

Universidad Técnica Particular de Loja
 BIBLIOTECA GENERAL

Revisado el VII-11-85

Valor S/ 200⁰⁰

No Clasificación 1985 C298 IC60a

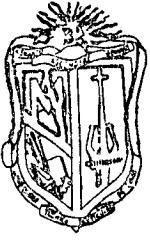


624-409 ✓

sueldos 624
 Asentamientos
 cimentaciones

$$\frac{624.65}{624}$$

307 páginas



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TOMO I

CIMENTACIONES

BOLIVAR CARPIO ESPEJO

**TESIS
INGENIERO CIVIL**

Loja - Ecuador

1985



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

Septiembre, 2017

Sr. Ing.

Luis Castillo


Decano de la Facultad de Ingeniería Civil

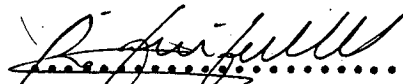
Ciudad.-

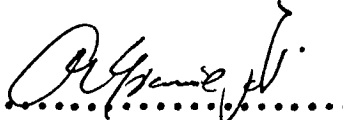
Sr. Ing:

El director y los asesores de la Tesis de Grado del Sr. Bolívar Carpio Espejo, luego de haber revisado todos los capítulos de la misma, autorizamos su presentación ante el Consejo de Facultad.

Loja, Marzo de 1985


.....
Ing. Luis Hernán Eguiguren
DIRECTOR


.....
Ing. Roberto Eguiguren
ASESOR


.....
Ing. Numan Arciniegas
ASESOR

A G R A D E C I M I E N T O

Al terminar el desarrollo de esta Tesis, dejo constancia de mi sincero agradecimiento al Ing. Luis Hernán Eguiguren, - al Ing. Roberto Eguiguren y al Ing. Numan Arciniegas, por su colaboración en la realización del presente trabajo.

Agradezco también a los profesores y autoridades de la Universidad Técnica, por los conocimientos que me han sido impartidos en la Facultad de Ingeniería Civil.

Bolívar Carpio E.

I N D I C E

Contenido

Página

CAPITULO PRIMERO

EXPLORACION DEL SUBSUELO

1.1.	Introducción	1
1.2.	Definiciones	2
1.3.	Propósito de las cimentaciones	2
1.4.	Clasificación de las cimentaciones	3
1.5.	Factores que influyen en el dimensionado de cimentaciones	8
1.6.	Requisitos esenciales de una cimentación	10
1.7.	Finalidad de la exploración del subsuelo	11
1.8.	Influencia de las condiciones del suelo y del tamaño de la obra sobre el programa de exploración	12
1.9.	Reconocimiento	13
1.10.	Separación de las perforaciones exploratorias	14
1.11.	Profundidad de la exploración	15
1.12.	Pozos de exploración	17
1.13.	Sondeos hechos con barrenas	17
1.14.	Sondeos por inyección de agua	18
1.15.	Sondeos rotatorios	18
1.16.	Pruebas de penetración	19
1.17.	Determinación del nivel freático. Pozos de observación (Piezómetros abiertos)	30
1.18.	Exploración geofísica. (Método indirecto)	32
1.19.	Pruebas de laboratorio	39
1.20.	Representación gráfica de los registros de los sondeos	39
1.21.	Cálculos preliminares	42
1.22.	Investigación completa	42

ContenidoPágina

1.23.	Muestreo	43
1.24.	Muestreo profundo	45
1.25.	Pruebas en obra	52
1.26.	Informes de suelos	56

CAPITULO SEGUNDO

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

2.1.	Introducción	58
2.2.	Datos para el cálculo de asentamientos	59
2.3.	Presiones verticales en el suelo situado debajo de las zonas cargadas	59
2.3.1.	Introducción	59
2.3.2.	Esfuerzos provocados en un punto de una masa de suelo por una carga concentrada. Solución de - Boussinesq	61
2.3.3.	Distribución de esfuerzos bajo una superficie - rectangular uniformemente cargada	66
2.3.4.	Distribución de esfuerzos bajo una carga rectangular de longitud infinita	74
2.3.5.	Fórmula de Westergaard	77
2.3.6.	Distribución del esfuerzo bajo el centro de una superficie circular uniformemente cargada	77
2.3.7.	Método de Newmark	80
2.3.8.	Fórmula de Frohlich	85
2.3.9.	Método 2 x 1	86
2.3.10.	Cimentaciones sobre arena	87
2.4.	Asentamiento inmediato	93
2.4.1.	Método aproximado de Steinbrenner	93
2.4.2.	Método de Newmark para el cálculo del asentamiento inmediato de áreas irregulares	99
2.4.3.	Método de Meyerhof para el cálculo del asentamiento inmediato en suelos no cohesivos	101
2.4.4.	Prueba de carga	103

<u>Contenido</u>	<u>Página</u>
2.5. Consolidación primaria	104
2.5.1. Consolidación de los suelos	104
2.5.2. Presión efectiva	109
2.5.3. Analogía hidromecánica del proceso de consolidación	111
2.5.4. Ecuación de la consolidación unidimensional	113
2.5.5. Relaciones U (%) - T aproximadas	118
2.5.6. Otros casos de carga y de drenaje	118
2.5.7. Curva real de consolidación	121
2.5.8. Determinación del 0 % y del 100 % de consolidación primaria	123
2.5.9. Método de Taylor para la determinación de las líneas teóricas de consolidación	124
2.5.10. Presión de preconsolidación	126
2.5.11. Estratos normalmente consolidados y estratos preconsolidados	127
2.5.12. Línea de consolidación en el terreno para arcilla normalmente consolidadas	128
2.5.13. Curva $e - \log p$ real para arcillas preconsolidadas	130
2.5.14. Cálculo del coeficiente de consolidación C_v	131
2.5.15. Cálculo del asentamiento por consolidación primaria en suelos plásticos compresibles	132
2.5.16. Corrección de Skempton	136
2.5.17. Gráfica asentamiento - tiempo	137
2.5.18. Método empírico para el cálculo del asentamiento total primario	137
2.5.19. Carga variable con el tiempo	139
2.5.20. Consolidación de una capa compresible adyacente a otra incompresible	142
2.5.21. Consolidación Secundaria	143
2.5.22. Asentamiento total	145
2.5.23. Características de los asentamientos	146

ContenidoPágina

2.5.24.	Causas que originan asentamientos diferenciales	151
2.5.25.	Asentamientos causados por vibraciones	153
2.5.26.	Asentamientos producidos por el descenso del nivel freático	155
2.5.27.	Asentamientos debidos a las excavaciones	157
2.5.28.	Asentamiento admisible	158

CAPITULO TERCERO

PRESION DE CONTACTO Y TEORIA DE REACCION DE LA SUBRASANTE

3.1.	Introducción	165
3.2.	Factores que determinan la distribución de la presión de contacto	165
3.3.	Distribuciones teóricas de la presión de contacto	166
3.4.	Zapata rígida apoyada en un suelo coherente	168
3.5.	Zapata rígida apoyada en un suelo incoherente	169
3.6.	Zapata rígida apoyada en un suelo con características intermedias	170
3.7.	Cálculo de la presión de contacto máxima de una zapata rígida apoyada en un suelo incoherente	170
3.7.1.	Zapata circular	170
3.7.2.	Zapata cuadrada	172
3.7.3.	Zapata rectangular	174
3.7.4.	Zapata continua	175
3.8.	Cálculo de la presión de contacto máxima de una zapata rígida apoyada en un suelo coherente	176
3.8.1.	Zapata circular	176
3.8.2.	Zapata cuadrada	178
3.8.3.	Zapata rectangular	178
3.8.4.	Zapata continua	178
3.9.	Distribución de presiones de contacto bajo una zapata rígida apoyada en una capa de suelo cohesivo de grande espesor, según la norma DIN 4018	179

<u>Contenido</u>	<u>Página</u>
3.9.1. Zapata circular	179
3.9.2. Zapata rectangular	179
3.9.3. Zapata continua	180
3.10. Teoría de reacción de la subrasante	180
3.10.1. Introducción	180
3.10.2. Reacción de la subrasante sobre zapatas rígidas	182
3.10.3. Reacción de la subrasante sobre cimentaciones - flexibles (Método de Westergaard)	202

CAPITULO CUARTO

CAPACIDAD DE CARGA

4.1. Curva de carga - asentamiento	225
4.2. Formas de falla por capacidad de carga	226
4.3. Esfuerzos combinados	229
4.4. Circunferencia de Mohr	232
4.5. Envolvente de falla de Mohr	234
4.6. Criterio de rotura de Coulomb	235
4.7. Determinación de la resistencia al esfuerzo cor- tante de los suelos en el laboratorio	238
4.7.1. Prueba de corte directo	238
4.7.2. Pruebas triaxiales	242
4.7.3. Prueba de compresión axial no confinada	247
4.7.4. Determinación aproximada de la resistencia al - esfuerzo cortante de los suelos en obra	252
4.8. Teorías de capacidad de carga en cimentaciones- bajo carga vertical - centrada	252
4.8.1. Teoría de Bell (Zapata continua)	253
4.8.2. Teoría de Terzaghi	256
4.8.3. Teoría de Skempton (Suelos puramente cohesivos)	265
4.8.4. Teoría de Meyerhoff	266
4.8.5. Método del D.T.U. (Documento Técnico Unificado)	270
4.8.6. Norma DIN	271
4.9. Presión admisible del suelo	273



Contenido

4.9.1.	Tablas de presiones admisibles	273
4.9.2.	Prueba de carga	278
4.9.3.	Ensayo de penetración estándar (SPT) Determinación de la presión admisible p_a	280
4.9.4.	Procedimiento analítico para determinar la presión admisible y proyectar las cimentaciones	285
4.10.	Factor de seguridad	285
4.11.	Peso unitario del suelo	286
4.12.	Cimentaciones con carga inclinada y/o excéntrica. Teoría de Meyerhof	288
4.12.1.	Efecto de la excentricidad	288
4.12.2.	Efecto de la carga inclinada	288
4.12.3.	Capacidad de carga bajo fuerzas excéntricas e inclinadas	289
4.13.	Cimentación situada sobre un talud	290

CAPITULO V

ANALISIS DE CIMENTACIONES EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

5.1.	Cimentaciones en arcilla o en limo plástico	292
5.1.1.	Características importantes de los depósitos de arcilla	292
5.1.2.	Asentamientos	292
5.1.3.	Evolución de los asentamientos	293
5.2.	Cimentaciones sobre arena o limo no plástico	294
5.2.1.	Características importantes de los depósitos de arena y de limo	294
5.2.2.	Procedimiento de proyecto basado en la gráfica para zapatas sobre arena	
5.3.	Cimentaciones en suelos susceptibles de ocolapso y en suelos expansivos	296
5.3.1.	Consideraciones generales	296
5.3.2.	Proyecto de cimentaciones en suelos colapsables secos	298

ContenidoPágina

5.3.3.	Cimentaciones en suelos expansivos	300
5.3.4.	Mal comportamiento debido a la expansión	300
5.3.5.	Proyecto de cimentaciones en suelos expansivos	301
5.4.	Cimentaciones en suelos heterogeneos	303
5.4.1.	Introducción	303
5.4.2.	Estratos blandos sobre estratos firmes	303
5.4.3.	Estrato compacto firme sobre depósito blando	304
5.4.4.	Mantos duros y blandos alternados	305
5.5.	Cimentaciones sobre roca	305
5.5.1.	Bases para el proyecto	305
	Biografía	306

CAPITULO 1

EXPLORACION DEL SUBSUELO.

1.1. INTRODUCCION

La construcción de cimentaciones es una de las artes más antiguas de la humanidad. Durante muchísimo tiempo, su tecnología se basó en principios empíricos y la transmisión de experiencias en forma de tradición oral, fue el único sistema de que disponía un constructor para adquirir conocimientos. Esta situación perduró hasta finales del siglo XVIII, cuando Coulomb plantea su teoría para calcular la presión de tierras sobre elementos de soporte en 1776.

Luego continuó una lenta evolución basada en el empirismo, aunque crecía la necesidad de utilizar procedimientos más exactos, a medida que los edificios eran cada vez más altos. Los proyectistas no disponían de una verdadera ciencia, que les permitiera realizar análisis del suelo y poder así determinar su capacidad de carga y sus asentamientos.

Con las Teorías de capacidad de carga (1920), el creciente conocimiento de los suelos y el mejoramiento de las técnicas de medición de campo se ha logrado el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucha más avanzada que antes.

Cabe indicar que se puede construir y cimentar con seguridad cualquier tipo de estructura, siempre que no haya limitaciones en el aspecto económico. En general, el ingeniero ha de hacer lo mejor que sea posible con fondos limitados o llegar a una solución que ofrezca seguridad con el mínimo costo. Además, la responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el que la proyecta, ya que el constructor no es responsable del mal criterio que se haya seguido para diseñar el proyecto.

Los fallos de la cimentación se producen, generalmente, por errores de concepción provocados por la ausencia de exploración del suelo. Afortunadamente, el hormigón armado y el acero, poseen cierto grado de plasticidad que permite a los elementos de las estructuras, absorber asentamientos relativos de pequeña magnitud, sin que se produzcan lesiones graves.

1.2. DEFINICIONES

- 1) Estructura.- Desde el punto de vista ingenieril, es un conjunto de uerpos interactuantes transmisores de fuerzas.
- 2) Superestructura.- Es la parte de la estructura que se construye con la finalidad de ser utilizada por el hombre, sin preocuparse de cómo será soportada.
- 3) Infraestructura.- Es la parte de una estructura situada generalmente por debajo de la superficie del terreno y que es necesaria para apoyar — la superestructura en su emplazamiento y transmitir al terreno todas las cargas a que da origen dicha superestructura.
- 4) La palabra cimentación puede significar:
 - El terreno o roca, en sitio, sobre el que se transmiten las cargas, —
 - El conjunto total de las partes estructurales de la infraestructura — por intermedio de las cuales se transmite al terreno o roca que las soporta, las cargas,
 - La combinación de los dos conceptos anteriores.
- 5) Capacidad de carga.- Es el máximo esfuerzo que puede soportar el suelo sin que falle su masa.
- 6) Asentamiento.- Es el hundimiento de una estructura que se produce por la compresión y deformación del suelo situado debajo de la misma. Si el hundimiento no es uniforme, se produce el asentamiento diferencial.

1.3. PROPOSITO DE LAS CIMENTACIONES

Los motivos que inducen al diseño de cimentaciones son:

- 1) Transmitir los esfuerzos que proporciona la superestructura al terreno, distribuyéndolo en forma tal que:
 - No sobrepase la presión admisible del suelo,
 - Los asentamientos diferenciales sean lo más próximos a cero,
 - Los asentamientos totales no exedan de una magnitud pequeña admisible.
- 2) Soportar los esfuerzos cortantes.
- 3) Soportar los esfuerzos de flexión.
- 4) Evitar el utilizar suelos blandos como parte del apoyo del cimiento, — mientras el resto lo hace sobre roca.

- 5) Soportar la agresión de compuestos químicos presentes en el suelo.
- 6) Soportar la presión del agua, cuando ésta exista.

1.4. CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

Considerando el empotramiento en el terreno (h) y el ancho b del cimiento, fig. 1-1, las cimentaciones se clasifican en:

- Superficiales $\frac{h}{b} < 4$
- Semiprofundas $4 \leq \frac{h}{b} < 10$
- Profundas $\frac{h}{b} \geq 10$

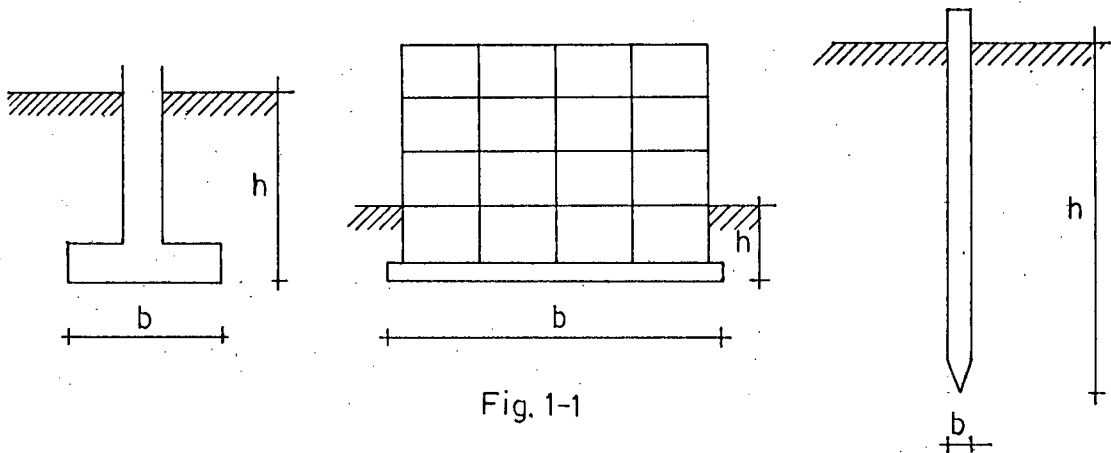


Fig. 1-1

1.4.1. ZAPATAS AISLADAS

Son elementos estructurales que soportan en forma independiente las cargas que transmiten las columnas. Tienen una relación largo-ancho menor o igual a 5 ($\frac{L}{b} \leq 5$). Son el tipo de cimentación más común para edificios, debido a su bajo costo y fácil construcción. Su uso es aconsejable en las siguientes circunstancias:

- Cuando el suelo tiene en su superficie una capacidad de carga adecuada,
- Cuando el suelo es poco compresible,
- Cuando el terreno es suficientemente homogéneo,
- Cuando existe una modulación regular en los ejes.

1.4.2. ZAPATAS CORRIDAS

Son elementos análogos a los anteriores, en los que la longitud supera en mucho al ancho ($\frac{L}{b} > 5$). Soportan la carga de ~~varias~~ columnas alineadas en un mismo eje; generalmente se rigidizan con vigas de cimentación. Se utilizan:

- Cuando el suelo tenga una baja capacidad de carga,
- Cuando se tengan que transmitir grandes cargas,
- Cuando el suelo sea muy compresible,
- Cuando existe una modulación irregular de los ejes,
- Para cimientos de medianería,
- Para soportar elementos estructurales como diafragmas, muros de contención, cerramientos de elevado peso, estribos, pilas.

1.4.3. LOSAS DE CIMENTACION

Soportan la carga de varias columnas no alineadas en un mismo eje o todas las columnas de una estructura. Se utilizan losas de cimentación :

- En terrenos de baja capacidad de carga,
- En terrenos poco homogéneos,
- Bajo estructuras más pesadas y menos deformables,
- Si el área de cimentación mediante zapatas es mayor a $2/3$ del área total de la planta baja de la estructura.
- En suelos de alta compresibilidad,
- Cuando la cimentación deba ir por debajo del nivel freático.

Como principal ventaja se tiene la reducción de los asentamientos diferenciales. Tienen como desventaja, su elevado costo y la retracción de fraguado que se produce en el hormigón masivo.

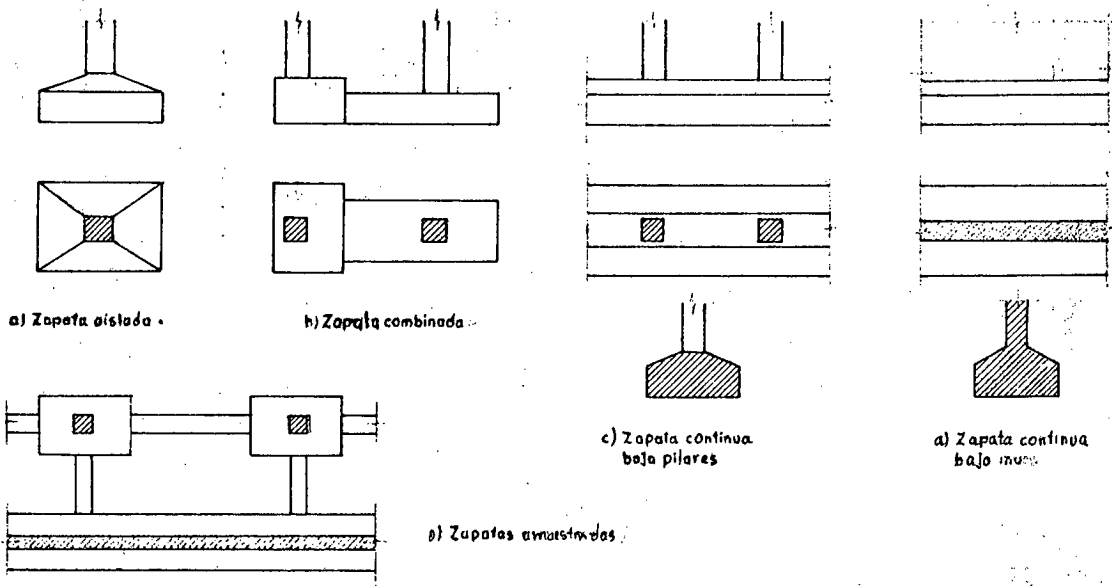
1.4.4. CIMENTACIONES FLOTANTES (COMPENSADAS)

Si la capacidad de carga del suelo es muy pequeña y el valor de las cargas transmitidas es considerable, puede ocurrir que aún una losa de cimentación no alcance a distribuir la carga con una presión no mayor que la admisible. Si se realiza una gran excavación en forma tal que el peso del suelo excavado sea similar al peso del edificio que se va a construir, el incremento de presión producido a la altura de la cota de cimentación, al terminarse la construcción, será casi nulo.

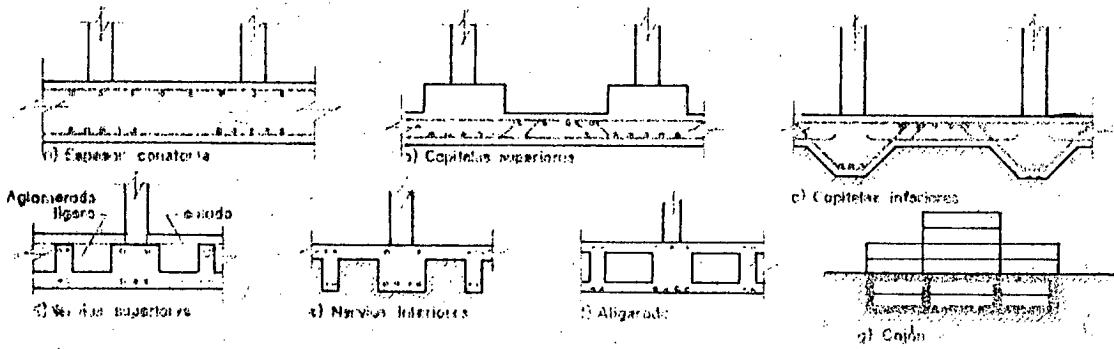
Es decir, este tipo de cimentación consiste en compensar parcial o totalmente la estructura que se va a construir, con el peso del suelo excavado; la parte de carga no compensada se transmite al suelo.

Con este tipo de cimentación se disminuyen los asentamientos totales y los asentamientos diferenciales son prácticamente nulos, pero su costo-

TIPOS DE ZAPATAS



TIPOS DE LOSAS



pilote pila cilindro

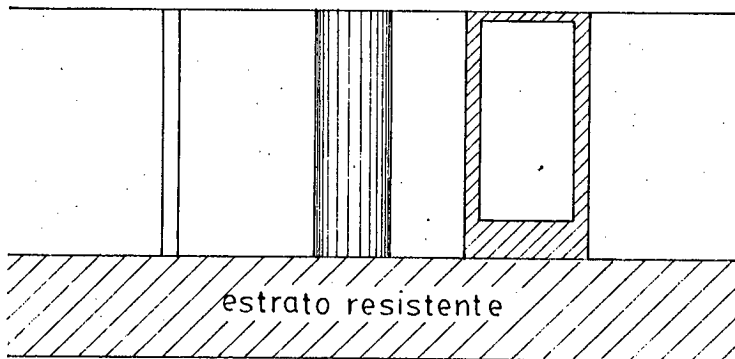
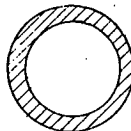


Fig 1-2

es muy elevado y su técnica de construcción es muy compleja.

1.4.5. PILOTES

Son piezas largas, cilíndricas o prismáticas, que penetran a través de un suelo de baja capacidad de carga, con la finalidad de transmitir las cargas a un estrato más resistente. Se utilizan cuando las condiciones del subsuelo no son adecuadas para emplear cimentaciones superficiales.

1.4.6. PILAS

Se diferencian de los pilotes por su diámetro, que es mayor a 75 cm. Para colocar las pilas, se preexcava a mano o con maquinaria especial, pues sus dimensiones prohíben su hincado a golpes.

Su uso es aconsejable bajo las siguientes circunstancias:

- Cuando el lugar donde se va a cimentar no permita que se produzcan vibraciones por efecto del hincado de pilotes,
- Cuando el subsuelo contenga obstáculos que desviarían los pilotes,
- Cuando los estratos superficiales no contribuyan con resistencia a fricción.

1.4.7. CILINDROS

Son secciones circulares de hormigón armado que por su mayor diámetro (superior a 3 m), se construyen huecos.

1.4.8. CAJONES DE CIMENTACION

Es una estructura que se utiliza como protección y ayuda para realizar excavaciones de cimientos, pero que ha de quedar formando parte de la estructura permanentemente. En general, un cajón de cimentación se va hundiendo hasta quedar en su posición, al mismo tiempo que la excavación, realizada dentro o por debajo de él, va progresando. Generalmente, los cajones de cimentación se construyen de acero, hormigón armado o una combinación de ambos. Hay tres tipos:

- a) EL CAJON PILOTE.- Es un tubo de gran diámetro (60 a 350 cm), que se hin

TIPOS DE PILOTES

- | | |
|---|---|
| <p style="font-size: 2em;">}</p> <p style="font-size: 2em;">F O R M A</p> | <ul style="list-style-type: none"> 1- Sección uniforme (resistencia igual, rozamiento distribuido. Fácil junta, y cortes). 2- Base o punta ensanchada (alta resistencia punta; no fricción). 3- Cónicos (para compactar, pero pierden area lateral y area en la punta). 4- Tablestacas (elementos planos que pueden formar muro). |
| <p style="font-size: 2em;">}</p> <p style="font-size: 2em;">T I P O</p> <p style="font-size: 2em;">}</p> <p style="font-size: 2em;">M A T E R I A L</p> | <ul style="list-style-type: none"> 1- Madera 2- Hormigón prefabricado 3- Hormigón moldeado en sitio 4- Acero 5- Compuestos 6- Arena |

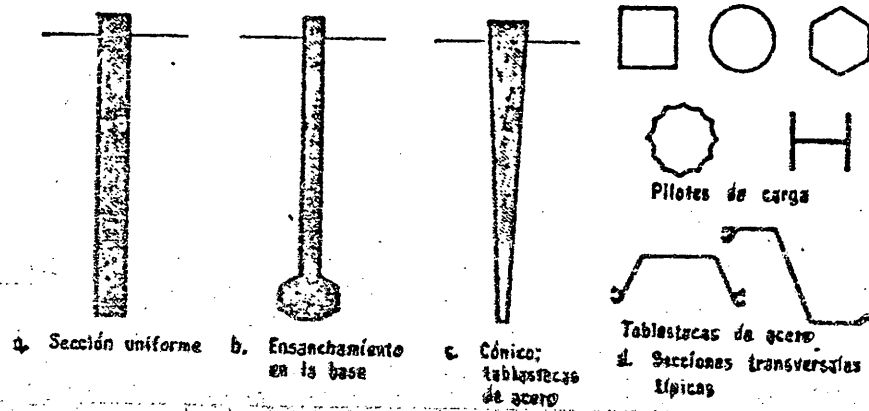


Fig-1-3. Formas básicas de pilotes

ca con los extremos abiertos usando un equipo de hinoa. Se excava el suelo en el interior del tubo y después se rellena de hormigón. Fig. 1-4a .

b) EL CAJON ABIERTO.- Es una estructura celular con los extremos abiertos y con su borde inferior cortante. A medida que se excava el suelo del interior, se fuerza el cajón hacia abajo.

La profundidad a que se puede llegar está condicionada por la fricción en sus paredes, que puede superar los efectos de los pesos que se colocan para hincarlo. Las grandes piedras y otros obstáculos que puedan presentarse debajo del borde inferior cortante, puede limitar la profundidad ya que es difícil remover esos obstáculos.

Su planta puede ser cuadrada, rectangular, circular, o de cualquier forma que mejor se adapte a la situación. Se utilizan frecuentemente para construir pilas de puentes situadas en aguas abiertas. Fig. 1-4b.

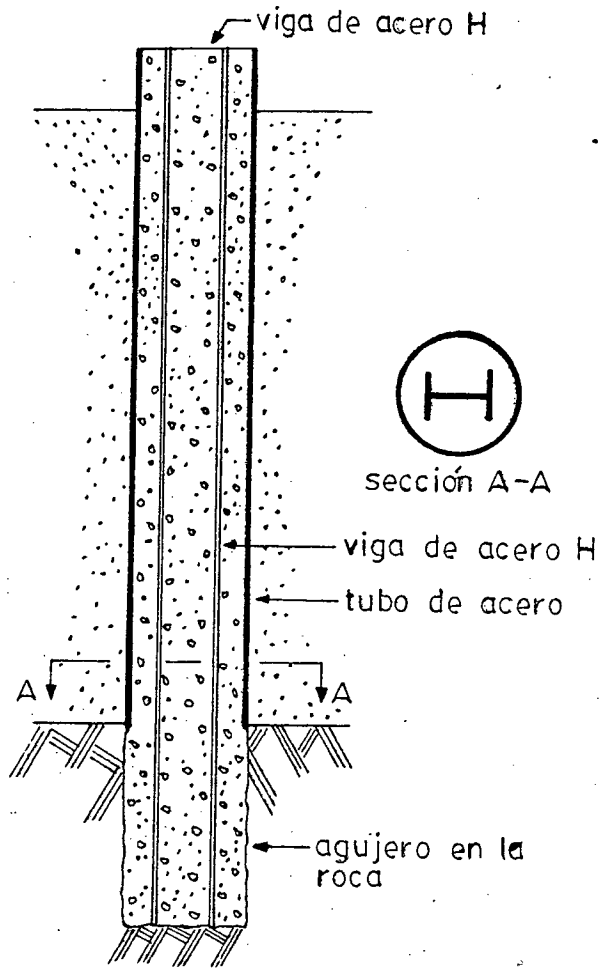
c) CAJON NEUMATICO.- Es como un vaso invertido que se introduce en el agua. Es un cajón abierto por el fondo y con un techo o cubierta hermética a prueba de aire, que se llena con aire comprimido para impedir que el agua y el fango se introduzcan en el cajón, de manera que pueda trabajar el personal. Se utilizan cuando no se pueden alcanzar los estratos resistentes por los métodos del cajón abierto, debido a las condiciones del agua. Su alto costo solo se justifica cuando las cargas que se van a soportar son muy grandes. Fig. 1-4c.

1.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DIMENSIONADO DE CIMENTACIONES

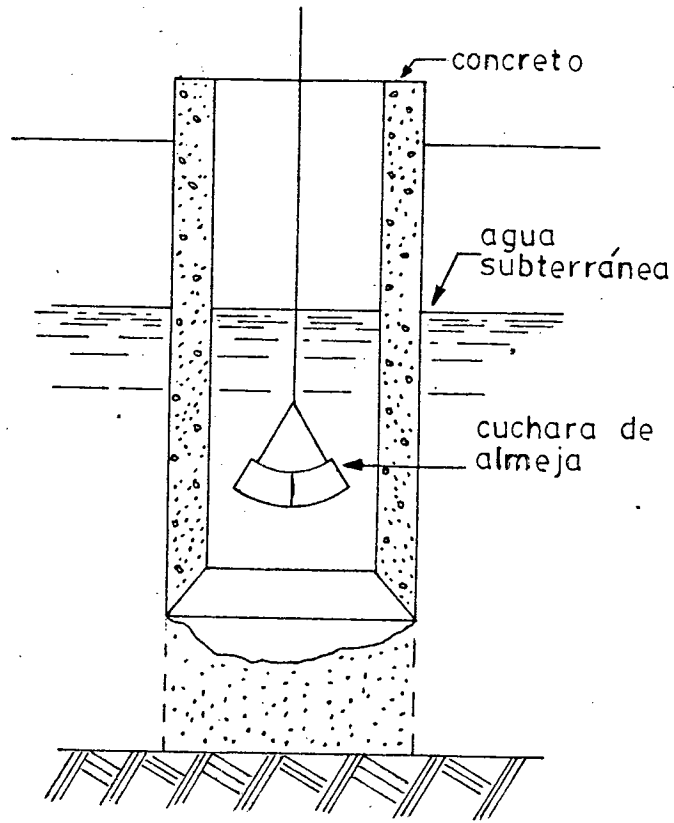
En general, los factores que inciden en la selección de un tipo de cimentación pueden agruparse en tres clases principales:

1.5.1. CONDICIONES QUE IMPONE EL TERRENO

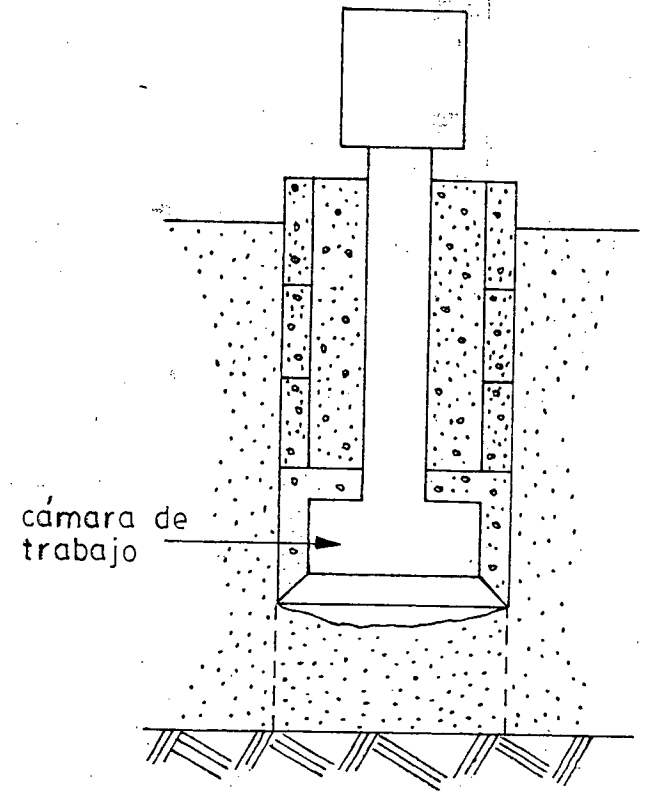
- 1) Profundidad a la que se encuentra el estrato resistente,
- 2) Capacidad de asentamiento del estrato de apoyo,
- 3) Variaciones del nivel freático. El nivel freático varía en función del régimen de lluvias de la región, rotura de canalizaciones, bombeo para el suministro de agua, apertura de zonas verdes. Cuando por alguna de estas razones varía el nivel freático, pueden producirse modificaciones en las características mecánicas de los suelos, lo que perjudica a-



a. Perforación interior



b. Cajón abierto



c. Cajón neumático

Fig. 1-4. Construcción de diferentes tipos de cajones

las estructuras apoyadas sobre ese suelo. Esto se evita ubicando la cota de cimentación en niveles donde se mantengan constantes las propiedades originales del suelo,

- 4) Cota de socavaciones debidas a corrientes subterráneas.

1.5.2. CONDICIONES QUE IMPONE LA SUPERESTRUCTURA

- 1) Valor de las cargas transmitidas. Determinan la superficie de apoyo, a fin de que ésta no solicite el subsuelo bajo presiones mayores que la admisible.
- 2) Capacidad de la estructura para absorber asentamientos diferenciales. El asentamiento diferencial consiste en desplazamientos verticales de diferente magnitud entre dos elementos de la cimentación. Esta capacidad de asentamiento es función de la rigidez de la superestructura.
- 3) Influencia de edificaciones contiguas. Puede determinar no solo el empleo de un tipo específico de cimentación, sino incluso la forma como se va a ejecutar.

1.5.3. CONDICIONES EXTRINSECAS DEL SISTEMA

- 1) Grado sísmico de la región. El tipo de cimentación influye sobre el coeficiente a adoptar para la deducción de las sobrecargas sísmicas actuantes sobre el edificio.
- 2) Factor económico. Para realizar un análisis económico entre dos tipos diferentes de cimentación, es necesario tener presente el siguiente orden:

Nivel de costo	Tipo de cimentación
Bajo	Zapatas aisladas
Bajo a medio	Zapatas corridas
Medio a alto	Losas, Pilotes
Alto a muy alto	Pilas, cilindros,
	Cimentaciones flotantes
	Cajones de cimentación.

1.6. REQUISITOS ESENCIALES DE UNA CIMENTACION

Una buena cimentación debe cumplir tres condiciones:

- 1) La cota de cimentación debe estar a una profundidad adecuada para evitar las variaciones de volumen del suelo o los daños que puedan ocasionar futuras construcciones cercanas. La zona superficial de algunos suelos cambia de volumen de acuerdo con los cambios de estación ; por ejemplo, las arcillas se retraen cuando se secan y se expanden cuando se humedecen. En la mayoría de los casos, el cambio de volumen disminuye conforme aumenta la profundidad. El descalce de las cimentaciones producido por excavaciones profundas, puede ocasionar el asentamiento y hasta la falla de edificaciones que durante años se mantuvieron bien.
- 2) No debe producirse en el suelo presiones mayores que las admisibles , es decir, se debe contar con un coeficiente de seguridad adecuado respecto al hundimiento o rotura del terreno.
- 3) Que el asentamiento diferencial sea lo mas próximo a cero y que el asentamiento total de la estructura no exceda de una magnitud pequeña admisible, de tal forma que no ocasione daños en la estructura.

