronteras. En la figura la curva isócrona para esta condición es la t_1 .

El punto A_1 en esta isócrona representa el exceso de presión hidrostática en el instante t_1 a la profundidad z_1 de la muestra. La altura BA_1 es el valor de esta presión. La altura BA_0 es el valor de la presión hidrostática en exceso original en el t_0 . En el tiempo t_1 del incremento de presión Δp , sólo la fracción A_1B/A_0B la sigue soportando el agua; el resto de la presión, esto es A_1A_0/A_0B , es soportada ahora por la estructura sólida del suelo, es un esfuerzo efectivo. Podemos definir el grado de consolidación U_z a la profundidad z como $U_z = A_0A_1/A_0B$, o la proporción de esfuerzos que en un tiempo t soporta la estructura sólida del suelo.

Si tomamos un tiempo t_2 , podemos definir su isócrona de la misma manera, notando que la presión en exceso de la hidrostática ha disminuido todavía más y el grado de consolidación ha aumentado. Al cabo de un tiempo muy largo t_u , la presión en exceso se habrá disipado, y el grado de consolidación por tanto será $U_z = 100\%$ en toda la muestra.

Estudiando la figura, podemos concluir que al centro de la muestra, en $z=H$, no se presenta flujo; a partir de la línea $z=H$ la mitad superior drenará hacia arriba y la inferior hacia abajo. De esta manera, una muestra con altura H y una frontera impermeable, se comportará de manera similar a la mitad de nuestra muestra.

Terzaghi desarrolla su teoría de la Consolidación para calcular el grado de consolidación en cualquier tiempo y profundidad, estudiando las posiciones sucesivas de las isócronas.

Se parte de los siguientes supuestos:

- 1.- El flujo se produce solamente a lo largo de líneas verticales.
- 2.- El coeficiente de permeabilidad k del material es constante a lo largo del proceso.
- 3.- Existe una relación constante entre el cambio de volumen y el cambio de presión efectiva:

$$\frac{dU}{U} = m_v d\bar{p}$$

donde m_v (cm^2/kg) se conoce como coeficiente de compresibilidad volumétrica:

$$m_v = \frac{dn}{d\bar{p}}$$

En cualquier tiempo t a una profundidad z , el gradiente hidráulica i a través de un elemento de espesor d_z es la pendiente de la isócrona en el punto definido por t y z .

$$i = -\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

siendo u la presión del agua en exceso de la hidrostática. La velocidad del flujo será:

$$v = ki = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$$

si consideramos una unidad de área horizontal, el gasto que atraviesa por ella será numéricamente igual a la velocidad. Por tanto la diferencia entre la cantidad de agua que entra y la que sale de un elemento de espesor dz en un tiempo dado dt es:

$$\frac{\partial v}{\partial z} dz dt = - \frac{k}{\tau_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dt$$

el cambio de volumen del elemento es:

$$\frac{\partial n}{\partial t} dt dz = m_v \frac{\partial \bar{p}}{\partial t} dt dz$$

pero el cambio de volumen tiene que ser igual a la diferencia entre el volumen de agua que entra y el que sale del elemento, por lo que:

$$- \frac{k}{\tau_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial \bar{p}}{\partial t} = - m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

ó:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \tau_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

esta ecuación es la ecuación diferencial de la consolidación con flujo vertical, y C_v es el coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{k}{m_v \tau_w}$$

la solución debe satisfacer las condiciones hidráulicas de frontera del problema, que en nuestro caso son:

- 1.- En el tiempo $t=0$, la presión en exceso de la hidrostática u en cualquier profundidad z es igual al incremento de carga Δp .
- 2.- En cualquier tiempo $t > 0$, u es nula en las superficies de drenaje $z = 0$ y $z = 2H$.
- 3.- En cualquier tiempo t , el gradiente hidráulico i es nulo a la profundidad $z = H$.
- 4.- Después de un tiempo muy largo (t_v), $u = 0$ en cualquier profundidad z .

La solución puede expresarse por las siguientes relaciones:

$$U_z(z) = f\left(T_v, \frac{z}{H}\right)$$

donde:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

T_v = factor tiempo

H = longitud máxima de drenado

t = tiempo correspondiente al grado de consolidación U_z

C_v = coeficiente de consolidación

El grado de consolidación medio U de toda la muestra en el tiempo t_1 está representado por la parte sombreada de la figura. Si se supone que el asentamiento es aproximadamente proporcional

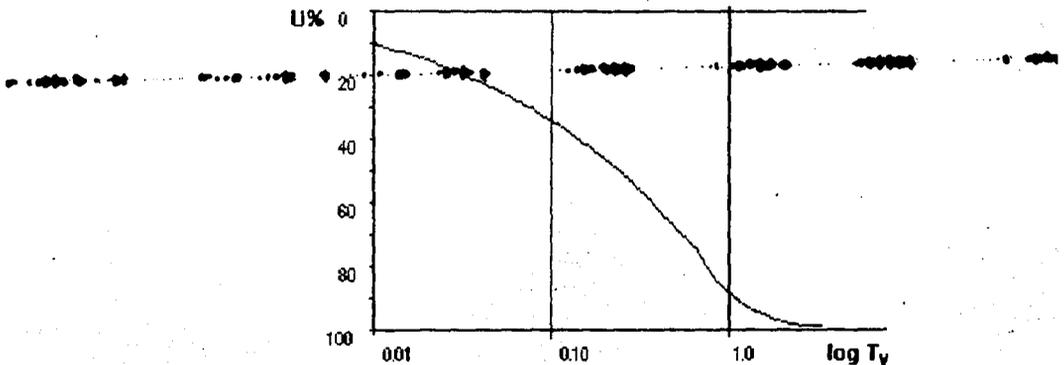
FALLA DE ORIGEN

al aumento del esfuerzo efectivo, o puede considerarse la proporción del asentamiento que ha ocurrido en un tiempo dado.

La solución de la ecuación de consolidación unidimensional permite establecer:

$$U\% = f(T_v)$$

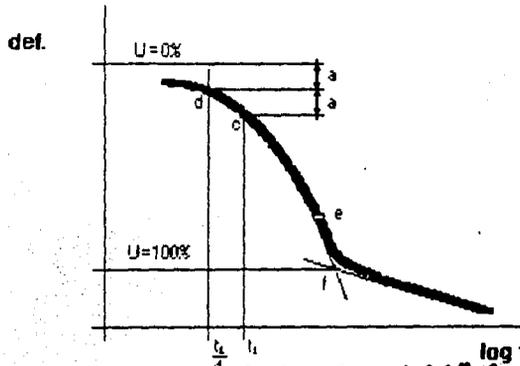
Por lo que podemos establecer la relación teórica entre $U\%$ y T_v :



Si tomamos la gráfica deformación - log tiempo resultado de una prueba de consolidación, podremos compararla contra la curva teórica $U\%-T_v$. Dadas las condiciones de la muestra, la curva obtenida generalmente no se ajusta a la teórica, pero podemos aproximarla, definiendo los puntos $U\% = 0$ y $U\% = 100$, para poder hacer la comparación.

La primera mitad de la curva es prácticamente una parábola, por lo que, aprovechando las características de esta

curva, podemos definir la línea teórica $U\% = 0$. Tomamos un tiempo (t) que esté notoriamente antes de la mitad de la deformación y se localiza su punto correspondiente en la curva (A). Ahora tomamos un tiempo $t_1/4$, su punto en la curva es (B):



La distancia vertical entre A y B será (a). Dada la relación de 4 entre abscisas, la relación entre ordenadas será de 2, por lo que el origen de la parábola estará a una distancia (a) del punto B.

Para obtener la línea $U = 100\%$, se elige el punto de inflexión del segundo tramo de curva. Para ello trazamos tangentes al tramo de consolidación secundaria; en el punto en donde se corten pasará la línea $U = 100\%$.

Para comparar las curvas generalmente se utiliza el valor de t para $U = 50\%$ (t_{50}). El valor del T_v es 0.197, con lo cual podemos calcular C_v :

$$C_v = \frac{T_v}{t}$$

FALLA DE ORIGEN

$$C_v = \frac{0.197}{t_{20}} H^2$$

Podemos calcular el coeficiente de permeabilidad k tomando los datos de la prueba de consolidación con la ecuación:

$$k = C_v \gamma_w m_v$$

donde m_v será:

$$\begin{aligned} m_v &= \frac{\Delta n}{\Delta p} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \frac{1}{P_1 - P_0} \\ &= \frac{1}{1 + e_0} \frac{e_0 - e_1}{P_1 - P_0} \\ &= \frac{a_v}{1 + e_0} \end{aligned}$$

en la que:

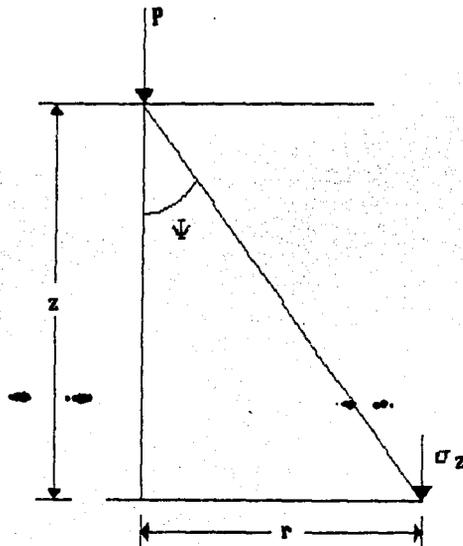
$$a_v = \frac{e_0 - e_1}{P_1 - P_0}$$

donde a_v es el coeficiente de compresibilidad, que se define como la relación entre la variación de la oquedad y la variación de esfuerzos efectivos.

3.4 Distribución de esfuerzos en la masa de suelo.

Al ser aplicada al suelo una carga, cualquiera que sea su tipo y magnitud, se distribuye a lo largo y ancho del mismo, disminuyendo su intensidad conforme aumenta la distancia del punto de aplicación, en todos los sentidos. Para analizar este problema se han aplicado a la Mecánica de Suelos los principios de la Elástica, considerando que la masa de suelo es homogénea, isótropa, linealmente elástica y semiinfinita, lo cual dista de cumplirse en la realidad. En base a estos principios se han desarrollado varios métodos, que si bien adolecen de precisión teórica, en la práctica dan resultados lo suficientemente aproximados a la realidad para ser confiables.

Frölich propuso en 1942 la siguiente ecuación para el cálculo de la distribución de esfuerzos verticales en la masa de suelo debido a una carga concentrada:



$$\sigma_z = \frac{q}{z^2} I_{Fh}$$

en donde:

$$I_{Fh} = \frac{X}{2\pi} \cos^{X+2} \psi$$

o bien:

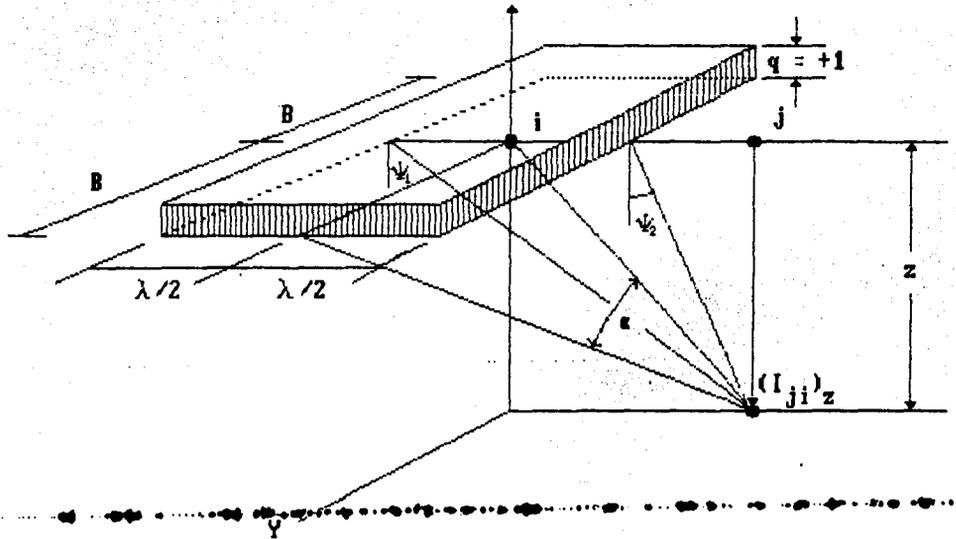
$$I_{Fh} = \frac{X}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{(X+2)/2}$$

siendo X un factor de distribución de esfuerzos dependiente de las condiciones estratigráficas y mecánicas de compresibilidad del suelo y que puede tomar los siguientes valores:

- $X = 1.5$, aproximadamente la solución de Westergaard para un suelo fuertemente estratificado, reforzado por estratos horizontales múltiples e indeformables, $\nu = 0$.
- $X = 2.0$, suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades.
- $X = 3.0$, solución de Boussinesq, suelo homogéneo e isótropo.
- $X = 5.0$, suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en el caso de las arenas.

En base a esta ecuación, Zeevaert deduce las siguientes para el cálculo de las influencias I_{σ} para áreas cargas con $q = +1$:

FALLA DE ORIGEN



Para $\chi = 2$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} (\alpha_0 + 0.5 \operatorname{sen} 2\alpha_0) (\operatorname{sen} \psi_1 - \operatorname{sen} \psi_2)$$

Para $\chi = 3$

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi} \left(\operatorname{sen} \alpha_0 - \frac{\operatorname{sen}^3 \alpha_0}{3} \right) \left\{ (\psi_1 - \psi_2) + \operatorname{sen}(\psi_1 - \psi_2) \cos(\psi_1 - \psi_2) \right\}$$

Para $\chi = 4$

$$I_{ji} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{2} \alpha_0 + \frac{3}{4} \sin 2\alpha_0 + \sin \alpha_0 \cos^2 \alpha_0 \right) \left\{ (\sin \psi_1 + \sin \psi_2) - \frac{1}{3} (\sin^2 \psi_1 - \sin^2 \psi_2) \right\}$$

Los argumentos angulares en las fórmulas anteriores son:

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{b}{\sqrt{\chi^2 + z^2}}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{\chi + \lambda/2}{z}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{\chi - \lambda/2}{z}$$

3.5 Consolidación en suelos estratificados.

De acuerdo a los principios sobre los cuales se desarrolla la teoría de la consolidación, el suelo debe ser homogéneo, situación que puede presentarse en muchos casos, sobre todo cuando se trata de cimentaciones superficiales. Sin embargo no siempre se encontrarán estratos homogéneos de suelo, sea que estos yazcan sobre roca sana o bien sean lo suficientemente profundos para que contengan el total de los esfuerzos de la cimentación. En el caso de encontrar un suelo en el cual el bulbo de esfuerzos abarque más de un estrato, no será posible aplicar

de manera directa las ecuaciones de la teoría de la consolidación pues las características de los estratos son diferentes, y por lo tanto su consolidación será diferente en cada uno.

Cuando se presente un caso de este tipo, será necesario aplicar para cada estrato el método de cálculo de asentamientos y tiempo de consolidación. Tomando el espesor y características propias de cada estrato, el esfuerzo aplicado a ellas será aquél que, debido a la profundidad del mismo, sea calculado por alguno de los métodos de distribución de esfuerzos en la masa de suelo. De esta forma se obtendrán los asentamientos correspondientes para cada estrato, siendo el asentamiento total la suma de los mismos. En el caso del tiempo de consolidación el total no será la suma, ya que los asentamientos se dan en forma simultánea, siendo entonces el tiempo total el más largo de ellos.

3.6 Cálculo de asentamientos por consolidación según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

De acuerdo a las Normas Técnicas, los asentamientos por consolidación se calcularán mediante la ecuación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$

donde:

ΔH = asentamiento de un estrato de espesor H.

e_0 = relación de vacíos inicial.

Δe = variación de la relación de vacíos bajo el incremento

de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

z = espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos por consolidación se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

Los asentamientos calculados deberán estar dentro de los límites indicados en las tablas que se presentaron en el capítulo anterior, punto 2.3.

CAPITULO 4.

DISEÑO DEL PROGRAMA.

4.1 Identificación de necesidades.

Para el diseño adecuado de una cimentación, desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos, tenemos técnicamente dos problemas principales: la capacidad de carga y la compresibilidad. Un error en la resolución de cualquiera de ellas puede resultar la falla de la cimentación y por lo tanto de la estructura asociada. En la consideración de estas dos cualidades hay que tomar en cuenta las características del suelo (o estratos de suelo) bajo la cimentación, así como las condiciones hidrológicas y de aquellas estructuras adyacentes. No hay que perder de vista que el suelo pertenece a un medio, no se presenta aislado, y por tanto las particularidades de ese medio influyen directamente en el comportamiento del suelo.

En el diseño del programa tenemos entonces dos módulos principales: el de capacidad de carga y el de compresibilidad. Como el resultado final del programa debe indicar la factibilidad de la cimentación, será entonces necesario combinar los resultados de ambos módulos, y deducir cual de ellos regirá en el diseño de la cimentación.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

4.2 Elección del equipo.

Uno de los principales objetivos del presente trabajo es el de acercar al Ingeniero Civil a una herramienta tan útil como la computadora.

El auge de las computadoras a nivel mundial se empieza a reflejar en todos los ámbitos en México, pero no se han alcanzado a ver los reales beneficios que puede esto aportar a la Ingeniería Civil. La mayor parte de los profesionales tiene acceso a programas de aplicación administrativa, tales como los de precios unitarios y programación de obra, mientras que los de aplicación técnica, tales como los de cálculo de estructuras, mecánica de fluidos, topografía, movimiento de tierras, etc., sólo son utilizados en despachos de estas especialidades, y aún así algunas de estas aplicaciones ven limitado su uso por que requieren equipos grandes y caros.

En el ámbito de las computadoras podemos distinguir básicamente tres tipos de equipo:

- 1.- Macrocomputadoras.
- 2.- Minicomputadoras.
- 3.- Microcomputadoras.

El tamaño, capacidad y precio de estos equipos va en orden descendente, según la lista, y su accesibilidad va en la misma medida. Puesto que las macrocomputadoras son sumamente caras, sólo cuentan con ellas grandes corporaciones o centros de estudio; por el otro lado una microcomputadora está al alcance casi de cualquier profesionalista.

Viendo que casi cualquier profesionalista puede tener acceso a una microcomputadora, y nuestro objetivo es que use esta

herramienta en aplicaciones concretas para Ingeniería Civil, este tipo de equipos será en el que se desarrolle el programa.

Pero, ¿qué tipo de microcomputadora? En el mercado podemos encontrar microcomputadoras tipo Commodore, Radio Shack, Apple, IBM PC, XT, AT y compatibles principalmente. Eliminé en principio aquellas con procesadores de 8 bits, pues es una tecnología obsoleta y con pocos recursos, máquinas que incluyen las Commodore 32, 64 y 128, las Radio Shack y la Apple II en todos sus modelos.

De las máquinas con procesadores de 16 y 32 bits tenemos las Apple Macintosh y las IBM PC, XT y AT compatibles. El número de máquinas IBM PC, XT, AT compatibles en México es bastante mayor que el de Apple Macintosh, y cuenta con mayor información disponible en todos sus niveles. Por esta razón se eligieron las microcomputadoras IBM PC, XT, AT compatibles como plataforma de trabajo.

Ahora bien, dentro de este tipo de equipos se tienen dos líneas principales, la XT compatible y la AT compatible. La diferencia entre ellas es el procesador, las XT tiene el 8088/86 de INTEL con 16 bits, y las AT tienen el 80286 o el 80386 de INTEL con 32 bits. Aunque las máquinas AT tiene una mayor capacidad de procesamiento real, elegimos la XT por ser una máquina más popular. Esto no quiere decir que limitemos el alcance del programa, pues la compatibilidad de esta línea de equipos garantiza el funcionamiento en cualquiera de ellos. En cualquier momento el programa se puede adaptar a las características de los equipos AT, ganando en potencia real.

El programa se desarrollará en un equipo IBM XT compatible con las siguientes características:

» Procesador:	8088 INTEL.
» Velocidad:	4.7/10 Mhz.
» Memoria Ram:	512 Kb.
» Unidades de almacenamiento:	1 Disco Flexible 5¼" 360 Kb. 1 Disco Duro 30 Mb.
» Monitor:	Monocromático con tarjeta de video tipo Hercules.
» Puertos:	1 Serial tipo RS-232. 1 Paralelo tipo Centronics.
» Accesorios:	Reloj de Tiempo Real. Puerto para Palanca de Juegos.
» Sistema Operativo:	Microsoft MS/DOS 3.30

4.3 Elección del lenguaje de programación.

Elegido el equipo ahora hay que escoger el lenguaje en el que se programará el sistema.

Para los equipos IBM XT compatibles hay una amplia gama de herramientas de programación disponibles en el mercado. Prácticamente pueden encontrarse todos los lenguajes de programación, incluyendo intérpretes y compiladores, tanto de 3a. generación como de 4a. e Inteligencia Artificial.

Optamos por utilizar un lenguaje de alto nivel de 3a. generación, pues las características de este tipo de lenguajes cubren las necesidades del sistema. En cuatro lenguajes centre la atención, Fortran, Basic, Pascal y C; lenguajes tales como RPG o

APL no se prestaban al desarrollo, pues fueron creados para aplicaciones específicas. Otros lenguajes recién desarrollados, como Modula 2, no tiene una difusión suficiente.

Si bien una elección hasta cierto punto lógica puede ser Fortran, por haber sido desarrollado para aplicaciones de tipo matemático y de ingeniería, es un lenguaje que se ha quedado un tanto estancado, y no ofrece las facilidades de programación que tiene los otros tres. Por ello se eliminó Fortran.

Pascal gozó durante algún tiempo de gran fama y popularidad entre programadores profesionales, pero tiene serias limitaciones en manejo de archivos y manejo gráfico. El lenguaje C ha sustituido a Pascal como principal lenguaje de desarrollo, es un lenguaje poco elaborado, con un número relativamente pequeño de instrucciones, que permite al programador una gran libertad en el manejo de la computadora lo cual da gran potencia a los programas hechos con él. Al considerar C para este trabajo encontré que si bien presenta ventajas interesantes para el programador, no es un lenguaje didáctico, pues es críptico, es decir simbólico, y su filosofía tiene que ser bien entendida para descifrar un programa.

La última opción es el lenguaje BASIC. Creado casi como un lenguaje coloquial, en el cual las instrucciones son representadas por palabras del idioma inglés, fue pensado a la medida del usuario neófito o final, quien no tiene necesidad de tener grandes conocimientos de desarrollo de sistemas para comprenderlo y generar programas con él. Durante muchos años fue considerado un lenguaje de bajo nivel, pero dada su popularidad, ha ido creciendo y hoy se le considera un lenguaje formal de alto nivel. Por su facilidad de uso, lo elegí, pues permitirá un fácil entendimiento a quien se interese en estudiar el listado de instrucciones del programa, y permitirá, a quien lo desee, modificarlo de una manera fácil.

El Sistema Operativo MS-DOS incluye una versión del Basic, el GW-Basic, que es un intérprete de este lenguaje y es casi una versión estándar. Hay además otras versiones de Basic para estas máquinas, como los compiladores TurboBasic de Borland y QuickBasic de Microsoft, que incluyen mejoras al lenguaje. Opté por usar el TurboBasic de Borland, que permite una programación estructurada, manejo de procedimientos y funciones, reales de doble precisión, entre otras características.

4.4 Planteamiento del sistema.

Analizadas las necesidades del sistema en el inciso 4.1, se puede hacer ahora un planteamiento de solución para el desarrollo del sistema.

Podemos entonces plantear el programa en el que se distinguirán principalmente los módulos de entrada de datos, cálculo de la capacidad de carga, cálculo de consolidación, elección de la condición regidora, y reporte de resultados.

Como método de programación, y para una más fácil comprensión, el sistema estará dividido en módulos interconectado, los cuales serán programados por separado e incorporados posteriormente al sistema. Esto permitirá la utilización independiente de los módulos en el caso de que así se requiera. Conforme se tenga el desarrollo de los módulos de más bajo nivel, se irán integrando a módulos de nivel más alto, hasta conformar el sistema completo.