1.7. FINALIDAD DE LA EXPLORACION DEL SUBSUELO

Las investigaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener un conocimiento razonablemente exacto de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos se denominan exploración del subsuelo.

El estudio de suelos debe determinar no solo las condiciones geológicas de la zona, con los perfiles estratigráficos y las propiedades físico mecánicas del terreno, sino también todos los parámetros necesarios para el proyecto y cálculo de una cimentación, previendo además las posibles variaciones que introducirá la obra en las condiciones del terreno.

Debido a que la exploración solo proporciona información relativa a la secuencia de materiales a lo largo de líneas verticales(perforaciones) y de muestras consideradas representativas, la exploración proporciona información de las características de un suelo ficticio, lo que puede ocasionar interpretaciones erróneas de las condiciones del subsuelo. Las causas de una interpretación errónea son:

- 1) Influencia en los resultados de los ensayos de una excesiva alteración de las muestras,
- 2) Diferencias significativas entre los ensayos y las condiciones del sub

suelo,

3) Un inadecuado contacto entre las organizaciones de proyecto y construcción al no considerar en forma debida las recomendaciones del proyecto en los procedimientos de construcción.

Es obligatorio el estudio del subsuelo en los siguientes casos:

- 1) En estructuras de gran peso:
 - Edificios de tres o más pisos,
 - Rellenos mayores a 5 ml,
 - Luces entre columnas mayores a 6 ml.
- 2) En estructuras que no permiten asentamientos:
 - En estructuras hiperestáticas de gran luz,
 - Cimentaciones para equipos industriales.
- 3) En estructuras críticas:
 - Aquellas que deben seguir prestando servicio en caso de desastre (hospitales),
 - Aquellas cuya falla produciría una catástrofe (teatros, escuelas,...)
- 4) En suelos difíciles:
 - Suelos blandos,
 - Suelos expansivos,
 - Suelos inestables,
 - Cuando los estratos no se encuentran en posición aproximadamente horizontal,
 - Cuando existen antecedentes desfavorables en construcciones próximas,
 - En zonas sin experiencias previas.
- 5) Para cimentaciones bajo el nivel freático.

1.8. INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DEL SUELO Y DEL TAMAÑO DE LA OBRA SOBRE EL PROGRAMA DE EXPLORACION

Los métodos para el estudio del subsuelo deben elegirse, por una parte, de acuerdo con el tipo de perfil del subsuelo. El perfil del subsuelo es una sección vertical a través del terreno, que indica los espesores y el orden de suoción de los estratos. El perfil del subsuelo puede ser:

- Simple, cuando los límites entre estratos son más o menos paralelos,
- Errático, cuando los límites son irregulares.

Si un perfil es errático, la única forma de obtener una información adecuada con respecto a como varían las propiedades del suelo, consiste en la extracción de muestras continuas que abarquen todo el espesor del estrato y en ejecutar ensayos adecuados en el terreno (como el de penetración estándar).

La magnitud y carácter del estudio del subsuelo debe elegirse también considerando la importancia de la obra que se va a construir. Si en la obra se va a hacer un gasto pequeño, no puede justificarse económicamente un estudio del subsuelo extenso. Es preferible aprovechar la información disponible (tablas) y usar un factor de seguridad conservador en el proyecto.

En proyectos de importancia, aún el costo de una investigación completa, es generalmente pequeño comparado con las economías que pueden efectuarse utilizando sus resultados en el proyecto y en la construcción.

PROCEDIMIENTOS PARA LA EXPLORACION DEL SUBSUELO

El programa de exploración del subsuelo debe elaborarse por etapas, conforme se acumula la información, y el programa puede terminarse después de obtener la cantidad adecuada de datos. Un estudio completo del subsuelo comprende tres etapas:

- Reconocimiento,
- Estudio preliminar,
- Investigación completa.

1.9. RECONOCIMIENTO

Consiste en preparar un informe con todos los datos sobre las condiciones del suelo cercano a la obra y sobre el comportamiento de otras estructuras construidas en la vecindad. La inspección del lugar y sus áreas adyacentes ofrecerá una información valiosa. La topografía, la forma del drenaje, la vegetación, revelan la estructura y textura del suelo.

Si existen estructuras importantes cerca del sitio en que se va a construir, será posible obtener información sobre las condiciones del lugar, observando el estado en que se encuentran: agrietamientos en las paredes, señales de filtración de agua por los muros, inclinación de los

muros de contención. Estos problemas pueden indicar condiciones del suelo que será preciso considerar en el diseño.

Con frecuencia se puede obtener información sobre dificultades de construcción que han tenido otros contratistas de la zona. Entre esos datos pueden estar los siguientes: nivel freático elevado, sobre todo en temporadas de lluvia, dificultad de excavación, contracción y agrietamiento de los suelos cuando quedan expuestos después de la excavación, suelos inestables debido a la humedad.

ESTUDIO PRELIMINAR

La finalidad de esta etapa es obtener información acerca de el espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos, la profundidad de la roca y del nivel freático, la resistencia y compresibilidad de los estratos.

1.10. SEPARACION DE LAS PERFORACIONES EXPLORATORIAS

La separación de las perforaciones exploratorias depende no solamente del tipo de subsuelo sino también del tipo de estructura. Normalmente, se hace un tanteo preliminar de la separación; esta separación se reduce si se requieren datos adicionales o se aumenta si el perfil del suelo es simple. En todo caso, en las áreas que estarán sometidas a mayor carga, la separación debe ser menor. A continuación exponemos ciertos criterios que servirán de guía para la determinación de la separación adecuada entre perforaciones exploratorias:

1) El número de perforaciones a realizar puede regirse a la siguiente recomendación dada por el código Brasileño,

Area(m ²)	Número de Sondeos
200	3
400	4
600	5
800	6
1200	7
1600	8
2000	9

Tabla 1-1

mayor que 2000

no estipula

2)

TABLA 1-2.

Autor	Edificios bajos de gran área	Edificios altos 250-1000 m ² /PB	Edificios altos hasta 250 m ² /PB
NAVFAC DM 7	5 perforac. (para suelos blandos, máximo 20 ml)	3 perforac.	2 perforac.
Winterkorn Fang	5 perforac.	5 perforac.	5 perforac.
Bowles	3 - 5 perforac.	3 - 5 perforac.	3 - 5 perforac.
Sowers	30 - 90 ml	15 - 30 ml	15 - 30 ml
Peck	min. 4	mín. 4	mín. 4
Teng	20 - 70 ml min. 3	20 - 50 ml mín. 4	20 - 50 ml mín. 4
Sugeridos	5 perforac. mínimo	3 perforac. mínimo	2 perforac. mínimo

La normalización de la separación tiene la desventaja de que cuando el perfil del subsuelo es simple, la separación normal es demasiado pequeña y cuando el perfil es errático, dicha separación es excesiva.

1.11. PROFUNDIDAD DE LA EXPLORACION

Las exploraciones deberán realizarse hasta una profundidad suficiente que permita obtener la información necesaria para que el proyectista desarrolle la infraestructura satisfactoriamente. No puede expresarse por un número determinado de metros la profundidad que hay que alcanzar; deberá determinarse basándose en consideraciones como las siguientes:

- 1) Un sondeo deberá penetrar hasta una profundidad que sea igual al ancho de la estructura, si es que esta no es mayor a 30 ml,
- 2) Cuando el valor de las cargas a transmitirse al suelo sean grandes, la profundidad de la exploración deberá ser lo suficiente para que llegue hasta los estratos que puedan ser cargados considerablemente como para producir asentamientos de importancia. De manera general se debe proyectar hasta una profundidad tal que los esfuerzos generados en el suelo sean del orden del 10 % del esfuerzo impuesto a nivel de cimentaci-

ón,

- 3) Comprobar que no hay material peligroso por debajo de un estrato firme.

Existen ciertos criterios que tratan de estimar cuantitativamente la profundidad a la que debe alcanzar la exploración, como los siguientes:

1) Ancho del edificio, ml	Profundidad de la exploración, ml				
	Número de pisos				
30	1	2	4	8	16
30	3,5	6,0	10,0	16,0	24,0
60	4,0	6,5	12,5	21,0	33,0
120	4,0	7,0	13,5	25,0	41,0

Tabla 1-3

- 2) La profundidad mínima de la exploración se puede determinar generalmente según la fórmula:

$$z = p \cdot b$$

z = profundidad mínima en ml, medida a partir de la cota de cimentación,

p = presión media del suelo en Kg/cm^2 ,

b = longitud del lado menor de la cimentación, en ml.

- 3) En la Tabla 1-4 se indican otras referencias.

Tabla 1-4

Autor	Edificios bajos de gran área	Edificios altos 250-1000/PB	Edificios altos hasta $250\text{m}^2/\text{PB}$
NAVFAC DM 7	mínimo 10 ml bajo la cota de cimentación		
Winterkorn-Fang		(1,5 a 2,0)B	(1,5 a 2,0)B
Sowers	$3 N^{0.7}$	(3 a 6) $N^{0.7}$	(3 a 6) $N^{0.7}$
Peck	Zapatás: mínimo 2b Losas : mínimo 2B		
Teng	B mínimo	B mínimo	B mínimo
Sugeridos	Zapatás: $H + (2 \text{ a } 5)b$ Losas : (0.5 a 2.0)B		

B = ancho del edificio

b = ancho de la cimentación

N = número de pisos

H = profundidad de la cimentación

NOTA: Los valores se deben incrementar hasta atravesar todo estrato blando o suspenderse si hay 5.0 ml seguidos de material duro o roca.

METODOS DE EXPLORACION

1.12. POZOS DE EXPLORACION

Este sistema permite una mejor inspección y clasificación del material del subsuelo, pues se puede ir observando las variaciones del material y establecer, en mejor forma, los espesores de los diferentes estratos y el nivel freático. También permite obtener muestras inalteradas con un grado mínimo de alteración, tomadas de las paredes o del fondo de la excavación. Sin embargo, no siempre es práctico ni económico realizar el sondeo mediante este sistema. Su profundidad está limitada por la dificultad creciente para avanzar la excavación dentro del pozo, la aparición del nivel freático o el derrumbe de las paredes del pozo en materiales sin cohesión. Son recomendables hasta 5 ml de profundidad. Es útil cuando el terreno presenta buenas condiciones para cimentación y cuando la estructura es de poca importancia.

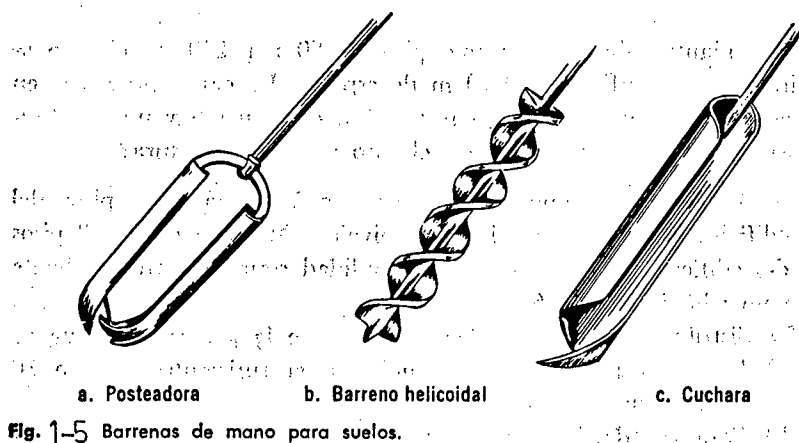
1.13. SONDEOS HECHOS CON BARRENAS

La herramienta más sencilla para hacer un sondeo en el terreno es la barrena. La muestra que se obtiene es completamente alterada, pero es representativa del suelo en lo referente a contenido de humedad.

La barrena de mano más efectiva es la posteadora, que consiste en dos hojas curvas que retienen el suelo que cortan, a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el mango adaptado al extremo superior de la tubería de perforación; las hay de tamaños desde 5 hasta 15 cm de diámetro. Tienen la ventaja de que el agujero está seco hasta que se llega al nivel freático, lo cual permite un rápido y fácil reconocimiento visual de los cambios en la composición del suelo. Es difícil usarlas en arcillas blandas y gravas gruesas e imposible en la mayoría

de los suelos por debajo del nivel freático.

Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando a un estrato firme sigue uno blando, ya que es frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aún la misma presencia del estrato blando.



1.14. SONDEOS POR INYECCION DE AGUA

Constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo. Las muestras obtenidas son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como representativas para realizar una prueba de laboratorio.

Se comienza la operación hincando un tramo de ademe (tubo para evitar el derrumbamiento), con diámetro de 5 a 10 cm, a una profundidad de 1.5 a 3.0 ml. Luego se limpia el ademe utilizando una broca de trépano sujeta al extremo inferior de un tubo de lavado, la cual sale a elevada velocidad por el pequeño agujero de la broca. Luego el agua sube arrastrando fragmento de suelo, a través del espacio anular entre el ademe y el tubo de lavado. Una vez fuera es recogido en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento.

Este procedimiento permite perforar en todos los suelos, menos en los estratos más resistentes. Como el equipo es sencillo y ligero, puede usarse en sitios relativamente inaccesibles. Fig. 1-6.

1.15. SONDEOS ROTATORIOS

Cuando al sondear un suelo se encuentra un material tan duro que la resistencia a penetración excede de 100 golpes en la prueba SPT, es difícil o imposible continuar la perforación con el equipo de sondeo de

suelos. A esta resistencia se le llama rechazo y es indicación de suelo muy compacto, boleó o roca. En estos casos se utiliza el sondeo rotatorio.

En este método, una broca que gira rápidamente, corta o muele el material en el fondo del sondeo hasta reducirlo a pequeñas partículas. Las partículas las saca el agua en circulación o el líquido de perforación que se use, de una manera semejante a la de los sondeos por inyección de agua.

Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo con el tipo de roca a atacar. En todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie. También es necesario ejercer presión vertical sobre la broca, a fin de facilitar su penetración. Si el operador de la máquina carece de experiencia para balancear los tres factores: velocidad de rotación, presión adecuada del agua, y la presión ejercida sobre la broca, que dependerán del tipo de roca que se esté perforando, seguramente se presentarán problemas que podrían ocasionar el fracaso del sondeo.

El equipo de perforación rotatorio trabaja usualmente en cuatro diámetros y en la Tabla 1-5 aparecen sus dimensiones usuales y sus nombres típicos. Fig. 1-7.

Tabla 1-5

Broca	ϕ ext. del ademe (mm)	ϕ ext. de la broca (mm)	ϕ int. de la broca (mm)
Ex	46	37,5	20,5
Ax	57	47,5	20,5
Bx	73	51,5	42
Nx	89	75,5	55

1.16. PRUEBAS DE PENETRACION. (METODO SEMIDIRECTO)

Se han ideado varios métodos para investigar la consistencia (se refiere al grado de adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper el suelo)

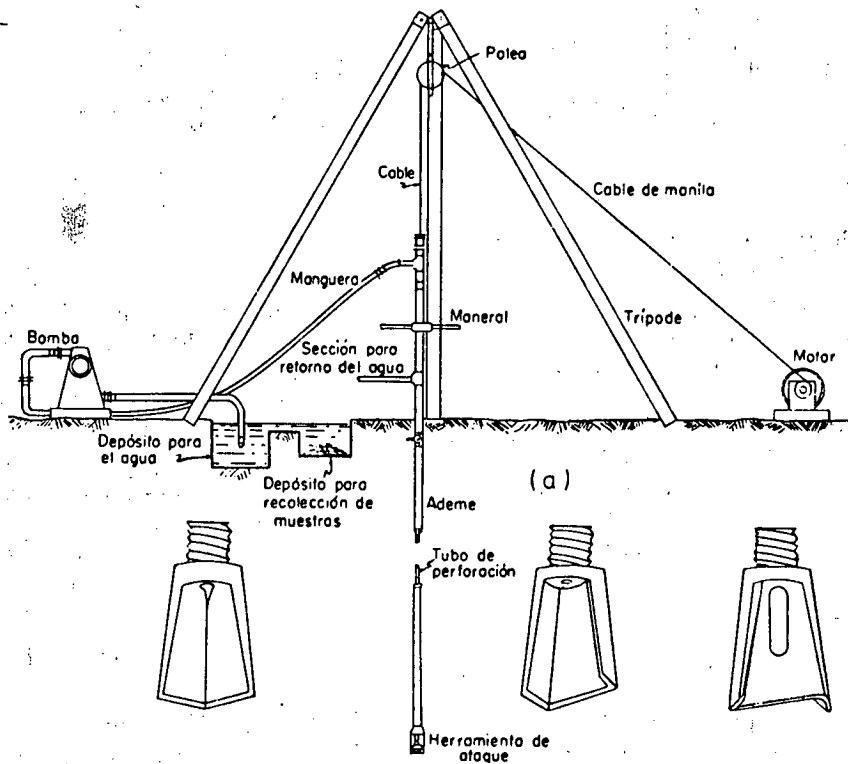


Figura 1-6 Dispositivo para el sondeo por lavado.

- a) Conjunto.
b) Barrenos de perforación.

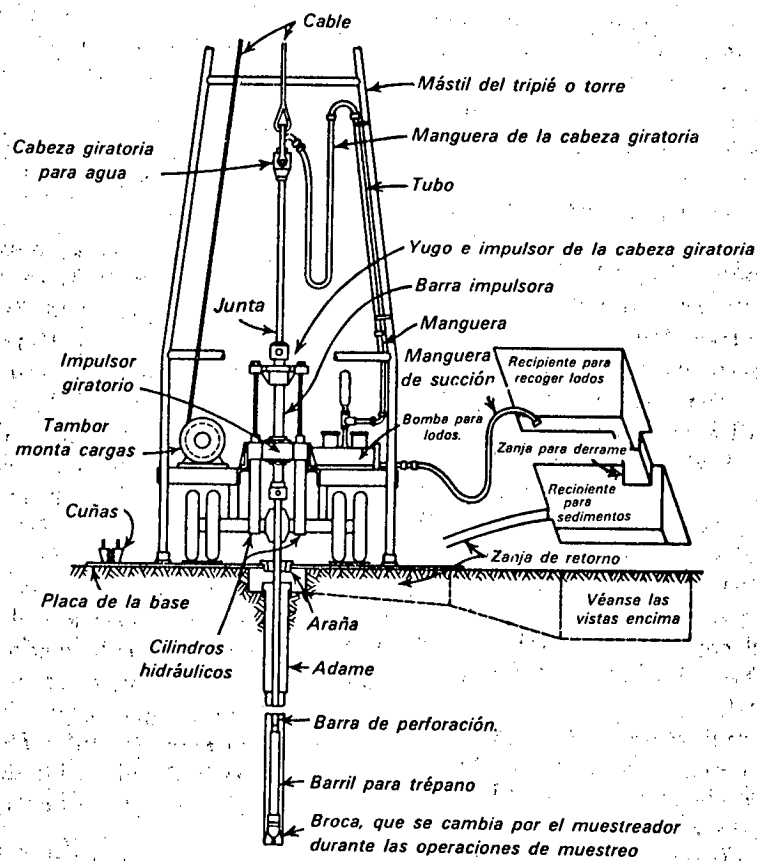


Fig. 1-7 Perforadora rotatoria (según Hvorslev, 1948).

de los depósitos cohesivos o la compacidad relativa de los granulares, — sin necesidad de hacer sondeos o de extraer muestras. La mayoría de estos procedimientos se basa en la medida de la resistencia que ofrece el suelo al avance de un aparato llamado penetrómetro.

La mayoría de los penetrómetros modernos consisten en una punta cónica unida a una barra de pequeño diámetro que sirve para hincarla. La penetración del cono fuerza al suelo hacia los lados, produciendo una — compleja falla por esfuerzo cortante, que se parece a la penetración de la punta de un pilote de cimentación.

Si se empuja el penetrómetro uniformemente en el suelo, el procedimiento se llama prueba de penetración estática. Si se encaja a golpes — se le llama prueba de penetración dinámica.

Como regla general, son preferibles las pruebas estáticas en los depósitos cohesivos blandos y las dinámicas en los muy duros. Se ha visto que las dos pruebas, la estática y la dinámica, son útiles en los depósitos sin cohesión.

1.16.1. PENETROMETRO ESTÁTICO

Son aparatos que permiten introducir a velocidad lenta y constante — (10 a 60 cm por minuto) el varillaje gracias al esfuerzo de un gato hidráulico. Están concebidos para medir separadamente la reacción de las — capas atravesadas sobre la punta y el rozamiento lateral sobre los tubos exteriores que rodean el varillaje central.

La razón entre el rozamiento lateral y la resistencia en el cono es más alta en los suelos coherentes que en los no coherentes. Esta razón — se puede usar para estimar el tipo de suelo.

El cono holandés se usa extensamente, en especial en Holanda y Bélgica, para estimar la longitud y la capacidad de carga de pilotes hincados a través de suelos compresibles que penetran en la arena. El cono — tiene un ángulo en la punta, de 60 grados, un diámetro de 3,6 cm y un área en proyección de 10 cm². Hay en uso diferentes formas que se diferencian en el ángulo del cono y en el diámetro.

1.16.2. PENETROMETRO DINÁMICO

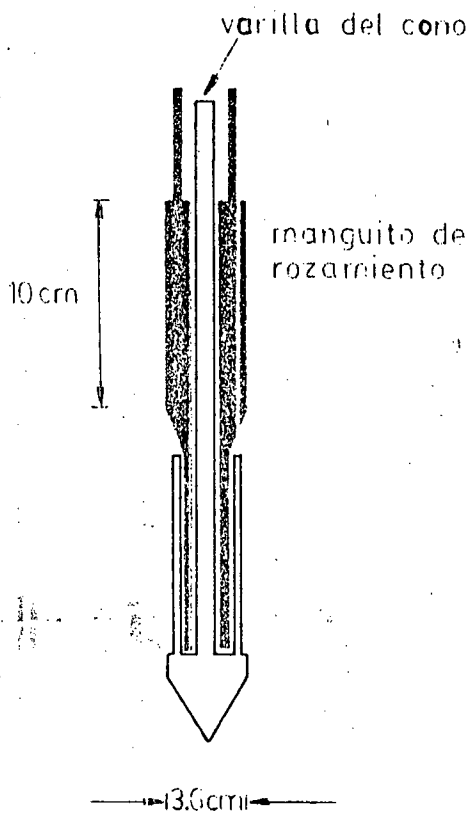
Las barras tienen, generalmente, extremos en forma cónica de 45 o —

60 grados. Estas barras son hincadas en el subsuelo por medio de golpes, para una determinada longitud, haciendo caer libremente un martinete de peso conocido, desde una misma altura y registrando los golpes que sean necesarios aplicar para introducir, cada vez, la barra del penetrómetro una determinada longitud. Existen varios tipos de penetrómetros dinámicos:

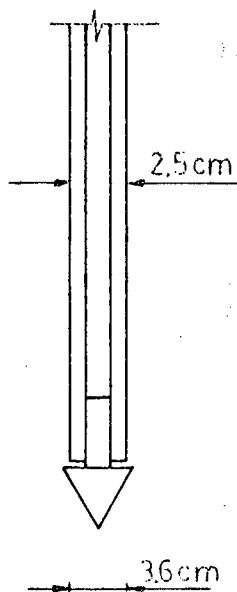
- a) ESTANDAR.- Consiste en una punta cónica de 3,6 cm de diámetro que se coloca en una barra para sondeo de 2,5 cm de diámetro exterior, la cual se hince con un martinete de 63,5 Kg. cayendo de 76 cm de altura, lo que equivale a una energía de hincea de 475 Joules. El número de golpes que se necesita para hincar el cono 30 cm, es comparable a la resistencia estándar de penetración N. Fig. 1-8b.
- b) CONO PORTATIL.- Se emplea un martinete de 7 Kg. que cae de 50 cm de altura. El número de golpes que se requieren para hincar el tomamuestra de 3,8 cm de diámetro, es aproximadamente la resistencia estándar de penetración, N. Fig. 1-8c.
- c) TIPO DIN 4094.- Existe un modelo ligero y otro pesado, Tabla 1-5. El penetrómetro ligero puede emplearse en suelos no muy compactos hasta profundidades de unos 8 ml. Para profundidades mayores y suelos más rígidos es necesario recurrir al penetrómetro pesado. La punta del penetrómetro ligero tiene una superficie de 5 o 10 cm² y la del pesado es de 15 cm², con una abertura de cono de 90 grados.
- La penetración se realiza con 15 a 30 golpes/min, sin pausas intermedias. Pueden contarse los golpes por cada 10 cm de penetración o la penetración para un determinado número de golpes. Fig. 1-8d.

Tabla 1-6. Penetrómetros tipo DIN 4094.

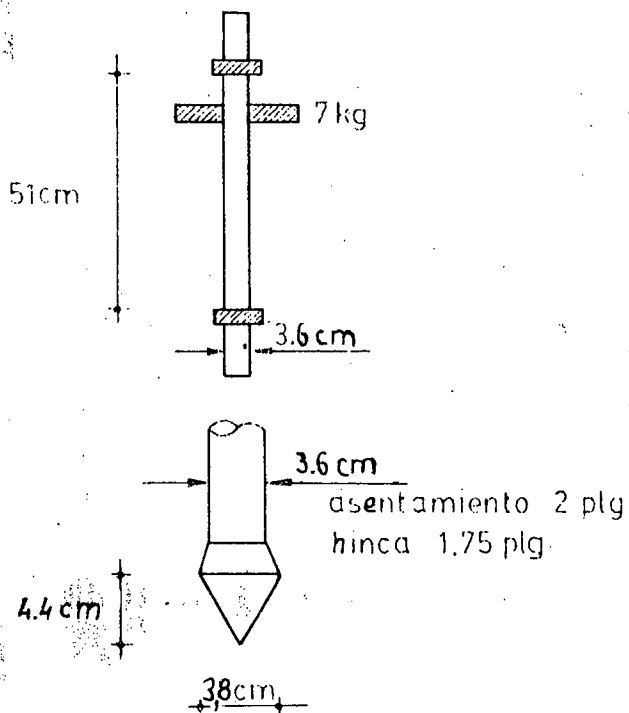
Penetrómetro	Peso del martinete	Altura de caída	Varillaje	Longitud de varilla
Ligero	10 Kg.	50 cm	tubo 22 x 4,5	1,0 m
Pesado	50 Kg.	50 cm	varilla de sondeo B 32	1 o 2 m



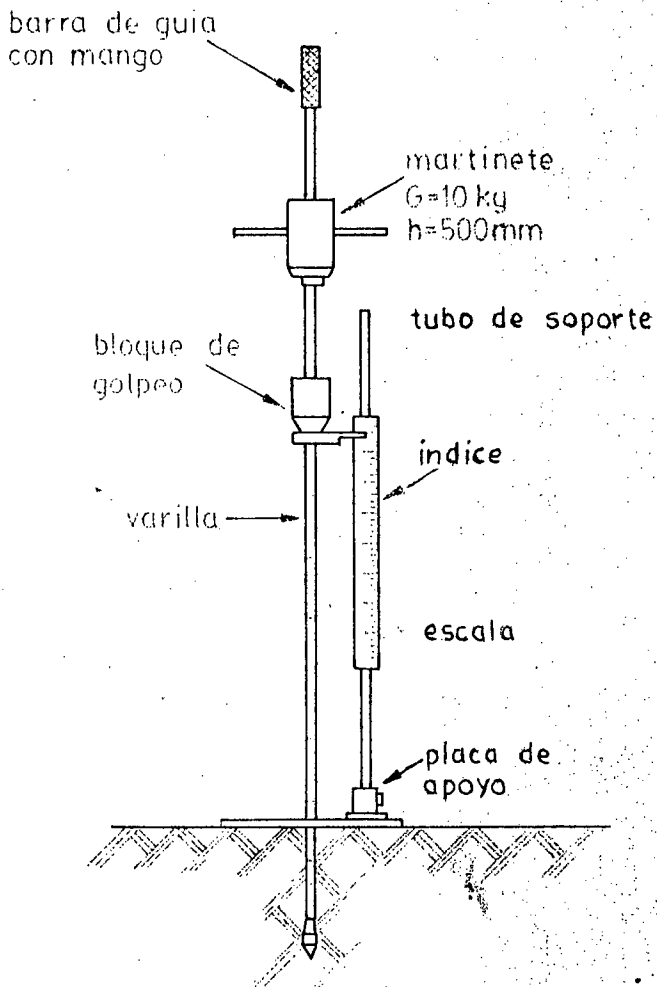
a. Cono holandés



b. Estándar



c. Cono portátil



d. Penetrómetro ligero según la norma
DIN 4094

Fig. 1-8

1.16.2.1. VENTAJAS Y LIMITACIONES DE LOS PENETROMETROS DINAMICOS

El equipo utilizado es generalmente ligero o de fácil manejo y transporte, por lo que es apropiado para determinadas regiones de países con redes rudimentarias de carreteras. Además, estos ensayos no necesitan de abastecimiento de agua, por lo que son útiles en regiones áridas, pero los resultados obtenidos pueden ser falseados por diversos factores:

- 1) El suelo puede refluir alrededor de la punta y decomprimirse debajo de ella,
- 2) La rapidez del hincado hace que en suelos sumergidos y de escasa permeabilidad, una parte notable de la energía de hincado se transmita al agua.
- 3) Una proporción variable y desconocida de rozamiento lateral se añade a la de punta y es prácticamente imposible medir separadamente durante el ensayo al esfuerzo en punta y el rozamiento lateral.

Cualquiera que sea el tipo de aparato utilizado tendrá que tenerse en cuenta que el penetrómetro dinámico en medios coherentes, no puede dar sino indicaciones cualitativas sobre la sucesión de las capas.

PRUEBAS CON PENETROMETRO

Penetrómetro	Tipo de suelo		Propiedades que pueden determinarse	Limitaciones
	Recomendable	Recomendable		
Estático (cono holandés CPT)	arena		Compacidad + Estratigrafía ++ Resistencia al corte ++	Sensible al cambio de técnica de operación
Dinámico (estándar) SPT	arena	arcilla blanda	Variación de N Densidad relativa ++ Estratigrafía + Resistencia al corte ++	El número de golpes varía con la operación y el equipo.

+ Directamente

++ Por correlación

Tabla 1-7



1.16.2.2 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR (S.P.T.)

Es el método más ampliamente usado para obtener datos con respecto a la profundidad, espesor y composición de los estratos de suelo y una información aproximada de la resistencia de los suelos. El método es económico, rápido y aplicable a la mayoría de los suelos (excepto grava gruesa) y hasta a las rocas blandas.

Consiste en dos etapas: perforar para abrir un agujero en el suelo y tomar muestras en seco para obtener una muestra intacta que sea apropiada para la inspección visual y los ensayos de humedad, clasificación y hasta de compresión sin confinar.

La perforación se hace con barrena, inyección de agua o sondeo rotatorio. En los suelos firme el agujero se mantiene abierto por la acción de arco del suelo; en las arcillas blandas y las arenas debajo del nivel freático, el agujero se mantiene abierto hincando un tubo de acero o preferiblemente rellenando el hueco con un fluido viscoso que se llama lodo de perforación (arcilla bentonítica y agua).

El muestreador, llamado también sacamuestras partido, es un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El extremo inferior está unido a un anillo cortante y el superior a una válvula y pieza de conexión a la barra de sondeo. Los tamaños normales son de 3,5 a 3,7 cm de diámetro interior y 5,0 cm de diámetro exterior, pero también se usan ocasionalmente, muestreadores de 5,0 cm de diámetro interior por 6,3 cm de diámetro exterior y de 6,3 por 7,6 cm. Fig. 1-9.

Se hace el agujero como se ha descrito previamente, hasta que se observe un cambio en el suelo. Se sacan las herramientas de perforar y se introduce el sacamuestras hasta el fondo del agujero uniéndolo a las barras para el sondeo.

Con el sacamuestras descansando en el fondo del hueco, se hinca el sacamuestras, haciendo caer el martinete de 63,5 Kg desde una altura libre de 76 cm (30"), hasta que el sacamuestras haya penetrado 45 cm (18"), o se hayan aplicado 100 golpes de martinete.

Se repite esta operación a intervalos no mayores de 1,5 ml cuando el subsuelo es homogéneo y cada vez que haya cambios de estrato. Se registra el número de golpes cada vez que se introducen 15 cm del sacamuestras. Los primeros 15 cm (6") se considera que son para asentar el sacamuestras.

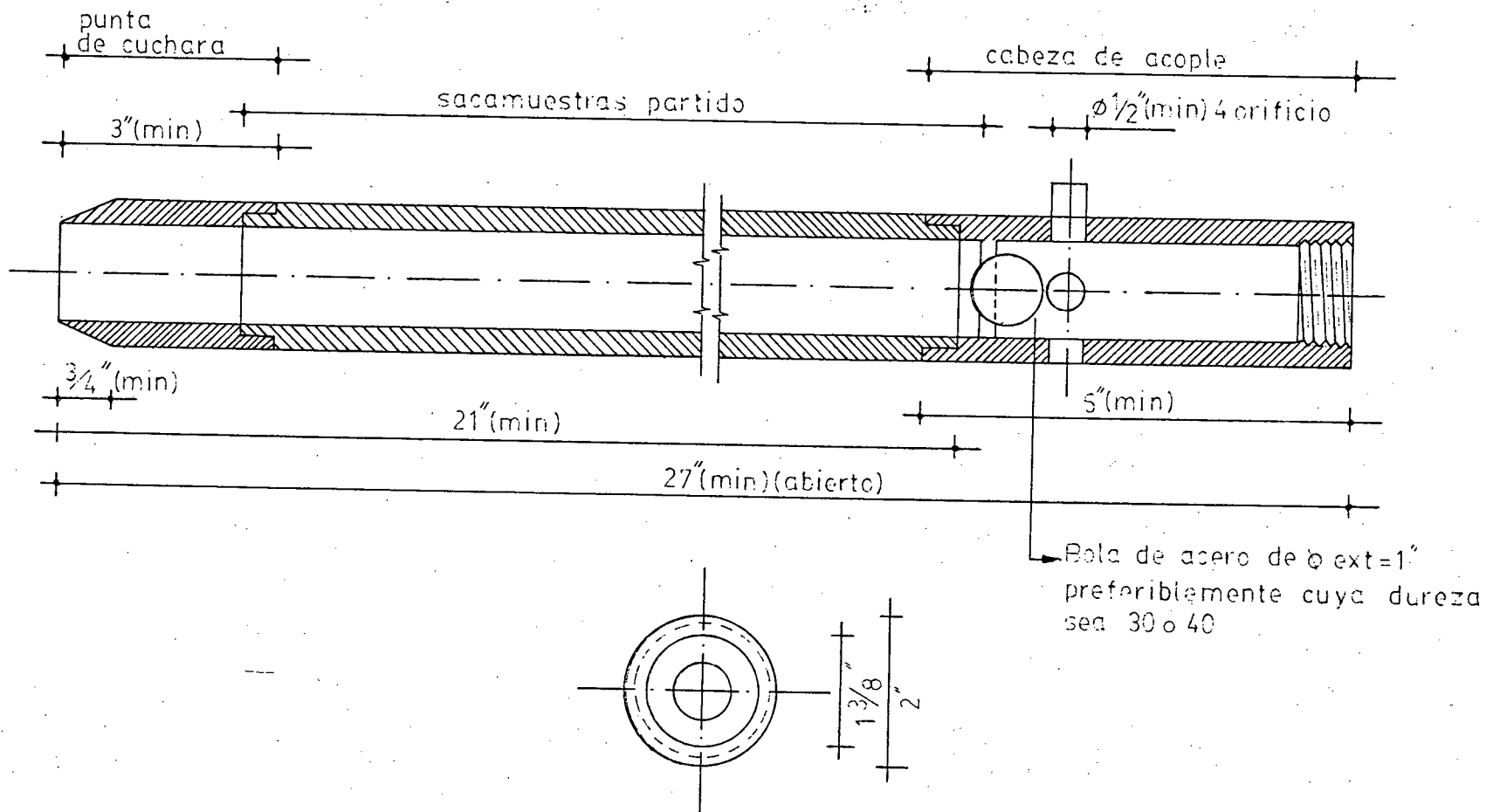


Fig.1-9 Detalle del sacamuestras partido

Una vez asentado el sacamuestras, se hincan nuevamente 15 cm del mismo, anotando el número de golpes de martinete. Luego se introducen otros 15 cm del sacamuestras y se vuelve a anotar el número de golpes. La suma de los golpes dados para introducir el sacamuestras los últimos 30 cm, o sea los golpes correspondientes a la segunda y tercera hinca, se indicará como resistencia N, a la penetración del sacamuestras.

Si el sacamuestras es hincado menos de 15 cm, se tomará como resistencia N, la correspondiente a los últimos 30 cm de penetración del sacamuestras. Si la penetración es menos de 30 cm deberá indicarse en el registro de perforación, el número de golpes de martinete y la fracción de 30 cm que penetró el sacamuestras.

Luego, se saca el muestreador a la superficie y se lo abre. Se describe cuidadosamente las muestras típicas de los suelos extraídos, dando a conocer su composición, estructura, consistencia, color y condición. A continuación se coloca las muestras, sin comprimirlas, en los frascos.

La resistencia a la penetración es una indicación de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los cohesivos, pues es, en efecto, un ensayo dinámico a esfuerzo cortante. Las tablas 1-8 y 1-9, tomadas de Terzaghi y Peck, describen la compacidad y la resistencia, de acuerdo con los resultados de la prueba de penetración estándar. (Medida con muestreador de 3,5 cm de diámetro interior y 5 cm de diámetro exterior, hincado 30 cm con martillo de 64 Kg, cayendo de 76 cm de altura).