FALLA DE ORIGEN

4.5 Capacidad de carga.

En todo sistema hemos de considerar los siguientes grandes módulos:

- 1) Introducción de datos.
- 2) Análisis y cálculo.
- 3) Reporte de resultados.

Para hacer el diseño del programa de cálculo de la capacidad de carga seguiremos pues este formato, analizando las entradas que son necesarias para el cálculo y posteriormente generar el reporte de resultados.

4.5.1 Introducción de datos.

De acuerdo a lo ya analizado, tenemos que básicamente podemos manejar tres métodos, que son el de Terzaghi, el de Hansen y el de Meyerhoff. En todos ellos tenemos los siguientes datos básicos:

- a) Características del suelo.
- b) Características del cemento.
- c) Características de la carga.

Entre las características del suelo tenemos:

- a.1) Tipo de suelo.
- a.2) Estratificación.
- a.3) Peso específico.
- a.4) Cohesión.
- a.5) Angulo de Fricción interna.

Las del cimiento son:

- b.1) Forma.
- b.2) Profundidad de desplante.

Y las de la carga:

- c.1) Dimensión de la carga.
- c.2) Excentricidad.
- c.3) Inclinación.

Si bien en cada caso se tiene otras muchas características, estas son las que nos interesan para el diseño por capacidad de carga del suelo bajo una cimentación.

Desde luego que la obtención de los valores de estas características requieren de pruebas, métodos y procedimientos previos que las cuantifiquen. En el caso de las características del suelo hay que someterlo a las pruebas usuales de laboratorio, como determinación del peso específico y prueba triaxial de esfuerzos, recomendándose aplicarlas a muestras de suelo inalteradas, para lograr una mayor confiabilidad en los resultados.

Para la determinación de las características del cimiento es necesario aplicar el criterio propio. El diseño de la estructura, las condiciones del lugar de desplazamiento y de las cargas, deben fijar las características iniciales. Como el método es iterativo, no necesariamente las características deben ser precisas, pero un buen criterio permitirá una mejor y más rápida solución.

Determinar las características de la carga que recibirá el suelo bajo la cimentación de la estructura a desplantarse es uno de los puntos más importantes y delicados, ya que un mala

determinación de las mismas forzosamente llevará a un mal diseño y a altos riesgos de falla. El análisis cargas de la estructura, tanto estáticas como dinámicas, permanentes y ocasionales, dará la carga o los componentes de la carga que deberá transmitir la cimentación al suelo.

4.5.2 Análisis y Cálculo.

Como se menciona arriba se han estudiado tres principales métodos: el de Terzaghi, el de Meyerhof y el de Hansen, de los cuales hemos de elegir alguno para poder hacer el análisis de la carga. Si bien puede haber la opción de utilizar los tres y posteriormente compararlos y establecer un criterio para la elección de los resultados definitivos, es mejor elegir sólo uno para evitar confusiones.

El problema es entonces como elegir el método a utilizar. La manera más fácil es dejar la decisión al usuario del programa, quien utilizando su propio criterio indique cuál es el método a aplicar. Por otro lado, varios autores han establecido criterios generales para la utilización de los métodos, dependiendo de los resultados obtenidos en un sin número de cálculos comparándolos con pruebas *in situ*.

Los ingenieros Juárez y Badillo en su libro dan el siguiente criterio:

Arenas	-	Método de Terzaghi
Arcillas	-	Método de Skempton
Arcillas fisuradas	-	Prueba de Carga

Por otro lado Sowers da las siguientes recomendaciones:

TIPO DE SUELO	CONDICION	METODO DE ANALISIS
No cohesivo	Denso Densidad relativa > 70	Terzaghi falla general
	Suelto Densidad relativa < 20	Terzaghi falla local
	Intermedio Densidad relativa entre 20 y 70	Terzaghi interpolar o usar Meyerhof
Arcilla saturada	Sensibilidad de 5 ó menos	Meyerhof
	Sensibilidad de 10 ó más	Terzaghi falla local
Arcilla parcialmente saturada.		Meyerhof

Si utilizamos el criterio propuesto por Sowers, es necesario que los datos del suelo tales como sensibilidad y densidad relativa nos sean también proporcionados, para que el programa pueda aplicar dicho criterio.

Procedamos a definir el algoritmo de cálculo para los métodos que vamos a utilizar.

El método de Terzaghi toma la forma de la ecuación del mismo nombre, estudiada en el capítulo 2 de esta tesis:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Vemos que tenemos una incógnita, que es la capacidad de carga y siete variables. Algunas de ellas viene de los datos que, como hemos mencionado tienen que introducirse al programa, como son la cohesión C , la densidad del suelo, la profundidad de desplante D_f y el ancho del cimietto B . Además tenemos como variables los factores de capacidad de carga N , de cohesión, carga y densidad, las cuales se calculan mediante las fórmulas:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ - \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75 - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1$$

En estas fórmulas vemos que interviene el factor K_p tomado del método de cálculo de muros de retención. Como no es del alcance de esta tesis determinar y calcular este coeficiente, se optó por tomar los datos de la tabla que presenta Bowles y en su caso interpolar para obtener el coeficiente:

Angulo ϕ	K_p
0	10.08
5	12.2
10	14.7
15	18.6
20	25.0
25	35.0
30	52.0
34	
35	82.0
40	141.0
45	298.0
48	
50	900.0

Teniendo este dato, simplemente aplicamos las fórmulas y obtenemos los valores de los factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi.

Hay que considerar también la forma que tenga el cimiento, que puede ser continuo, cuadrado o circular, lo que afecta las constantes de la ecuación de Terzaghi:

- Zapata circular
- Zapata cuadrada

En base a estos datos podemos hacer un diseño preliminar del programa que calcula la ecuación de Terzaghi.

Ahora bien hay que considerar que en este diseño el usuario debe indicar al programa qué incógnita quiere resolver, esto es, tiene que proporcionar al programa, en base a su criterio, un dato inicial para el tanteo. Es de desear que el programa sea capaz de calcular las medidas y profundidad de desplante, lo cual lo podemos lograr mediante un algoritmo de iteración entre dos límites.

El cálculo de la capacidad de carga en base a esta iteración nos generará una curva, la cual podemos imprimir y nos dará una idea del comportamiento del suelo bajo una sollicitación de carga específica y variando el ancho del cimiento y la profundidad de desplante. Si podemos fijar un criterio de decisión en base a estos análisis, el programa podrá fijar el ancho y profundidad de desplante del cimiento.

Dado que las ecuaciones de los métodos de Meyerhof y Hansen siguen la forma de la ecuación de Terzaghi, se generalizará el diseño presentado, agregando tan sólo las variables y algoritmos de cálculo respectivas al mismo. En una decisión dentro del programa se fijarán los valores de estas variables, que en el caso del método de Terzaghi tomarán valores de uno.

Otro punto que tendremos que agregar es el del cálculo del área del cimiento bajo sollicitaciones de cargas excéntricas. Es un procedimiento sencillito que nos dará como resultado un área efectiva menor a la real, de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$L' = L - 2e_1$$

$$B' = B - 2e_2$$

en base a las cuales calcularemos el área efectiva A' , que utilizaremos al aplicar cualquiera de los tres métodos.

Al tratar de seleccionar el método a utilizar en el cálculo de capacidad de carga de una cimentación, debemos estar concientes de las limitaciones propias de cada método, a fin de que los resultados obtenidos sean confiables. En el caso del método de Terzaghi, aplicado a suelos puramente cohesivos, los factores de capacidad de carga quedan constantes:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

con lo que la ecuación queda reducida a:

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f$$

la cual al ser aplicada, dará resultados que dependen exclusivamente de la profundidad de desplante, pues la cohesión y el peso específico para un suelo en particular pueden ser considerados constantes a lo largo de todo el cálculo. Los resultados obtenidos mediante este procedimiento, pueden no ser lo suficientemente confiables, lo que hace mejor preferir no utilizarlo en estos casos. En el diseño del programa dejamos abierta la opción de utilizarlo, más con fines comparativos y de aprendizaje que de una aplicación real. Una alternativa en este caso es la presentada por Skempton, que propone una ecuación semejante a la de Terzaghi, en la que el factor N_c no toma el valor constante 5.7, sino que lo hace variar dependiendo de la relación D/B . Aunque este método es sin duda más real que el de Terzaghi, preferimos aplicar el de Meyerhof, ya depender en una mayor medida de las características propias del suelo.

Con lo anteriormente tratado he fijado algunos criterios de decisión que intervendrán en el diseño del programa. Los resultados que se puedan obtener automatizando un proceso de cálculo mediante una computadora digital, serán tan confiables como lo sean los criterios que se hayan utilizado en su diseño. Llegar a un programa que podamos considerar "semi-inteligente" alimentado mediante los criterios que la aplicación prolongada de los métodos de cálculo de la capacidad de carga, es una aportación sumamente importante para facilitar la aplicación del sistema, pues el programa se convierte simultáneamente en un banco de datos de conocimientos, además de que se constituye en el preámbulo de un sistema de inteligencia artificial. El fin de la presente tesis no es el de crear un complejo sistema que acumule experiencias y las aplique extensivamente, sino el de ejemplificar la manera en que esto puede ser hecho.

En conclusión fijaremos los siguientes criterios para el diseño del programa de cálculo de capacidad de carga:

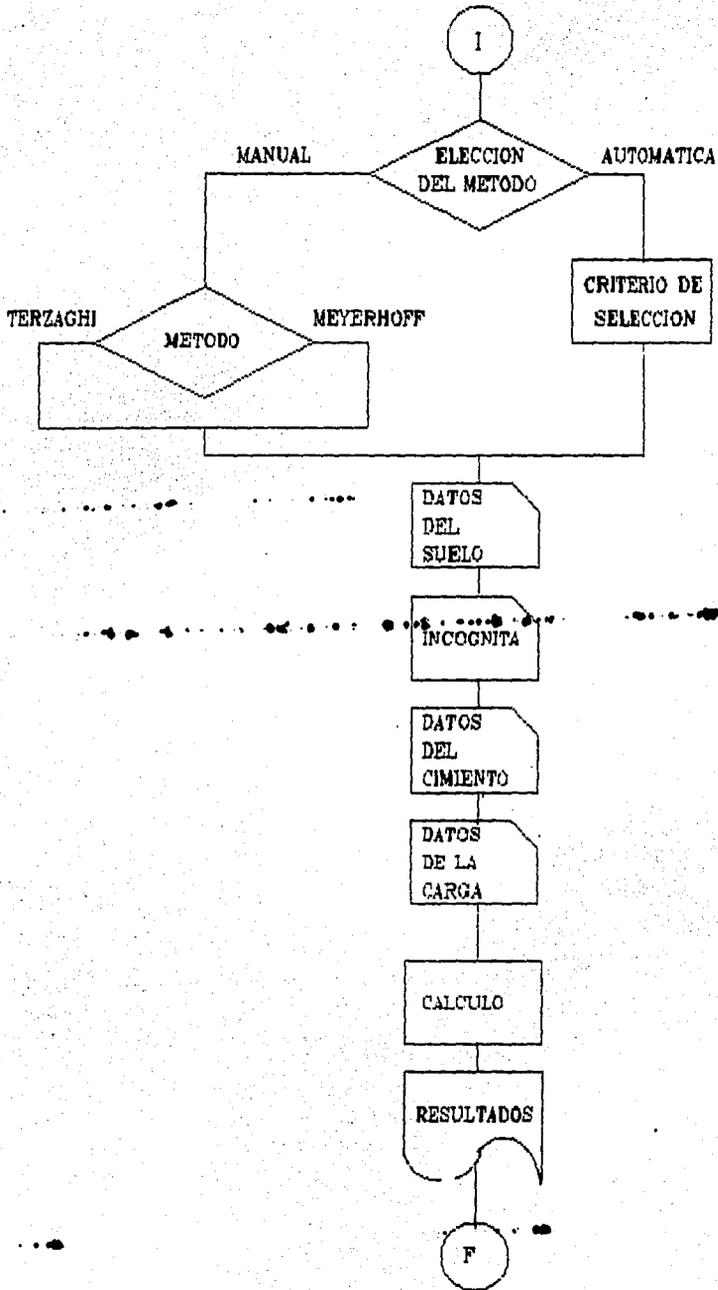
- a) Cálculo en suelos puramente cohesivos.
 - Arcillas saturadas o parcialmente saturadas Método de Meyerhof.
 - Arcillas fisuradas Pruebas de carga *in situ*.