Tabla 1-8. COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA
(bastante segura)

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
5 - 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 - 30	Muy firme
31 - 50	Densa
más de 50	Muy densa

Tabla 1-9. CONSISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS (relativamente insegura)	
Número de golpes	Consistencia
0 - 1	Muy blanda
2 - 4	Blanda
5 - 8	Firme
9 - 15	Consistente
16 - 30	Muy consistente
más de 30	Dura

Para pruebas en arcilla, Terzaghi y Peck dan la correlación que se indica en la tabla 1-10 teniendo en cuenta que estos valores pueden tener serias dispersiones con los resultados prácticos.

Tabla 1-10

Consistencia	Número de golpes N	Resistencia a la compresión simple q_u , Kg/cm ²
Muy blanda	menor a 2	menor a 0,25
Blanda	2 - 4	0,25 - 0,50
Media	4 - 8	0,50 - 1,00
Firme	8 - 15	1,00 - 2,00
Muy firme	15 - 30	2,00 - 4,00
Dura	mayor a 30	mayor a 4,00

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ϕ en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm. especificados.

El número de golpes N, necesarios para hincar 30 cm el sacamuestras, puede variar en la arena fina, según la situación del nivel freático. Si llamamos N' al número de golpes registrados en un ensayo realizado por de

bajo del nivel freático, el valor equivalente N, que debe considerarse en el cálculo, está dado por la expresión siguiente:

$$N = 15 + 1/2 (N' - 15) \quad (1-1)$$

Además, en el valor de N de los suelos sin cohesión influye en cierto grado la profundidad a la que se hace la prueba. Debido al mayor confinamiento producido por la presión de sobrecarga, los valores de N al aumentar la profundidad pueden indicar compacidades mayores que las que realmente existen. Si se considera como estándar el valor de N a una profundidad correspondiente a una presión de sobrecarga efectiva de 10 toneladas por metro cuadrado, el factor de corrección Cn que hay que aplicar a los valores de campo de N para otras presiones diferentes está dado a proximadamente por:

$$C_n = 0,77 \log \frac{200}{p} \quad (1-2)$$

donde p es la presión vertical efectiva por sobrecarga en ton/m^2 a la elevación de la prueba de penetración. La ecuación es válida para $p \geq 2,5$.

1.16.2.3. CAUSAS DE ERROR

Es evidente que las relaciones anteriormente señaladas solo son aproximadas. En efecto, pueden influir en los valores de N muchos factores y particularmente los siguientes:

- 1) El estado de la superficie interior y exterior del sacamuestras, que si está oxidado o abollado puede modificar considerablemente el rozamiento en las capas atravesadas,
- 2) El afilado y, en general, el buen estado de los biseles cortantes del sacamuestras,
- 3) La posición del nivel freático respecto del ensayo,
- 4) El tiempo transcurrido entre la perforación del taladro y la ejecución del ensayo de penetración estándar,
- 5) La flexibilidad del varillaje que absorbe una parte de la energía,
- 7) La variación de altura de caída del martinete,
- 8) El empleo de varillaje más pesado que el previsto,
- 9) La caída libre del martinete obstaculizada por cualquier causa,
- 10) Baja calidad técnica del personal de perforación.

1.17. DETERMINACION DEL NIVEL FREATICO

POZOS DE OBSERVACION (PIEZOMETROS ABIERTOS)

En los depósitos de materiales granulares permeables, puede obtenerse alguna indicación de la posición del nivel del agua freática por medidas hechas en los sondeos, dentro de las 24 horas posteriores a su terminación. Sin embargo, en suelos finos, la permeabilidad del terreno puede ser tan baja, que la verdadera posición del nivel del agua freática deba determinarse instalando piezómetros, que solo requieren el paso de cantidades diminutas de agua para su correcta operación.

En los suelos arenosos se puede hacer un pozo con un tubo de plástico de 2,5 cm de diámetro interior o de mayor diámetro. En la parte del extremo inferior del tubo correspondiente a todo el espesor del acuífero se hacen finas ranuras. La parte superior del pozo se sella con concreto para evitar que penetre el agua superficial y se le ajusta un casquete de ventilación. En los suelos de grano fino, el tubo plástico perforado o ranurado se recubre con una malla plástica. El espacio anular entre el suelo y la malla se rellena con arena limpia en todo el espesor del acuífero y hasta el nivel máximo probable del agua subterránea. Fig.

1-10a, 1-10b

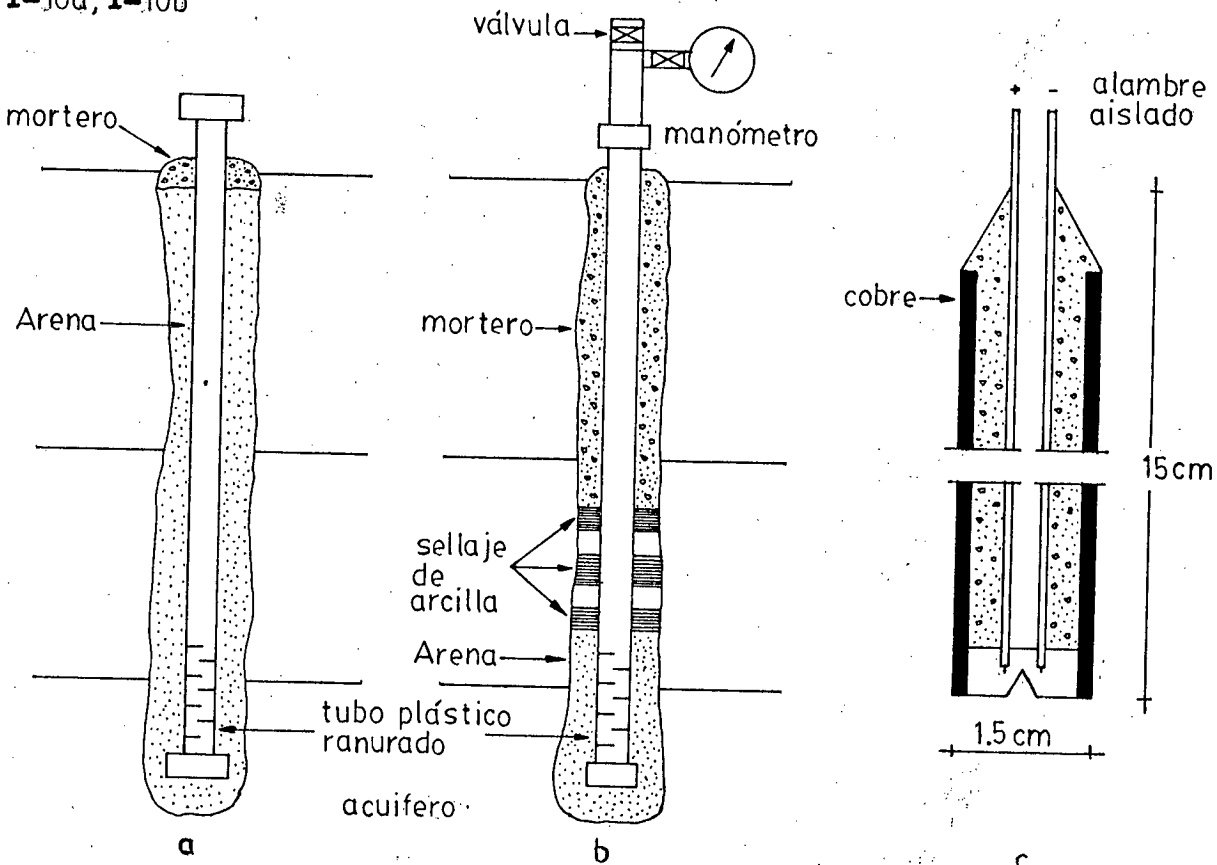


Fig. 1-10 Métodos de observación del agua subterránea

La profundidad del nivel freático se puede determinar haciendo descender una varilla de madera cubierta con una capa de tiza blanca; la tiza que se sumerge, se oscurece. También se puede utilizar una sonda eléctrica que se introducirá al interior del tubo piezométrico y que consiste en dos alambres pelados en sus extremos inferiores y conectados a una fuente de potencia y aun galvanómetro. Cuando los alambres tocan el agua, se cierra el circuito, y la corriente puede ser registrada por el galvanómetro. Fig. 1-10c.

En materiales poco permeables, el tiempo de reacción de un piezómetro abierto ordinario puede resultar excesivo, siendo más conveniente utilizar el piezómetro abierto tipo Casagrande. Fig. 1-11.

El piezómetro Casagrande consiste en un extremo tubular poroso, formado de material cerámico de una longitud variable entre 30 y 60 cm, con un diámetro exterior de 1 1/2" y uno interior de 1", el cual está unido a un tubo de elevación de material plástico con un diámetro exterior de 1/2".

El piezómetro se coloca dentro de una perforación cuya parte inferior se obtiene hincando un ademe de 2" de diámetro y 3 ml de longitud.

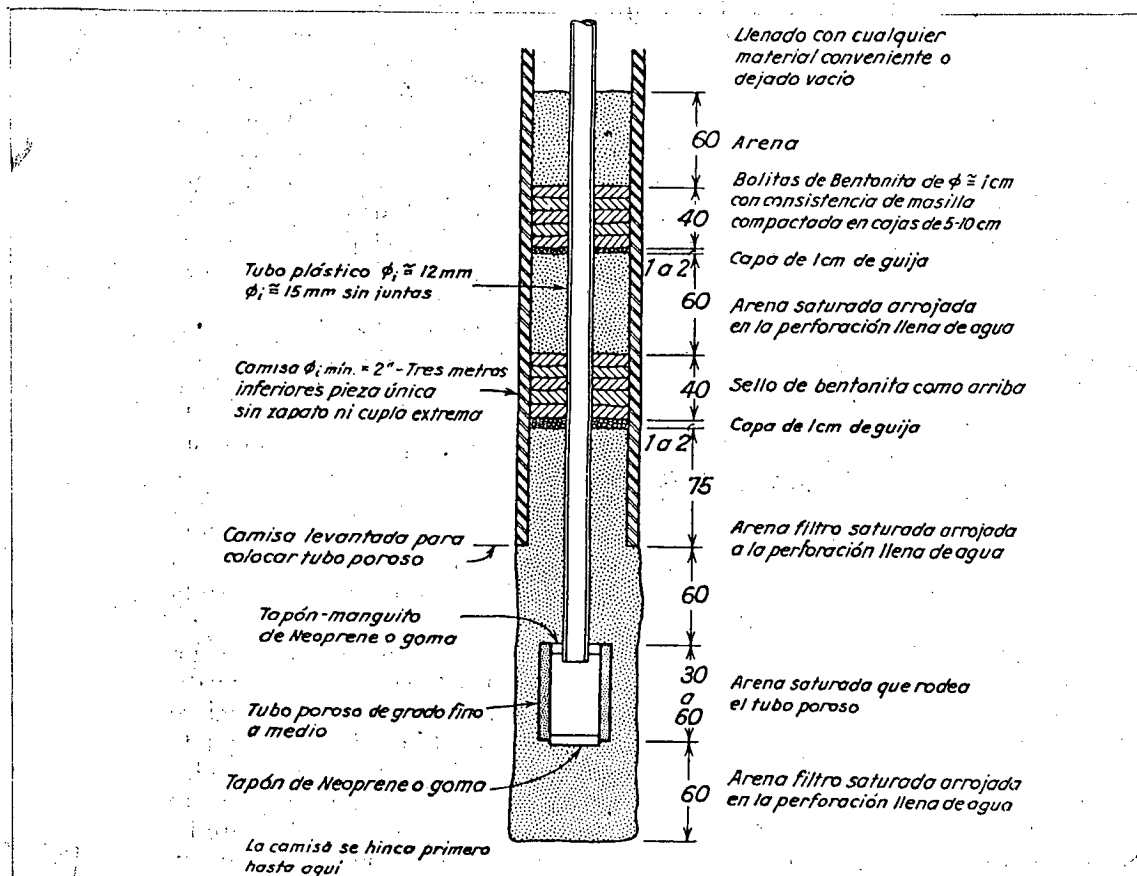


Fig. 1-11. Piezómetro abierto tipo Casagrande (según A. Casagrande, 1949).

1.18. EXPLORACION GEOFISICA. (METODO INDIRECTO)

El objetivo de una exploración geofísica, tal como se aplica a las obras de construcción, es el de detectar y localizar los estratos y rocas del subsuelo, obtener algunas de sus dimensiones, determinar propiedades físicas y conocer otras características, tales como el nivel freático. Las propiedades físicas de los suelos y las rocas que comúnmente se determinan en las exploraciones geofísicas son la densidad, la elasticidad, la susceptibilidad magnética, la conductividad eléctrica y la resistividad.

Este método es apropiado si el subsuelo presenta un marcado contraste entre los diferentes estratos, como por ejemplo, permite determinar fronteras entre arcilla y roca. La limitación propia de los métodos hace indispensable y necesaria siempre una correlación con los resultados obtenidos mediante sondeos directos.

Los métodos geofísicos, se pueden dividir en cuatro clases generales, pero sólo dos de ellos se aplican a proyectos de construcción, y estos son:

- a) Los métodos estáticos, en los que se descubren y miden con exactitud las distorsiones de un campo físico estático, para determinar las características que las producen, tales como los campos naturales producidos por geomagnetismo, gravedad, gradientes térmicos, o por un campo eléctrico aplicado artificialmente y,
- b) Métodos dinámicos, en los que las señales o la energía se envían al interior de la tierra y se observan y miden las señales que regresan. Para la utilización de los datos se necesitan las dimensiones de tiempo y distancia.

Entre las razones a favor de este método, podemos enumerar las siguientes:

- No requiere extracción de muestras,
- Es adecuado para explorar grandes áreas y poca profundidad,
- Es un sistema rápido y económico,
- Los equipos geofísicos se pueden transportar con facilidad,
- No son estorbados por los cantos rodados o gravas gruesas que dificultan los sondeos.

1.18.1. RESISTIVIDAD ELECTRICA

Mediante este método, se mide la resistividad que presenta un suelo o roca al paso de la corriente eléctrica continua o alterna. Cada tipo de suelo ofrecerá una determinada resistividad, la misma que variará de acuerdo a su contenido de sales, humedad y densidad. La resistividad, se mide siguiendo la ley de Ohm. Uno de los aparatos generalmente empleados es el llamado de 4 electrodos o de Wenner, que esquemáticamente se indica en la Fig. 1-12

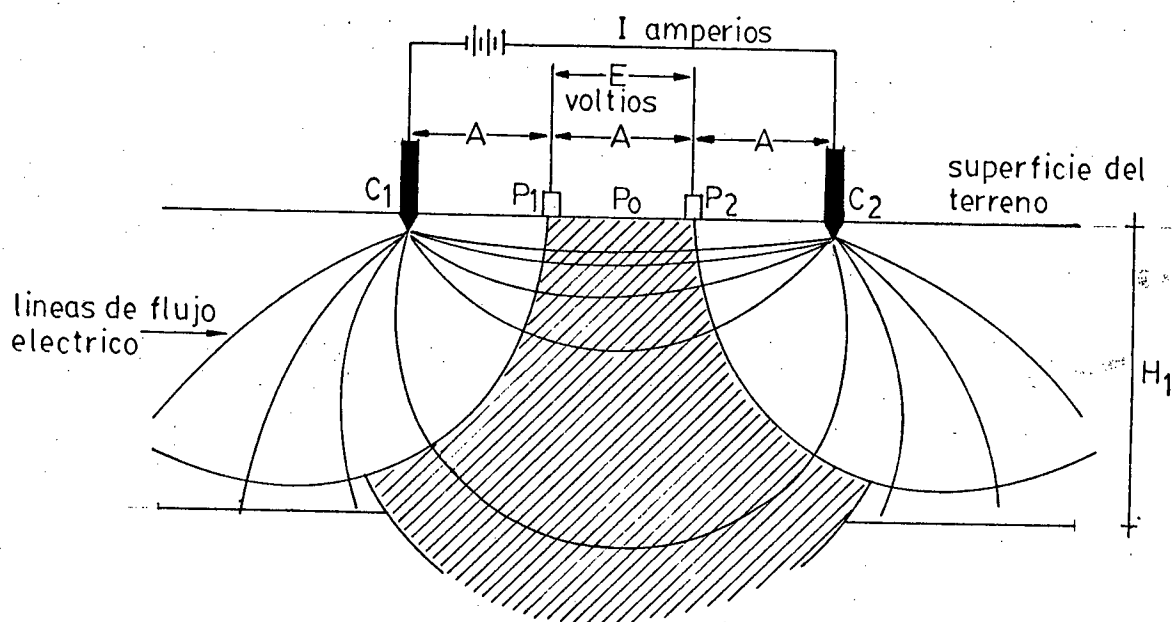


Fig. 1-12

Se hace pasar la corriente eléctrica I , a través del suelo entre los electrodos C_1 y C_2 . Luego se mide la caída de potencial entre los electrodos intermedios P_1 y P_2 , que están en línea entre C_1 y C_2 . La distancia $C_1 C_2$ se divide en tres partes iguales A .

Como la profundidad hasta la cual puede hacerse el estudio, está en función del intervalo A , entre electrodos, se hacen varias investigaciones para diferentes intervalos A .

Mediante este método de los 4 electrodos, el Dr. Wenner estableció que la resistividad ρ , en un medio homogéneo, esta dada por la siguiente relación:

$$\rho = \frac{2 \pi A E}{I} \quad (1-3)$$

donde:

A = distancia entre electrodos, que es constante para cada operación, en cm.

E = caída del potencial entre los electrodos, en voltios.

I = intensidad de la corriente que fluye de las baterías y atraviesa el subsuelo, en amperios.

En una interpretación empírica, se traza la suma de los valores de la resistividad aparente como función del espaciamento, como se indica en la fig. 1-13. La curva resultante consiste en segmentos relativamente rectos, si los estratos son horizontales y de espesor uniforme. Se trazan tangentes a la curva y los espaciamientos correspondientes a la intersección de las tangentes son las profundidades de los límites de los estratos.

Los resultados de una exploración por resistividad eléctrica pueden determinar una frontera bien definida entre un material de baja resistencia eléctrica, como un suelo fino, y un material de resistencia eléctrica elevada, como una roca, sin importar cual esté arriba. Por otro lado, no pueden detectarse los límites que separan un suelo orgánico y una arcilla blanda o aquellos que delimitan una arcilla resistente y una arcilla blanda o el que existe entre una arena suelta y una arenisca de grano grueso.

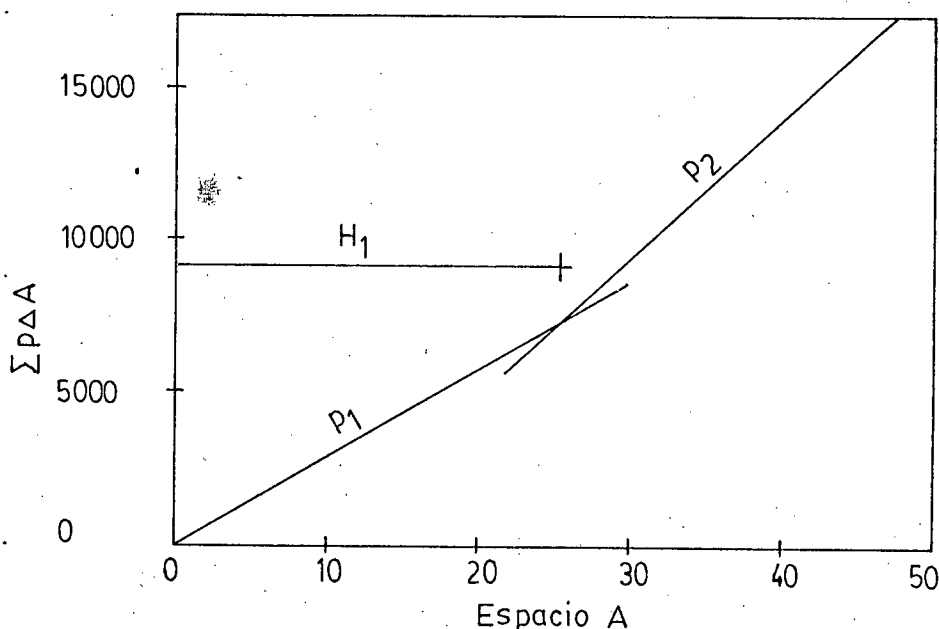


Fig. 1-13. Interpretación empírica de los límites entre estratos

1.18.2. REFRACCION SISMICA

Un impacto mecánico se propaga en el subsuelo con velocidades diferentes según los terrenos atravesados. Esta velocidad de las ondas sísmicas depende de la compacidad de los estratos considerados. La refracción sísmica aprovecha este fenómeno.

Se basa en el principio físico que establece que una onda de choque en un material homogéneo elástico, que tiene un peso específico γ y un módulo de elasticidad E , viaja a una velocidad V que se expresa por:

$$v = C \sqrt{\frac{Eg}{\gamma}} \quad (1-4)$$

donde C es una constante adimensional relacionada con v .

Un emisor de ondas móvil (martillo) permite crear los impactos y un captor fijo o geófono recibe las ondas propagadas por el subsuelo. Un aparato de medida permite conocer el tiempo transcurrido entre el choque y su recepción.

En la mayoría de los casos, para el subsuelo próximo, las capas presentan celeridades crecientes con la profundidad. Se admite que la onda de choque se propaga en línea recta en un terreno dado, no cambiando nunca de dirección excepto cuando penetra en un terreno diferente.

Consideremos dos capas diferentes superpuestas A y B; la capa superior tiene una celeridad V_1 , inferior a la celeridad V_2 de la capa inferior B. La onda creada podrá alcanzar el geófono (receptor de ondas) siguiendo dos caminos diferentes, Fig. 1-14:

- Un camino rápido pero más largo por el terreno B, y
- Un camino lento pero más corto por el terreno A.

Si el geófono y el emisor de ondas se encuentran próximos, será la onda que va por el terreno A la que alcanzará antes el captor. Si el punto de impacto se encuentra suficientemente alejado del geófono, será la onda que pasa por el terreno B la que llegará primero.

Si sobre un gráfico se llevan en abscisas las distancias entre el punto emisor y el geófono y en ordenadas los tiempos medidos, se obtiene una curva dromocrónica que normalmente está formada por segmentos de rectas correspondientes a las distintas capas del subsuelo. Fig. 1-15. Estos segmentos de rectas tienen una inclinación inversamente proporcional a la celeridad del medio considerado, pudiendo así obtenerse las velocidades buscadas.

Puede calcularse de la manera que a continuación se expone el nivel D del techo de la segunda capa, correspondiente al cambio de velocidad en la curva domocónica.

Entre el emisor y el geófono situado a una distancia X, el tiempo de recorrido en superficie es:

$$t_1 = \frac{X}{V_1}$$

El tiempo de recorrido del rayo refractado es:

$$t_2 = \frac{2 CD}{V_1} + \frac{DE}{V_2}, \quad CD = EF, \quad GD = EH$$

$$\text{Si } \cos i = \frac{D}{CD}, \quad t_2 = \frac{2 D}{V_1 \cos i} + \frac{X - 2 GD}{V_2}$$

$$GD = D \operatorname{tg} i \quad t_2 = \frac{2 D}{V_1 \cos i} + \frac{X - 2 D \operatorname{tg} i}{V_2}$$

Si los dos tiempos de recorrido fueran iguales, $X = d$, de donde:

$$\frac{d}{V_1} = \frac{2 D}{V_1 \cos i} + \frac{d - 2 D \operatorname{tg} i}{V_2}$$

$$d V_2 \cos i = 2 D V_2 + d V_1 \cos i - 2 D V_1 \operatorname{sen} i$$

$$d (V_2 - V_1) = \frac{2 D}{\cos i} (V_2 - V_1 \operatorname{sen} i)$$

Pero según el principio de Fermat se tiene: $\operatorname{sen} i = \frac{V_1}{V_2}$

$$\text{entonces, } \cos i = \frac{V_2^2 - V_1^2}{V_2}$$

Resultando que

$$d (v_2 - v_1) = \frac{2 D v_2}{v_2^2 - v_1^2} \left(v_2 - \frac{v_1^2}{v_2} \right)$$

$$D = \frac{d}{2} \frac{v_2 - v_1}{v_2^2 - v_1^2} (v_2^2 - v_1^2)^{1/2}$$

$$D = \frac{d}{2} \frac{v_2 - v_1}{(v_2 + v_1)(v_2 - v_1)}$$

$$D = \frac{d}{2} \frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1} \quad (1-5)$$

La velocidad y el espesor de cada estrato sucesivo se pueden calcular siempre que su velocidad sea mayor que la del estrato que está arriba de él.

Los casos prácticos no son tan sencillos como el arriba indicado y frecuentemente se hace necesaria una gran experiencia por parte del técnico que ha de interpretar los resultados obtenidos y suele ser necesaria una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

La principal aplicación del método sísmico es la de localizar la superficie de la roca madre. En algunos casos, se puede determinar el espesor de un estrato de suelo resistente duro situado por debajo de sedimentos blandos. Como la velocidad de las ondas sísmicas es mucho mayor en el suelo saturado que en los no saturados, el método también puede usarse para localizar el nivel freático en suelos permeables; pero la presencia de una capa blanda debajo de una resistente no puede ordinariamente ser detectada.

1.19. PRUEBAS DE LABORATORIO

Tabla 1-11. ENSAYOS DE LABORATORIO PARA INVESTIGACIONES DE EXPLORACION				
Ensayo	Tipo de suelo	Peso muestra	Tipo de muestra	Uso de los datos
Peso específico relativo de los sólidos	Todos	50 gr	barrena ó mp	Determinar composición, relación de vacíos
Tamaño de los granos	no cohesivo	125	barrena ó mp	Clasificación. Estimar permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, acción de las heladas.
Forma de los granos	no cohesivo	125	barrena ó mp	Clasificación. Estimar resistencia al esfuerzo cortante.
Límites líquido y plástico	cohesivo	125	barrena ó mp	Clasificación. Estimar compresibilidad.
Húmedo	cohesivo	125	barrena ó mp	Correlacionar con resistencia, compresibilidad.
Relación de vacíos	cohesivo	125	mp +	Estimar compresibilidad y resistencia.
Compresión sin confinar	cohesivo	125	mp +	Estimar resistencia al esfuerzo cortante.

Notación: mp = muestreador partido

+ = Las muestras deben ser relativamente inalteradas

1.20. REPRESENTACION GRAFICA DE LOS REGISTROS DE LOS SONDEOS

El primer paso para analizar los datos obtenidos en un estudio preliminar de exploración, es representar gráficamente los registros de los sondeos como se muestra en la Fig. 1-16.

Cada sondeo se representa por una faja vertical en la que se indican los diferentes suelos por símbolos. La resistencia a la penetración del-

suelo se representa por una línea quebrada que se dibuja junto a los datos del sondeo; en el mismo gráfico se representan los datos de contenido de humedad y los límites líquido y plástico. La humedad se puede representar por una línea quebrada y los límites por puntos aislados.

Un segundo gráfico, adyacente al anterior, representa los datos de resistencia a compresión sin confinar, obtenidos en las pruebas de laboratorio.

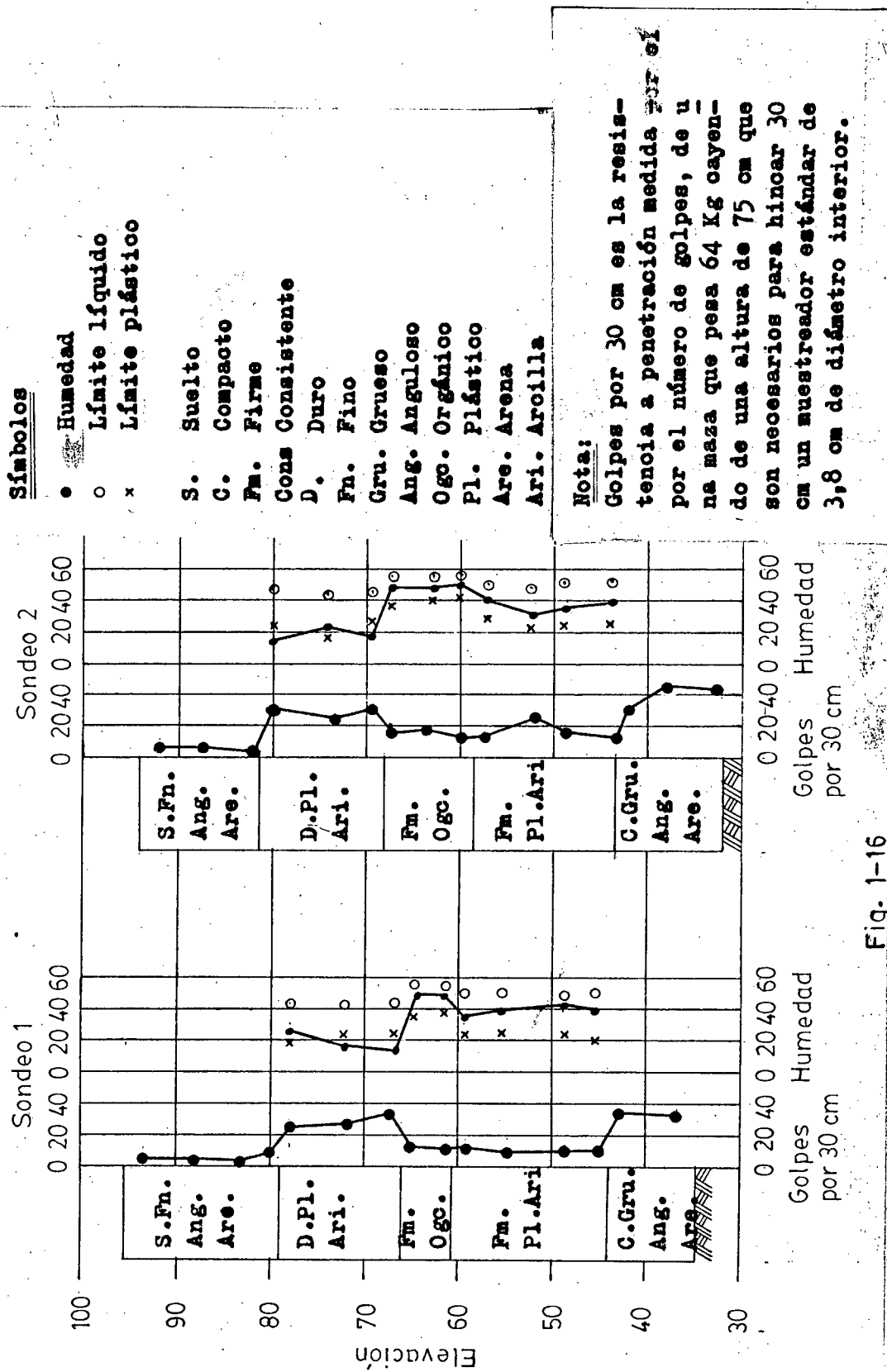


Fig. 1-16

CLASIFICACION DE SUELOS AASHO
 CARACTERISTICAS COMO TERRENO DE CIMENTACION

GRUPOS	DESCRIPCION DEL MATERIAL		
SUELOS GRANULARES	A-1	Mezclas bien graduadas compuestas de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también aquellas mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.	bueno a excelente
	A-2	Mezclas mal proporcionadas de grava, arena, limo y arcilla. Tienen material fino (limo y arcilla) en exceso a los límites establecidos por los suelos A-1 y A-3.	bueno a excelente
	A-3	Arenas finas de playa y arenas con poco o nada de material fino (limo y arcilla). Además, mezclas de arena fina mal graduada, con cantidades limitadas de arena gruesa y grava.	bueno a excelente
SUELOS FINOS	A-4	Suelos limosos sin plasticidad o poco plásticos, en los cuales el 75 %, o más pasa el Tamiz # 200. Además, suelos finos limosos que contengan hasta un 64 % de arena y grava.	Malo a regular
	A-5	Material limoso, semejante al A-4, generalmente de carácter micáceo o diatomáceo. Tienen mayor elasticidad.	Malo a pésimo
	A-6	Arcillas plásticas, en las cuales el 75 %, o más, pasa el Tamiz # 200. Además, suelos finos arcillosos que contengan hasta un 64 % de arena y grava. Presentan generalmente, grandes cambios de volumen cuando absorben agua.	Regular a bueno
	A-7	Terrenos arcillosos, semejantes a los A-6, pero con límites líquidos elevados como los del grupo A-5.	Regular a bueno

TABLA 1-12

1.21. CALCULOS PRELIMINARES

Los cálculos preliminares para la seguridad y el asentamiento de las estructuras, se pueden hacer utilizando el perfil del suelo y las propiedades estimadas del mismo. Los resultados de estos cálculos se pueden agrupar en tres categorías:

- 1) Cuando los valores estimados de la capacidad de carga q y asentamiento ΔH (obtenidos del estudio de suelos realizado) garanticen la seguridad de la obra, se pueden presentar dos casos:
 - Los valores de q y ΔH son representativos de las condiciones reales del suelo, no afectando su uso a la economía del proyecto,
 - Los valores de q y ΔH son demasiado conservadores, siendo necesario un estudio adicional del subsuelo, para obtener valores más cercanos a los reales, que disminuyan el costo del proyecto.
- 2) La estructura parece no ser segura o se asentará demasiado; por lo tanto, será necesario un estudio adicional del subsuelo.
- 3) Los valores de q y H indican un suelo de pésimas características para cimentación, siendo innecesario continuar el estudio del subsuelo.

1.22. INVESTIGACION COMPLETA

La investigación completa facilita al ingeniero los datos del suelo que son necesarios para hacer un proyecto definitivo. Cuanto más complejas sean las condiciones del suelo o más pesada la estructura, mayor será el posible ahorro, si se tiene datos completos del suelo.

La investigación completa se centra en aquellos estratos que la investigación exploratoria señaló como críticos. Hay dos maneras de obtener los datos necesarios:

- 1) Obtener muestras inalteradas para las pruebas de laboratorio,
- 2) Hacer pruebas en obra.

El hacer ensayos de laboratorio tiene la ventaja de que los esfuerzos se pueden variar a voluntad, para representar los cambios producidos por la futura estructura; sin embargo, los resultados dependen de la calidad de las muestras del suelo, que están afectadas por las alteraciones que sufren durante la toma de muestras y del grado en que estas representan la totalidad del estrato.

El hacer las pruebas en obra tiene, teóricamente, la ventaja de reducir al mínimo las alteraciones causadas por los cambios de esfuerzos y otras distorsiones similares inherentes a la toma de muestras, eliminando también los efectos de la vibración durante el transporte. Este tipo de ensayos es la forma más realista de medir las propiedades físicas del suelo en su propio ambiente. Sin embargo, la propia prueba ocasiona alguna alteración.

1.23. MUESTREO

Para la clasificación preliminar de un suelo o para determinar sus propiedades en el laboratorio, es necesario contar con muestras del mismo. Las muestras de inspección para laboratorio pueden ser:

Inalteradas.- Cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones que el terreno del cual procede.

Alteradas.- Cuando no importa conservar las características anteriores.

1.23.1. MUESTRAS ALTERADAS

a) POZO A CIELO ABIERTO.- Se abre pozos de 1,5 x 1,5 m hasta encontrar material no excavable con pico y pala. En una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme, de 20 cm de ancho por 15 cm de profundidad. El material excavado se recoge en la lona y se deposita en el saco, identificándolo adecuadamente.

Muestreo por capas.- La muestra de cada capa se vacía en un saco de malla cerrada para evitar pérdidas de material fino. Se identifica la muestra: pozo, profundidad, obra, localización, etc...

Muestreo integral.- El producto de varias capas o estratos debe colocarse en un solo envase, con su tarjeta de identificación.

b) SONDEOS CON PERFORADORA.- Si el terreno lo permite, puede usarse una perforadora para obtener, ya sea muestras por capas o bien de toda la profundidad del pozo.

1.23.2. MUESTRAS INALTERADAS

a) SUELOS COHESIVOS DUROS.- Para obtener muestras de este tipo de suelo -

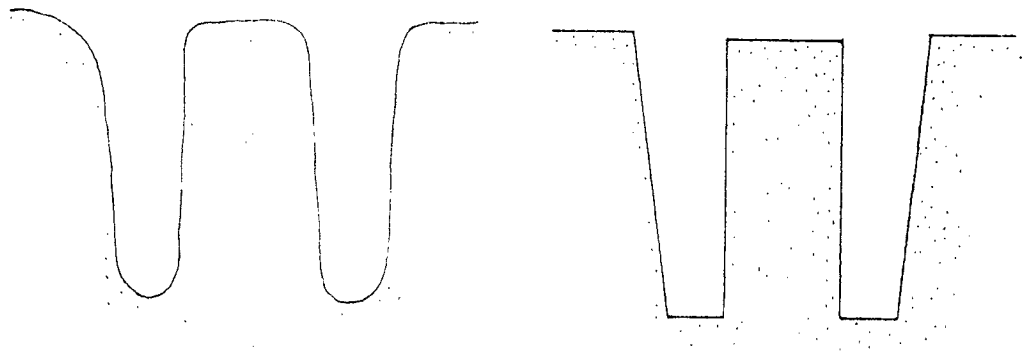
se procede de la siguiente manera:

- 1) Se limpia y nivela el terreno. Se traza un cuadrado de 30 cm de lado.
- 2) Se excava cuidadosamente alrededor del perímetro marcado, hasta una profundidad mayor que la altura que se quiera dar a la muestra, labrando las cinco caras descubiertas. Para obtener la muestra de una pared se excava alrededor como se indicó anteriormente.
- 3) Se recorta la base de la muestra para poder desprenderla.
- 4) Una vez extraída la muestra debe ser inmediatamente protegida con parafina, para evitar la pérdida de humedad. Debe colocarse una tarjeta de identificación en la cara superior, a fin de que cuando se ensaye se encuentre en una posición igual a la que tenía en el terreno.
- 5) Se coloca la muestra en un cajón de madera de mayores dimensiones que ella, con el fin de poderla empacar con aserrín o papel, de manera que quede protegida contra golpes durante su transporte.