- b) Cálculo en suelos friccionantes.
 - Denso Terzaghi falla frágil
 - Suelto Terzaghi falla plástica

- c) Suelos estratificados.
 - Cálculo de características mediante promedio ponderado.

Con estos criterios podemos entonces generar el diseño global del programa que plasmamos en el siguiente diagrama:

FALLA DE ORIGEN



4.6 Consolidación.

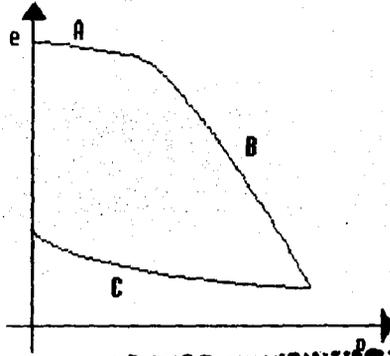
Por otro lado tenemos el problema del cálculo de los asentamientos al aplicársele al suelo una sobrecarga, estudiado en el capítulo 3 del presente trabajo. Dada la manera en que ha sido estudiado este fenómeno, debemos partir de una prueba de consolidación hecha en laboratorio, la cual nos dará las características del suelo en su estado natural.

La prueba de consolidación consiste en someter a una muestra de suelo inalterada una serie de ciclos de carga y descarga, cada uno por un tiempo determinado a fin de que se dé completa la consolidación bajo cada ciclo.

De esta prueba obtendremos una serie de gráficas o quedad contra logaritmo de tiempo, de las cuales obtendremos los datos necesario para el cálculo de los asentamientos que podrá sufrir nuestro estrato o estratos de suelo bajo una sollicitación de carga determinada. Es necesario hacer notar que algunos de los coeficientes que utilizaremos, como el de compresibilidad, podrá adquirir valores ligeramente diferentes de un incremento de carga a otro, pero su variación deberá ser pequeña con respecto al promedio; si esto no sucediera, es muy probable que el ensaye haya sido realizado mal total o parcialmente. Para la aplicación del programa desarrollado, serán utilizados los promedios de dichos coeficientes.

Otra observación necesaria es que el programa no considera en ningún momento las variaciones de la carga con respecto a la profundidad o posición de la misma. La utilización de algún método para su cuantificación, tal como el de Boussinesq o la carta de Newmark, sería necesaria en el caso de que se necesitará conocer la distribución de esfuerzos, y aplicar el programa cuantas veces sea necesario.

Una vez que se haya realizado el ensaye de consolidación, obtendremos de cada incremento de carga una gráfica de este tipo:



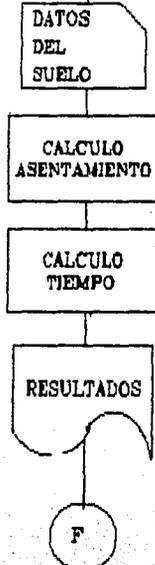
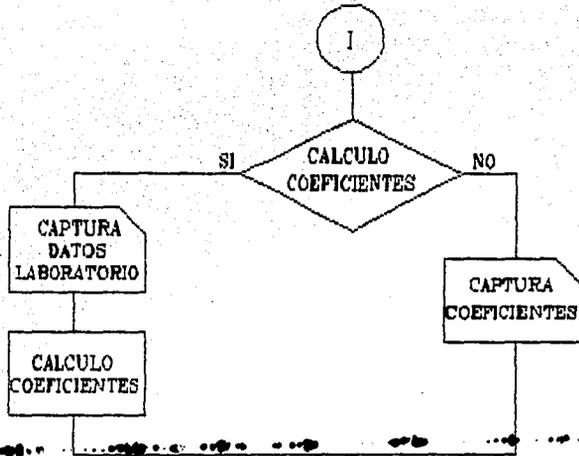
Curva de compresibilidad

Habrá que proporcionarle al programa los datos del estrato en estudio tales como es espesor del mismo, si es normalmente consolidado o no, la presión a la que vaya a estar sometido, y los coeficientes obtenidos en base al ensaye.

Con ello podremos calcular el asentamiento del suelo por consolidación, en uno o varios puntos bajo la cimentación.

El programa estará descrito por el siguiente diagrama de flujo:

FALLA DE ORIGEN



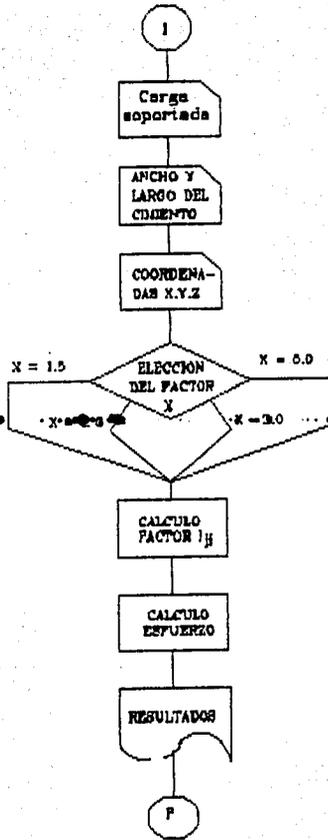
4.7 Distribución de esfuerzos.

Por último, se tiene el problema de distribución de esfuerzos en la masa de suelo. Aunque éste no es un problema que se estudie directamente en este trabajo, es necesario tenerlo en cuenta, ya que la distribución de esfuerzos bajo la zapata en estudio incidirá directamente en el comportamiento de los estratos de suelo tanto en su capacidad de carga como en su consolidación.

En el capítulo 3, punto 4, se presenta un método para el análisis de este problema, el cual fue propuesto por Zeevaert para áreas rectangulares cargadas, lo cual se ajusta al estudio de zapatas de cimentación.

Al aplicar este método será posible obtener los esfuerzos actuantes sobre la superficie de los diferentes estratos, y aplicar para cada uno de ellos los métodos de análisis de capacidad de carga y de consolidación, en un punto o en varios, caso claro en los asentamientos, que permitirá el cálculo de las deformaciones diferenciales en diferentes puntos bajo el área de influencia de la zapata.

El diagrama de flujo para este método de distribución de esfuerzos propuesto por Zeevaert quedará de la siguiente manera:



FALLA DE ORIGEN

Una vez definido el diseño de los programas, procedemos a codificarlos y detallarlos, el resultado de los cual se muestra en los listados siguientes:

TESIS PROFESIONAL
PROGRAMA DE CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

NOVIEMBRE DE 1990

```
PI# = 4 * atn(1)
```

```
NAF# = 100
```

```
cls
```

```
locate 2,18: print II CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO II
```

```
locate 11,18: print II ¿QUIERE ELEGIR EL METODO DE CALCULO II
```

```
locate 13,18: print II MANUAL O AUTOMATICAMENTE (M/A)? II
```

```
locate 17,18: print II SI SELECCIONA EL MODO AUTOMATICO, EL II
```

```
locate 18,18: print II PROGRAMA ELEGIRA EL METODO DE ACUERDO II
```

```
locate 19,18: print II AL CRITERIO PREVIAMENTE FIJADO. II
```

```
locate 22,18: print II SU SELECCION ..... () II
```

```
do until MET$ = IIMII or MET$ = IIAII
```

```
    MET$ = INPUT$(1)
```

```
loop
```

```
if MET$ = IIMII then
```

```
    color 31,0
```

```
    locate 24,18: print II EL METODO SE ELEGIRA MANUALMENTE II;
```

```
    delay 2
```

```
    color 15,0
```

```
    cls
```

```
    locate 2,18: print II ELECCION MANUAL DEL METODO DE CALCULO II
```

```
    locate 11,18: print II ¿QUIERE UTILIZAR EL METODO DE TERZA II
```

```
    locate 13,18: print II GHI O EL DE MEYERHOFF (T/M)? II
```

```
    locate 16,18: print II SU SELECCION ..... () II
```

```
    do until MU$ = IITII or MU$ = IIMII
```

```
        MU$ = input$(1)
```

```
loop
```

```
select case mu$
```

```
    case = IITII
```

```
        color 31,0
```

```
        locate 24,18: print II EL METODO A USAR ES EL DE TERZAGHI II;
```

```
        delay 2
```

```
        color 15,0
```

```
        exit select
```

```

        case = IIMII
            color 31,0
            locate 24,18: print II EL METODO A USAR ES EL DE MEYERHOFF II;
            delay 2
            color 15,0
            exit select
    end select
elseif MET$ = IIAII then
    color 31,0
    locate 24,18: print II EL METODO SE ELEGIRA AUTOMATICAMENTE II;
    delay 2
    color 15,0
end if
gosub DATOS

cls
locate 10, 30
print IIFIN DEL PROGRAMA, GRACIAS.II
fff$ = input$(1)
end

DATOS:
cls
locate 1,30: print II CAPTURA DE DATOS II
locate 3,1: print II A continuación se le proporcionarán al programa los datos necesarios
para eIII;
locate 4,1: print II cálculo de la capacidad de carga del suelo. Estos datos han sido dividi-
dos enII;
locate 6,25: print II a) Datos del suelo.II
locate 7,25: print II a.1) Estratificación.II
locate 8,25: print II a.2) Tipo de falla.II
locate 9,25: print II a.3) Peso específico, Cohesión,II
locate 10,25: print II Angulo de Fricción Interna.II
locate 12,25: print II b) Determinación de la incógnita.II
locate 14,25: print II c) Datos del cimiento.II
locate 15,25: print II c.1) Datos Geométricos.II
locate 16,25: print II c.2) Profundidad de desplante.II
locate 18,25: print II d) Datos de la carga.II
locate 19,25: print II d.1) Excentricidad.II
locate 20,25: print II d.2) Inclínación.II
locate 22,1: print II Si no se cuenta con estos datos, es imposible que el programa pueda
hacer eIII
locate 23,1: print II cálculo, por lo que de no tenerlos, presione la tecla [N] para salir del pro/
II
locate 24,1: print II grama. En los datos del cimiento es sólo necesario uno de los dos.II;
locate 25,30: print II ¿Continúo (S/N)?II;
do until A$ = IISII or A$ = IINI
A$ = input$(1)
loop
if A$ = IINI then return
cls
locate 2,18: print II DATOS DEL SUELO II;
```

```
locate 5,18: print || Nivel de Aguas Freáticas||
locate 6,18: print ||Se requiera el NAF solamente si éste est ahí;
locate 7,18: print ||localizado a una profundidad menor de B+Df.||;
locate 8,18: print ||Si no es así introducir 1000. ||;
locate 10,18: input ||Nivel de Aguas Fráticas..... ||;NAF#
locate 13,18: print || Estratificación del Suelo||
locate 14,18: print ||Se considerarán los estratos comprendidos ||;
locate 15,18: print ||hasta una profundidad B + Df. ||;
locate 16,18: print ||Se tomar el promedio pesado de los datos ||;
locate 17,18: print ||de cada estrato para su aplicación en la ||;
locate 18,18: print ||ecuación del método elegido. ||;
locate 20,18: input ||Número de estratos..... ||;NoESTR%
if NoESTR% = 0 then return
if NoESTR% = 1 then i = NoESTR%
if NoESTR% >> 1 then
for i = 1 to NoESTR%
locate 23,58: print || ||
locate 22,18: print ||Estrato No.: ||;i
locate 23,18: input ||Espesor ..... ||; HESTR#(i)
HPROM# = HPROM# + HESTR#(i)
next i
cls
for i = 1 to NoESTR%
gosub SUELO
GAMA#(i) = GAMA# * HESTR#(i)
PHI#(i) = PHI# * HESTR#(i)
COHE#(i) = COHE# * HESTR#(i)
GAMA# = 0
PHI# = 0
COHE# = 0
SGAMA# = SGAMA# + GAMA#(i)
SPHI# = SPHI# + PHI#(i)
SCOHE# = SCOHE# + COHE#(i)
next i
GAMA# = SGAMA# / HPROM#
PHI# = SPHI# / HPROM#
COHE# = SCOHE# / HPROM#
else
gosub suelo
end if
gosub INCOGNITA
gosub CIMIENTO
gosub CARGA
if INCOG$ = ||Q|| then gosub ENAF
if MET$ = ||A|| then gosub ELECCION
select case MUS
case ||M||
gosub MEYERHOFF
exit select
case ||T||
gosub TERZAGHI
exit select
```

```

                                case else
                                exit select
end select
gosub RESULTADOS
gosub IMPRESION
return

SUELO:
cls
locate 2,18: print II DATOS DEL SUELO II;
locate 5,18: print IICaracterísticas físicas del estrato No.II;i
locate 10,18: input IIPeso específico natural del estrato (g)...II;GAMA#
locate 11,18: input IIPeso específico saturado del estrato (gs).II;GAMAS#
locate 12,18: input IIAngulo de fricción interna en grados (φ)...II;PHI#
locate 13,18: input IICohesión del estrato (c).....II;COHE#
if MU$ = ITII and i = 1 then
do until FALLA$ = IIFII or FALLA$ = IIPII
locate 14,18: input IITipo de falla del suelo (F/P).....II;FALLAS
loop
end if
locate 16,18: input IIPeso específico del agua (γw).....II;GAMAW#
if GAMAW# = 0 then GAMAW# = 1
locate 25,15: print IIPara continuar presione cualquier tecla... II;
TEMPS=input$(1)
return
```