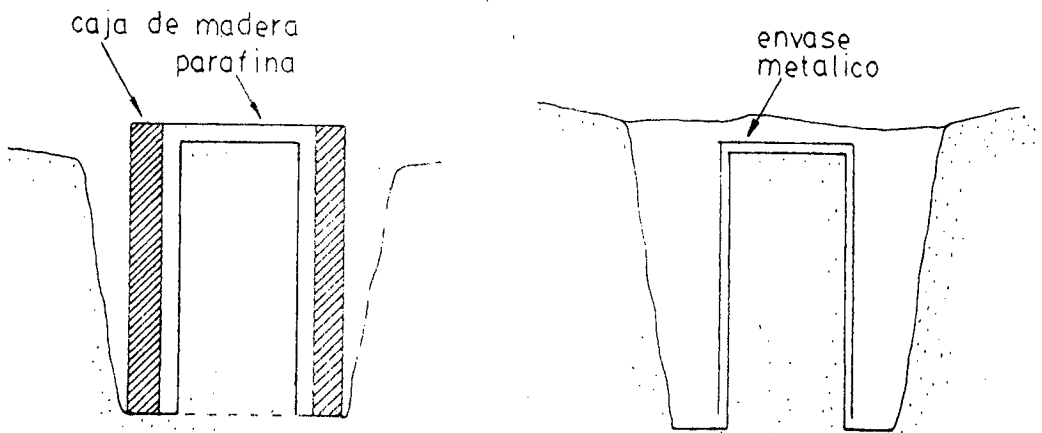
b) SUELOS SUAVES.-- En los suelos suaves, generalmente cohesivos y sin grava, las muestra inalteradas se obtienen utilizando un tubo muestreador de lámina delgada, con filo en una de sus bocas. El procedimiento es el siguiente:

- 1) Después de limpiar y nivelar el terreno, se introduce el tubo muestreador hasta donde la resistencia del suelo lo permita,
- 2) Después de haberlo introducido se recorta la muestra por su base y se enrasa al tamaño del tubo.
- 3) Se protege los extremos de la muestra con parafina y se coloca una tarjeta de identificación adherida al tubo. Luego se empaca en un cajón con aserrín o papel para evitar que se rompa durante el transporte.

c) ARENAS.-- La extracción de muestras inalteradas de arena es sumamente difícil; se puede seguir el proceso indicado para suelos suaves, siempre que el material sea algo cohesivo. En estado incoherente es difícil evitar alteraciones de la estructura. Es preferible determinar la relación de vacíos de la muestra en estado natural, y con la muestra alterada reproducir en el laboratorio ese mismo estado.



a. Pozo alrededor de la muestra b. Desbaste de la muestra



c. Muestra recubierta de parafina fundida

d. Muestra en envase metálico

Fig. 1-17

1.24. MUESTREO PROFUNDO

Cuando se realiza la exploración del subsuelo mediante pozos de exploración, se pueden obtener datos que proporcionen una falsa seguridad - si no llegan a suficiente profundidad, bien porque aparece el agua o porque los medios utilizados no permiten superar los 4 ó 5 metros. En tales casos, no hay que conformarse con las indicaciones que estos datos proporcionan, sino que, necesariamente, hay que recurrir a la toma de muestras inalteradas profundas, mediante el uso del muestreador, que es un tubo de acero que va unido al extremo inferior de la barra de sondeo del equipo de perforación.

La calidad de inalterada de una muestra depende de los siguientes factores:

- 1) Desplazamiento del suelo por el muestreador,

- 2) Rozamiento en la cara interior del muestreador,
- 3) Método para introducir el muestreador en el terreno,
- 4) Compresión del suelo debida a la presión de la sobrecarga de tierra, —
- 5) Manipulación y almacenaje de las muestras hasta ser ensayadas.

El grado de alteración de las muestras extraídas con muestreador lo indica, aproximadamente, la relación de áreas:

$$Ar (\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} 100 \quad (1-6)$$

en las que D_e es el diámetro exterior del muestreador y D_i el diámetro interior de la cuchilla por la cual debe pasar la muestra. Si la relación de áreas no es mayor que 10 %, la alteración de la muestra es pequeña en casi todos los tipos de suelo.

Se han desarrollado muchos tipos de muestreadores con objeto de reducir a un mínimo las alteraciones de las muestras y los de más variadas aplicaciones se describen a continuación:

1.24.1. MUESTREADOR DE PARED DELGADA

El muestreador más simple y más ampliamente usado es el de pared delgada o tubo Shelby, que permite obtener muestras inalteradas en suelos blandos. Debe hincarse a presión en forma continua con una velocidad de penetración comprendida entre 15 y 30 cm/seg. El muestreador se introduce hasta el fondo del agujero de sondeo y se fuerza en el suelo para que penetre una distancia no mayor de 15 diámetros, para reducir al mínimo el rozamiento entre la muestra y las paredes del tubo.

Antes de sacar el tubo del pozo, se hace girar las barras de perforación para cortar el extremo inferior de la muestra. Luego se saca el muestreador y se mide la longitud de muestra recuperada y se obtiene el porcentaje de recuperación de la muestra, es decir la relación entre la longitud de la muestra y la profundidad de penetración del muestreador. La muestra se sella en el propio tubo con cera fundida y así se envía al laboratorio.

Este tipo de muestreador reduce a un mínimo las causas más serias de alteración de las muestras: el desplazamiento y el rozamiento. Fig. 1-18a

1.24.2. MUESTREADOR DE PISTON

En suelos cohesivos blandos no uniformes, cuando el muestreador de pared delgada esta vacío y comienza a penetrar, la adherencia y la fricción en la parte exterior del tubo, puede ocasionar el ascenso del suelo dentro del tubo con una velocidad mucho mayor que la de su descenso; luego, cuando el muestreador está parcialmente lleno, la adherencia y fricción entre el tubo y la muestra se opone al ascenso de la misma.

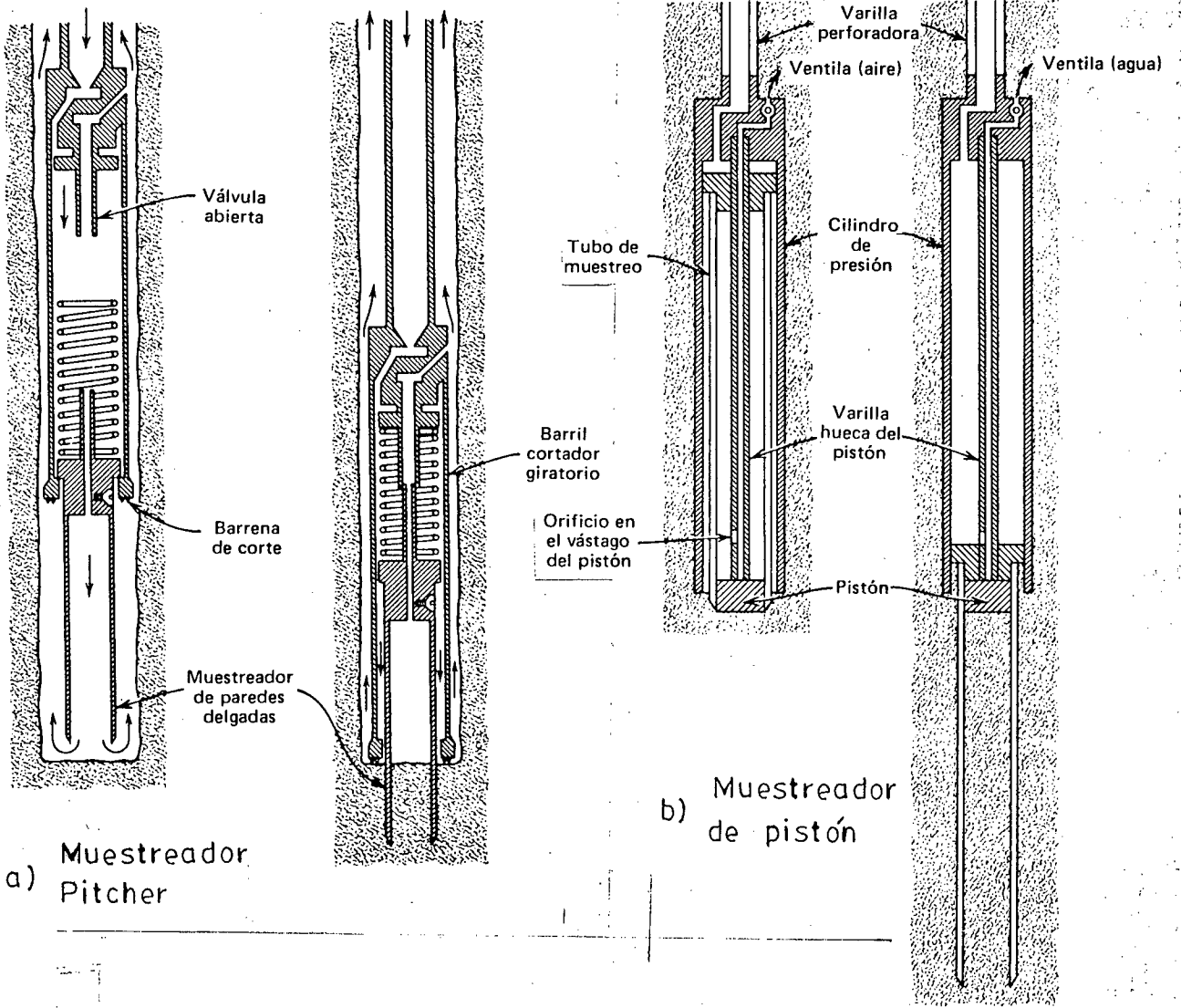
Este problema puede superarse proveyendo al muestreador de un pistón, que cierra el extremo inferior hasta que el mismo ha llegado al nivel de la cara superior de la muestra a ser extraída. El pistón se mantiene en ese nivel en contacto con el suelo, mientras que el tubo avanza penetrando en el suelo. Con este método se pueden obtener buenas muestras en suelos muy blandos, pero con un aumento considerable del costo. Fig. 1-18b

1.24.3. MUESTREADOR ROTATORIO

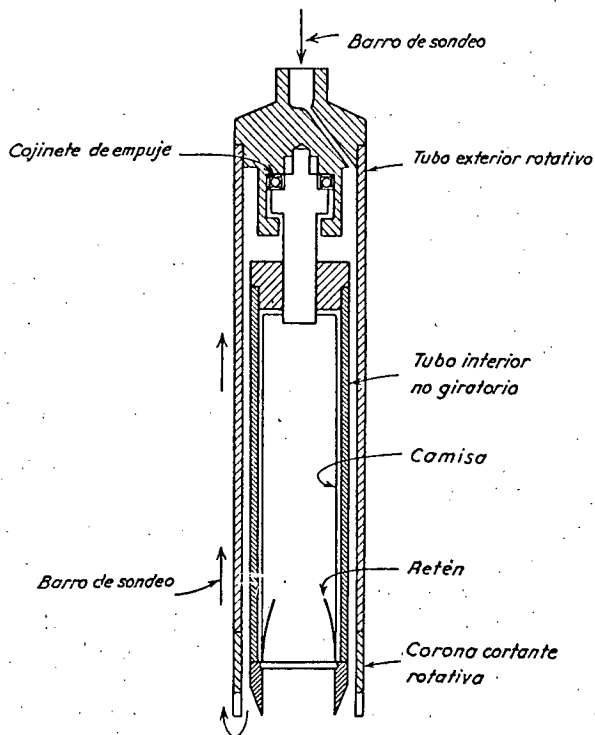
Combina la perforación y la toma de la muestra, lo cual hace que la alteración debida al desplazamiento sea mínima. Un ejemplo es el tomamuestras Denison (Fig. 1-18c), que consiste en dos tubos concéntricos. El tubo interior es el muestreador, mientras que el tubo exterior gira, corta el suelo y los detritos son sacados del agujero del sondeo por el agua que se bombea por el tubo de perforar y que fluye por entre los dos tubos. El tubo interior permanece estacionario y protege la muestra del agua que se inyecta. Las muestras que se obtienen con este muestreador son excelentes, particularmente en arcillas duras y en arenas ligeramente cohesivas, pero el equipo es costoso y también resulta costoso el operarlo.

Con la obtención de las muestras inalteradas, ya sean tomadas directamente o usando cualquier tipo de muestreador, se pueden realizar todas las pruebas de laboratorio que sean necesarias para hacer el estudio de la capacidad de carga y asentamiento del suelo. Las muestras alteradas servirán únicamente para los ensayos de clasificación de suelos.

En las Tablas 1-13 y 1-14 se indican los ensayos de laboratorio que son necesarios realizar, de acuerdo al tipo de suelo, para poder diseñar la cimentación de una estructura.



MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DEL SUELO



M. C.) Diagrama esquemático que muestra las características principales del sacatestigos Denison.

Fig. 1-18

TABLA 1-13. INVESTIGACION RECOMENDADA

PROBLEMA EN ESTUDIO	TIPO DE SUELO	PROPIEDADES INDICE							OTROS ENSAYOS				OBSERVACIONES
		Contenido de humedad	Limites líquido y plástico	Densidad natural	Densidad sólidos	Densidad relativa	Granulometría	Análisis petrográfico	Compresión simple	Compresión triaxial	Corte directo	Consolidación	
CAPACIDAD DE CARGA	Arcillas suaves a medias	x	x	x					x	x			1
	Arcillas firmes a duras	x	x	x						x			2
	Arcillas con grava	x	x	x			x						
	Rocas blandas			x	x			x		x			
	Arenas	x				x	x			x	x		3
	Gravas	x		x	x								3
ASENTAMIENTO	Arcillas	x	x		x					x	x		4
	Arenas				x	x							
	Gravas y gravas arcillosas				x	x							
	Rocas blandas			x	x								5

- (1) Si es necesario se debe hacer límites de contracción
- (2) La compresión simple no es adecuada en arcillas fisuradas
- (3) Los ensayos de corte se harán a diferentes densidades
- (4) Se pueden hacer consolidaciones en arenas micáceas
- (5) Se puede calcular el asentamiento de la curva esfuerzo - deformación.

TABLA 1-14 ENSAYOS DE LABORATORIO MAS COMUNES

PROPIEDAD	ENSAYO					
IDENTIFICACION	Descripción muestra	<p>Descripción de las características visuales</p> <table border="0"> <tr> <td>Suelos granulares</td> <td>color, materia orgánica componentes minerales forma de los granos tamaño máximo</td> <td>Suelos cohesivos</td> <td>color % de material granular componentes orgánicos dilatancia</td> </tr> </table>	Suelos granulares	color, materia orgánica componentes minerales forma de los granos tamaño máximo	Suelos cohesivos	color % de material granular componentes orgánicos dilatancia
	Suelos granulares	color, materia orgánica componentes minerales forma de los granos tamaño máximo	Suelos cohesivos	color % de material granular componentes orgánicos dilatancia		
PROPIEDADES INDICE	Contenido de humedad	$w(\%) = \frac{\text{Peso muestra húmeda} - \text{Peso muestra seca}}{\text{Peso muestra seca}} \times 100$				
	Límite líquido	<p>Medir el w de un suelo que posee una consistencia tal que una muestra con una ranura, al sujetarse al impacto de 25 golpes fuertes, en el dispositivo diseñado por Casagrande, se cierra sin que el suelo resbale sobre su apoyo.</p>				
	Límite plástico	<p>Medir el w con el cual se agrieta un cilindro de suelo de 3 mm de diámetro al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa.</p>				
GRANULOMETRIA	Tamizado	<p>Separar las porciones constituyentes de un suelo (grava, arena) mediante tamices de la norma ASTM (na) mediante tamices:</p> <p>3" 2" 1" 60 100</p>				
	Metodo del hidrómetro	<p>Se prepara una suspensión de suelo y se calcula el diámetro de las partículas en suspensión usando la ley de Stokes.</p>				

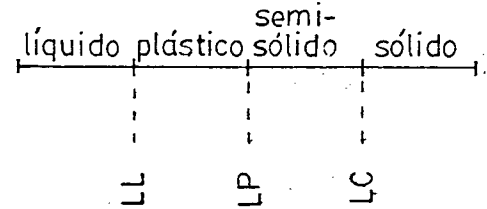
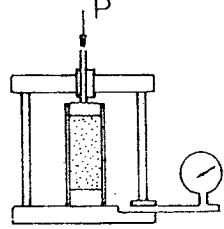
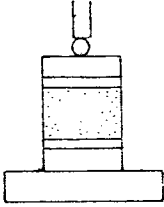
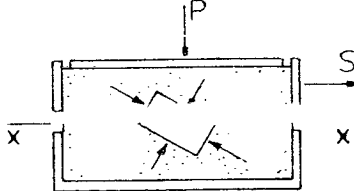
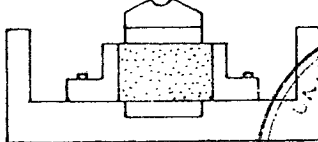
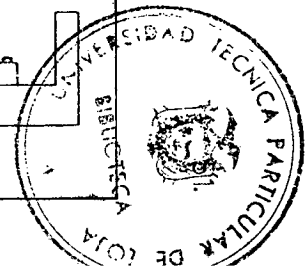


TABLA 1-14 ENSAYOS DE LABORATORIO MAS COMUNES

PROPIEDAD	ENSAYO		ESQUEMA
RESISTENCIA AL CORTE	COMPRESION TRIAXIAL	<p>La muestra se coloca dentro de una cámara cerrada y se somete a una presión de confinamiento p_3 en todas las caras, empleando aire o agua a presión. Se aplica una presión axial p_1 en el extremo de la muestra. Se puede aumentar p_1 o reducir p_3 hasta que la muestra falle por esfuerzo cortante a lo largo de un plano diagonal o por varios planos.</p>	
	COMPRESION SIMPLE O INCONFINADA	<p>Consiste en aplicar una carga vertical a un espécimen cilíndrico y llevarlo a la falla, sin proporcionarle ningún soporte lateral.</p>	
	CORTE DIRECTO	<p>Se coloca la muestra en una caja dividida horizontalmente en dos marcos y se aplica una presión vertical conocida. Luego se aplica una fuerza horizontal al marco superior hasta que ocurra la falla del espécimen a lo largo de un plano horizontal, a la mitad de su altura.</p>	
ASENTAMIENTO	CONSOLIDACION UNIDIMENCIONAL	<p>Proceso de disminución de volumen de una muestra de baja permeabilidad, (que se confina lateralmente con un anillo metálico), provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, con la finalidad de determinar la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables de las estructuras a construir.</p>	



1.25. PRUEBAS EN OBRA

1.25.1. VELETA PARA PRUEBAS DE ESFUERZO CORTANTE

Este aparato llamado también Vane Test o escisómetro, consiste en medir en arcillas blandas saturadas, el par de torsión necesario para hacer que un cilindro de terreno gire alrededor de un eje de simetría vertical por medio de dos placas rectangulares idénticas, hincadas previamente en la capa que se va a estudiar, que forman cuatro diedros que tienen por arista común vertical el eje de torsión. Fig. 1-19

En la rotación, los bordes de la placa engendran una superficie de revolución. Como no hay posibilidad de drenaje, el ensayo hay que clasificarlo como "no drenado". La tensión de corte desarrollada en todos los puntos de la superficie de revolución está originada por un par resistente que durante el deslizamiento es igual al momento torsor ejercido.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$T_1 = D H s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} D^2 H s$$

El momento generado en cada base valdrá:

$$T_2 = \frac{D^2}{4} s \frac{2 D}{3} = \frac{1}{12} D^3 s$$

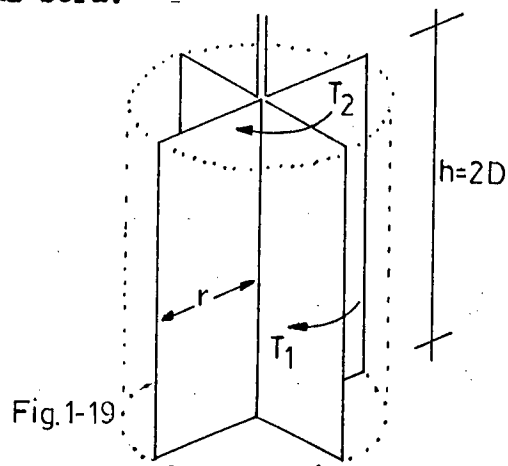


Fig.1-19.

El momento resistente total registrado en el aparato, es igual a:

$$T = T_1 + T_2 = \frac{1}{2} D^2 H s + \frac{1}{6} D^3 s = D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s$$

$$\text{De donde: } s = \frac{T}{D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{T}{C} \quad (1-7)$$

Observese que el valor de C es una constante del aparato.

Es frecuente que $H = 2 D$, con lo que: $C = \frac{7}{6} D^3$

1.25.2. PRUEBA DE CARGA

Las pruebas de carga han constituido anteriormente el medio principal para determinar la capacidad de carga de un terreno. Sin embargo, a partir de los conocimientos de la Mecánica del Suelo, los resultados de las pruebas de carga por placa solamente se pueden transponer a estructuras reales en casos muy especiales y de forma aproximada.

Se excava un pozo hasta el nivel del suelo cuya presión admisible se quiera determinar (cota de cimentación); el ancho del pozo debe ser, por lo menos, cuatro veces el ancho de la placa de ensayo y el tamaño mínimo de esta placa debe ser un cuadrado de 30 cm de lado. La placa deberá tener en el suelo un apoyo completo, por lo que es recomendable colocar entre la placa y el suelo una pequeña capa de arena. La placa de ensayo debe estar ligeramente hundida por debajo del nivel del fondo del pozo de ensayo, en una profundidad determinada por la siguiente relación:

$$\frac{\text{Profundidad de la depresión}}{\text{ancho de la placa de ensayo}} = \frac{h}{B} \text{ del cimiento real}$$

La carga se aplica como se indica en la Fig. 1-20, por medio de una plataforma en la que se colocan pesos o por medio de gatos hidráulicos calibrados que reaccionan contra una armadura que está anclada al terreno o al eje de un camión cargado.

Las cargas se deben aplicar en incrementos de un cuarto de la presión que se haya estimado que es admisible en ese suelo y se irá aumentando hasta llegar a dos veces dicho valor, cuando se trate de arcillas. El asentamiento que se produzca cada vez que incrementa la carga se leerá al 0,025 de milímetro y la lectura debe estar referida a un punto fijo colocado fuera de la zona de posibles influencias.

Cada incremento de carga se mantendrá hasta que el asentamiento sea menor de 0,05 mm/hora y una vez logrado esto se aplicará un nuevo incremento de carga. Las lecturas en el deformímetro se deben hacer a intervalos de tiempo crecientes como 1, 2, 5, 10, 20, 40 minutos, 1 hora, 2, 4, 8 horas. El último incremento de carga se mantendrá por lo menos cuatro horas antes de darse por terminado el ensayo.

Los valores de medida determinados en la prueba de carga (tiempo, carga, asentamiento) se representan en un diagrama en forma de líneas carga-asentamiento, tiempo-asentamiento y carga-tiempo.

Los inconvenientes de una prueba de carga son:

- 1) Debido a la pequeña superficie cargada, las presiones actúan hasta una profundidad pequeña, que llega a ser de una a tres veces el lado de la placa de ensayo (1,20 m), afectando solamente esta zona.
- 2) En suelos cohesivos, el asentamiento total no se puede evaluar. El ensayo da asentamientos demasiado pequeños.
- 3) Al ser la superficie de carga pequeña, el suelo puede fluir lateralmente.
- 4) La carga de rotura o carga de falla del suelo viene determinada esencialmente por la forma y tamaño de la superficie cargada, así como por la profundidad a la que se realiza la prueba.
- 5) Los resultados de la prueba indican primordialmente la capacidad de carga y no constituyen indicaciones confiables sobre el asentamiento probable de las cimentaciones propuestas.
- 6) Un cambio del nivel freático podría afectar a la capacidad de carga del suelo.
- 7) Si el suelo no es homogéneo, por lo menos hasta una profundidad igual al ancho de la cimentación a construirse, el resultado de la prueba de carga no tiene sentido.

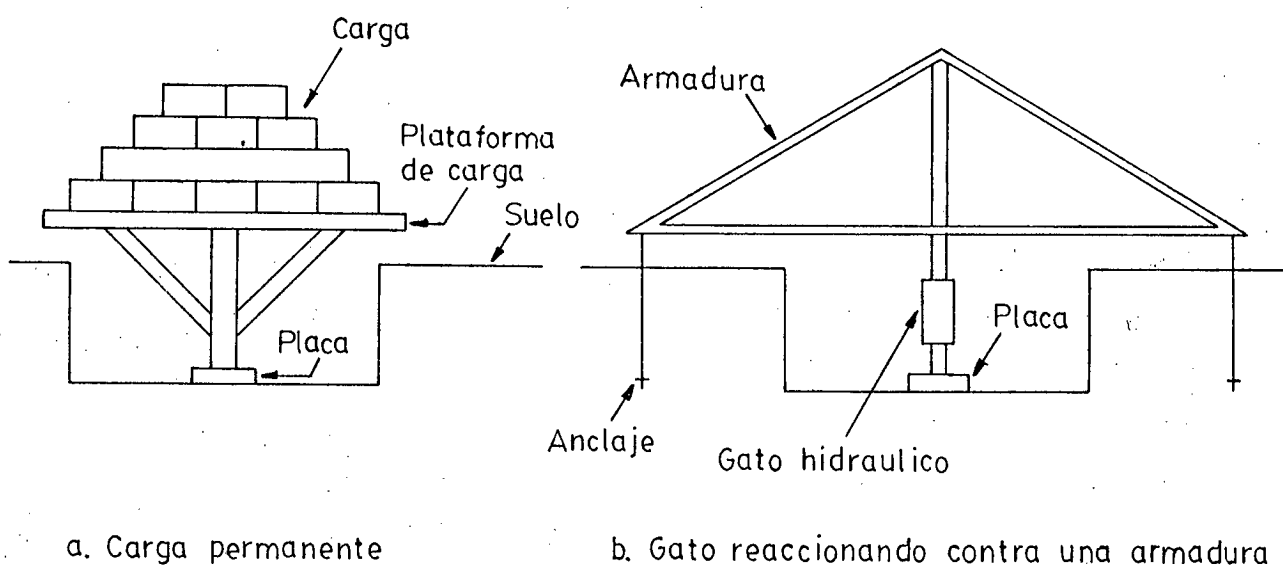


Fig. 1-20. Métodos para ejecutar pruebas de carga

Como la capacidad de carga de una cimentación en arcilla es independiente del ancho del área cargada, la presión crítica determinada por la prueba de carga es igual para cualquier dimensión del cimiento:

$$q \text{ (cimentación)} = q \text{ (prueba de carga)}$$

Debido a que en arenas y gravas la capacidad de carga aumenta en proporción directa al ancho del área cargada, se realiza la siguiente corrección:

$$q \text{ (cimentación)} = q \text{ (prueba de carga)} \frac{B \text{ cimentación}}{b \text{ placa}}$$

Una fórmula dada por Terzaghi y Peck, que relaciona el asentamiento de una placa cuadrada de 30 cm de lado, con el asentamiento de una cimentación de ancho B en mm, es la siguiente:

$$S_1 = S_2 \left(\frac{2B}{B + 300} \right)^2 \quad (1-8)$$

En suelos granulares, esta fórmula se debe aplicar con ciertas precauciones.

El cálculo del asentamiento también se puede efectuar aplicando la siguiente fórmula:

$$S_1 = S_2 \frac{P_1 \left(a_1 \sqrt{F_1} + b \frac{U_1}{F_1} \right)}{P_2 \left(a_2 \sqrt{F_2} + b \frac{U_2}{F_2} \right)} \quad (1-9)$$

en donde: Cimentación

S_1 asentamiento

P_1 presión sobre el terreno

F_1 superficie cargada

U_1 perímetro

Placa

S_2

P_2

F_2

U_2

a_1 y a_2 : coeficientes comprendidos entre 0,035 y 1,13. Dependen de la forma de la superficie cargada, de la rigidez de la placa y de la posición del punto cuyo asentamiento se quiere determinar.

b : coeficiente que representa la plastificación del terreno en los bordes.

1.26. INFORMES DE SUELOS

Por lo general, un informe de suelos para diseño de cimentaciones, incluirá lo siguiente:

- 1) Descripción y características generales del terreno,
- 2) Análisis de las estructuras a cimentarse,
- 3) Resultados de la exploración geofísica (si es que se realizó),
- 4) Resultados de los ensayos de laboratorio y pruebas en obra,
- 5) Descripción de los estratos encontrados,
- 6) Profundidad del nivel freático,
- 7) Recomendaciones:
 - Tipo de cimentación
 - Cota de cimentación
 - Presión neta adicional admisible
- 8) Asentamientos probables de las cimentaciones,
- 9) Recomendaciones para el control de la obra durante su construcción,
- 10) Documentos adicionales:
 - Plano de ubicación de las perforaciones
 - Resultado gráfico de los ensayos de S.P.T.
 - Plano de cotas de cimentación.

Con los datos proporcionados por el informe de suelos, estamos en condición de diseñar una cimentación que cumpla los requisitos esenciales que garanticen su buen funcionamiento. Para llegar a esta solución, ha sido necesario seguir una secuencia de trabajo que viene esquematizado en la Fig. 1-21

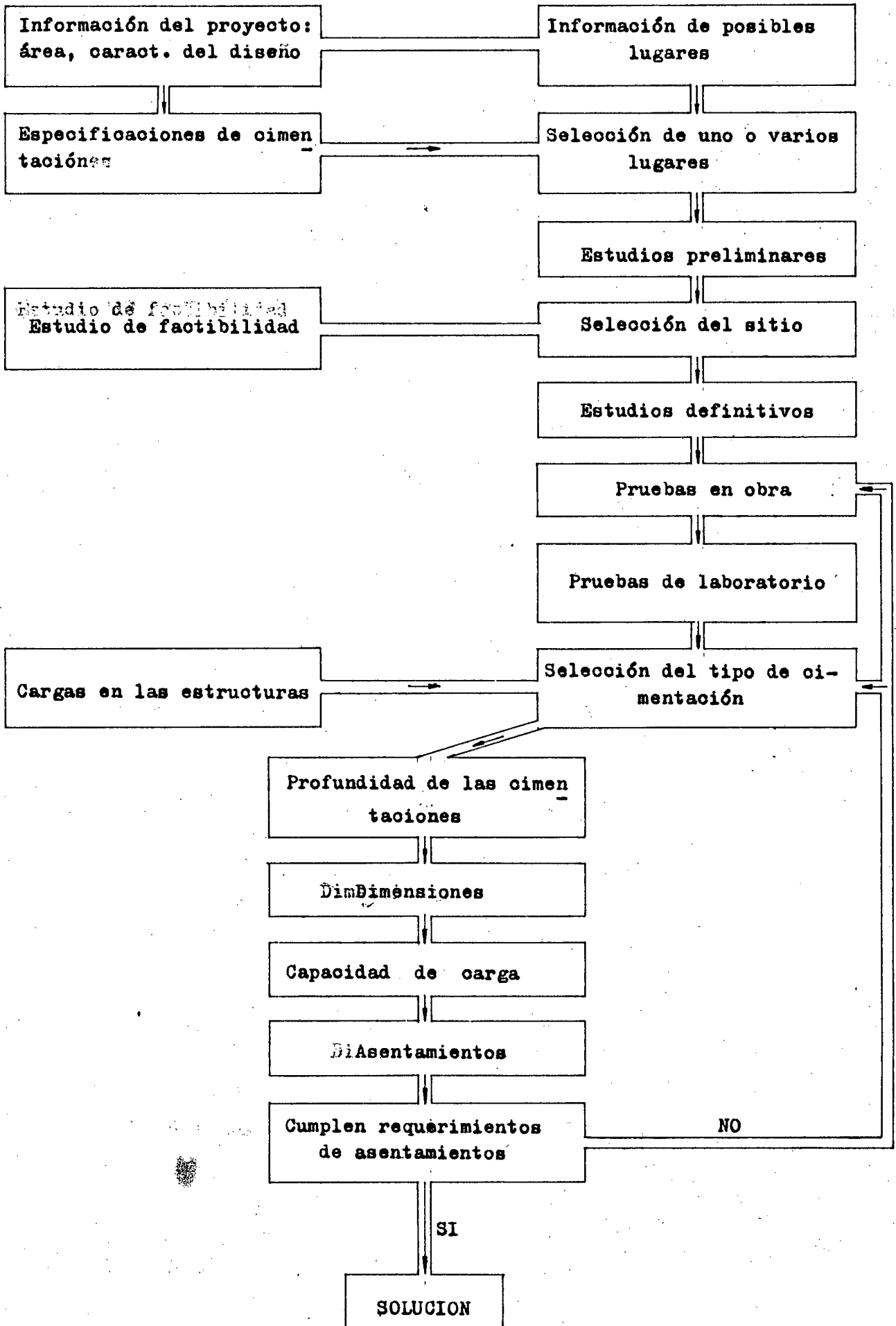


Fig. 1-21. Proceso a seguir para el diseño de cimentaciones

CAPITULO IIANALISIS DE ASENTAMIENTOS

Quando un terreno está sometido a cargas, como es el peso de una estructura, se producen en él deformaciones. Como estas cargas son frecuentemente verticales, las deformaciones más pronunciadas aparecen en esta misma dirección. A estas deformaciones verticales se les conoce como asentamientos. Es decir, el término asentamiento designa el hundimiento de una construcción bajo el efecto de la compresión y de la deformación del suelo que la soporta.

Los asentamientos pueden ser de dos clases:

Asentamientos totales: Cuando toda la cimentación tiene un desplazamiento vertical de la misma magnitud,

Asentamientos diferenciales: Cuando la cimentación tiene desplazamientos verticales de diferente magnitud.

De acuerdo a las características del suelo, el asentamiento se produce por las siguientes causas:

- 1) El cambio de forma a volumen constante de la masa de suelo producido en el instante de la aplicación de la carga,
- 2) La disminución gradual del contenido de humedad del suelo (y de la relación de vacíos) producido a carga constante.

Como causas secundarias podemos anotar:

- 3) El descenso de la capa freática que incrementa la presión efectiva del suelo; es el caso del bombeo para suministro masivo de agua,
- 4) Por efecto de vibraciones provenientes de maquinarias, tránsito, hincada de pilotes, explosiones o terremotos. En este caso, el asentamiento se produce únicamente en suelos no cohesivos,
- 5) Por el aumento de la carga que actúa sobre el suelo circundante. El asentamiento de la superficie se produce en la zona adyacente a una obra en construcción y puede calcularse en forma estimativa, sólo en materiales que contengan arcilla blanda. Fig. 2-1.
- 6) Originada por una excavación grande a cielo abierto, realizada para construir sótanos de edificios. El asentamiento se produce por la deformación lateral de la arcilla que forma las paredes de la excavación.

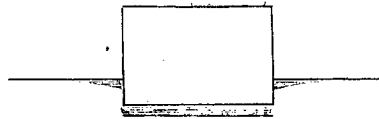


Fig. 2-1. Asentamiento producido por el peso de la estructura

Para el cálculo del asentamiento originado por las causas principales, este se subdivide en tres clases:

- 1) Asentamiento inmediato,
- 2) Asentamiento por consolidación primaria,
- 3) Asentamiento por consolidación secundaria.

2.2. DATOS PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Para poder estimar el orden de magnitud de los asentamientos, se deben conocer previamente a la realización del cálculo, los siguientes datos:

- 1) Datos sobre la estructura: tipo, planos estructurales, cargas permanentes y sobrecargas,
- 2) Investigación sobre la naturaleza del terreno: perfil del subsuelo, en el cual se indique las características físicas de los estratos,
- 3) Características mecánicas de los suelos: curvas de compresibilidad a diferentes profundidades determinadas a partir del ensayo de consolidación unidimensional,
- 4) Valor de las presiones efectivas en cada punto del medio sobre un elemento horizontal, antes y después de la carga.

Como paso previo al cálculo del asentamiento de una estructura, empezaremos desarrollando este último tema de la distribución de presiones verticales en el suelo, originada por distintos estados de carga, de acuerdo con la teoría de la elasticidad.

2.3. PRESIONES VERTICALES EN EL SUELO SITUADO DEBAJO DE LAS ZONAS CARGADAS.

2.3.1. INTRODUCCION

La Mecánica de Suelos tiene como finalidad básica predecir las reacciones de este medio frente a las cargas que le transmiten las edificaciones. Este comportamiento se materializa en una modificación de su-

estado inicial de tensiones y deformaciones.

La Mecánica de Suelos como una parte de las ciencias físicas que tratan de explicar el mundo real, estudia su comportamiento mediante la creación de modelos matemáticos (simplificaciones de la realidad compleja)- que sean capaces de predecir las reacciones del terreno frente a unas determinadas sollicitaciones.

Cuando la Mecánica de Suelos comenzó a organizarse como un cuerpo de doctrina se encontró con un modelo matemático, la Teoría de la Elasticidad, que se había desarrollado a lo largo del siglo XIX, la cual tuvo su aplicación inmediata a los problemas de la Mecánica de Suelos.

El cálculo de la distribución de presiones en el suelo, aplicando la Teoría de la Elasticidad, fue resuelto por primera vez por Boussinesq, - considerando un modelo matemático con las siguientes características: medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico.

Decir que un material es homogéneo equivale a decir que en todos sus puntos las propiedades físicas son idénticas. Indudablemente que no podemos decir que un suelo saturado de agua sea homogéneo ya que un suelo - es un conjunto de partículas sólidas, agua y aire ocluido.

Decir que un material es isótropo equivale a decir que para cada punto del material las propiedades físicas son las mismas en todas direcciones. En los suelos tampoco podemos decir que rige esta hipótesis ya que- siendo los suelos formaciones naturales se han consolidado (proceso de - disminución de volumen) y por lo tanto las propiedades de resistencia en dirección horizontal son diferentes a las de resistencia en dirección vertical.

Se dice que un material es elástico cuando sigue la ley de Hooke, en el cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Las rela - ciones esfuerzo - deformación de los suelos no son las que corresponden a ese comportamiento.

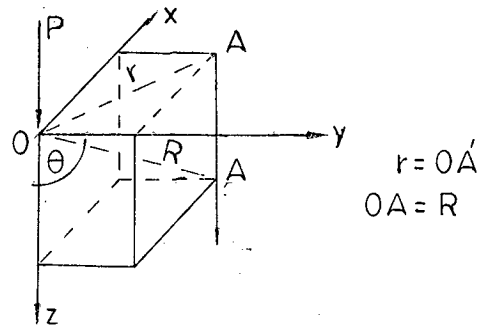
También hay que considerar que ninguna masa de suelo es semiinfinita.

A pesar de estas discrepancias entre el modelo matemático y la realidad, se utiliza la teoría de la elasticidad para el cálculo de la distribución de presiones, debido a que la experiencia indica que la distribu-ción de presiones es independiente de las propiedades físicas del cuerpo-cargado. Por ello, en la práctica de la mecánica de los suelos es costumu

bre justificable calcular estas tensiones suponiendo que el material es homogéneo, isótropo y elástico.

A continuación indicaremos los estados de carga mas frecuentes en la práctica.

2.3.2. ESFUERZOS PROVOCADOS EN UN PUNTO DE UNA MASA DE SUELO POR UNA CARGA CONCENTRADA. SOLUCION DE BOUSSINESQ.



$$\sigma_z = \frac{3P \cos^5 \theta}{2\pi z^2} = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} = \frac{3P z^3}{2\pi (r^2 + z^2)^{5/2}}$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

o de la forma siguiente:

$$\sigma_z = K_b \frac{P}{z^2}$$

$$\text{donde: } K_b = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left[\frac{r}{z}\right]^2} \right]^{5/2}$$

En esta fórmula, z representa la distancia entre el plano de aplicación de la carga y el plano en que se sitúa al punto en que se calcula el esfuerzo.

Para facilitar el cálculo de σ_z se presenta la tabla 2-1, en la cual se pueden obtener los valores de K_b en función de la relación r/z.

TABLA 2-1

VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE CARGA CONCENTRADA

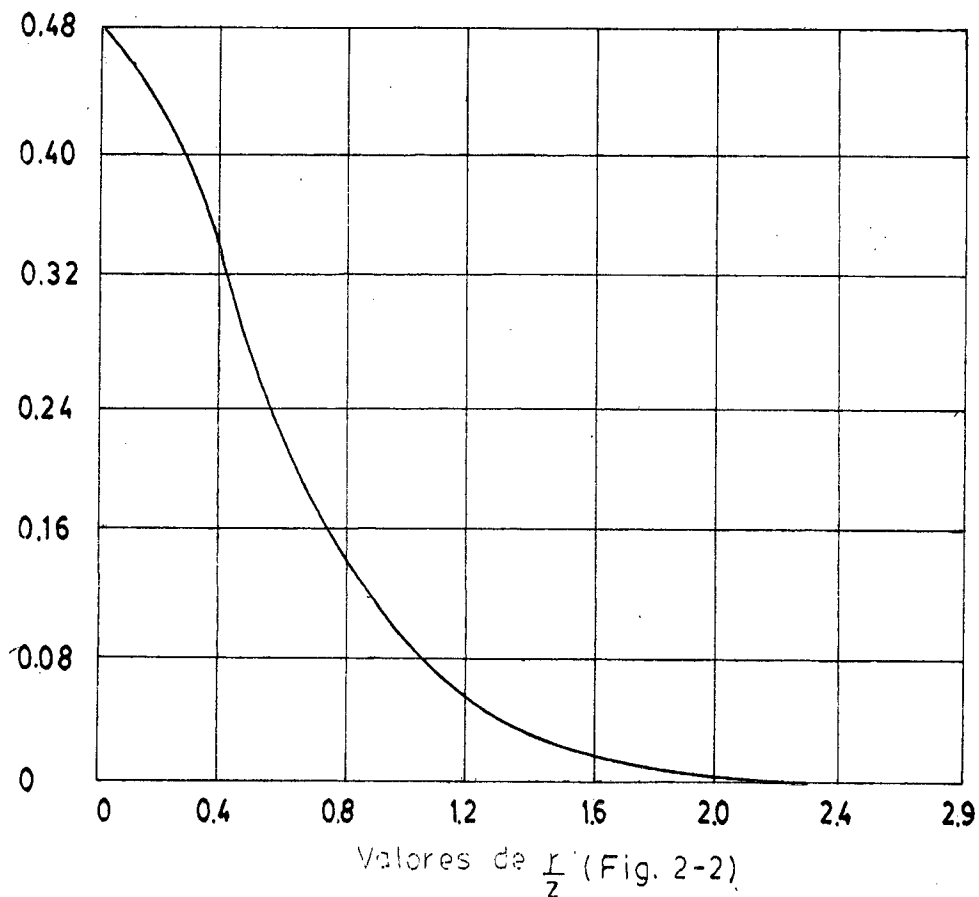
$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} K_b$$

r/z	K _b	r/z	K _b	r/z	K _b	r/z	K _b
0.00	0.4775	0.40	0.3294	0.80	0.1386	1.20	0.0513
1	0.4773	1	0.3238	1	0.1353	1	0.0501
2	0.4770	2	0.3181	2	0.1320	2	0.0489
3	0.4764	3	0.3124	3	0.1288	3	0.0477
4	0.4756	4	0.3068	4	0.1257	4	0.0466
5	0.4745	5	0.3011	5	0.1226	5	0.0454
6	0.4732	6	0.2955	6	0.1196	6	0.0443
7	0.4717	7	0.2899	7	0.1166	7	0.0443
8	0.4669	8	0.2843	8	0.1138	8	0.0422
9	0.4679	9	0.2788	9	0.1110	9	0.0412
0.10	0.4657	0.50	0.2733	0.90	0.1083	1.30	0.0402
1	0.4633	1	0.2679	1	0.1057	1	0.0393
2	0.4607	2	0.2625	2	0.1031	2	0.0384
3	0.4579	3	0.2571	3	0.1005	3	0.0374
4	0.4548	4	0.2518	4	0.0981	4	0.0365
5	0.4516	5	0.2466	5	0.0956	5	0.0357
6	0.4482	6	0.2414	6	0.0933	6	0.0348
7	0.4446	7	0.2363	7	0.0910	7	0.0340
8	0.4409	8	0.2313	8	0.0887	8	0.0332
9	0.4370	9	0.2263	9	0.0865	9	0.0324
0.20	0.4329	0.60	0.2214	1.00	0.0844	1.40	0.0317
1	0.4286	1	0.2165	1	0.0823	1	0.0309
2	0.4242	2	0.2117	2	0.0803	2	0.0302
3	0.4197	3	0.2070	3	0.0783	3	0.0295
4	0.4151	4	0.2024	4	0.0764	4	0.0288
5	0.4103	5	0.1978	5	0.0744	5	0.0282
6	0.4054	6	0.1934	6	0.0727	6	0.0275
7	0.4004	7	0.1889	7	0.0709	7	0.0269
8	0.3954	8	0.1846	8	0.0691	8	0.0263
9	0.3902	9	0.1804	9	0.0674	9	0.0257
0.30	0.3849	0.70	0.1762	1.10	0.0658	1.50	0.0251
1	0.3796	1	0.1721	1	0.0641	1	0.0245
2	0.3742	2	0.1681	2	0.0626	2	0.0240
3	0.3687	3	0.1641	3	0.0610	3	0.0234
4	0.3632	4	0.1603	4	0.0595	4	0.0229
5	0.3577	5	0.1565	5	0.0581	5	0.0224
6	0.3521	6	0.1527	6	0.0567	6	0.0219
7	0.3465	7	0.1491	7	0.0553	7	0.0214
8	0.3408	8	0.1455	8	0.0539	8	0.0209
9	0.3351	9	0.1420	9	0.0526	9	0.0204

r/z	K_b	r/z	K_b	r/z	K_b	r/z	K_b
1.60	0.0200	2.10	0.0070	2.60	0.0029	3.10	0.0013
1	0.0195	1	0.0069	1	0.0028	1	0.0013
2	0.0191	2	0.0068	2	0.0028	2	0.0013
3	0.0187	3	0.0066	3	0.0027	3	0.0012
4	0.0183	4	0.0065	4	0.0027	4	0.0012
5	0.0179	5	0.0064	5	0.0026	5	0.0012
6	0.0175	6	0.0063	6	0.0026	6	0.0012
7	0.0171	7	0.0062	7	0.0025	7	0.0012
8	0.0167	8	0.0060	8	0.0025	8	0.0012
9	0.0163	9	0.0059	9	0.0025	9	0.0011
1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024	3.20	0.0011
1	0.0157	1	0.0057	1	0.0024	1	0.0011
2	0.0153	2	0.0056	2	0.0023	2	0.0011
3	0.0150	3	0.0055	3	0.0023	3	0.0011
4	0.0147	4	0.0054	4	0.0023	4	0.0011
5	0.0144	5	0.0053	5	0.0022	5	0.0011
6	0.0141	6	0.0052	6	0.0022	6	0.0010
7	0.0138	7	0.0051	7	0.0022	7	0.0010
8	0.0135	8	0.0050	8	0.0021	8	0.0010
9	0.0132	9	0.0049	9	0.0021	9	0.0010
1.80	0.0129	2.30	0.0048	2.80	0.0021	3.30	0.0010
1	0.0126	1	0.0047	1	0.0020	1	0.0009
2	0.0124	2	0.0047	2	0.0020	2	0.0009
3	0.0121	3	0.0046	3	0.0020	3	0.0009
4	0.0119	4	0.0045	4	0.0019	4	0.0009
5	0.0116	5	0.0044	5	0.0019	5	0.0009
6	0.0114	6	0.0043	6	0.0019	6	0.0009
7	0.0112	7	0.0043	7	0.0019	7	0.0009
8	0.0109	8	0.0042	8	0.0018	8	0.0009
9	0.0107	9	0.0041	9	0.0018	9	0.0009
1.90	0.0105	2.40	0.0040	2.90	0.0018	3.40	0.0009
1	0.0103	1	0.0040	1	0.0017	1	0.0008
2	0.0101	2	0.0039	2	0.0017	2	0.0008
3	0.0099	3	0.0038	3	0.0017	3	0.0008
4	0.0097	4	0.0038	4	0.0017	4	0.0008
5	0.0095	5	0.0037	5	0.0016	5	0.0008
6	0.0093	6	0.0036	6	0.0016	6	0.0008
7	0.0091	7	0.0036	7	0.0016	7	0.0008
8	0.0089	8	0.0035	8	0.0016	8	0.0008
9	0.0087	9	0.0034	9	0.0015	9	0.0008
2.00	0.0085	2.50	0.0034	3.00	0.0015	3.50	
1	0.0084	1	0.0033	1	0.0015	a	0.0007
2	0.0082	2	0.0033	2	0.0015	3.61	
3	0.0081	3	0.0032	3	0.0014	3.62	
4	0.0079	4	0.0032	4	0.0014	a	0.0006
5	0.0078	5	0.0031	5	0.0014	3.74	
6	0.0076	6	0.0031	6	0.0014		

r/z	K_b	r/z	K_b	r/z	K_b	r/z	K_b
2.07	0.0075	2.57	0.0030	3.07	0.0014	3.75	
8	0.0073	8	0.0030	8	0.0013	a	0.0005
9	0.0072	9	0.0029	9	0.0013	3.90	
3.91		4.13		4.44		4.91	
a	0.0004	a	0.0003	a	0.0002	a	0.0001
4.12		4.43		4.90		6.15	

Los valores contenidos en la Tabla 2-1 se los puede también indicar en forma gráfica, como en la fig. 2-2.



EJEMPLO.— Obtener el valor de σ_z aplicando la ecuación de Boussinesq para el caso de una carga concentrada de 200 toneladas. Se requiere el esfuerzo a 5 metros de profundidad y a una distancia radial de 2 metros.

DATOS: $P = 200$ ton. $r = 2,0$ m $z = 5,0$ m

El valor de la presión vertical σ_z con la ecuación de Boussinesq se obtiene así:

$$\frac{r}{z} = \frac{2.0}{5.0} = 0.4, \text{ por lo que } K_b, \text{ tomado de la tabla 2-1, vale}$$

0,3294.

Por lo tanto:
$$s_z = K_b \frac{P}{z^2} = 0,3294 \frac{200 \text{ ton}}{(5.0 \text{ ml})^2} = 2,64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por medio de la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq, - se puede graficar dichos esfuerzos de diferente manera.

Una, manteniendo constante $\frac{z}{R}$, obteniéndose curvas de igual presión vertical que se denominan isóbaras o bulbo de presiones, cuya representación gráfica puede verse en la figura 2-3.

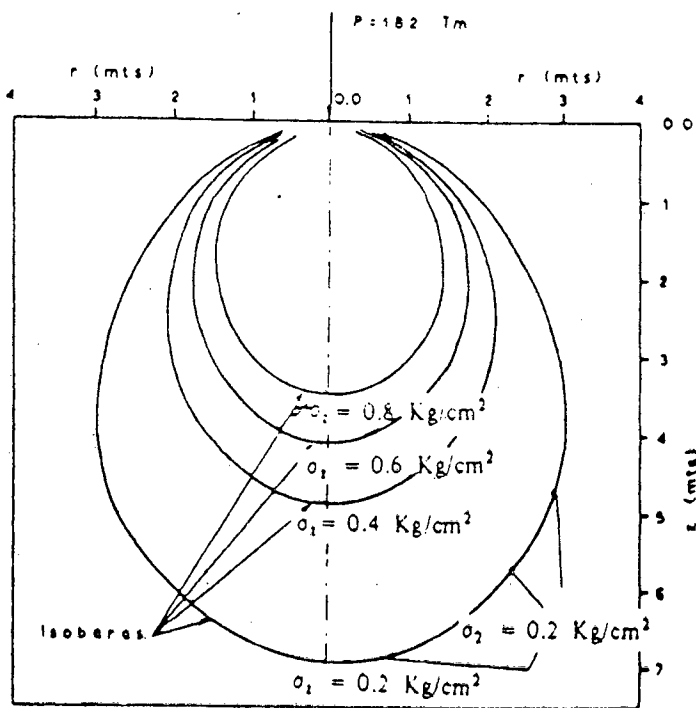


Fig. 2-3

Otra manera de graficar los esfuerzos es por medio de la distribución de esfuerzos sobre un plano horizontal a una profundidad constante z, como se indica en la fig. 2-4.

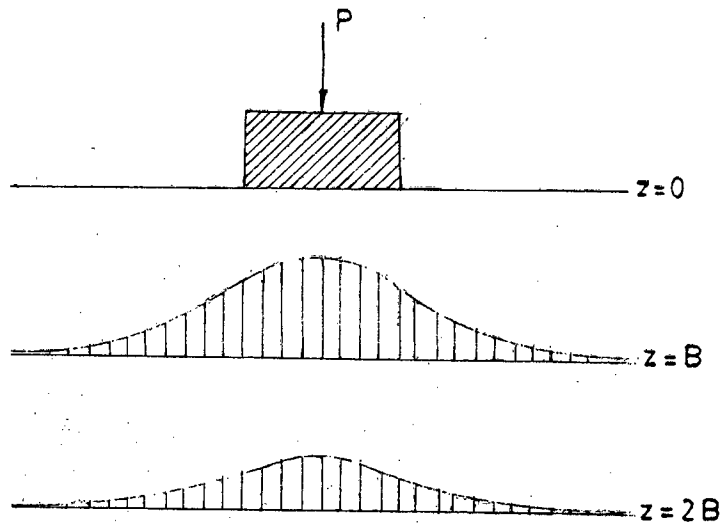
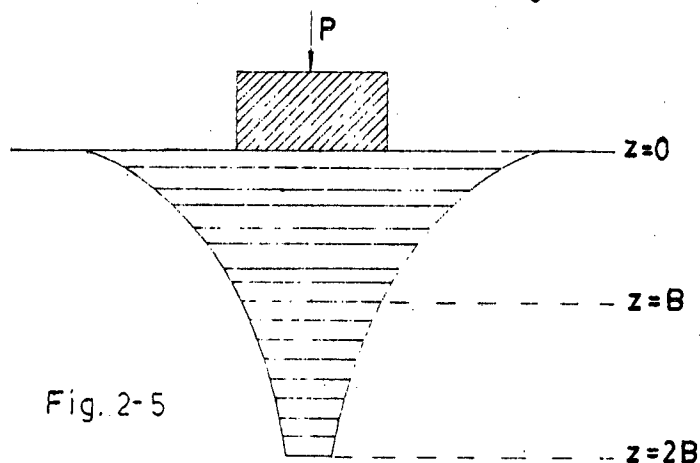


Fig. 2-4

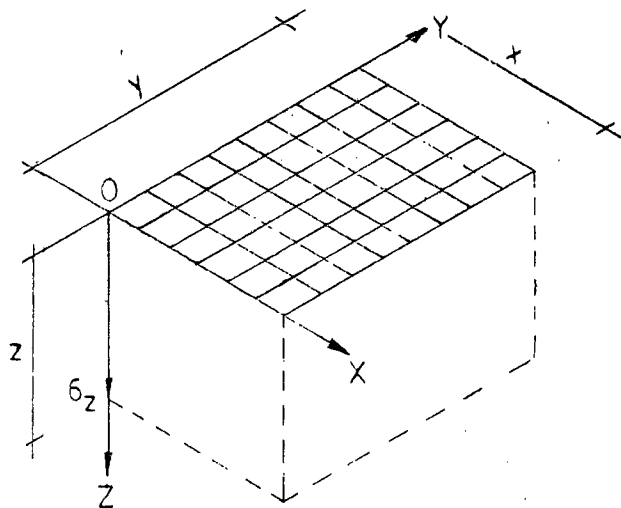
En la fig. 2-4 se puede apreciar que el esfuerzo máximo se produce - bajo la línea de acción de la carga concentrada, y que disminuye gradualmente, conforme se aleja de esta. Hay que tener en cuenta que el área bajo la curva a cualquier profundidad representa el valor de la carga concentrada P .

La otra manera de graficar los esfuerzos es por medio de la distribución de esfuerzos verticales con profundidad sobre un plano vertical - ubicado en la línea de acción de la carga vertical concentrada, como se puede ver en la fig. 2-5. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzo directamente debajo de la carga.



2.3.3 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS BAJO UNA SUPERFICIE RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

En el caso de que la carga aplicada sobre el plano que limita el semiespacio no esté concentrada, sino que sea una carga uniformemente distribuida sobre una superficie rectangular, podrán obtenerse los valores de los esfuerzos de cada uno de los puntos del semiespacio por medio de una integración de la ecuación 2-1 de Boussinesq.



El esfuerzo σ_z bajo una esquina de la superficie cargada y a una profundidad z es:

$$\sigma_z = \frac{w}{4\pi} \left[\frac{2xyz(x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) + x^2y^2} \frac{x^2 + y^2 + 2z^2}{x^2 + y^2 + z^2} + \operatorname{ang} \operatorname{tg} \frac{2xyz(x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) - x^2y^2} \right]$$

si $m = \frac{x}{z}$ y $n = \frac{y}{z}$, la ecuación puede escribirse en forma adimensional:

$$\frac{\sigma_z}{w} = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) + m^2n^2} \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \operatorname{ang} \operatorname{tg} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) - m^2n^2} \right]$$

Como se puede observar, el segundo miembro de esta ecuación es función únicamente de los parámetros m y n . En el año 1939, Fadum preparó la Tabla 2-2 para diferentes valores de m y n , que simplifica el problema, quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$\sigma_z = I w \quad 2-2$$

donde:

I : valor de influencia que depende de m y n

m : relación entre el ancho del rectángulo y la profundidad z ,

n : relación entre el largo del rectángulo y la profundidad z .

La Tabla 2-2 también viene desarrollada en forma de gráficos, fig. 2-6 y 2-7, los cuales evitan el hacer las interpolaciones que son necesarias realizar al utilizar la Tabla 2-2.

Así para calcular la presión bajo una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente con una carga de $w \text{ Kg/cm}^2$, se calculan los valores de m y n y por medio de la Tabla 2-2 ó de los gráficos 2-6, 2-7 se calcula el valor de I , el cual se multiplica por el valor de w .

VALORES DE I PARA LOS ESFUERZOS VERTICALES
DEBAJO DE UNA ESQUINA SEGUN FADUM

TABLA 2-2

m \ n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04747	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.01678	0.03280	0.04747	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09312	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.02420	0.04735	0.06558	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15708	0.16199
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16848	0.17389
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18503	0.19584	0.20278
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19886	0.21032	0.21836
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21740	0.22632
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

$m \setminus n$	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23263	0.23688	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000

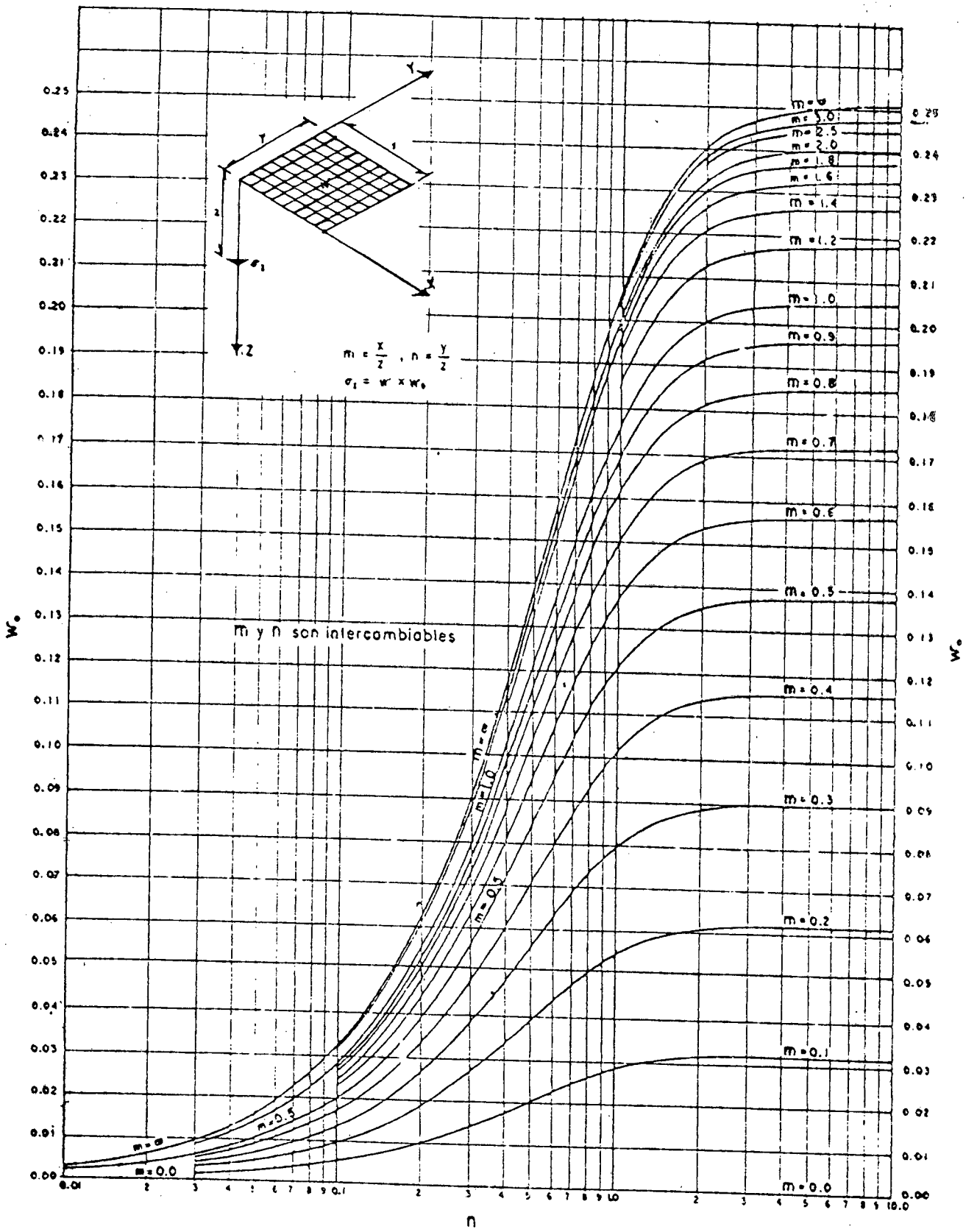


Fig 2-6 AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).

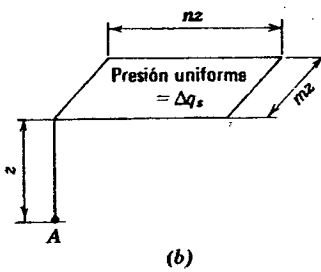
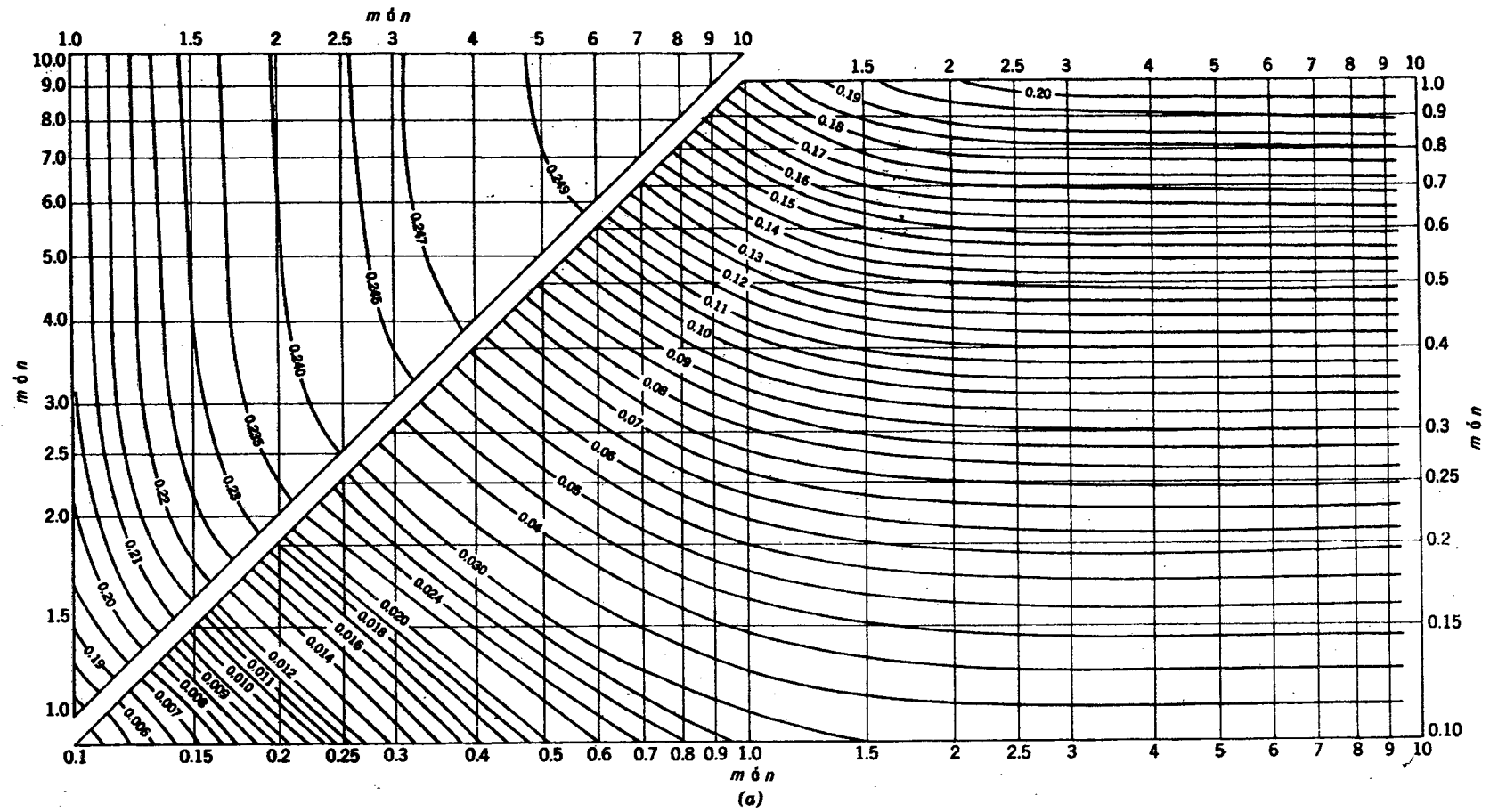


Fig. 2-7 a) Abaco para la determinación de esfuerzos verticales bajo las esquinas de una superficie rectangular con carga uniforme en un material elástico e isótropo. Del abaco se obtiene $f(m,n)$. b) Para el punto A, $\Delta\sigma_v = \Delta q_s \times f(m,n)$. (Según Newmark, 1942).

EJEMPLO.- Calcular la presión en un punto a 5,0 ml por debajo de la esquina de una zapata de 1,5 ml x 3,0 ml, que soporta una carga uniforme de 3 Kg/cm².

$$m = \frac{x}{z} = \frac{1,5}{5,0} = 0,3$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{3,0}{5,0} = 0,6$$

De la Tabla 2-2 o de los gráficos 2-6, 2-7:

$$I = 0,06294$$

$$\sigma_z = I \cdot w = 0,06294 \times 3 \text{ Kg/cm}^2 = 0,19 \text{ Kg/cm}^2$$

Es notorio que una carga concentrada causará una distribución de esfuerzos diferente a la que causará una carga de igual magnitud, pero uniformemente distribuida. En la fig. 2-8, las abscisas de la curva A representan la intensidad de la presión vertical a distintas profundidades debajo del centro de una superficie cargada B x B, que soporta una carga uniformemente distribuida q por unidad de área. Si la carga total B²q se sustituye por una carga concentrada Q igual, situada en el centro del cuadrado, la curva A se transforma en la B. La figura muestra que ambas curvas se hacen prácticamente idénticas a partir de una profundidad 3 B, es decir, que para una profundidad mayor de 3 B, la presión sobre una sección horizontal, originada por una carga distribuida sobre un área cuadrada, es prácticamente igual a la presión producida por una carga concentrada en el punto central del área cargada. Las tensiones σ_z sobre secciones situadas a profundidades mayores de 3 B pueden, por lo tanto, calcularse con la ecuación de Boussinesq:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} K_B$$

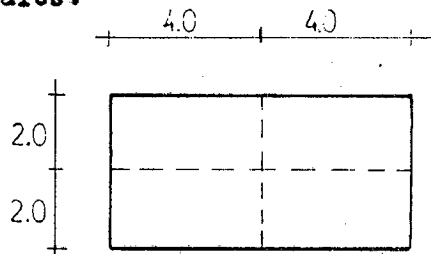
Por otro lado, cuando la profundidad z a la cual se quiere conocer el esfuerzo σ_z es menor de tres veces la dimensión menor del área cargada, el área grande debe dividirse en pequeñas áreas (con la finalidad de obtener un valor más aproximado al real), obteniéndose el esfuerzo σ_z que cada una de ellas provoca y su suma dará el esfuerzo σ_z total.

A continuación se desarrollan algunos ejemplos que indiquen lo señalado anteriormente:

- 1) Calcular la presión en un punto a 6 ml de profundidad por debajo del centro de una zapata de 4.0 ml de ancho y 8.0 ml de largo que soporta-

una carga uniformemente distribuida de 3 Kg/cm^2 .

Como la profundidad $z = 8.0 \text{ ml}$ es menor que el triple del lado menor de la zapata ($4 \times 3 = 12 \text{ ml}$), es necesario dividir el área total en partes iguales.



$$m = \frac{2.0}{8} = 0.25$$

$$n = \frac{4.0}{8} = 0.5$$

Obtenemos I para $m = 0.25$ y $n = 0.5$: $I = 0.047295$

Este valor de influencia corresponde a la cuarta parte de la superficie total, por lo que debemos a este valor multiplicarlo por cuatro.

$$\sigma_z = 4 \times 0.047295 \times 3 \text{ Kg/cm}^2 = 0.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Si se desea calcular el valor de la presión en un punto situado fuera del área que proyecta el área cargada, se debe superponer los efectos de varios rectángulos auxiliares como se indica en la fig. 2-9.

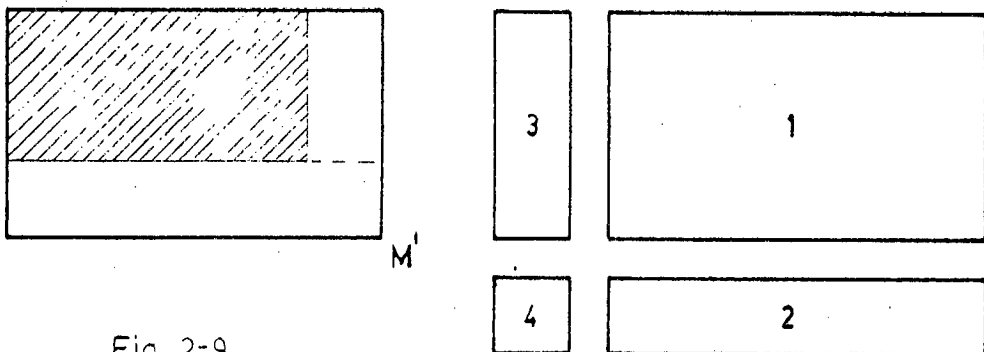
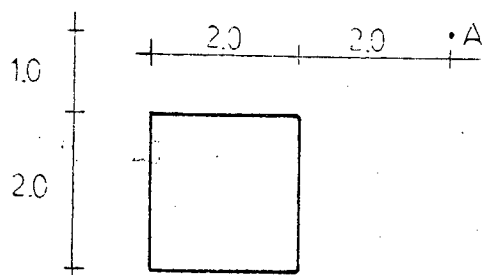


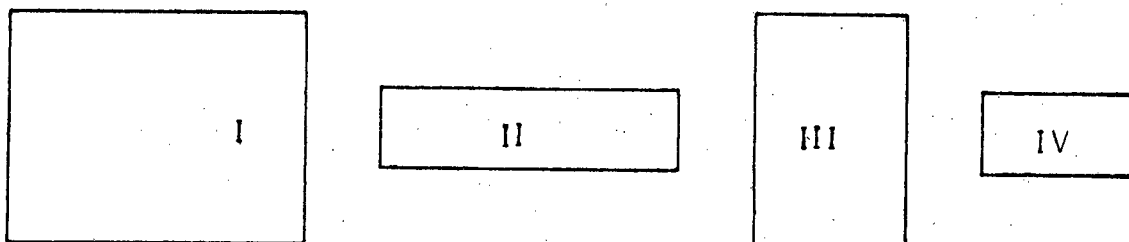
Fig. 2-9

$$\sigma_z = w (I_1 - I_2 - I_3 + I_4)$$

- 2) Calcular el esfuerzo vertical a una profundidad de 4,0 m bajo el punto A, producidos por una zapata cuadrada de 2.0 m de lado, que transmite al suelo una carga uniforme de 4 Kg/cm^2 .



Los rectángulos auxiliares serían los siguientes:



Rectángulo	m	n	I
I	0.75	1.0	0.15446
II	0.25	1.0	0.06704
III	0.50	0.75	0.10688
IV	0.25	0.50	0.04730

0.02784

$$\sigma_z = I \cdot W = 0.02784 \times 4 \text{ Kg/cm}^2 = 0.11 \text{ Kg/cm}^2$$

2.3.4. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS BAJO UNA CARGA RECTANGULAR DE LONGITUD INFINITA.

La fórmula que proporciona el esfuerzo vertical en un punto cualquiera bajo la carga es: Fig.2-10

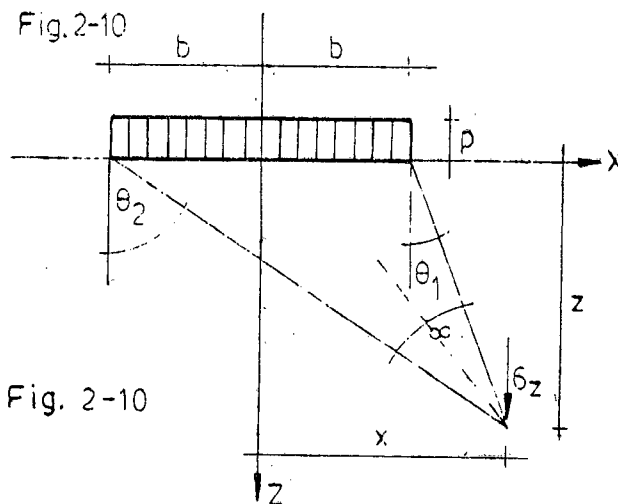


Fig. 2-10

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \operatorname{sen} \alpha \cos 2\beta) \quad 2-3$$

La misma fórmula, pero expresada en función de θ_1 y θ_2 :

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\theta_2 - \theta_1) + \frac{1}{2} (\operatorname{sen} 2\theta_2 - \operatorname{sen} 2\theta_1)$$

Para puntos ubicados bajo el centro del ancho del área cargada, la fórmula se simplifica ($B = 0$)

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \operatorname{sen} \alpha)$$

Los valores que se obtienen con la fórmula 2-3 vienen representados en forma de gráfico en la figura 2-11.