INCOGNITA:

```

cls
locate 2,18: print II DETERMINACION DE LA INCOGNITA II;
locate 5,18: print IIEn cualquiera de los métodos de aplicaciónII;
locate 6,18: print IITenemos 3 incógnitas; la capacidad de car-II;
locate 7,18: print IIga del suelo IqI, la profundidad de des-II;
locate 8,18: print Iiplante del cemento IDI y el ancho deII;
locate 9,18: print IImismo IBI. En el caso de no conocer IqI sell;
locate 10,18: print IIREcomienda proponer los valores iniciales II;
locate 11,18: print IId e IDI y de IBI e iteracionar hasta encontrI;
locate 12,18: print IITrar el valor óptimo. II;
do until TMP = 1
locate 15,18: print II¿Cu I es la incógnita? (Q, B o D)..... ? _II;
INCOG$ = input$(1)
locate 15,62: print INCOG$
if INCOG$ = IIQII or INCOG$ = IIBII then
TMP = 1
elseif INCOG$ = IIDII then
TMP = 1
else
TMP = 0
end if
loop
if INCOG$ = IIDII or INCOG$ = IIBII then
MU$ = ITII
end if
return
```

CIMIENTO:

```
    TMP = 0
    cls
    locate 2,18: print II CARACTERISTICAS DEL CIMIENTO II;
    if INCOG$ << IIDII then
    locate 5,18: input IIProfundidad de desplante.....II;D#
    end if
    if INCOG$ << IIBII then
    do until TMP = 1
        locate 6,18: print IIForma del cimiento (Continuo, cuaDrado o II;
        locate 7,18: print IIRedondo o recTangular..... ? _II;
        FORMAS$ = input$(1)
        locate 7,62: print FORMAS$
        if FORMAS$ = IICII or FORMAS$ = IIDII then
            TMP = 1
        elseif FORMAS$ = IIRII then
            TMP = 1
        elseif FORMAS$ = IITII then
            TMP = 1
        else
            TMP = 0
        end if
    end if
loop .....
    select case FORMAS$
        case = IICII
            FR$ = IIAcho II
        case = IIDII
            FR$ = IIAcho II
        case = IIRII
            FR$ = IIDi metroll
        case = IITII
            FR$ = IIAcho II
    end select
    locate 8,18: print IIDame el II;FR$;II del cimiento (eje X).....II;
    input B#
    if FORMAS$ = IITII then
        locate 9,18: print IIDame el Largo del cimiento (eje Y).....II;
        input L#
    end if
    select case FORMAS$
        case = IICII
            L# = 1
        case = IIDII
            L# = B#
    end select
end if
return
```

CARGA:

```
cls
locate 2,18: print II CARACTERISTICAS DE LA CARGA II;
if INCOG$ >< IIQII then
locate 5,18: input IICapacidad de carga del suelo.....II;Q#
end if
locate 6,18: input IICarga aplicada a la cimentación.....II;P#
locate 7,18: input IICentricidad de la carga eje X (B).....II;EX#
locate 8,18: input IICentricidad de la carga eje Y (L).....II;EY#
locate 9,18: input IIClínica de la carga.....II;IN#
locate 11,18: input IIFactor de Seguridad.....II;FS#
B1# = B# - (2 * EX#)
L1# = L# - (2 * EY#)
select case FORMAS
case = IICII
AR# = B1# * 1
case = IIDII
AR# = B1# * L1#
case = IIRII
AR# = P# * (B1# ^2)
case = ITII
AR# = B1# * L1#
end select
return
```

ELECCION:

```
if PHI# = 0 and COHE# >< 0 then
MU$ = IIMII
elseif PHI# >< 0 and COHE# = 0 then
MU$ = ITII
elseif PHI# > 20 and COHE# > 0 then
MU$ = ITII
elseif PHI# <= 20 and COHE# > 0 then
MU$ = IIMII
end if
return
```

GENERAL:

```
if INCOG$ = IIQII then
Q# = (COHE# * Nc# * Fc#) + ((GAMAP# * D#) * Nq# * Fq#) + (F# * (GAMAE# * B1#) * Ng#
* Fg#)
QA# = Q# / FS#
elseif INCOG$ = IIDII then
QA# = Q# / FS#
B# = (QA# - (COHE# * Nc# * Fc#) - ((GAMAP# * D#) * Nq# * Fq#)) / (F# * GAMAE# * Ng#
* Fg#)
elseif INCOG$ = IIRII then
QA# = Q# / FS#
D# = (QA# - (COHE# * Nc# * Fc#) - (F# * (GAMAP# * B1#) * Ng# * Fg#)) / (GAMAE# * Nq#
* Fq#)
end if
if P# <> 0 then
```

```
        ESF# = (P#) / AR#  
    end if  
    PU# = (QA# * AR#)  
return
```

TERZAGHI:

```
    Fc# = 1  
    Fq# = 1  
    Fg# = 1  
    select case FORMAS  
    case = IICI  
        F# = 0.5  
    case = IIDII  
        F# = 0.4  
        Fc# = 1.3  
    case = IIRII  
        F# = 0.3  
    Fc# = 1.3  
    end select  
    PHIR# = (PHI# * PI#) / 180  
    POT# = ((0.75 * PI#) - (PHIR# / 2)) * tan(PHIR#)  
    e# = EXP(PI)  
    A# = e# ^ POT#  
    Nq# = (a# ^ 2) / (2 * ((cos ((45 + (PHI# / 2)) * (PI# / 180)) ^ 2)))  
    Nc# = (Nq# - 1) / tan(PHIR#)
```

ICálculo de Kpg

```
    cls  
    open IIKP_G.DAT as #1 len = 9  
    field #1, 3 as PHIAS, 6 as KPGAS  
    for i = 1 to 13  
    get #1, i  
    X#(i) = val(PHIAS)  
    Y#(i) = val(KPGAS)  
    next i
```

Interpolación método de Lagrange

```
    VX# = PHI#  
    for i = 1 to 13  
    RNUM# = 1  
    DENOM# = 1  
        for j = 1 to 13  
            if j > i then  
                RNUM# = RNUM# * (VX# - X#(j))  
                DENOM# = DENOM# * (X#(i) - X#(j))  
            end if  
        next j  
    FVX# = FVX# + (Y#(i) * (RNUM# / DENOM#))
```

```
    next i  
    Kp# = FVX#
```

ICálculo de Nq

```
    Ng# = (tan(PHIR#) / 2) * ((Kp# / (cos(PHIR# ^ 2)) - 1)  
    gosub GENERAL
```

return

MEYERHOFF:

```
F# = 0.5
PHIR# = PHI# * ( PI# / 180 )
Nq# = exp(PI# * (tan(PHIR#)))
Nq# = Nq# * ((tan((45 + (PHI# / 2)) * ( PI# / 180))) ^ 2)
Nc# = (Nq# - 1) / tan(PHIR#)
Ng# = (Nq# - 1) * tan(1.4 * PHIR#)
Kp# = ((tan((45 + (PHI# / 2)) * ( PI# / 180))) ^ 2)
Sc# = 1 + (0.2 * Kp# * (B1# / L1#))
Dc# = 1 + (0.2 * (sqr(Kp#)) * (D# / B1#))
Ic# = 1 - (IN# / 90)
Iq# = Ic#
Ig# = ((1 + (IN# / PHI#)) ^ 2)
if PHI# = 0 then
  Sq# = 1
  Sg# = 1
  Dq# = 1
  Dg# = 1
else
  Sq# = 1 + (0.1 * Kp# * (B1# / L1#))
  Sg# = Sq#
  Dq# = 1 + (0.4 * (sqr(Kp#)) * (D# / B1#))
  Dg# = Dq#
end if
Fc# = Sc# * Dc# * Ic#
Fq# = Sq# * Dq# * Iq#
Fg# = Sg# * Dg# * Ig#
gosub GENERAL
```

return

RESULTADOS:

```
cls
locate 1,20: print IIAnálisis de la capacidad de cargall
locate 5,1: print IIDatos para el cálculo:II
locate 8,1: print II g:II: print using II#####.###-II;GAMA#
locate 9,1: print II c:II: print using II#####.###-II;PHI#
locate 10,1: print II C:II: print using II#####.###-II;COHE#
if GAMA# <> 0 then
  locate 11,1: print II gs:II: print using II#####.###-II;GAMAS#
end if
locate 12,1: print II Nc:II: print using II#####.###-II;Nc#
locate 13,1: print II Nq:II: print using II#####.###-II;Nq#
locate 14,1: print II Ng:II: print using II#####.###-II;Ng#
locate 15,1: print II Kpg:II: print using II#####.###-II;Kp#
locate 16,1: print II gw:II: print using II#####.###-II;GAMAW#
locate 17,1: print II ge:II: print using II#####.###-II;GAMAE#
locate 19,1: print II NAF:II: print using II#####.###-II;NAF#
locate 20,1: print II ex:II: print using II#####.###-II;EX#
locate 21,1: print II ey:II: print using II#####.###-II;EY#
locate 5,40: print IIResultados del cálculo:II
```

```
locate 8,40: print II Df:II; print using I#####.###-II;D#
locate 9,40: print II B:II; print using I#####.###-II;B#
if FORMAS = IIDII or FORMAS = IIRII then
  locate 10,40: print II L:II; print using I#####.###-II;L#
end if
locate 12,40: print II q:II; print using I#####.###-II;Q#
locate 13,40: print II FS:II; print using I#####I;FS#
locate 14,40: print II qa:II; print using I#####.###-II;QA#
locate 16,40: print II PU:II; print using I#####.###-II;PU#
locate 17,40: print IIMáxima carga aplicableII;
if P# <> 0 then
  if ESF# > QA# then
    locate 19,40: print II P:II; print using I#####.###-II;P#
    locate 20,40: print II s:II; print using I#####.###-II;ESF#
    locate 21,40: print IICarga no admisibleII
  else
    locate 19,40: print II P:II; print using I#####.###-II;P#
    locate 20,40: print II s:II; print using I#####.###-II;ESF#
    locate 21,40: print IICarga admisibleII
  end if
end if
locate 25,15: print IIPara continuar presione cualquier tecla ...II;
dd$ = input$(1)
return

ENAF:
if NAF# = 1000 or GAMAS# = 0 then
  GAMAP# = GAMA#
  GAMAE# = GAMA#
  return
end if
GAMA1# = GAMAS# - GAMAW#
HN# = 0.5 * B1# * tan ((45 + (PHI#/2)) * (PI# / 180))
if NAF# < DF# then
  DW# = 1
else
  DW# = NAF# - DF#
end if
F1# = ((2 * HN#) - DW#) * ((DW# * GAMA#) / (HN# ^ 2))
F2# = (GAMA1# / (HN# ^ 2)) * ((HN# - DW#) ^ 2)
GAMAE# = F1# + F2#
if NAF# < DF# then
  BN# = DF# - NAF#
  GAMAP# = ((NAF# * GAMA#) + (BN# * GAMAS#)) / DF#
else
  GAMAP# = GAMA#
end if
return
```



```
if P# < 0 then
  if ESF# > QA# then
    lprint ll
    lprint ll
    lprint ll
  else
    lprint ll
    lprint ll
    lprint ll
  end if
end if
return
```

P;l: lprint using ll#####.###-ll;P#
s;l: lprint using ll#####.###-ll;ESF#
iCarga no admisible!!!