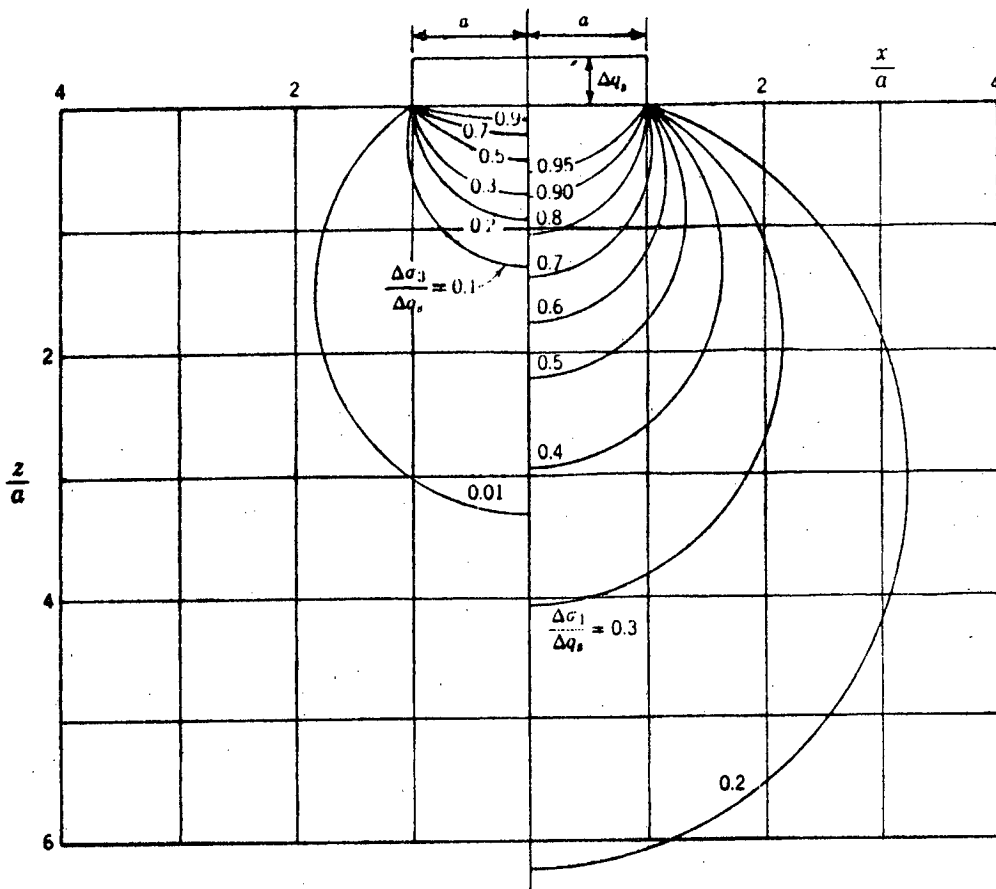


Fig. 2-11 Esfuerzos principales bajo una carga rectangular de longitud infinita.

Otra manera de determinar los esfuerzos bajo una superficie cuadra - da o infinitamente larga, empleando el análisis de Boussinesq, es median - te las líneas isobáricas (líneas de igual presión) que vienen represen - tadas en la figura 2-12, para el caso de superficie cargada uniformemente. Cuando la cimentación es rectangular, se puede usar el gráfico para cimen - taciones cuadradas, con ligero error, suponiendo que $B = \sqrt{A}$, siendo A el área de la cimentación.

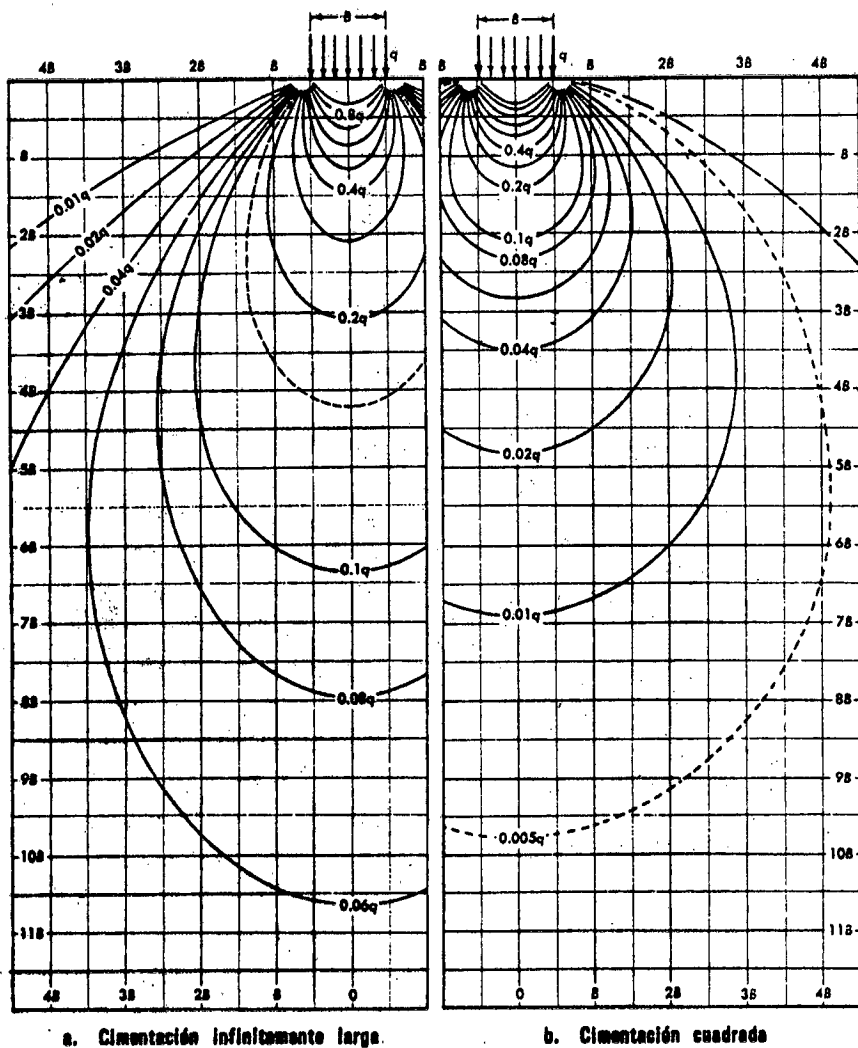


Fig. 2-12 Líneas isobáricas de esfuerzo vertical debajo de una cimentación en un sólido semi-infinito y elástico, análisis de Boussinesq. Los esfuerzos están dados en función de la presión uniforme q , en la cimentación; las distancias y profundidades están dadas en función del ancho de la cimentación, B .

2.3.5. FORMULA DE WESTERGAARD

Si el intervalo de presiones se tiene que calcular en un suelo compresible que contiene finos estratos de arena o limo alternados con otros de arcilla (arcillas finamente estratificadas), Westergaard desarrolló una fórmula suponiendo una masa homogénea elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables, de espesores despreciables. La fórmula para el incremento de esfuerzo vertical producido por una carga concentrada aplicada en la superficie de un suelo compresible, es la siguiente:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} K \frac{z}{(r^2 + K^2 z^2)^{3/2}} \quad 2-4$$

$$\text{donde } K = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}}$$

Si ν (relación de Poisson) es igual a cero:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi z^2} \left[1 + 2 \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{3/2}$$

En el caso de superficies con carga uniforme, la distribución de presiones se puede obtener a partir de la integración en toda el área de cimentación, de la fórmula de Westergaard. Estos resultados se presentan en forma de líneas isobáricas de esfuerzo vertical, para cimentaciones infinitamente largas y cimentaciones cuadradas,

2.3.6. DISTRIBUCION DEL ESFUERZO BAJO EL CENTRO DE UNA SUPERFICIE CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

El esfuerzo σ_z en cualquier punto de la vertical bajada por el centro del círculo cargado, puede obtenerse integrando la ecuación de Boussinesq para carga concentrada, a toda el área circular, obteniéndose la siguiente fórmula, figura 2-14:

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} \right]$$

$$\text{haciendo } I = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2}$$

$$\sigma_z = I \cdot q \quad 2-5$$

Los valores de I pueden tabularse en función de los correspondientes de r/z , como se indica en la Tabla 2-3.

Jürgenson presenta una solución más general, que permite calcular los esfuerzos verticales en cualquier punto del medio semiinfinito, indicada en la fig. 2-15.

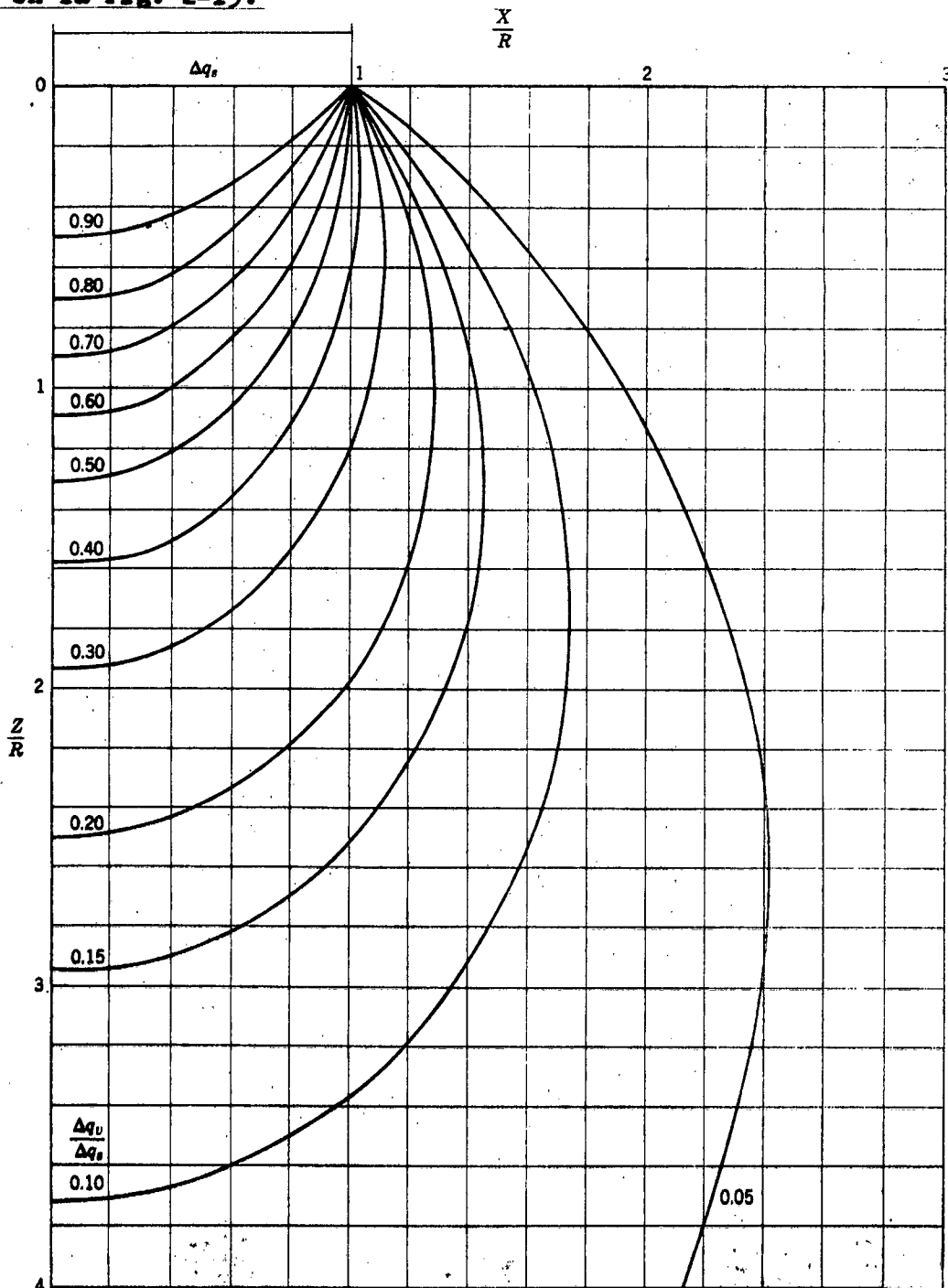


Fig. 2-15 Esfuerzos verticales producidos por una carga uniforme sobre una superficie circular.

TABLA 2-3

VALORES DE INFLUENCIA PARA AREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

$$G_z = I \cdot q$$

r/z	I	r/z	I	r/z	I	r/z	I
0.00	0.00000	0.40	0.19959	0.80	0.52386	1.20	0.73763
1	0.00015	1	0.20790	1	0.53079	1	0.74147
2	0.00060	2	0.21627	2	0.53763	2	0.74525
3	0.00135	3	0.22469	3	0.54439	3	0.74896
4	0.00240	4	0.23315	4	0.55106	4	0.75262
5	0.00374	5	0.24165	5	0.55766	5	0.75622
6	0.00538	6	0.25017	6	0.56416	6	0.75976
7	0.00731	7	0.25872	7	0.57058	7	0.76324
8	0.00952	8	0.26729	8	0.57692	8	0.76666
9	0.01203	9	0.27587	9	0.58317	9	0.77003
0.10	0.01481	0.50	0.28446	0.90	0.58934	1.30	0.77334
1	0.01788	1	0.29304	1	0.59542	1	0.77660
2	0.02122	2	0.30162	2	0.60142	2	0.77981
3	0.02483	3	0.31019	3	0.60734	3	0.78296
4	0.02870	4	0.31875	4	0.61317	4	0.78606
5	0.03283	5	0.32728	5	0.61892	5	0.78911
6	0.03721	6	0.33579	6	0.62459	6	0.79211
7	0.04184	7	0.34427	7	0.63018	7	0.79507
8	0.04670	8	0.35272	8	0.63568	8	0.79797
9	0.05181	9	0.36112	9	0.64110	9	0.80083
0.20	0.05713	0.60	0.36949	1.00	0.64645	1.40	0.80364
1	0.06268	1	0.37781	1	0.65171	1	0.80640
2	0.06844	2	0.38609	2	0.65690	2	0.80912
3	0.07441	3	0.39431	3	0.66200	3	0.81179
4	0.08057	4	0.40247	4	0.66703	4	0.81442
5	0.08692	5	0.41058	5	0.67198	5	0.81701
6	0.09346	6	0.41863	6	0.67686	6	0.81955
7	0.10017	7	0.42662	7	0.68168	7	0.82206
8	0.10704	8	0.43454	8	0.68639	8	0.82452
9	0.11408	9	0.44240	9	0.69104	9	0.82694
0.30	0.12126	0.70	0.45018	1.10	0.69562	1.50	0.82932
1	0.12859	1	0.45789	1	0.70013	1	0.83167
2	0.13605	2	0.46553	2	0.70457	2	0.83397
3	0.14363	3	0.47310	3	0.70894	3	0.83624
4	0.15133	4	0.48059	4	0.71324	4	0.83847
5	0.15915	5	0.48800	5	0.71747	5	0.84067
6	0.16706	6	0.49533	6	0.72163	6	0.84283
7	0.17507	7	0.50259	7	0.72573	7	0.84495
8	0.18317	8	0.50976	8	0.72976	8	0.84704
9	0.19134	9	0.51685	9	0.73373	9	0.84910



r/z	I	r/z	I	r/z	I	r/z	I		
1.60	0.85112	1.85	0.89248	2.35	0.93997	4.40	0.98911		
1	0.85312	6	0.89382	.40	0.94310	.60	0.99041		
2	0.85607	7	0.89514	.45	0.94603	.80	0.99152		
3	0.85700	8	0.89643	.50	0.94877	5.00	0.99246		
4	0.85890	9	0.89771	.55	0.95134	.20	0.99327		
5	0.86077	1.90	0.89897	.60	0.95374	.40	0.99396		
6	0.86260		1	0.90021	.65	0.95599	.60	0.99457	
7	0.86441		2	0.90143	.70	0.95810	.80	0.99510	
8	0.86618		3	0.90263	.75	0.96009	6.00	0.99556	
9	0.86794		4	0.90382	.80	0.96195	.50	0.99648	
1.70	0.86960		5	0.90498	.85	0.96371	7.00	0.99717	
	1		0.87136	6	0.90613	.90	0.96536	.50	0.99769
	2		0.87302	7	0.90726	.95	0.96691	8.00	0.99809
	3		0.87467	8	0.90838	3.00	0.96838	9.00	0.99865
	4	0.87628	9	0.90948	.10	0.97106	10.00	0.99901	
	5	0.87787	2.00	0.91056	.20	0.97346	12.00	0.99943	
	6	0.87944		2	0.91267	.30	0.97561	14.00	0.99964
	7	0.88098		4	0.91472	.40	0.97753	16.00	0.99976
	8	0.88250		6	0.91672	.50	0.97927	18.00	0.99983
9	0.88399	8		0.91865	.60	0.98083	20.00	0.99988	
1.80	0.88546	2.10		0.92053	.70	0.98224	25.00	0.99994	
	1			0.88691	.15	0.92499	30.00	0.99996	
	2			0.88833	.20	0.92914	40.00	0.99998	
	3			0.88974	.25	0.93301	50.00	0.99999	
	4		0.89112	.30	0.93661	100.00	1.00000		
						.80	0.98352	1.00000	
						.90	0.98468		
						4.00	0.98573		
						.20	0.98757		

2.3.7. METODO DE NEWMARK

2.3.7.1. ANALISIS DE BOUSSINESQ

Este método se basa en la ecuación 2-5 que corresponde al esfuerzo vertical bajo el centro de un área circular uniformemente cargada:

$$\frac{\sigma_z}{q} = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2}$$

Si en esta ecuación damos diferentes valores a la relación $\frac{\sigma_z}{q}$ obtenemos los correspondientes de r/z, como se indica a continuación:

$\frac{\sigma_z}{q}$	r/z
0.1	0.270
0.2	0.400
0.3	0.518
0.4	0.637
0.5	0.766
0.6	0.918
0.7	1.110
0.8	1.387
0.9	1.908

Analizando el primer valor:

$$\frac{\sigma_z}{q} = 0.1 \quad \sigma_z = 0.1 q \quad r = 0.270 z$$

donde z es la profundidad de un punto A bajo el centro del círculo.-

Si dibujamos un círculo de radio $r = 0.270 z$, el área del círculo representará un esfuerzo vertical de $0.1 q$. Si este círculo se divide en un número de segmentos iguales, cada uno de ellos contribuirá al esfuerzo σ_z total en la misma proporción. Si el número es 120, cada segmento cooperará para el esfuerzo σ_z con $\frac{0.1 q}{120} = 0.000833 q$.

Concéntrico con el anterior puede dibujarse otro círculo de radio $r = 0.4 z$ cuya área representará un esfuerzo vertical de $0.2 q$. Si los radios que dividían el primer círculo se prolongan hasta el segundo, se tendrá la corona subdividida en áreas cuya influencia es la misma que la de los segmentos originales ($0.000833 q$), fig. 2-16.

De esta manera podemos continuar dibujando círculos concéntricos con radios de $0,518 z$; $0,637 z$; ... y luego prolongando los radios anteriormente trazados. Fig. 2-17.

El gráfico en sí se compone de una serie de círculos concéntricos, los que interceptados por los radios, delimitan una serie de sectores más pequeños hacia el centro y más grandes hacia los bordes. Cada uno de ellos se llama área de influencia, que puede tener diferentes valores, dependiendo del número de segmentos en que se haya dividido el círculo.

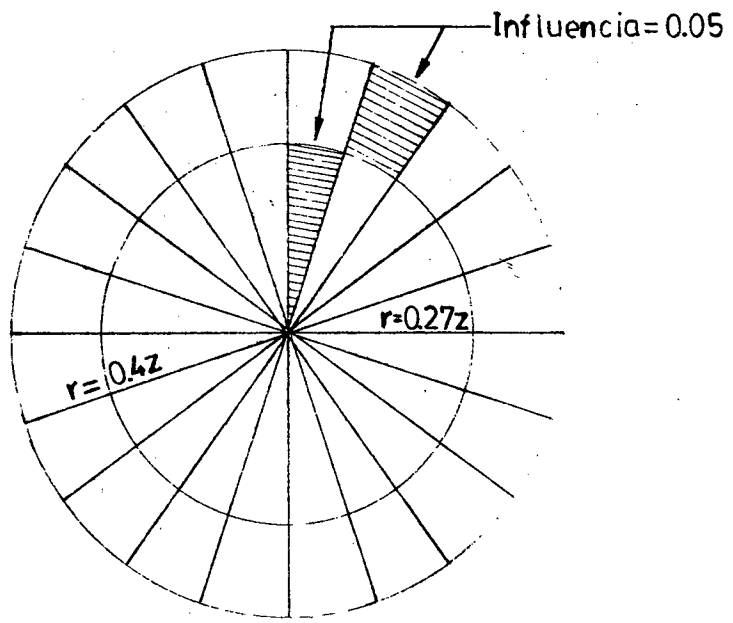


Fig. 2-16

$$I=0.000833$$

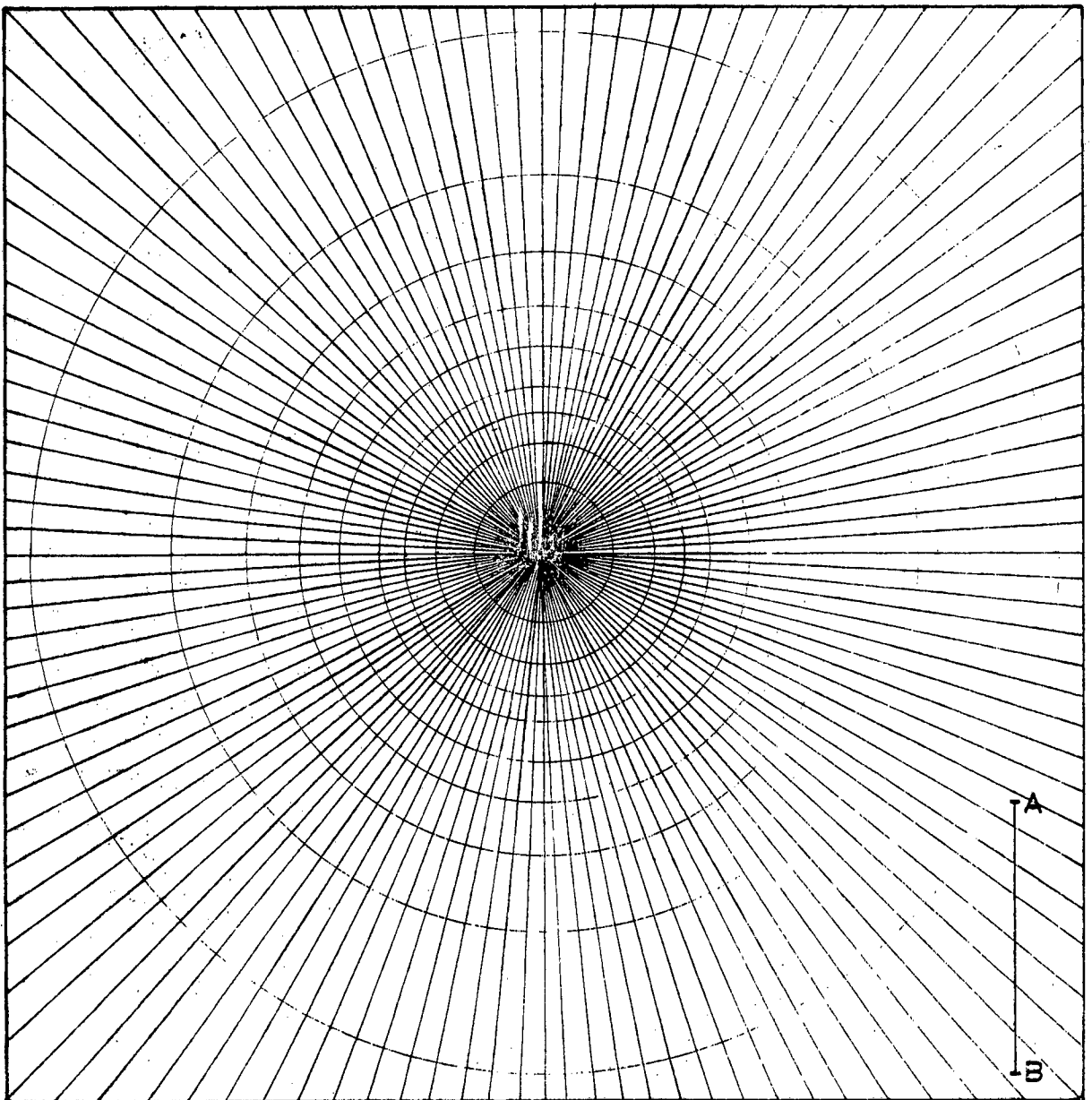


Fig. 2-17

Mientras menor sea el área de influencia, mayor será la exactitud del método. En la figura 2-18 el diagrama tiene un área de influencia de 0.001. El segmento AB representa la profundidad z a la cual se desea investigar el valor de la tensión vertical.

El procedimiento para usar el diagrama de Newmark es el siguiente:

Se dibuja el plano de la cimentación en papel transparente a una escala tal que el segmento AB represente la profundidad z del punto en el cual se requiere conocer el esfuerzo σ_z . Se coloca el papel transparente con el dibujo de la cimentación sobre el diagrama de modo que la proyección del punto que se estudia coincida con el centro del diagrama.

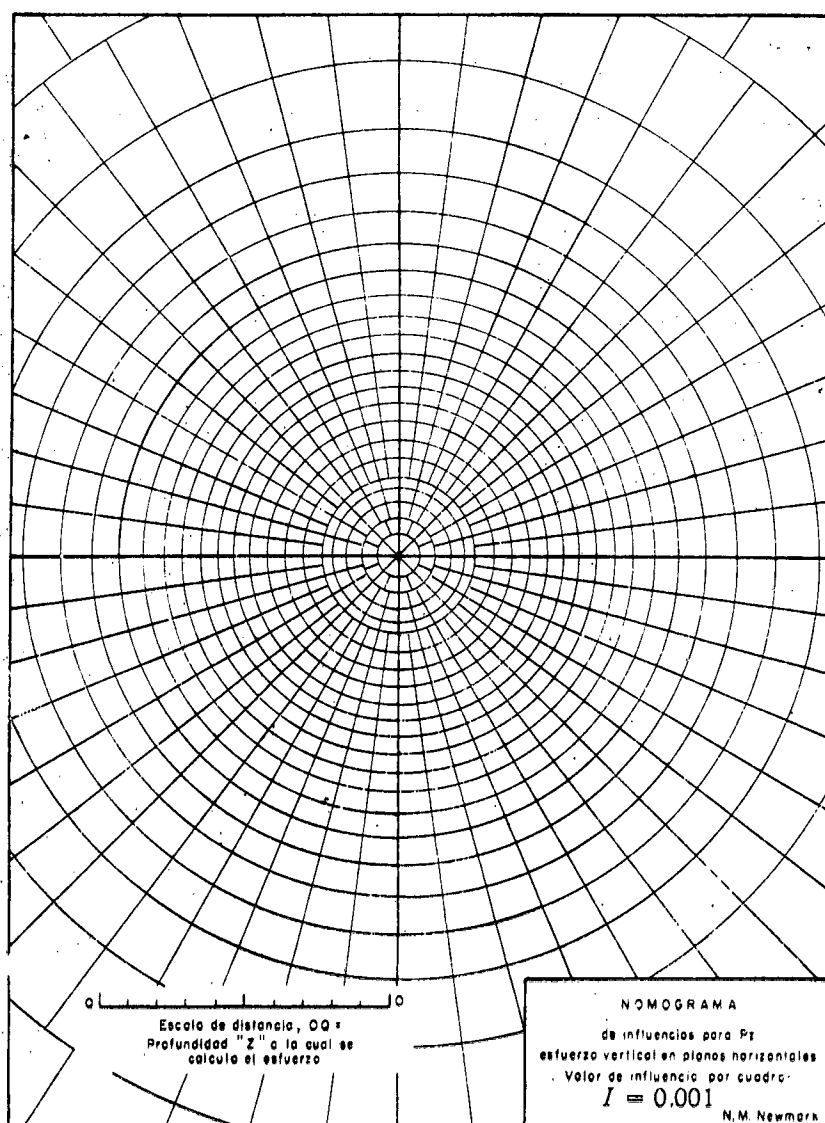


Fig. 2-18

Luego se cuentan las áreas de influencia encerradas por la cimentación. El esfuerzo vertical en ese punto será entonces:

$$\sigma_z = \text{Número áreas de influencia} \times \text{factor de influencia} \times q \quad 2-6$$

El método de Newmark es especialmente útil cuando se tiene una zona con diversas áreas cargadas uniformemente, pero con cargas de distinta intensidad. En la fig. 2-19 se ilustra un ejemplo de aplicación del método.

GEOTECNIA Y CIMIENTOS II

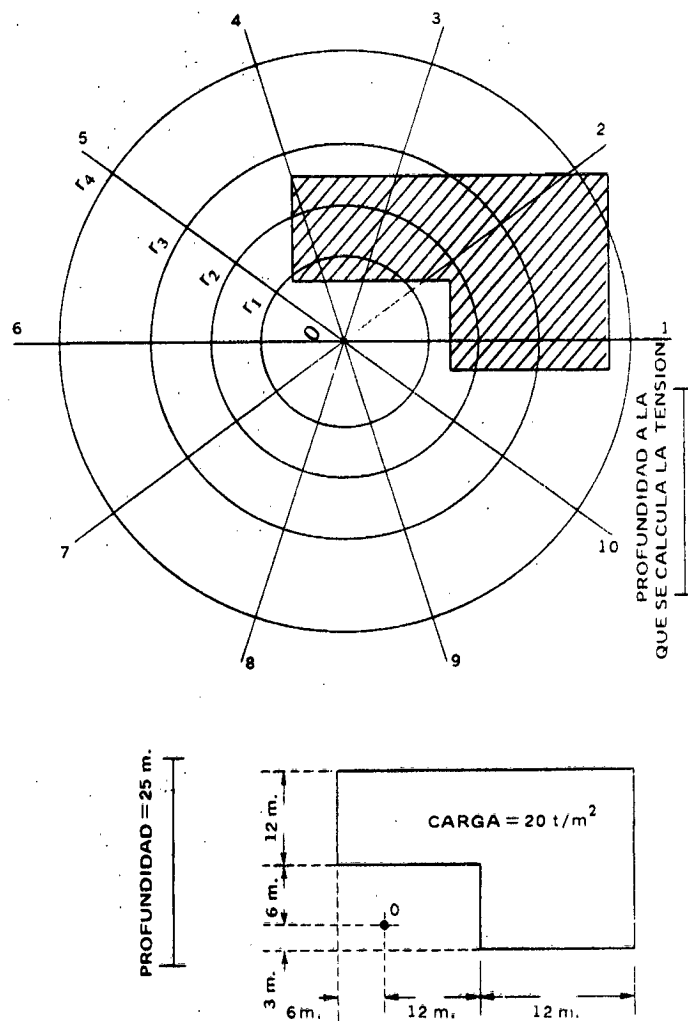


Fig. 2-19-Ejemplo de aplicación del método de las influencias.

2.3.7.2. ANALISIS DE WESTERGAARD

En forma similar al sistema anterior, Newmark desarrolló también su método basado en la ecuación de Westergaard, obteniendo el diagrama 2-20.

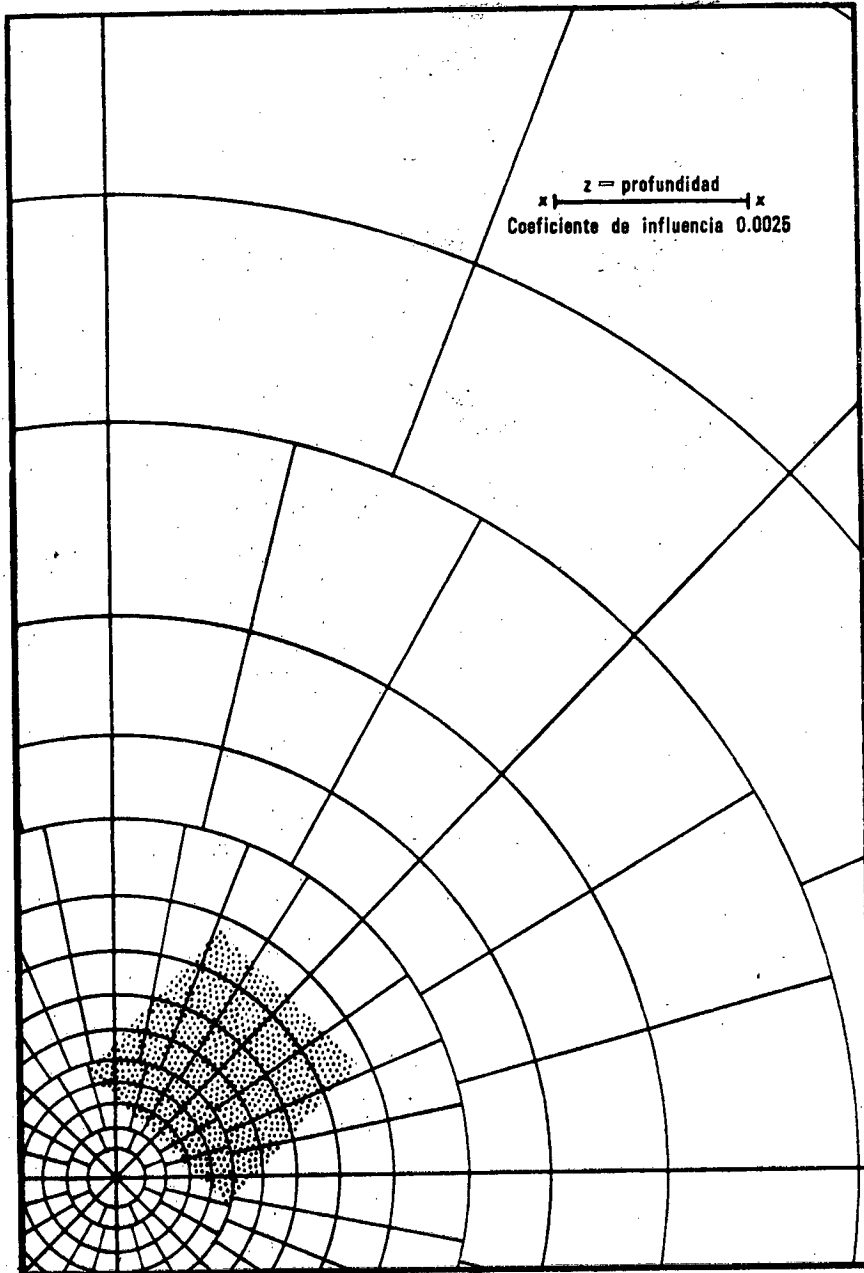


Fig. 2-20 Gráfico de influencia para calcular los esfuerzos verticales debajo de una cimentación uniformemente cargada, en un suelo de finos estratos, semi-infinito y homogéneo; análisis de Westergaard. (Tomado de N. Newmark; gráfico cortesía de Soil Engineering Laboratory, Georgia Institute of Technology.)

2.3.8. FORMULA DE FROHLICH

Varios investigadores que han realizado mediciones directas en el terreno de la distribución de presiones bajo una carga concentrada, han observado que en la proximidad de la vertical de la carga, las presiones reales son más elevadas que las calculadas mediante la fórmula de Boussi-

nesq.

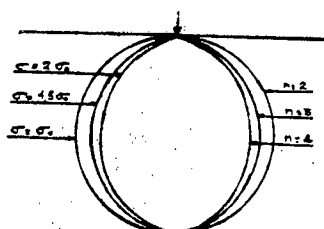
Frohlich ha propuesto la sustitución de la fórmula $\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \theta$

por

$$\sigma_z = \frac{n P}{2\pi z^2} \cos^{n+2} \theta \quad 2-7$$

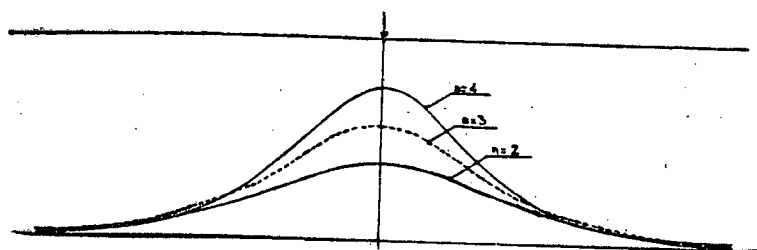
donde n se denomina factor de concentración.

La fórmula de Boussinesq corresponde a $n = 3$, pero para la mayoría de los suelos ~~n suele estar comprendido~~ entre 3 y 4. Fig. 2-21.



b) Bulbo de presiones

Fórmula de Fröhlich.



a) Distribución de presiones sobre un plano horizontal

Fig. 2-21

2.3.9. METODO 2 x 1

Este es un método de menor aproximación que los anteriores en el que se supone que la carga concentrada se distribuye dentro de una pirámide truncada de suelo cuyos lados tienen una pendiente de 2 (vertical) a 1 (horizontal). Fig. 2-22.