P;l: lprint using ll#####.###-ll;P#
s;l: lprint using ll#####.###-ll;ESF#
Carga admisiblell

FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL
PROGRAMA DE CALCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

NOVIEMBRE 1990

PI# = 4 * atn(1)

cls

locate 2,18: print II CALCULO DE LA CONSOLIDACION II
locate 11,18: print II DE ACUERDO AL ENSAYE DE CONSOLIDACION II
locate 12,18: print II UNIDIMENSIONAL, EL SUELO PUEDE SER II
locate 13,18: print II VIRGEN, NORMALMENTE CONSOLIDADO O II
locate 14,18: print II PRECONSOLIDADO. (V, N, P) II
locate 17,18: print II TIPO DE SUELO..... () II

do until FLAG1 = 1

TSS = input\$(1)

select case TSS

case II VII

FLAG1 = 1

exit select

case II NII

FLAG1 = 1

exit select

case II PII

FLAG1 = 1

exit select

case else

FLAG1 = 0

end select

loop

select case TSS

case II VII

gosub VIRGEN

exit select

case II NII

gosub NORMAL

exit select

case II PII

gosub NORMAL

exit select

end select

gosub DATOS

gosub RESULTADOS

gosub IMPRESION

cls

locate 12,30: print II Fin del programa, gracias. II

end

VIRGEN:

```
cls
locate 2,15: print IIANALISIS DE CONSOLIDACION PARA SUELOS VIRGENESII
locate 6,15: print IIEste tipo de suelo es aquel que nunca ha sidoll
locate 7,15: print IIsometido a ningun incremento de carga, por toll
locate 8,15: print Ilique su gráfica e-log p presenta una sola pen-ll
locate 9,15: print Ildiente en su tramo de carga.II
locate 12,18: print II CAPTURA DE COEFICIENTES DE CONSOLIDACIONII
locate 15,15: input IICoeficiente de Compresibilidad (av).....II;AV#
locate 16,15: input IICoeficiente de Variación Volumétrica (mv) ..II;MV#
locate 17,15: input IICoeficiente de Consolidación (Cv).....II;CV#
locate 25,20: print IIPara continuar presione cualquier tecla ... II;
TS$ = input$(1)

return
```

NORMAL:

```
cls
locate 2,10: print IIANALISIS DE CONSOLIDACION PARA SUELOS NORMALMENTE CON-
SOLIDADOSII
locate 6,10: print IIEste tipo de suelo ha sido sometido a un incremento de carga yll
locate 7,10: print Iiha alcanzado el 100% de consolidación baja ella.II
locate 8,10: print IIneste caso es necesario conocer la presión efectiva que ac-ll
locate 9,10: print Iltúa sobre el suelo, incluyendo desde luego el peso propio.II
locate 12,18: print II CAPTURA DE COEFICIENTES DE CONSOLIDACIONII
locate 15,15: input IIndice de Compresibilidad (Cc).....II;CC#
locate 16,15: input IIRelación de vacíos inicial (e0).....II;E0#
locate 25,20: print IIPara continuar presione cualquier tecla ... II;
TS$ = input$(1)
C1C# = CC# / (1 + E0#)

return
```

DATOS:

```
cls
locate 2,17: print II CALCULO DE LA DEFORMACION POR CONSOLIDACIONII
locate 11,18: print II¿CUANTOS PUNTOS DE APLICACION DE 9II
locate 13,18: print II9 CARGA VAN A SER ESTUDIADOS ? ... II
locate 13,50: input NoPNT%
for i = 1 to NoPNT%
cls
locate 10,18: print IIPunto No.: II;i
locate 13,18: input IIEspesor del estrato .....II; HEST#(i)
locate 14,18: input IIncremento de carga .....II; DP#(i)
select case TS$
case IIVII
gosub DEFORMACION
exit select
case IINII
locate 17,18: input IICarga efectiva sobre el estrato .....II; P0#(i)
P1# = P0#(i)
P2# = P0#(i) + DP#(i)
C1C# = CC# / (1 + E0#)
```

```
gosub DEFORMACION
exit select
case IPII
locate 17,18: input II Carga efectiva sobre el estrato .....II; P0#(i)
locate 19,18: print IIDatos del tramo de preconsolidación:II
locate 20,18: input II Carga de preconsolidación .....II; PC#(i)
locate 21,18: input II Índice de recompresión (Cr) .....II; CR#
P1# = P0#(i)
P2# = PC#(i)
C1C# = CR# / (1 + E0#)
gosub DEFORMACION
DH1# = DH#(i)
P1# = PC#(i)
P2# = PC#(i) + DP#(i)
C1C# = CC# / (1 + E0#)
gosub DEFORMACION
DH#(i) = DH#(i) + DH1#
exit select
end select
gosub TIEMPO
next i
return
```

```
DEFORMACION:
if TSS = IIVII then
DH#(i) = MV#(i) * DP#(i) * HEST#(i)
else
DH#(i) = C1C# * log10 (P2#/P1#) * HEST#(i)
end if
return
```

```
TIEMPO:
cls
locate 2,20: print II CALCULO DEL TIEMPO DE CONSOLIDACIONII
locate 6,20: print II ¿Quiere calcular el tiempo? (S/N)...II
FF$ = input$(1)
if FF$ = IINII then return
locate 10,15: input II Coeficiente de Consolidación (Cv) .....II; CV#
locate 11,15: input II Grado de consolidación .....II; U#(i)
locate 12,15: input II Longitud máxima de drenado .....II; HESTM#(i)
FVX# = 0
T# = 0
cls
open IIU_T.DATII as #1 len = 9
field #1, 3 as Ua$, 6 as Ta$
for ii = 1 to 13
get #1, i
X#(ii) = val(Ua$)
Y#(ii) = val(Ta$)
next ii
Interpolación método de Lagrange
VX# = U#
```

```
for k = 1 to 13
  RNUM# = 1
  DENOM# = 1
  for l = 1 to 13
    if j > i then
      RNUM# = RNUM# * (VX# - X#(l))
      DENOM# = DENOM# * (X#(k) - X#(l))
    end if
  next l
  FVX# = FVX# + (Y#(k) * (RNUM# / DENOM#))
next k
T# = FVX#
!Cálculo del tiempo de consolidación
TPO#(i) = (T# * (HESTM#(i) ^ 2)) / CV#
TPOM#(i) = TPO#(i) / 60
TPOH#(i) = TPOM#(i) / 60
TPOD#(i) = TPOH#(i) / 24
return
```

RESULTADOS:

```
cls
locate 1,20: print !Cálculo de asentamientos por consolidación!
locate 4,1: print !Datos para el cálculo!
locate 7,1: print ! av = !:; print using !#####.###-!;AV#
locate 7,30: print ! mv = !:; print using !#####.###-!;MV#
locate 8,1: print ! e0 = !:; print using !#####.###-!;E0#
locate 8,30: print ! Cc = !:; print using !#####.###-!;CC#
locate 8,60: print ! Cv = !:; print using !#####.###-!;CV#
locate 10,27: print !Resultados del cálculo!
locate 12,1: print !No. !
locate 12,5: print ! Asentamiento!
locate 12,25: print ! U%!
locate 12,45: print !Tiempo (días)!
locate 12,60: print ! H estrato!
POSI = 14
for i = 1 to NoPNT%
  if POSI > 23 then
    locate 25,15: print !Para continuar presione cualquier tecla ...!;
    df$ = input$(1)
    POSI = 14
    for g = 14 to 23
      locate g,1: print spc(80)
    next g
  end if
  locate POSI,1: print i
  locate POSI,5: print using !#####.###-!;DH#(i)
  locate POSI,25: print using !#####.###-!;U#(i)
  locate POSI,45: print using !#####.###-!;TPOD#(i)
  locate POSI,60: print using !#####.###-!;HESTM#(i)
  incr POSI
next i
locate 25,15: print !Para continuar presione cualquier tecla ...!;
```

```
dfs = input$(1)
return

IMPRESION:
cls
locate 10,20: print "¿Quiere imprimir los resultados? (S/N):"
do until IMS = "S" or IMS = "N"
    IMS = input$(1)
loop
if IMS = "N" then return
locate 12,10: input "Identificación del análisis: "; IDENT$
lprint
lprint
lprint
lprint
lprint
lprint
lprint "Cálculo de asentamientos por consolidación"
lprint "I: "; lprint IDENT$
lprint
lprint "Datos para el cálculo:"
lprint
lprint av = I: lprint using "#####.###-I;AV#"
lprint mv = I: lprint using "#####.###-I;MV#"
lprint e0 = I: lprint using "#####.###-I;E0#"
lprint Cc = I: lprint using "#####.###-I;CC#"
lprint Cv = I: lprint using "#####.###-I;CV#"
lprint
lprint "Resultados del cálculo:"
for i = 1 to NoPNT%
    lprint
    lprint "No. I: i"
    lprint "Asentamiento: I: lprint using "#####.###-I;DH#(i)"
    lprint "U%: I: lprint using "#####.###-I;U#(i)"
    lprint "Tiempo (días): I: lprint using "#####.###-I;TPOD#(i)"
    lprint "H estrato: I: lprint using "#####.###-I;HEST#(i)"
next i
return
```



```
locate 14,18: input ||Ancho del área cargada, eje x (m).....||;L#  
locate 25,20: print ||Para continuar presione cualquier tecla .....||;  
CONT$ = input$(1)
```

return

COORDENADAS:

```
cls  
locate 2,23: print ||CAPTURA DE COORDENADAS ||  
locate 10,18: input ||Coordenada x (m).....||;X#  
locate 12,18: input ||Coordenada y (m).....||;Y#  
locate 14,18: input ||Coordenada z (m).....||;Z#  
locate 25,20: print ||Para continuar presione cualquier tecla ... ||;  
CONT$ = input$(1)
```

return

TIPOSUELO:

```
cls  
locate 2,25: print ||ELECCION DEL TIPO DE SUELO||  
locate 7,10: print || 1) Suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades.||  
locate 9,10: print || 2) Solución de Bousinesq, suelo homogéneo e isótropo.||  
locate 11,10: print || 3) Suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la pro-||  
locate 12,10: print || fundidad, como en las arenas.||  
ELEC = 0
```

```
do until ELEC = 1
```

```
locate 17,70: print || ||;
```

```
locate 17,70: input || ¿Que tipo de suelo? .....||;TIPO%
```

```
if TIPO% >= 1 and TIPO% <= 3 then ELEC = 1
```

```
loop
```

return

ANGULOS:

```
ALFA# = atn((B#/2) / (sqr((X#^2)+(Z#^2))))
```

```
PSI1# = atn( (X# + (L#/2)) / Z#)
```

```
PSI2# = atn( (X# - (L#/2)) / Z#)
```

```
cls
```

```
locate 10,20: print || a0 = ||;ALFA#
```

```
locate 12,20: print || psi1=||;PSI1#
```

```
locate 14,20: print || psi2=||;PSI2#
```

```
locate 25,10: print ||Para continuar presione cualquier tecla ... ||;
```

```
CONT$ = input$(1)
```

return

FACTORI:

```
select case TIPO%
```

```
case = 1
```

```
F1# = ALFA# + (sin(2*ALFA#) / 2)
```

```
F2# = sin(PSI1#) - sin(PSI2#)
```

```
WJ# = (F1# * F2#) / Pi#
```

```
exit select
```

```
case = 2
```

```
F1# = (PSI1# - PSI2#)
```

```
F2# = sin(ALFA#) - (((sin(ALFA#))^3)/3)
```

```
F3# = F1# + (sin(F1#)*cos(PSI1# * PSI2#))
JI# = (3*F2#*F3#)/(2*PI#)
exit select
case = 3
F1# = (1.5 * ALFA#) + (0.75 * (sin(2 * ALFA#))) + (sin(ALFA#)*((cos(ALFA#))^3))
F2# = (sin(PSI1#) - sin(PSI2#)) - (((sin(PSI1#))^3) - ((sin(PSI1#))^3) / 3)
JI# = (F1# * F2#) / PI#
exit select
end select
return
```

ESFUERZO:

```
SIGMA# = (Q# * JI#)
cls
locate 2,23: print ||RESULTADOS DISTRIBUCION DE ESFUERZOS||
locate 8,10: print ||Carga aplicada (Q, kg/m²).....||:Q#
locate 9,10: print ||Largo del cimiento (eje y, m).....||:B#
locate 10,10: print ||Ancho del cimiento (eje x, m).....||:L#
locate 12,10: print ||Profundidad (eje z, m).....||:Z#
locate 13,10: print ||Distancia del centro (eje x, m).....||:X#
locate 14,10: print ||Distancia del centro (eje y, m).....||:Y#
locate 16,10: print ||Factor Iji.....||:I#
locate 16,67: print using ||#####.###||:JI#
locate 19,10: print ||Esfuerzo a la profundidad z (s: kg/m²).....||:SIGMA#
locate 19,67: print using ||#####.###||:SIGMA#
locate 25,20: print ||Para continuar presione cualquier tecla ... ||:
CONT$ = input$(1)
```

return

ESFUERZO:

```
cls
locate 10,20: print ||¿Quiere imprimir los resultados?||
do until IMM$ = IISII or IMM$ = IINII
  IMM$ = input$(1)
loop
if IMM$ = IINII then return
locate 12,10: input ||Identificación del trabajo||: IDENTIS
lprint
lprint
lprint
lprint
lprint
lprint ||
lprint || RESULTADOS DISTRIBUCION DE ESFUERZOS||
lprint ||
lprint || I||: lprint IDENTIS
lprint
lprint ||
lprint || Carga aplicada (Q, kg/m²).....||:Q#
lprint ||
lprint || Largo del cimiento (eje y, m).....||:B#
lprint ||
lprint || Ancho del cimiento (eje x, m).....||:L#
lprint ||
lprint || Profundidad (eje z, m).....||:Z#
```

```
lprint ll      Distancia del centro (eje x, m).....ll;X#
lprint ll      Distancia del centro (eje y, m).....ll;Y#
lprint ll      Factor lji.....ll;lprint using ll#####.###ll;ll#
lprint ll      Esfuerzo a la profundidad z (s, kg/m2)....ll;lprint using
ll#####.###ll;SIGMA#
return
```

LIMPIAR:

```
X# = 0
Y# = 0
Z# = 0
ll# = 0
F1# = 0
F2# = 0
F3# = 0
SIGMA# = 0
ALFA# = 0
PSI1# = 0
PSI2# = 0
return
```

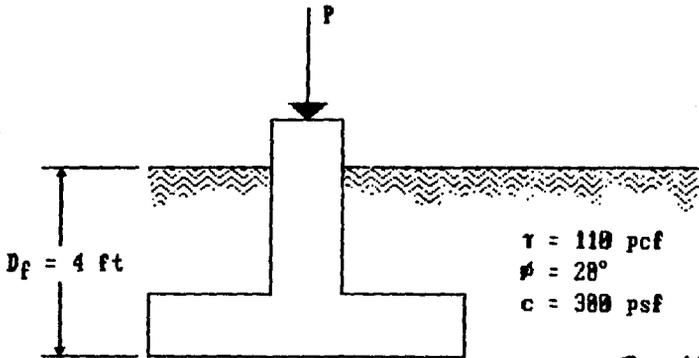
CAPITULO 5.

APLICACION DEL PROGRAMA

Todo programa o sistema es valioso en tanto que su aplicación cumpla completamente, o en un alto porcentaje con los objetivos para los cuales fue diseñado, cumpliendo con los requisitos establecidos. Ahora procederemos a resolver algunos ejemplos que demuestren el funcionamiento de los programas desarrollados y que comprueben su utilidad en el campo práctico.

.....Ejemplo 1. Capacidad de carga.

Calcular la capacidad de carga usando el método de Terzaghi de un suelo con las siguientes características:



FALLA DE ORIGEN

1er. Paso: Identificar las características del suelo en estudio.

De la figura obtenemos peso específico, ángulo de fricción, cohesión y profundidad de desplante. Con estos datos además se determinará si se trata de un suelo denso o suelto; analizando los valores de peso específico y cohesión se puede concluir que no se trata de un suelo suelto, por lo que se aplicará el método de Terzaghi para suelos densos. Es importante checar que las unidades en que sean manejadas las características del suelo, cimiento y carga sean congruentes; de no ser así hay que hacer las conversiones necesarias antes de introducir los datos al programa.

2o. paso Una vez identificados las características del suelo,

... hay que ver cuál o cuáles serán nuestras incógnitas. Se pueden tener tres incógnitas que son el ancho del cimiento, la profundidad de desplante y la capacidad de carga. En este caso se proporciona la profundidad de desplante, por lo que quedan dos incógnitas más. Es mejor establecer un ancho tentativo del cimiento y determinar la capacidad de carga del suelo: se probará con 5 pies.

3er. paso Ahora se correrá el programa, siguiendo estas instrucciones:

- Introducir el disco del programa.
- Teclar TESIS1 [ENTER]

Una vez dentro del programa bastará seguir las instrucciones que él mismo va proporcionando para introducir los datos y obtener el resultado.

40. paso Primero el programa cuestionará si queremos elegir el método de cálculo de manera manual o automática, en este caso se elige manual [M], pues el ejemplo así lo exige. Si se eligiera la forma automática, el programa hará uso del criterio de elección fijado en el capítulo anterior. El siguiente paso es la elección manual del método en donde hay dos opciones Terzaghi y Meyerhof; se elige Terzaghi [T].

50. paso Ahora el programa está listo para la captura de datos, despliega una pantalla que datos son necesarios. En la captura de datos del suelo se le proporcionará al suelo en primer lugar el Nivel de Aguas Freáticas. El valor 1000 implica que la profundidad del NAF es tal que no afecta a nuestra cimentación, es un valor arbitrario cuyo fin es indicar al programa lo anterior.

..... Si la cimentación está desplantada en un suelo estratificado el programa necesita le sean introducidas las características de cada uno de ellos, por lo que ahora hay que indicar el número de estratos bajo la cimentación hasta una profundidad $B + D_f$. Se introducen en seguida las características del suelo comprendido en cada estrato, que son el peso específico natural, el peso específico saturado, el ángulo de fricción interna, la cohesión y, en su caso, si el suelo presenta una falla frágil o plástica. En el caso de nuestro ejemplo se introducirán todos los datos menos el peso específico saturado, puesto que no se localizó el NAF y no afecta por tanto al cálculo. Si la cohesión o el ángulo de fricción interna toman valor de 0, puede teclarse éste o bien solamente [ENTER].

FALLA DE ORIGEN

6o. paso La determinación de la incógnita es un paso muy importante en el programa. Esta se hará de acuerdo a los datos que se hayan obtenido de los estudios de laboratorio. Así se tienen tres incógnitas que son la profundidad de desplante D_f , el ancho B y la capacidad de carga Q . En primer término la profundidad de desplante siempre tendrá un valor mínimo que lo determinará la exploración de campo, el cual es la profundidad a la cual el suelo se encuentra libre de tierra vegetal y está sano. Se pueden tener otras condicionantes en la profundidad, fijados por las características del proyecto. El ancho del cimiento puede estar asimismo condicionado por características de proyecto, aunque normalmente se puede jugar con mayor libertad con este dato. La capacidad de carga es la incógnita que normalmente se tendrá que determinar, sin embargo ésta puede ser obtenida en ensayos de campo o laboratorio y utilizada para determinar alguna de las otras incógnitas. Es este ejemplo se tomará como incógnita la capacidad de carga.

7o. paso A continuación el programa requerirá las características del cimiento que son la profundidad de desplante, forma del cimiento y sus dimensiones. Se introduce entonces $D_f = 4ft$, forma cuadrada $[D]$ y se propone un ancho tentativo de $5ft$.

8o. paso Si la carga que obra sobre la cimentación es conocida se introducirá junto con la excentricidad e inclinación de la misma. Si no es conocida introducir valores iguales a 0.

9o. paso El programa ahora cuenta con todos los datos necesarios para hacer el cálculo y procede a ello. Directamente trabaja con el método de Terzaghi, que fue elegido manualmente. Calcula el factor K_p mediante interpolación de datos existentes en un archivo, luego los coeficientes de capacidad de carga N , los factor de forma e inclinación y el peso específico aplicable en el caso de que el NAF influya en el cálculo, si no, usará el peso específico natural.

10o. paso. Despliegue de datos. Se presentan en dos columnas los datos y resultados del análisis. En la columna derecha se encuentran la capacidad de carga "q" y la capacidad de carga admisible " q_a ". Además se presenta la carga máxima admisible para esta zapata. En el caso de que el análisis hubiera incluido el valor de la carga aplicada a la cimentación, se haría también el análisis para establecer se dicha carga es o no admisible.

Los resultados obtenidos del programa son:

$$q = 11265.728 \text{ psf}$$

que es la capacidad última del suelo. Para determinar la capacidad admisible se dividirá ésta entre el factor de seguridad:

$$q_a = 3755.243 \text{ psf}$$

y la carga máxima admisible:

$$PA = 93881.070 \text{ p}$$

Como comparación se corre el programa para este mismo ejemplo, pero haciendo que el programa haga la elección automática del método a utilizar. En este caso elige el de Meyerhof y da los siguientes resultados:

$$\begin{aligned}q &= 12534.073 \text{ psf} \\q_a &= 4178.024 \text{ psf} \\PA &= 104450.612 \text{ p}\end{aligned}$$

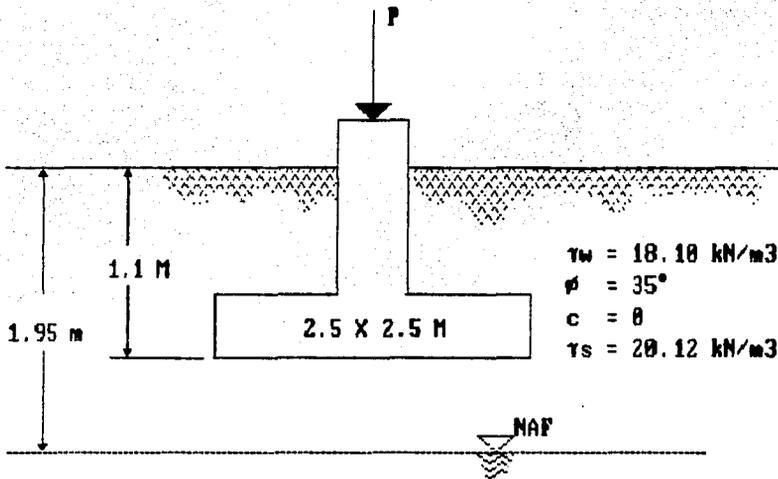
Es necesario recalcar en la homogeneidad de las unidades de los datos introducidos. Solamente si se introducen datos coherentes se obtendrán datos coherentes, ya que el programa no incluye ningún tipo de conversión de unidades. En este ejemplo se manejaron unidades inglesas, para distancias pies (ft), para pesos específicos libras sobre pie cúbico (pcf), para esfuerzos libras sobre pie cuadrado (psf) y para fuerzas libra (p).

Ejemplo 2. Capacidad de carga

Calcular la capacidad de carga para una zapata cuadrada tal como la que se muestra en la figura.