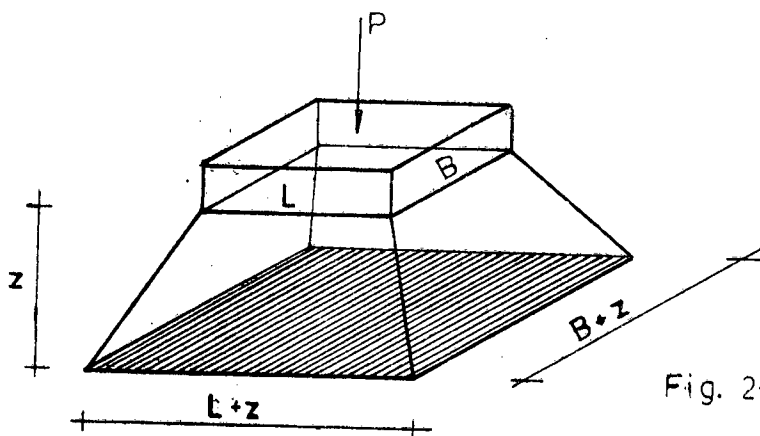


Fig. 2-22

Si suponemos que al nivel del terreno una cimentación tiene las dimensiones L y B , a una profundidad z , la carga se repartirá sobre un área de lados $L + z$ y $B + z$; la presión media a dicha profundidad será:

$$\sigma_z = \frac{P}{(L+z)(B+z)} \quad (\text{valor medio})$$

Como la tensión vertical es máxima en los puntos ubicados sobre la vertical que contiene a la carga, este método toma en cuenta esa variante por medio del coeficiente 1.5.

$$\sigma_z = \frac{1.5 P}{(L+z)(B+z)} \quad (\text{valor máximo}) \quad 2-8$$

Esta aproximación es útil en el estudio preliminar del asentamiento, tiene el inconveniente de que no indica la variación del esfuerzo vertical a una misma profundidad y no toma en cuenta la distribución de presiones fuera de la pirámide.

2.3.10. CIMENTACIONES SOBRE ARENA

Según la fórmula de Boussinesq, la distribución de presiones verticales es la misma para todos los materiales elásticos e isótropos, cualesquiera que sean sus características mecánicas. En el caso de arenas, el resultado obtenido con la aplicación de la fórmula difiere notablemente del obtenido mediante observaciones directas en el terreno con la utilización del manómetro piezoeléctrico.

Por tal motivo, la distribución de presiones verticales en arenas, obedece a las características físicas del material, como son su compacidad relativa y su ángulo de rozamiento interno.

La compacidad relativa se define como:

$$I_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

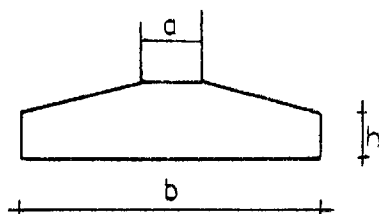
en la que e_{\max} es la relación de vacíos del suelo en su estado más suelto; e es la relación de vacíos real y e_{\min} es la relación en el estado más compacto posible. Por tanto, $I_d = 1.0$ para los suelos muy compactos, y 0 para los suelos muy sueltos.

En la práctica, la compacidad relativa de los suelos granulares usualmente se juzga de manera indirecta mediante la prueba de penetración

estándar, porque la medida directa de la relación de vacíos en el campo no resulta práctica. Sin embargo, si se conoce e , puede determinarse los valores de e_{\max} y e_{\min} en el laboratorio. El estado más suelto generalmente puede obtenerse permitiendo que el material pulverizado y seco caiga en un recipiente desde un embudo sostenido de manera que la caída libre sea aproximadamente de 1.3 cm. El estado más denso generalmente puede obtenerse apretando el suelo dentro de un recipiente por medio de una combinación de presión estática y vibración o, en algunas ocasiones, haciendo llover la arena desde una altura que permita que el impacto de los granos al caer compacte la capa superficial.

Previa a la determinación de la distribución de presiones en la arena, deberá conocerse por medio del estudio del subsuelo, además de la compactación relativa de la arena (suelta o compacta), el valor del ángulo de rozamiento interno mínimo ϕ en grados.

El presente método de cálculo de la distribución de presiones en arena, es aplicable para zapatas rígidas, cuya condición de rigidez viene determinada por la siguiente relación:



$$h \geq \frac{b - a}{4}$$

Con la finalidad de obtener el principio fundamental del límite de la distribución de las presiones en arena, provocadas por una carga aplicada sobre el mismo, se determina de la siguiente manera:

Se dispone de una altura h de arena, que contiene un sensor piezoelectrico C (medidor de la presión vertical) situado a un nivel z dado. Una carga P se aplica en el nivel superior de la capa de arena por intermedio de una placa rígida circular de diámetro D , con su centro en el eje del sensor, cuyo manómetro piezoelectrico registra una presión vertical p .

La capa de arena se ha formado sobre una superficie rígida, horadada con numerosos agujeros pequeños distanciados unos de otros 30 mm, situados sobre circunferencias concéntricas cuyo centro está en el eje del sensor y de la carga aplicada y cuyos radios varían de 15 en 15 mm. Fig. 2-23

Si se destapan simultáneamente todos los agujeros repartidos en la circunferencia de mayor diámetro, la arena cae lentamente y el macizo to-

ma la forma de un tronco de cono.

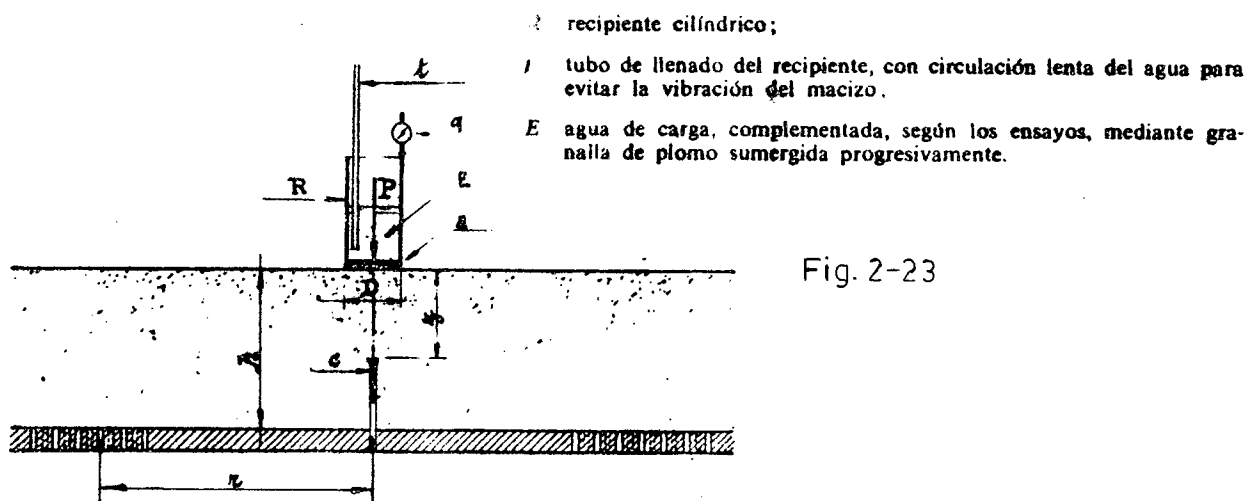


Fig. 2-23

Se destapan a continuación los agujeros repartidos sobre la circunferencia de diámetro inmediatamente inferior hasta destapar los agujeros de la circunferencia de radio r correspondiente al límite del equilibrio de la placa; hasta este instante, el sensor no registrará ninguna variación de la presión p . Fig. 2-24.

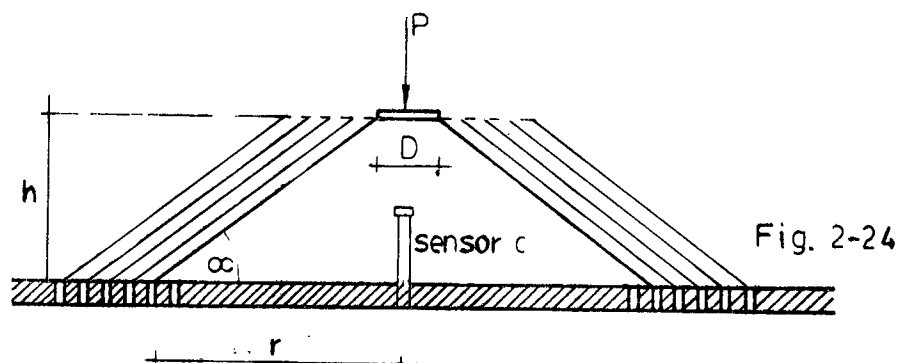


Fig. 2-24

El radio r que determina el límite de la distribución de presiones, se comprueba mediante el ensayo, que obedece a la siguiente relación:

$$\frac{h}{r - 0.5 D} = \operatorname{tg} \alpha$$

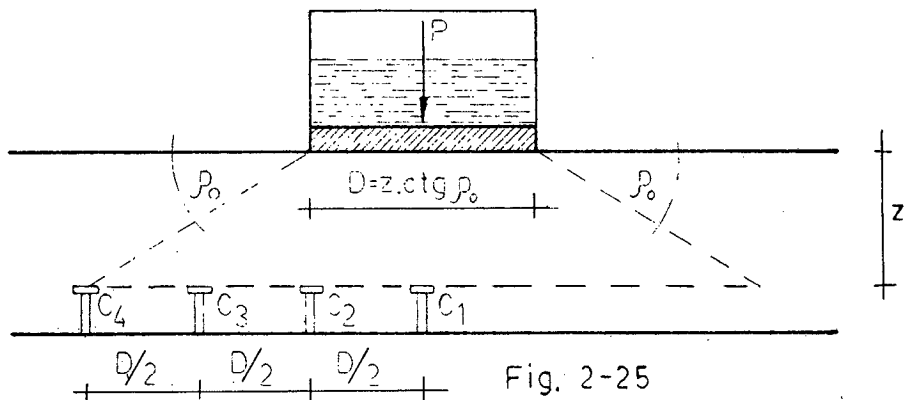
De esta manera, se llega a la conclusión que la pendiente límite de la distribución de las presiones, en el interior de la arena de ensayo, es igual al ángulo de talud natural del material y aproximadamente igual al ángulo de rozamiento interno mínimo ϕ del material, con respecto a la horizontal.

2.3.10.1. ARENA SUELTA

ZAPATA CIRCULAR

Para obtener la presión máxima vertical a una profundidad z bajo una

sapata rígida circular de diámetro D , se realiza el siguiente ensayo, -
Fig. 2-25.



El diámetro D de la zapata se calcula mediante la fórmula:

$$D = z \operatorname{ctg} \rho_0'$$

Se utilizan 4 sensores piezoeléctricos situados en un mismo plano horizontal, a las distancias d_1, d_2, d_3, d_4 del eje de la zapata:

$$d_1 = 0 \qquad d_2 = D/2 \qquad d_3 = D \qquad d_4 = \frac{3D}{2}$$

Sobre la zapata de diámetro D se coloca un recipiente cilíndrico del mismo diámetro que la zapata, en el cual se vierte lentamente agua. Sin tener en cuenta la cantidad de agua vertida, se anotan los valores de la presión que marcan los sensores y se observa que la presión máxima la marca el sensor 1, con un valor p_1 , y que las otras presiones son iguales a:

$$p_2 = 0.88 p_1 \qquad p_3 = 0.55 p_1 \qquad p_4 = 0$$

El valor de la presión en el sensor 4 es cero debido a que se encuentra en el límite de la distribución de presiones.

Si se dibujan los valores de las presiones de los 4 puntos en ordenadas y las distancias en abscisas, la curva resultante es una parábola y define la envolvente de la distribución de las presiones en el interior de la arena, para un mismo plano horizontal. Fig. 2-26.

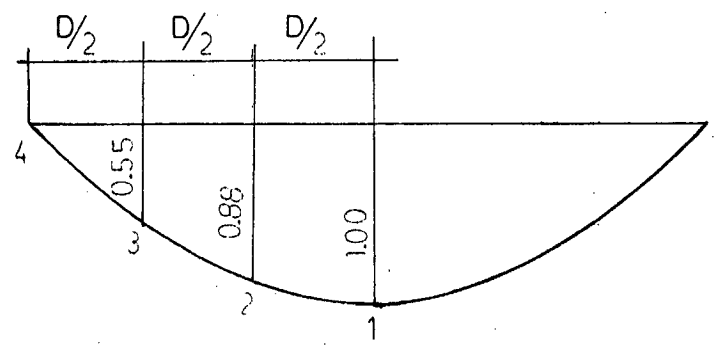


Fig. 2-26

El volumen de revolución limitado por el plano horizontal y la parábola determinada de esta forma (paraboloides de revolución), representa la suma de las tensiones correspondientes a las presiones verticales debidas a la carga de la zapata al nivel z por debajo de la superficie libre del terreno.

$$V = \frac{\pi}{2} \left(\frac{D}{2} + z \operatorname{ctg} \phi \right)^2 \sigma_m$$

Esta suma de las tensiones normales es equivalente al valor de la carga P aplicada sobre el terreno.

$$P = \frac{\pi}{2} \left(\frac{D}{2} + z \operatorname{ctg} \phi \right)^2 \sigma_m$$

de donde el valor de la presión vertical máxima σ_m debida a la carga P transmitida por la zapata circular:

$$\sigma_m = \frac{2 P}{\pi (0.5 D + z \operatorname{ctg} \phi)^2} \quad 2-9$$

B) ZAPATA CUADRADA

El caso de la zapata cuadrada se puede asimilar al de la zapata circular, considerando que, a igualdad de superficie, tiene un diámetro tal, que:

Área zapata cuadrada = área zapata circular

$$a^2 = \pi \frac{D^2}{4}$$

$$D = \frac{2 a}{\sqrt{\pi}} = 1.128 a$$

$$\sigma_m = \frac{2 P}{\pi (0.5 \times 1.128 a + z \operatorname{ctg} \phi)^2}$$

$$\sigma_m = \frac{2 P}{\pi (0.564 a + z \operatorname{ctg} \phi)^2} \quad 2-10$$

a : lado de la zapata cuadrada.

C) ZAPATA RECTANGULAR

Haciendo $a = \sqrt{B \cdot b}$ en la fórmula de la presión vertical máxima bajo una zapata cuadrada, se tiene:

$$\sigma_m = \frac{2 P}{\pi (0.564 \sqrt{B \cdot b} + z \operatorname{ctg} \phi)^2} \quad 2-11$$

b: ancho de la zapata

B: largo de la zapata

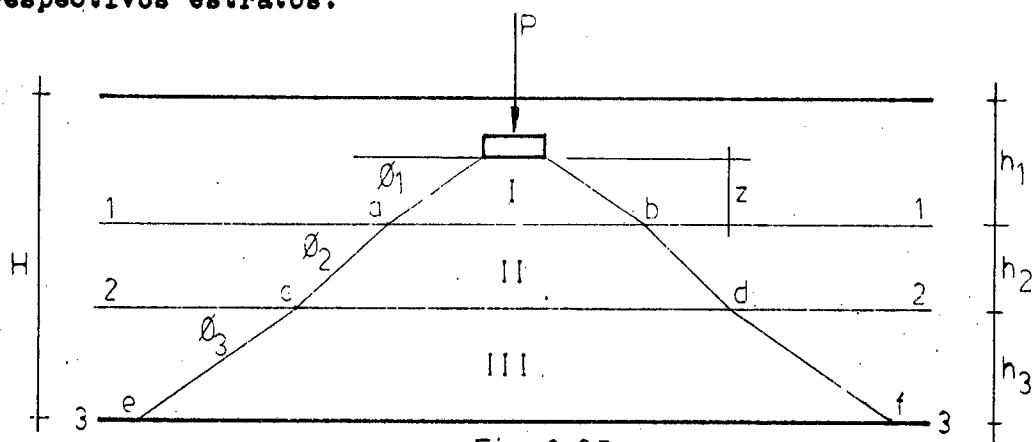
D) ZAPATA CONTINUA

La presión vertical máxima a una profundidad z bajo una zapata continua, con una carga P está dada por la fórmula:

$$\sigma_m = \frac{3 P}{4 (b/2 + z \operatorname{ctg} \phi)} \quad 2-12$$

2.3.10.2. ZAPATAS SITUADAS SOBRE UN TERRENO ESTRATIFICADO SUELTO.

Supongamos que el terreno estratificado es del tipo indicado en la fig. 2-27, con los ángulos de rozamiento interno mínimo ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 de los respectivos estratos.



La fórmula general que da el valor de la presión vertical máxima, en el nivel inferior del estrato n , producida por una carga P que actúa sobre la zapata es:

$$\sigma_{mn} = \frac{2 P \cdot 1}{\pi (\lambda + z \operatorname{ctg} \phi_1 + h_2 \operatorname{ctg} \phi_2 \dots + h_n \operatorname{ctg} \phi_n)} \quad 2-13$$

En donde el valor de A depende de la forma de la zapata:

ZAPATA CIRCULAR

$$A = 0.5 D$$

ZAPATA CUADRADA

$$A = 0.564 a$$

ZAPATA RECTANGULAR

$$A = 0.564 \sqrt{B \cdot b}$$

ZAPATA CONTINUA

La presión vertical máxima al nivel inferior del estrato n de un terreno estratificado de n estratos es:

$$2-14 \quad \sigma_{m.n} = \frac{3}{4} \frac{P}{(b/2 + z \operatorname{ctg} \phi_1 + h_2 \operatorname{ctg} \phi_2 + \dots + h_n \operatorname{ctg} \phi_n)}$$

Si del estudio del subsuelo (prueba de penetración estándar) se determina que la arena es compacta, el cálculo de la presión vertical máxima para cualquier forma de la zapata, se hará utilizando las mismas fórmulas anteriores, pero reemplazando $\operatorname{ctg} \phi$ por $\operatorname{tg} \phi$.

Se procede de la misma forma en el caso de un terreno estratificado compacto; en la fórmulas correspondientes a un terreno estratificado suelto, se sustituye $\operatorname{ctg} \phi$ por $\operatorname{tg} \phi$.

2.4. ASENTAMIENTO INMEDIATO

2.4.1. METODO APROXIMADO DE STEINBRENNER

Este asentamiento ocurre en forma rápida, inmediatamente de aplicada la carga. Se produce por el cambio de forma de la masa de suelo a volumen constante. Debido a que este proceso ocurre muy rápidamente, y a la baja permeabilidad de los suelos cohesivos, el agua contenida en el suelo no logra drenarse y por lo tanto el asentamiento no se debe a la dis-

DISTRIBUCION DE PRESIONES VERTICALES

METODO	CARGA	SUPERFICIE	PROCEDIMIENTO
BOUSSINESQ	CONCENTRADA		$K_b \frac{P}{z^2}$
	UNIFORME	RECTANGULAR	I.q
	UNIFORME	RECTANGULAR INFINITA	$\frac{q}{\pi} [\alpha + \text{sen } \alpha \cos 2\theta]$
	UNIFORME	CIRCULAR	I.q
FROHLICH	CONCENTRADA		$\frac{nP}{2\pi z^2} \cos^{n+2} \theta$
WESTERGAARD	CONCENTRADA		$\frac{P}{\pi z^2 [1 + 2(\frac{r}{z})^2]^{3/2}}$
	UNIFORME	RECTANGULAR	LINEAS ISOBARICAS

DISTRIBUCION DE PRESIONES VERTICALES

METODO	CARGA	SUPERFICIE	PROCEDIMIENTO
WESTERGAARD	UNIFORME	RECTANGULAR INFINITA	LINEAS ISOBARICAS
NEWMARK	ANALISIS DE BOUSSINESQ	CUALQUIER FORMA	PROCEDIMIENTO GRAFICO
	ANALISIS DE WESTERGAARD		
REIMBERT (PARA ARENA SUELTA)	CONCENTRADA	CIRCULAR	$\frac{2 P}{\pi (0.5 D + z \operatorname{ctg} \phi)^2}$
		CUADRADA	$\frac{2 P}{\pi (0.564 a + z \operatorname{ctg} \phi)^2}$
		RECTANGULAR	$\frac{2 P}{\pi (0.564 \sqrt{B b} + z \operatorname{ctg} \phi)^2}$
		CONTINUA	$\frac{3 P}{4 \left(\frac{b}{2} + z \operatorname{ctg} \phi \right)}$

minución de la relación de vacíos.

Se define la presión de contacto como la presión unitaria que existe en cada punto del apoyo de una cimentación en el suelo, es decir, es la presión que actúa entre la superficie inferior de la cimentación y el suelo.

Para el caso de zapatas flexibles que pueden seguir todas las deformaciones del terreno, la presión de contacto se distribuirá uniformemente, pero el asentamiento inmediato se repartirá desigualmente.

Steinbrenner calculó el asentamiento que se produce en un punto situado a una profundidad z bajo la esquina de un rectángulo cargado. Fig 2-28.

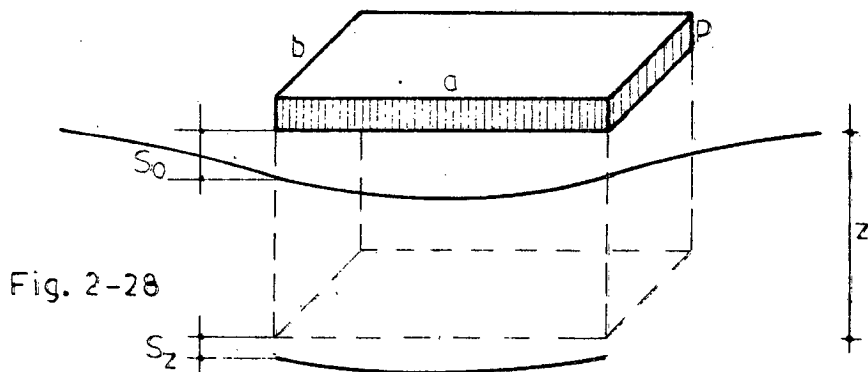


Fig. 2-28

Si llamamos S_z al asentamiento que experimentaría este punto en el caso de profundidad indefinida del terreno compresible, podemos admitir que el asentamiento en la esquina, para el caso de profundidad z de la capa compresible es:

$$S = S_0 - S_z$$

siendo S_0 el asentamiento para $z = 0$.

El asentamiento de un punto a profundidad z debajo de la esquina de un rectángulo cargado es igual a

$$S_z = \frac{q b}{2 E} \left[A \phi_1 (a, b, z) - B \phi_2 (a, b, z) \right] \quad 2-15$$

donde:

$$A = 1 - \nu^2$$

$$B = 1 - \nu - 2\nu^2$$

q : carga uniforme que actúa sobre la cimentación

b : ancho de la cimentación

E: módulo de elasticidad del suelo

v: coeficiente de Poisson

Las funciones ϕ_1 y ϕ_2 vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2} + n}{\sqrt{1+n^2+m^2} - n} + n \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2} + 1}{\sqrt{1+n^2+m^2} - 1}$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{tg}^{-1} \frac{n}{m \sqrt{1+n^2+m^2}}$$

donde $m = \frac{z}{b}$ y $n = \frac{a}{b}$

Los valores de ϕ_1 y ϕ_2 han sido tabulados y un resumen de los mismos se encuentra en la tabla 2-4.

La diferencia entre los asentamientos en la superficie y a profundidad z , calculados por esta tabla, nos dará aproximadamente el asentamiento producido por la capa compresible. Steinbrenner hizo ya la operación de sustracción entre ambos valores, poniendo su fórmula en la forma:

$$\Delta S = \frac{q b}{E} \left[A f_1(a, b, z) + B f_2(a, b, z) \right]^2 \quad 2-16$$

siendo f_1 y f_2 funciones que se hallan en el ábaco de la fig. 2-29 y A y B los mismos coeficientes de la ecuación 2-15

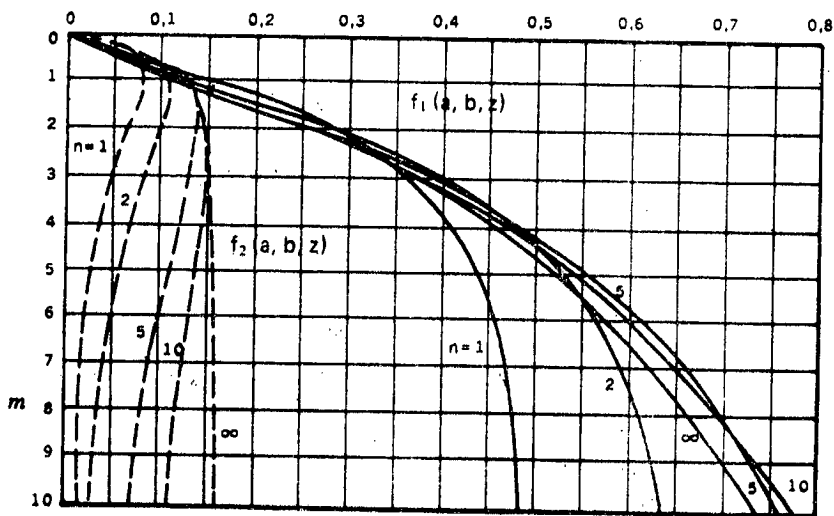


Fig. 2-29-Carga rectangular sobre multicapa elástica. Acortamiento de la capa elástica superficial bajo la esquina del rectángulo. Método aproximado. Según Steinbrenner.

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DEL ASIENTO DE UN PUNTO SITUADO A PROFUNDIDAD z POR DEBAJO DE LA ESQUINA DE UN RECTANGULO CARGADO UNIFORMEMENTE (Harr, 1966)

$$m = z/b ; \quad n = a/b ;$$

$$s_z = \frac{pb}{2E} (A \phi_1 - B \phi_2)$$

$$A = 1 - \nu^2 ; \quad B = 1 - \nu - 2\nu^2$$

$\begin{matrix} n \\ m \end{matrix}$	1	1,5	2	3	5	7	10	15	20	30	50	100
$0, \phi_1$	1,122	1,356	1,532	1,783	2,105	2,318	2,544	2,802	2,985	3,243	3,568	4,010
ϕ_2	0,	0,	0,	0,	0,	0,	0,	0,	0,	0,	0,	0,
0,2	1,105 0,082	1,343 0,085	1,518 0,086	1,770 0,087	2,092 0,087	2,305 0,087	2,532 0,087	2,790 0,087	2,973 0,087	3,231 0,087	3,556 0,087	3,997 0,087
0,4	1,057 0,132	1,301 0,142	1,479 0,146	1,733 0,149	2,056 0,151	2,270 0,151	2,497 0,151	2,755 0,151	2,938 0,151	3,196 0,152	3,521 0,152	3,962 0,152
0,6	0,989 0,158	1,240 0,176	1,422 0,184	1,679 0,191	2,004 0,195	2,219 0,196	2,446 0,196	2,704 0,197	2,887 0,197	3,145 0,197	3,470 0,197	3,912 0,197
0,8	0,914 0,167	1,169 0,194	1,354 0,207	1,615 0,218	1,943 0,224	2,158 0,226	2,386 0,227	2,644 0,228	2,827 0,228	3,086 0,228	3,411 0,228	3,852 0,228
1,0	0,838 0,167	1,094 0,200	1,282 0,218	1,547 0,234	1,878 0,244	2,094 0,247	2,322 0,248	2,581 0,249	2,764 0,250	3,022 0,250	3,348 0,250	3,789 0,250
2,0	0,552 0,128	0,773 0,173	0,954 0,205	1,226 0,243	1,571 0,273	1,794 0,283	2,026 0,289	2,287 0,292	2,471 0,294	2,730 0,294	3,056 0,295	3,497 0,295
3,0	0,396 0,096	0,572 0,136	0,728 0,168	0,984 0,215	1,332 0,262	1,561 0,282	1,798 0,294	2,063 0,301	2,249 0,304	2,509 0,306	2,835 0,307	3,277 0,307
4,0	0,306 0,075	0,448 0,109	0,580 0,138	0,809 0,186	1,147 0,243	1,379 0,270	1,612 0,289	1,890 0,301	2,077 0,306	2,339 0,309	2,666 0,311	3,108 0,312
5,0	0,248 0,061	0,367 0,090	0,479 0,116	0,682 0,161	1,001 0,221	1,231 0,255	1,477 0,281	1,749 0,298	1,939 0,305	2,202 0,310	2,530 0,313	2,972 0,314
6,0	0,208 0,052	0,309 0,076	0,406 0,099	0,586 0,141	0,884 0,201	1,109 0,239	1,355 0,270	1,631 0,293	1,823 0,302	2,088 0,309	2,417 0,313	2,860 0,315
8,0	0,158 0,039	0,235 0,058	0,310 0,077	0,415 0,111	0,710 0,168	0,918 0,208	1,160 0,247	1,440 0,279	1,635 0,294	1,904 0,306	2,236 0,313	2,680 0,316
10	0,126 0,032	0,189 0,047	0,251 0,062	0,370 0,091	0,589 0,142	0,778 0,182	1,009 0,224	1,287 0,264	1,485 0,284	1,759 0,301	2,093 0,311	2,539 0,316
20	0,064 0,016	0,095 0,024	0,127 0,032	0,189 0,047	0,312 0,077	0,428 0,105	0,591 0,142	0,823 0,191	1,011 0,225	1,290 0,265	1,639 0,295	2,096 0,312
40	0,032 0,008	0,048 0,012	0,064 0,016	0,095 0,024	0,158 0,039	0,221 0,055	0,312 0,077	0,457 0,112	0,591 0,142	0,823 0,191	1,164 0,249	1,640 0,295
100	0,013 0,003	0,019 0,005	0,025 0,006	0,038 0,010	0,064 0,016	0,089 0,022	0,127 0,032	0,190 0,047	0,251 0,062	0,371 0,091	0,591 0,142	1,011 0,225

Para $\nu = 0,5$, la expresión 2-16 se simplifica y resulta

$$\Delta S = \frac{3 q b}{4 E} f_1 (a, b, s)$$

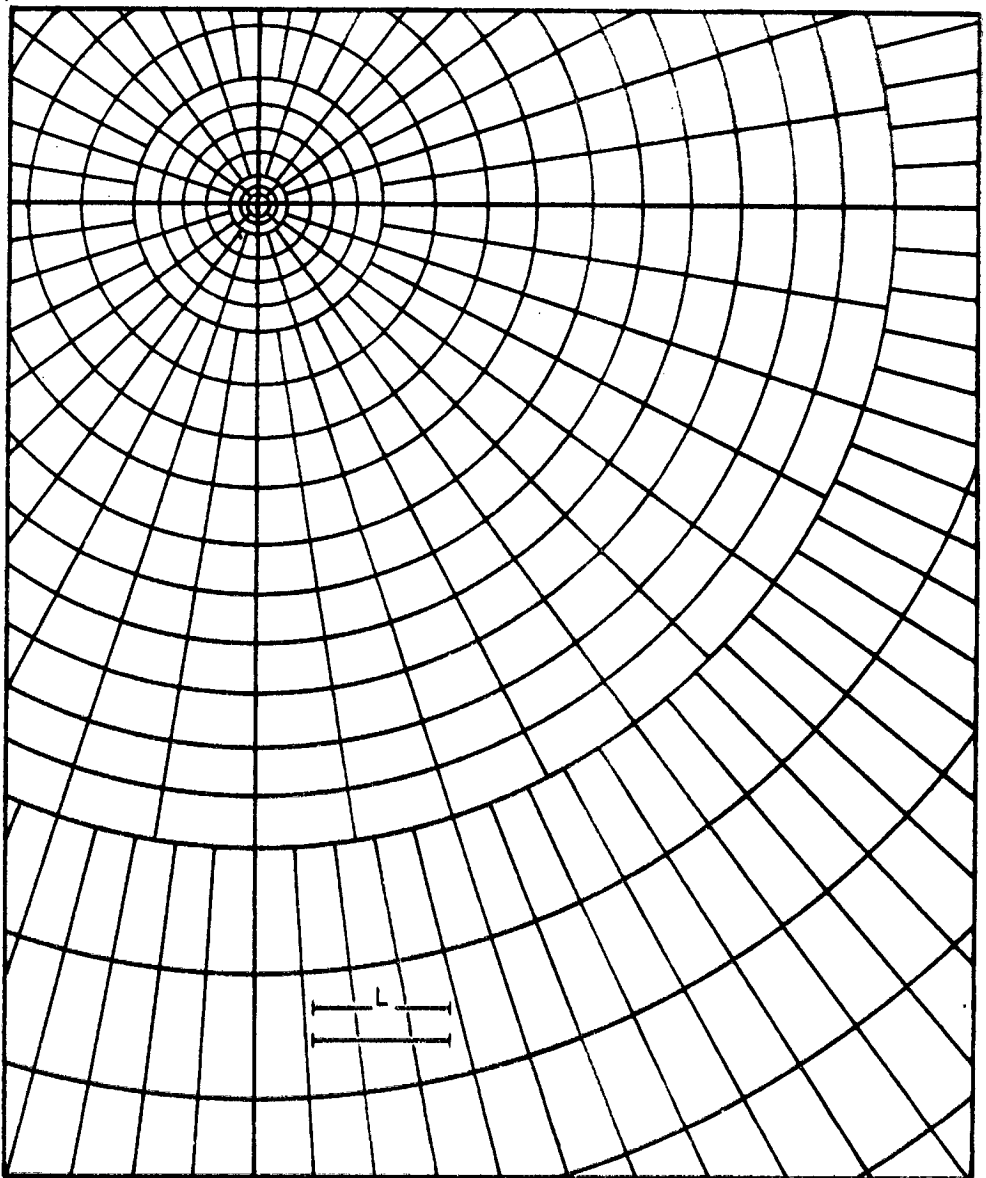
2.4.2. METODO DE NEWMARK PARA EL CALCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO DE -
AREAS IRREGULARES.

La fórmula 2-16 permite el cálculo del asentamiento inmediato para -
el caso de zapatas cuadradas o rectangulares. El método de Newmark ex -
tiende la solución para cualquier forma del área cargada.

Este método es análogo para el cálculo de las tensiones verticales -
en el terreno, y se basa igualmente en dividir la superficie en trape -
cios curvilíneos que tienen, cada uno de ellos, la misma influencia so -
bre el asentamiento. Fig. 2-30.

*Nomogramas de Newmark
para el calculo de asientos*

Fig. 2-30



Para calcular el asentamiento en un punto de un área irregular uniformemente cargada, se dibuja esta área en papel transparente a una escala adecuada, y se la superpone al nomograma de modo que el centro de las coronas coincida con el punto cuyo asentamiento se desea conocer. Luego se cuenta el número de trapecios n , cubiertos por el área cargada, estimando las fracciones, y el asentamiento inmediato será igual a:

$$S_i = 0.02 n q \frac{1 - v^2}{E} L \quad 2-17$$

donde L es la equivalencia, en la escala empleada, del segmento que figura como módulo en el nomograma y q la carga uniforme que actúa sobre la cimentación.

2.4.2.1. ARCILLAS

El módulo de elasticidad se lo puede obtener a partir de los resultados de la prueba de consolidación unidimensional aplicando la siguiente expresión:

$$E = \frac{1 + e_0}{a_v} \left(1 - \frac{2u^2}{1-u} \right) \quad 2-18$$

a_v : coeficiente de compresibilidad para el intervalo Δp

e_0 : relación de vacíos inicial

También se lo puede obtener por correlación con el valor de la resistencia a la compresión simple q_u expresada en Kg/cm^2 :

1) Para arcillas sensibles normalmente consolidadas

$$E = (125 \text{ a } 250) q_u$$

2) Para arcillas poco sensibles

$$E = 500 q_u$$

El valor de la relación de Poisson dependerá del tipo de suelo:

arcilla saturada	0.4 - 0.5
arcilla no saturada	0.1 - 0.3
arcilla arenosa	0.2 = 0.3
limo	0.3 = 0.35

2.4.2.2. ARENAS

En materiales granulares, el método elástico para el cálculo del asentamiento inmediato no es aplicable en forma directa, por no cumplirse las hipótesis aceptadas, sobre todo las referentes a las constantes elásticas E y ν .

Por ejemplo, en arenas, lo que pudiera considerarse el módulo de elasticidad E , aumenta con la profundidad y crece también en las zonas centrales de las áreas cargadas. Análogamente, lo que pudiera considerarse la relación de Poisson, varía con la compacidad de la arena y con la magnitud y tipo de los esfuerzos aplicados.

Para permitir el cálculo del asentamiento inmediato por el método elástico, se ha establecido una correlación entre el valor de $E/(1 - \nu^2)$ que hay que introducir en la fórmula elástica 2-17 y el número de golpes N del ensayo de penetración estándar.

1) Para arenas normalmente consolidadas:

$$\frac{E}{1 - \nu^2} = 10.2 (20.9 + 0.89 N) \text{ en Kg/cm}^2$$

entonces:

$$S_1 = \frac{0.00196}{20.9 + 0.89 N} n q L$$

2) Para arenas sobreconsolidadas o compactadas:

$$\frac{E}{1 - \nu^2} = 10.2 (47.3 + 1.19 N) \text{ en Kg/cm}^2$$

$$S_1 = \frac{0.00196}{47.3 + 1.19 N} n q L$$

2.4.3. METODO DE MEYERHOF PARA EL CALCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO EN SUELOS NO COHESIVOS.

Por las dificultades expuestas en la determinación de las constantes elásticas en suelos no cohesivos, es más frecuente que el asentamiento +



inmediato de estructuras en suelos no cohesivos se estime a partir de criterios empíricos en base al ensayo de penetración estándar.

$$S_i = C_d C_w \frac{q}{1.92 N} \left(\frac{2 B}{B + 0.305} \right)^2 \quad 2-19$$

- S_i : asentamiento inmediato en cm,
- C_d : coeficiente de enterramiento,
- C_w : corrección por nivel freático,
- q : carga uniforme en Kg/cm^2 que actúa sobre la cimentación,
- B : ancho de la cimentación en cm,
- N : número de golpes, del ensayo de penetración estándar, corregido y promediado como se indica a continuación.