Para resolver este ejemplo se siguen los mismos pasos indicados en el ejemplo anterior, aunque considerando la existencia de un NAF. Se elige el modo Automático. Al introducir el NAF no se tecleará 1000, sino el dato que se proporciona en el ejemplo, 1.95 m. En los datos del suelo sí se introducirá el peso específico saturado, 20.12. Con esto el programa calculará la

FALLA DE ORIGEN



capacidad de carga y da los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} q &= 1455.218 \text{ kPa} \\ q_a &= 727.609 \text{ kPa} \\ P_A &= 4547.555 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ejemplo 3. Capacidad de carga

Calcular la capacidad de carga del suelo bajo una zapata cuadrada de $6 \times 6 \text{ ft}$, desplantada a una profundidad de 6 ft que soporta una carga axial de 400 kips con excentricidades respecto al centro en el eje X de 0.5 ft y con respecto al eje Y de 0.3 ft . El peso específico del suelo es de 115 pcf , al ángulo de fricción interna es de 36° y la cohesión es de 200 psf .

Se corre el programa según las instrucciones ya dadas, introduciendo 1000 en el NAF y los valores de las excentricidades y la carga, con lo cual se obtienen los siguientes resultados:

$$q = 90569.763 \text{ psf}$$

$$q_a = 30178.921 \text{ psf}$$

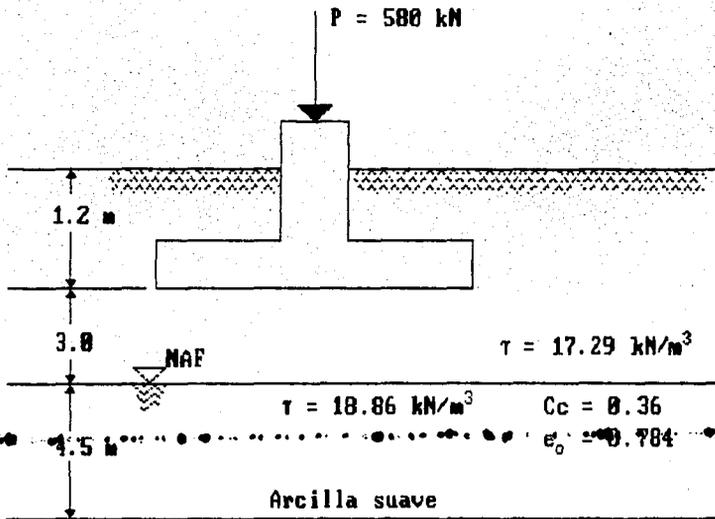
$$P_u = 815127.868 \text{ p}$$

$$s = 14814.815 \text{ psf}$$

como se puede ver aquí, el esfuerzo inducido por la carga de 400 kips sobre el suelo mediante una zapata de esas dimensiones es menor a la capacidad de carga admisible, por lo que es aceptable la carga y las dimensiones de la zapata. Dado que el esfuerzo inducido es aproximadamente la mitad que la capacidad de carga admisible, es recomendable reducir las dimensiones de la zapata para hacer más eficiente la zapata.

Ejemplo 4. Consolidación

Calcular el asentamiento bajo una zapata cuadrada apoyada en un estrato de arena y sobre uno de arcilla suave normalmente consolidado. Considerar 3 casos: $B = 2.4 \text{ m}$, $B = 4.8 \text{ m}$ y $B = 7.2 \text{ m}$.



1er. paso: En este ejemplo se están proporcionando todos los datos necesarios para el cálculo del asentamiento, no así del tiempo de consolidación. Normalmente se deben tener los resultados del ensaye de consolidación unidimensional y de ellos obtener los datos para el programa. Es necesario, sin embargo, hacer algunos cálculos previos al uso del programa. Siendo un estrato normalmente consolidado hay que obtener el esfuerzo efectivo sobre él:

$$p_0 = 4.2(17.29) + 2.25(18.86 - 9.807)$$
$$p_0 = 93 \text{ kPa}$$

FALLA DE ORIGEN

El primer término es la carga que por peso propio induce el estrato superficial, mientras que el segundo es el peso propio de la mitad del estrato de arcilla.

2o paso: Ahora hay que calcular el incremento de carga para cada dimensión de la zapata:

$$q_1 = 580 / (2.4^2) = 100.69 \text{ kPa}$$

$$q_1 = 580 / (4.8^2) = 25.17 \text{ kPa}$$

$$q_1 = 580 / (7.2^2) = 11.19 \text{ kPa}$$

Esta carga es bajo la superficie del terreno, por lo que hay que calcular su valor en la superficie del estrato de arcilla, se usará el programa de distribución de esfuerzos, del cual se obtienen los siguientes valores:

$$dp = 17.269 \text{ kPa}$$

$$dp = 11.639 \text{ kPa}$$

$$dp = 7.486 \text{ kPa}$$

3er. paso Ahora se corre el programa de análisis de consolidación. Para llamarlo se siguen estos pasos:

- Introducir el disco del programa.
- Teclar TESIS1 [ENTER]

Con ellos ahora el programa empezará a pedir datos. El primero de ellos es el tipo de suelo se trata, sea virgen, normalmente consolidado o preconsolidado. El tratamiento que se da a cada uno de ellos es diferente, pues se comportan de diversa manera. La consolidación de un suelo en estado virgen se puede calcular relacionándola con la pendiente de la curva e / \log

p, por ello se piden los coeficientes a_v y m_v . Un suelo normalmente consolidado no puede relacionarse con la deformación de esta manera, pues hay que tomar en cuenta la carga que ya ha soportado, por lo que es necesario conocer ésta, además del índice de compresibilidad C_c y la relación inicial de vacíos e_0 . En el caso de suelos preconsolidados hay que determinar la carga de preconsolidación y mediante ella y la carga efectiva sobre el suelo determinar los dos tramos de la curva que presentarán asentamientos, necesitándose además los índices de compresibilidad del tramo de recompresión C_r y del virgen C_c .

En el ejemplo se menciona que se trata de un suelo normalmente consolidado, por lo que elegimos esta

opción del programa.

4o. paso Los siguientes datos a introducir son el índice de compresibilidad y la relación de vacíos inicial. Para suelos vírgenes en este paso se requerirán m_v y a_v .

5o. paso Ahora el programa cuestiona el número de puntos a estudiar. Como se piden 3 diferentes opciones en cuanto a carga aplicado introducimos 3. Enseguida hay que proporcionar el espesor del estrato en estudio, el incremento de carga y la carga efectiva sobre el estrato para cada punto. Para suelos vírgenes no se requiere la carga efectiva sobre el estrato, y en suelos preconsolidados pedirá la carga de preconsolidación y el índice de compresibilidad del tramo de preconsolidación. Después de introducir estos datos para cada estrato el programa pregunta se quiere calcular el tiempo de consolidación. Si la respuesta es afirmativa, hay que proporcionar al programa el grado de consolidación requerido $U\%$ y el coeficiente de compresibilidad C_v . En este ejemplo se

desconocen los datos, por lo que se dará respuesta negativa.

5o. paso Ahora el programa calcula los asentamientos y el tiempo, en su caso y lo presenta. En la parte superior están los datos introducidos y enseguida la tabla de resultados. Aparecen en ceros las columnas de grado de consolidación U% y tiempo, ya que no se solicitó el cálculo de ellos. Los resultados son:

$$dH = 0.067 \text{ m} = 67 \text{ mm}$$

$$dH = 0.047 \text{ m} = 47 \text{ mm}$$

$$dH = 0.031 \text{ m} = 31 \text{ mm}$$

CAPITULO 6.

CONCLUSIONES.

A lo largo de esta tesis se ha presentado la base teórica fundamental de dos de los problemas más importantes y comunes dentro de la resolución de casos en la Mecánica de Suelos, el cálculo de la Capacidad de Carga y el de Deformaciones, con la finalidad de crear programas de computadora que ayuden a encontrar las soluciones de estos problemas de una mejor manera.

Dada el rápido avance que las ciencias de la computación han tenido a lo largo de los últimos diez años, y la disminución en los precios de los equipos que los han puesto hoy más que nunca al alcance de prácticamente todo profesionalista, es imprescindible que el desarrollo de aplicaciones en todos los campos siga el mismo paso que el avance de los equipos (Hardware) para que éstos puedan realmente ser esa poderosísima herramienta que muchas veces presentan los vendedores de los equipos. El éxito de un sistema de cómputo radica en un alto porcentaje en la potencia del programa; una excelente máquina con un programa pobre no pasa de ser un lujo mal aprovechado.

El hecho de que las computadoras sean ideales en aplicaciones que necesiten de complejos cálculos matemáticos, las hace una herramienta perfecta para la ingeniería, y no se podrá concebir a ésta, en un lapso corto, separada de computadora hasta en los niveles más bajos.

Un programa pequeño como el que ha sido desarrollado en esta tesis es solamente la muestra de lo que puede lograrse

utilizando de una manera inteligente y óptima la computadora. Aunque aquí me he limitado a cubrir las necesidades básicas del problema estudiado, los alcances son inmensos y los horizontes son amplísimos pero al mismo tiempo accesibles. Un sistema completo para el tratamiento de los problemas de Mecánica de Suelos requeriría de un tiempo de desarrollo de varios meses, contando con un equipo de profesionistas altamente calificados para ello y su costo sería sin duda alto, aunque en un lapso no demasiado largo los beneficios superarían con creces a estos costos, sobre todo pensando en que ayudarían a entender y resolver los complejos problemas que se presentan en zonas tan conflictivas como la ciudad de México.

El Ingeniero Civil debe valerse de todas las mejores herramientas a su alcance para la resolución de los problemas a los que se enfrente, y hoy en día no encontrará mejores herramientas que una computadora al alcance de su mano, y la aplicación de su ingenio a explotarla. La computadora nunca sustituirá al Ingeniero, le ayuda a potenciar su capacidad; siempre una excelente computadora y un buen programa de aplicación a la Ingeniería, requerirán de un Ingeniero altamente calificado para manejarlos y hacerlos altamente eficientes en su uso con la aplicación de su ingenio, criterio y talento.

FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFIA.

"Foundation Analysis and Design"

International Student Edition

Joseph E. Bowles

Third Edition

McGraw-Hill International Book Company, 1982

"Mecánica de Suelos"

Tomo I, "Fundamentos de la Mecánica de Suelos"

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez

Tercera Edición

Editorial LIMUSA, 1981

"Mecánica de Suelos"

Tomo II, "Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos"

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez

Tercera Edición

Editorial LIMUSA, 1981

"Ingeniería de Cimentaciones"

Biblioteca LIMUSA para la Industria de la Construcción.

Ralph B. Peck, Walter E. Hanson y Thomas H. Thornburn

Segunda Edición

Editorial Limusa, 1982

"Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, Sujetas a Cargas Estáticas y Sísmicas"

Leonardo Zeevaert W.

Primera Edición

Editorial LIMUSA, 1980

"Foundation Engineering"

G.A. Leonards

McGraw-Hill International Book Company, 1962

"Essentials of Soil Mechanics and Foundations"

David & McCarthy

Reston Publishing Company, Inc., 1977

"Métodos para la solución de problemas con computadora digital"

José A. Torres Fentanes y Verónica Czitrom de Gerez

Primera Edición

Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., 1980

"Ingeniería de Software"

Richard Fairley

Primera Edición

McGraw-Hill International Book Company, 1987

"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"

Departamento del Distrito Federal

Librería Teocalli, 1989

"Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones
del Departamento del Distrito Federal"

Departamento del Distrito Federal

Colegio de Arquitectos de México, A.C., 1990

Apuntes de los Cursos de Geotecnia II y III

Ing. Carlos García Romero

Universidad Anáhuac, 1984

FALLA DE ORIGEN

PROGRAMAS.

1) Sistema Operativo

MS-DOS

Versión 3.30

Microsoft Corporation, 1987

2) Procesadores de Textos y Dibujos.

Microsoft Window

Versión 1.01

MS-DOS Executive, v. 1.01

Write, v. 1.00

Paint, v. 1.01

Microsoft Corporation, 1985

In*a*Vision

Versión 1.23

Micrografx, Inc., 1986

Paintshow

Versión 1.1

Logitech, Inc., 1988

3) Edición.

Page Maker

Versión 1.0a

Aldus Corporation, 1987

4) Intérprete y Compilador

Turbo Basic

Versión 1.1

Borland International, Inc., 1987