Para limos y arenas finas saturadas, los valores mayores de 15 se corregirán usando la fórmula:

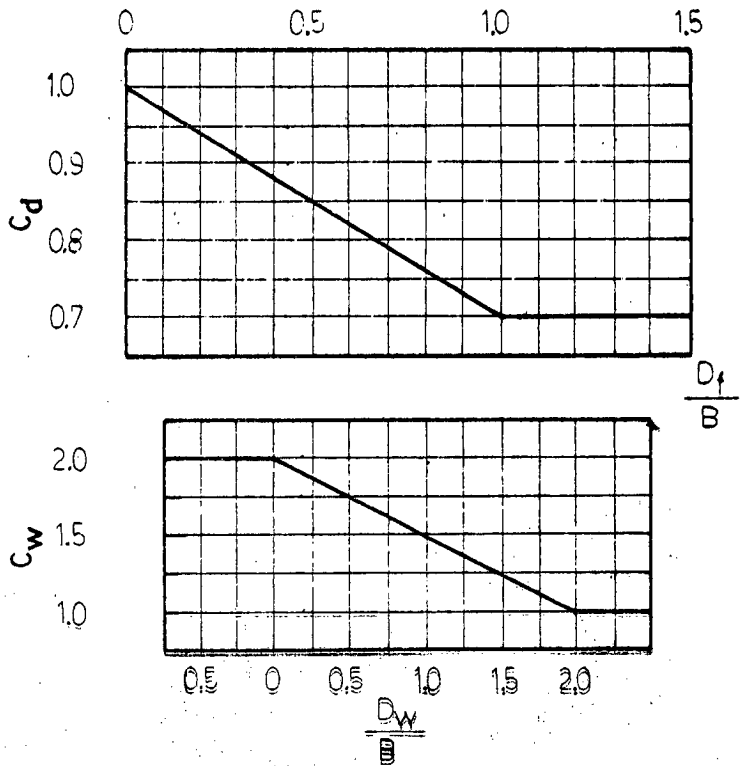
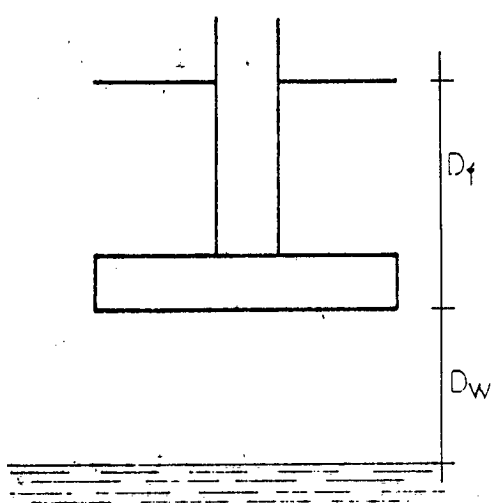
$$N \text{ corregida} = 15 + \frac{1}{2} (N - 15)$$

Para ensayos a profundidades mayores de 2.0 m, se corrige los valores usando la fórmula:

$$N \text{ corregida} = N \left(0.77 \log \frac{195.2}{q} \right)$$

Luego de corregidos los valores de N , se encuentra un valor de N promedio, sin tener en cuenta los valores anormalmente altos de N corregida.

El valor de N así calculado, es el que se utiliza en la fórmula para calcular el asentamiento inmediato.



2.4.4. PRUEBA DE CARGA

El asentamiento inmediato en suelos granulares puede estimarse a partir de una prueba de carga (descrito en el capítulo I), pero sus resultados serán confiables siempre que la prueba cumpla ciertos requisitos.

El ensayo debe ejecutarse utilizando una placa metálica de 30 x 30 cm, situada en el fondo de una excavación de 1.5 x 1.5 m. El plano de apoyo de la placa debe coincidir con el nivel de cimentación de las zapatas.

La carga sobre la placa debe aplicarse en incrementos del 10 % de la presión admisible supuesta y continuar incrementándose hasta llegar a un valor de 1.5 veces la presión admisible.

Los asentamientos que produzcan los incrementos de carga deben leerse con una precisión de 0.05 mm. Los resultados deben representarse gráficamente por una curva carga - asentamiento.

Esta prueba debe realizarse únicamente en el caso de que el terreno bajo la placa sea homogéneo hasta una profundidad relativamente grande - respecto al tamaño de la zapata real; de lo contrario, el asentamiento deducido de la prueba de carga puede ser muy diferente del que se produzca bajo la zapata real.

La expresión empírica desarrollada por Terzaghi y Peck para determinar el asentamiento de la zapata real es:

$$\frac{e}{e_0} = \frac{4}{(1 + B_0/B)^2} \quad 2-20$$

en donde:

e : asentamiento de la zapata real,

e_0 : asentamiento de la placa de prueba,

B_0 : ancho de la placa (30 cm),

B : ancho de la zapata.

Esta expresión es equivalente a la indicada en el capítulo I:

$$S_1 = S_2 \left(\frac{2B}{B + 300} \right)^2 \quad 2-21$$

2.5. CONSOLIDACION PRIMARIA

2.5.1. CONSOLIDACION DE LOS SUELOS

Los suelos, al igual que los otros materiales usados en la construcción, sufren deformaciones bajo el efecto de un esfuerzo sobre ellos aplicado. Sin embargo, si en la mayoría de los materiales se considera que son elásticos, en los suelos la relación que existe entre esfuerzos y deformaciones es más complicada.

La consolidación que experimenta un suelo bajo la acción de una carga no ocurre inmediatamente después de la aplicación de la carga, como sucede en los materiales elásticos, ya que para el reacondamamiento de las partículas, necesita expulsar parte del agua que contiene el suelo y si este tiene baja permeabilidad, la expulsión del agua requiere mucho tiempo.

Generalmente, cuando una cimentación tiene que apoyarse sobre una capa de arcilla blanda, se toman todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra un asentamiento excesivo y que quizás llegue hasta a hundirse en el suelo. Por el contrario, si la cimentación descansa sobre un espeso estrato de arena y bajo este existe una delgada capa de arcilla, es de esperarse que también se produzca un considerable asentamiento que puede incluso llegar a ser mayor al máximo permisible, debido a la compresibilidad del estrato de arcilla ante el incremento del esfuerzo efectivo que experimenta.

Debido a la frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos, la compresibilidad de los estratos confinados de arcilla han recibido una atención creciente durante los últimos años, estableciéndose métodos que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de manera que si se considera que ellos resultan excesivos, se pueda modificar el proyecto de la cimentación.

Los primeros intentos exitosos para explicar el fenómeno sobre una base científica fueron realizados por Terzaghi en 1919. Los estudios del doctor Terzaghi se referían a la magnitud y velocidad del asentamiento originado en un manto de arcilla al que se le impedía moverse lateralmente y con posibilidades de expulsar el agua hacia arriba o hacia abajo cuando las partículas tendían a juntarse. En muchos casos, estas condiciones a-

parecen en la práctica.

Al proceso de deformación de las arcillas se le denomina consolidación y consiste en una disminución de la relación de vacíos de la arcilla, acompañado de una disminución gradual del contenido de humedad, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo.

Si en el proceso de consolidación, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir únicamente en dirección vertical, debido al confinamiento lateral, se denomina consolidación unidimensional.

El ensayo de consolidación unidimensional ideado por el doctor Terzaghi se realiza sobre un espécimen en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro, tomado de una muestra inalterada representativa del estrato.

La muestra se coloca en el interior de un anillo de bronce, que le proporciona el confinamiento lateral; el anillo se coloca entre dos pieporosas, una en cada cara de la muestra. El conjunto se coloca en la cuela de un consolidómetro.

El aparato puede tener anillo de tipo fijo o flotante. Fig. 2-31. El consolidómetro de anillo fijo es poco usado actualmente excepto para la realización de pruebas de permeabilidad ejecutadas simultáneamente con la de consolidación.

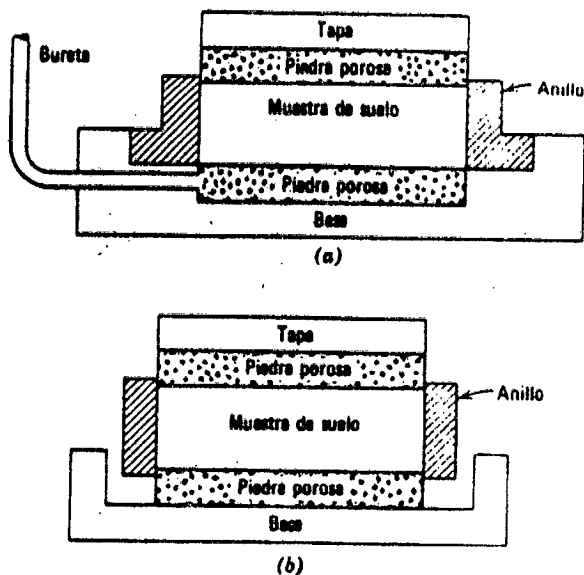
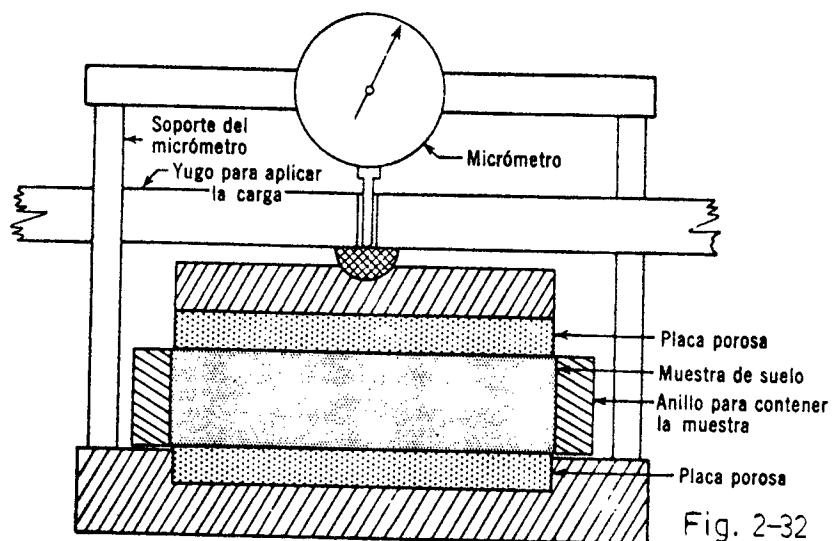


Fig. 2-31 Formas habituales de edómetros. a) De anillo rígido. b) De anillo flotante. (Según Lambe, 1951).

Por medio del marco de carga de la Fig. 2-32 se aplican cargas a la muestra. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca practicamente a cero. En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos.



La carga se va aplicando en incrementos elegidos de tal manera que cada uno de ellos duplique el valor de la presión anterior. En el laboratorio son muy comunes las presiones de 0.25, 0.5, 1.0, 2, 4, 8 y 16 Kg/cm^2 . Cuando se llega a esta última presión, se inicia un proceso de descarga de acuerdo a la siguiente serie: 4.0, 2.0, 1.0, 0.5, 0.25 Kg/cm^2 .

Las lecturas en el extensómetro o micrómetro para cada incremento de carga se hacen en los siguientes tiempos: 6, 15, 30 seg, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min, 1, 2, 4, 8, 24 horas.

Los datos de estas lecturas (tabla 2-5) se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga. Fig. 2-33.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de car-

ga se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen.

Al finalizar la prueba de consolidación, se pueden graficar los valores de e en ordenadas, a escala natural, y los correspondientes valores de la presión en escala natural o logarítmica. Estas curvas se denominan de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. A la curva dibujada en escala natural se la designa como curva $e - p$ y a la dibujada en escala semilogarítmica como curva $e - \log p$. Fig. 2-34 y 2-35.

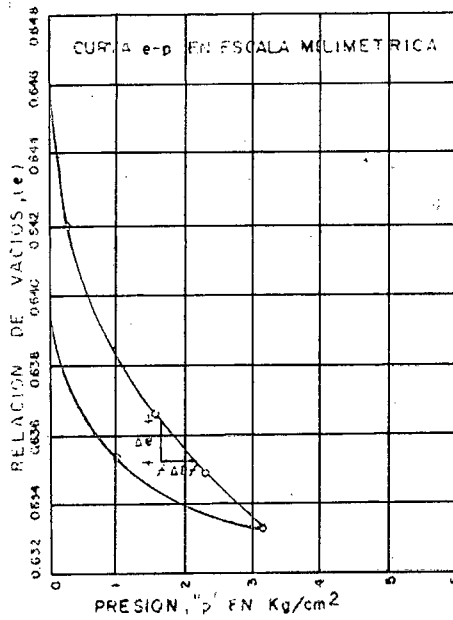


Fig. 2-34

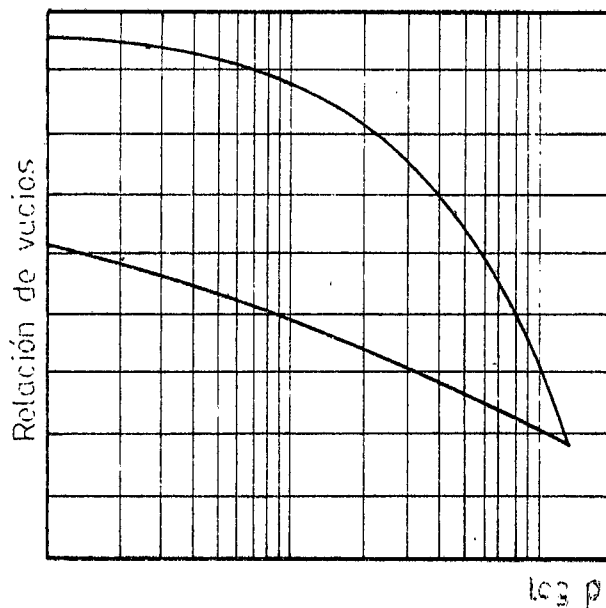


Fig. 2-35

Si una muestra de arcilla se somete a un ensayo de consolidación, con varios ciclos de carga y descarga, se obtiene una serie de curvas $e-\log p$ como las indicadas en la fig. 2-36.

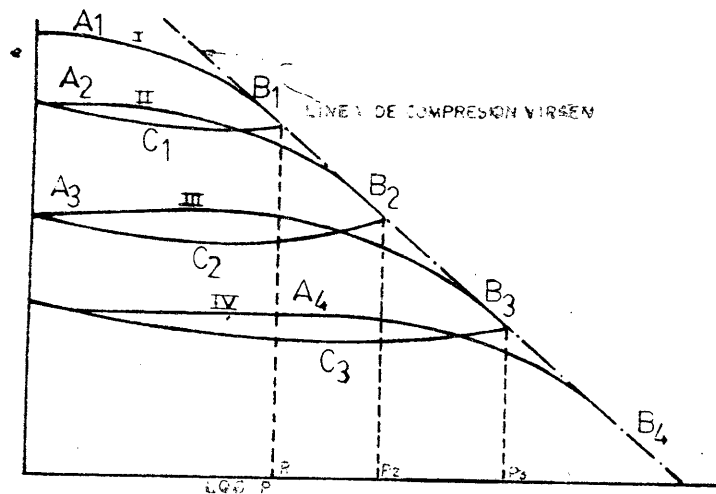


Fig. 2-35

En el primer ciclo, la muestra se consolidó bajo una presión máxima p_1 (curva I) y luego fue descargado. Al volver a cargarlo en el segundo ciclo, hasta una presión p_2 mayor que p_1 , se obtiene la curva II, y así sucesivamente las curvas III y IV.

Analizando la figura se pueden sacar las siguientes conclusiones: Los tramos A_2 , A_3 y A_4 se desarrollan hasta alcanzar la máxima presión - que se ha ejercido en la muestra en el ciclo anterior, es decir que es - tos tramos corresponden a presiones que la muestra ya a experimentado an - teriormente. Por esta razón, estos tramos se denominan de recompresión.

Para cada ciclo, los tramos B corresponden a valores de presiones - que la muestra no ha experimentado hasta ese momento. Debido a esto, ca - da uno de estos tramos se denomina tramo virgen.

Los tramos C, que se producen cuando luego de alcanzar un valor máxi - mo de la presión en cada ciclo, se disminuyen gradualmente hasta cero. - Por este motivo, a todos los tramos C se los conoce como tramos de des - carga.

En resumen, una curva de compresibilidad dibujada en papel semiloga - rítmico consta de tres tramos:

- Tramo de recompresión,
- Tramo virgen,
- Tramo de descarga.

En las curvas $e - \log p$ se podrá observar que el tramo virgen es una

línea recta en su mayor parte. Esta manera de representar los datos de la compresión del suelo, facilita la manera de expresar la compresibilidad de los suelos, ya que esta viene representada por la pendiente de la curva virgen. A mayor pendiente de la curva virgen, mayor compresibilidad tiene ese suelo.

La ecuación del tramo virgen es:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0} \quad 2-22$$

en la que: e y p son la relación de vacíos y la presión correspondiente; e_0 es el valor de e para $p = p_0$ y C_c recibe el nombre de índice de compresibilidad, que expresa la pendiente de la curva virgen.

2.5.2. PRESION EFECTIVA

Si se aplica una carga P a una muestra de suelo de espesor H , contenida en un recipiente de manera que se produzca una presión uniforme $\bar{\sigma} = \frac{P}{A}$ que actúe sobre la superficie del mismo, se observará que la muestra de suelo disminuye su altura ($H - \Delta h$) por efecto de la aplicación de la carga. Fig. 2-37.

Si a la muestra anterior le aplicamos una presión de igual valor $\frac{P}{A}$ pero producida por una carga de agua de altura h , de manera que $h \gamma_w = \frac{P}{A}$ se observará que esta presión no produce ninguna disminución apreciable de su altura, a pesar de ser de igual magnitud que la aplicada anteriormente.

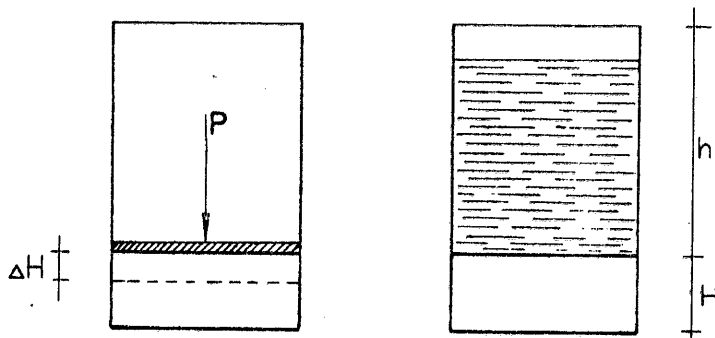


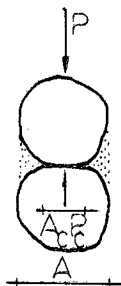
Fig. 2-37. Diferencia entre presión efectiva y presión neutra.

De aquí podemos sacar como conclusión que cada una de estas presiones aplicadas al suelo produce un efecto totalmente diferente sobre el mismo.

En el caso de un suelo saturado, este se encuentra formado de dos fases: una sólida constituida por las partículas del suelo y otra líquida, representada por el agua contenida en el mismo.

La manera como se distribuyen las presiones aplicadas a un suelo saturado, entre la fase líquida y sólida, es de fundamental importancia en la Mecánica de Suelos, especialmente en lo relacionado al proceso de consolidación. Por esta razón, es necesario determinar cuantitativamente la distribución de las presiones en un suelo.

Si tenemos dos partículas sólidas de un suelo saturado en contacto, sobre las cuales actúa una fuerza normal P , las reacciones que provoca esta carga en las partículas sólidas y en el agua existente en los espacios vacíos son:



P_0 : fuerza normal actuante entre las dos partículas,

$u_n (A - A_0)$: fuerza con que reacciona el agua ante la aplicación de la carga P .

Considerando que las dos partículas dentro de la masa de suelo se encuentran en equilibrio, la sumatoria de fuerzas verticales es cero,

$$P - P_0 - u_n (A - A_0) = 0$$

$$P = P_0 + u_n (A - A_0)$$

dividiendo los dos miembros por A :

$$\frac{P}{A} = \frac{P_0}{A} + \left(1 - \frac{A_0}{A}\right) u_n$$

Si

$$\frac{P}{A} = \bar{\sigma} ; \frac{P_0}{A} = \bar{\sigma} ; \frac{A_0}{A} = a,$$

Reemplazando estos valores en la ecuación:

$$\sigma = \bar{\sigma} + (1 - a) u_n$$

a representa la relación entre el área de contacto entre las partículas al área total de las mismas. En suelos, este valor no puede calcularse numéricamente, pero se estima que es despreciable, adoptándose el valor cero.

Por lo tanto: $\sigma = \bar{\sigma} + u_n$

donde:

σ : esfuerzo total,

$\bar{\sigma}$: esfuerzo efectivo que actúa en las partículas del suelo,

u_n : esfuerzo neutro que actúa en el agua existente en los poros del suelo.

De la ecuación anterior se deduce:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_n \quad 2-23$$

que es la ecuación que establece el principio del esfuerzo efectivo: el esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos el esfuerzo neutro.

Este principio fundamental para la Mecánica de Suelos, fue establecido por el doctor Terzaghi en 1920.

Al esfuerzo neutro u_n , conocido también como presión intersticial o presión de poro, se la puede descomponer en dos valores:

$$u_n = u_h + u \quad 2-24$$

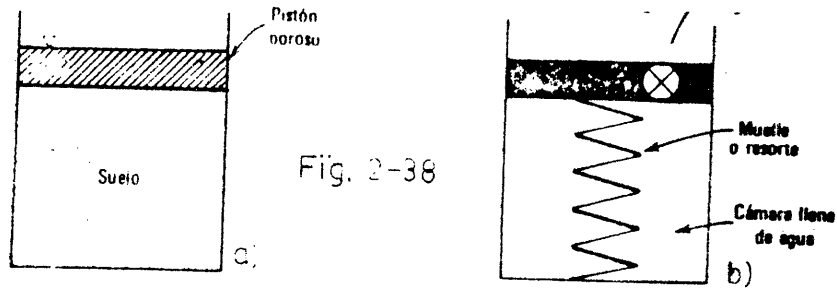
siendo u_h la presión hidrostática que corresponde a una distribución lineal y u , la presión e exceso de la hidrostática.

La importancia de la presión efectiva radica en que solamente un cambio en la presión efectiva puede ocasionar cambios en el volumen de la masa de un suelo.

2.5.3. ANALOGIA HIDROMECAÁNICA DEL PROCESO DE CONSOLIDACION

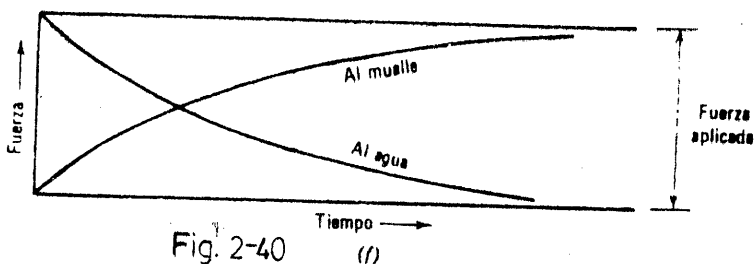
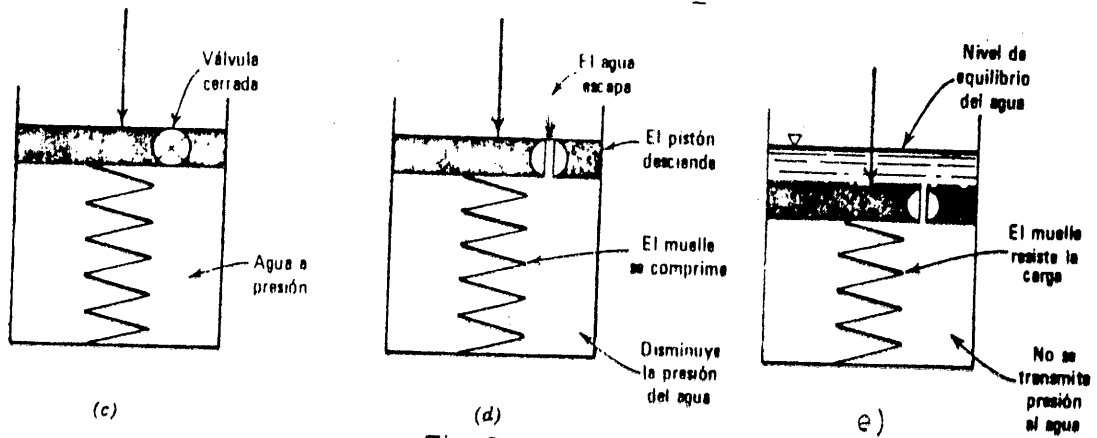
Consideremos un cilindro de área A que contiene un suelo arcilloso saturado. Si se aplica una carga P al suelo a través de un pistón poroso que permita el drenaje del agua contenida en el suelo, la muestra experimentará un proceso de consolidación. La forma como varía la distribución del esfuerzo P/A en las fases líquida y sólida del suelo, se puede anali-

zar idealizando las propiedades del mismo mediante una analogía hidromecánica, en la que la resistencia de las partículas está representada por un resorte y la resistencia al flujo de agua a través del suelo por la válvula en un pistón impermeable. Fig. 2-38.



Como la válvula cerrada no permite la salida del agua, el resorte no podrá deformarse y por lo tanto toda la presión P/A estará soportada por el fluido.

Si luego, se abre la válvula, esta permitirá escapar un caudal limitado de agua. Al escapar el agua, el muelle se acorta lentamente y comienza a soportar un esfuerzo cada vez creciente, produciéndose simultáneamente una disminución en la presión del agua que llena el cilindro, hasta que finalmente el resorte soportará toda la carga P y la presión en el agua vuelva a su valor hidrostático inicial. Fig. 2-39 y 2-40.



Analogía hidromecánica para ilustrar la distribución de cargas en la consolidación. a) Ejemplo físico. b) Analogía hidromecánica: estado inicial. c) Carga aplicada con la válvula cerrada. d) El pistón desciende al ir escapando el agua. e) Equilibrio sin más escape de agua. f) Transferencia gradual de carga.

En el diagrama de esfuerzos de la fig. 2-40 se puede ver que tanto - la presión efectiva (la que soporta el resorte) como la u en el agua, - son funciones de la profundidad z y del tiempo t . Por lo tanto, se puede escribir:

$$u = f (z, t)$$

2.5.4. ECUACION DE LA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Si se considera un estrato de arcilla saturada de extensión infinita según un plano horizontal de manera que la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo pueda considerarse despreciable en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas, encontrándose el estrato de arcilla sobre una roca (frontera impermeable), - produciéndose por lo tanto el drenaje en un solo sentido (hacia arriba) En estas condiciones, se aplica al estrato un incremento de presión p .

La distribución de presiones en un elemento de volumen del estrato - de espesor dz y de área transversal unitaria, situado a una profundidad z , viene indicada en la figura 2-41.

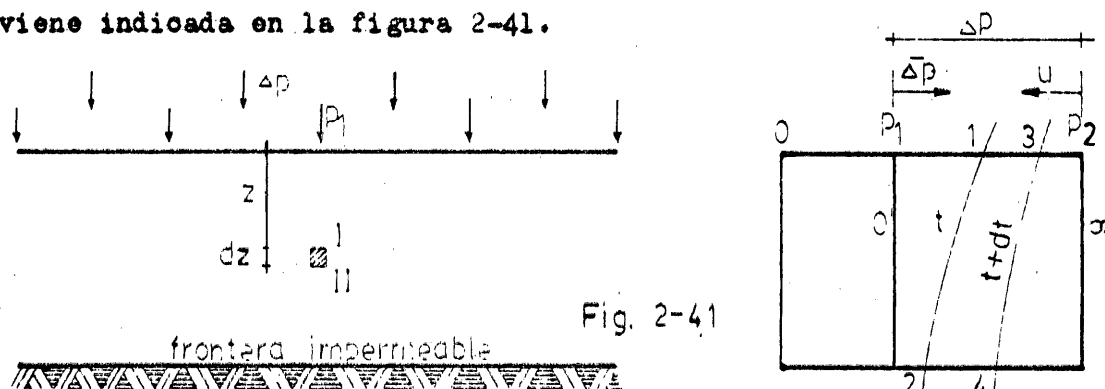


Fig. 2-41

Estando el suelo saturado y considerando al agua y a las partículas de suelo como incompresibles, la diferencia entre la cantidad de agua - que sale por la cara I del elemento y la que entra por la cara II, en el tiempo dt , es igual al cambio de volumen del elemento en el mismo tiempo.

$$\boxed{dv_1 - dv_{II} = dV} \quad 2-25$$

Las presiones en exceso de la hidrostática en los puntos 1 y 3 son:

$$u_1 = u \quad u_3 = u + \frac{du}{dt} dt \quad u_2 = u + \frac{du}{dz} dz$$

Para calcular la cantidad de agua que sale o entra por el elemento, - tenemos que aplicar la ley de Darcy: $dv = k A i dt$,

en donde:

k: coeficiente de permeabilidad,

A: área transversal,

i: gradiente hidráulico o pérdida de carga por unidad de longitud.

Los valores de los gradientes hidráulicos en los puntos 1 y 2 serán:

$$i_1 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{du}{dz} \qquad i_2 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{d}{dz} \left(u + \frac{du}{dz} dz \right)$$

El coeficiente $1/\gamma_w$ se utiliza para transformar la presión u a carga hidráulica como altura de agua.

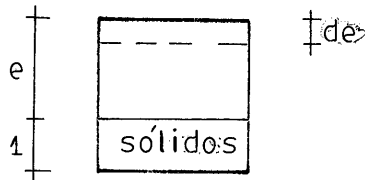
Aplicando la ley de Darcy para el comienzo del intervalo dt y si $A=1$:

$$dv_1 = \frac{k}{\gamma_w} \frac{du}{dz} dt \qquad dv_{11} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{d}{dz} \left(u + \frac{du}{dz} dz \right) dt$$

La cantidad neta de agua que sale del elemento es:

$$dv_1 - dv_{11} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{d^2 u}{dz^2} dt dz \quad (1)$$

El cambio de volumen dV del elemento en el tiempo dt , se lo puede deducir del siguiente esquema:



$$\frac{\Delta dz}{dz} = \frac{de}{1+e} \qquad \frac{\Delta dz}{dz} A = \frac{de}{1+e} \qquad \frac{\Delta dV}{dz A} = \frac{de}{1+e}$$

$$\text{Si } A = 1 \qquad \Delta dV = \frac{de}{1+e} dz$$

Si a la pendiente de la curva de compresibilidad en escala natural $de/d\bar{p}$ la llamamos coeficiente de compresibilidad a_v :

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} \qquad de = a_v d\bar{p}$$

Si derivamos la ecuación $p = \bar{p} + u_h + u$, teniendo en cuenta que p y u_h son constantes:

$$0 = d\bar{p} + 0 + du, \quad d\bar{p} = - du$$

$d\bar{p}$ representa el cambio de presión en el elemento durante el tiempo- dt .

La variación de presión en los puntos 1 y 3 del elemento es:

$$u_3 - u_1 = \frac{du}{dt} dt$$

$$\text{entonces: } d\bar{p} = - \frac{du}{dt} dt, \quad de = - a_v \frac{du}{dt} dt$$

reemplazando en la ecuación 2-

$$\Delta dV = - \frac{a_v}{1 + e} \frac{du}{dt} dt dz \quad (2)$$

Si la cantidad neta de agua que sale del elemento en el tiempo dt es igual al cambio de volumen del elemento en el mismo tiempo,

$$dv_1 - dv_{11} = \Delta dV$$

$$- \frac{k}{\gamma_w} \frac{d^2 u}{dz^2} dt dz = - \frac{a_v}{1 + e} \frac{du}{dt} dt dz \quad \boxed{\frac{du}{dt} = \frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w} \frac{d^2 u}{dz^2}} \quad 2-26$$

La expresión $\frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w}$ se define como el coeficiente de consoli-

dación C_v :

$$\boxed{\frac{du}{dt} = C_v \frac{d^2 u}{dz^2}} \quad 2-27$$

A esta ecuación, deducida por el doctor Terzaghi y que señaló el nacimiento de la Mecánica de Suelos moderna se la conoce como ecuación diferencial de la consolidación unidimensional.

Esta ecuación diferencial es lineal y de segundo orden. La solución general de esta ecuación contendrá dos constantes de integración y será de la forma:

$$y = C_1 e^{r_1 x} + C_2 e^{r_2 x}$$

Para obtener la solución particular será necesario determinar las constantes arbitrarias C_1 y C_2 , estableciendo ciertas condiciones, que se llaman condiciones de frontera y que son las siguientes:

1) Para cualquier tiempo t , en la superficie de drenaje, la sobrepresión hidrostática u es igual a cero.

$$u = 0, \text{ para } z = 0 \text{ y } z = 2H, \text{ para todo tiempo } t > 0.$$

2) Para $t = 0$ y para cualquier distancia z , la sobrepresión hidrostática u es igual a Δp .

$$u = \Delta p, \text{ para } t = 0 \text{ y } 0 < z < 2H$$

La solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional es la siguiente:

$$U (\%) = 100 \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right] \quad 2-28$$

$U (\%)$: grado de consolidación,

e : base de los logaritmos neperianos,

T : factor tiempo, que es una cantidad adimensional y viene da

$$\text{da por: } \frac{C_v t}{H^2}$$

En la ecuación 2-28 se observa que el grado de consolidación es función únicamente del factor tiempo, por lo tanto podemos escribir:

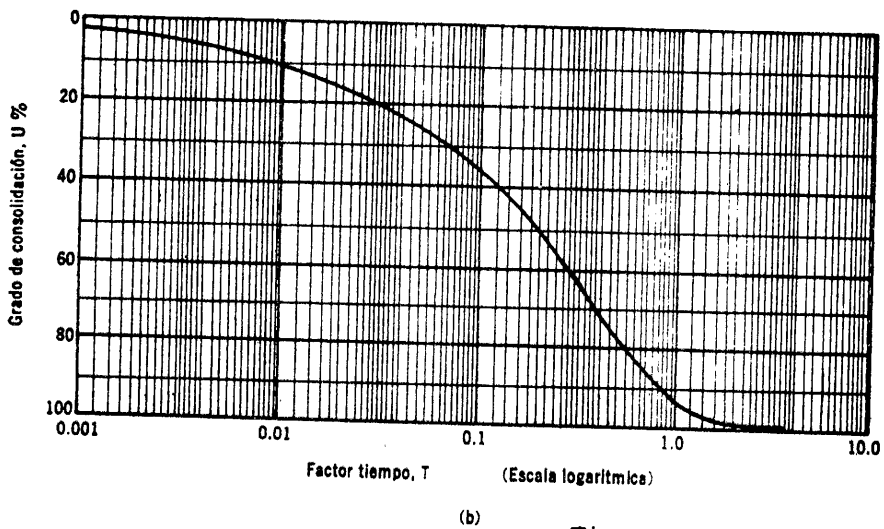
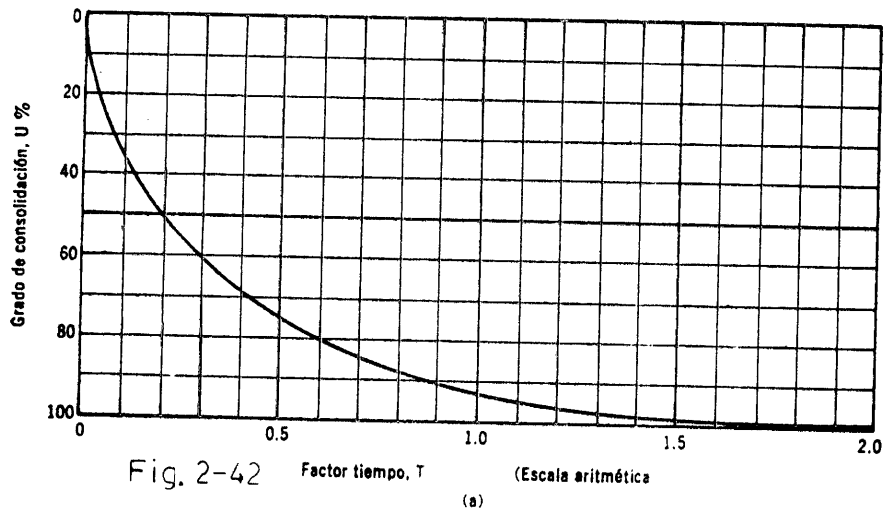
$$U (\%) = f (T)$$

Dando diferentes valores a T y resolviendo la serie correspondiente, se obtienen los valores de $U (\%)$. Estos valores aparecen en la Tabla-2-6.

La representación gráfica de esta tabla, en escala natural o en escala semilogarítmica, se conocen como curvas teóricas de consolidación.

Fig. 2-42 y 2-43.

TABLA 2-6			
RELACION TEORICA U (%) - T			
U (%)	T	U (%)	T
0	0.000	55	0.238
10	0.008	60	0.287
15	0.018	65	0.342
20	0.031	70	0.405
25	0.049	75	0.477
30	0.071	80	0.565
35	0.096	85	0.684
40	0.126	90	0.848
45	0.159	95	1.127
50	0.197	100	



Curvas teóricas de consolidación.

- a) Trazado aritmético.
b) Trazado semilogarítmico.

2.5.5. RELACIONES U (%) - T APROXIMADAS

El doctor Terzaghi ha dado una expresión aproximada más sencilla, aplicable cuando el grado de consolidación es inferior al 55 %. La expresión se basa en el hecho de que la curva teórica de consolidación se aproxima mucho a una parábola en el intervalo comprendido entre $U = 0\%$ y $U = 55\%$.

$$T = \frac{\pi}{4} \left[\frac{U (\%)}{100} \right]^2 \quad 2-29$$

Para $U = 55\%$, se ha deducido una fórmula de la ecuación 2- que da valores practicamente iguales a los obtenidos en la tabla 2-6.

$$T = 1.781 - 0.933 \log (100 - U) \quad 2-30$$

expresando U como porcentaje.

Brinch Hansen ha dado una expresión algebraica aproximada válida para todos los valores del factor tiempo; con errores menores al 1 %:

$$U = \frac{\sqrt{T^3}}{\sqrt{T^3 + 0.5}} \quad 2-31$$

2.5.6. OTROS CASOS DE CARGA Y DE DRENAJE

La tabla 2-6 es aplicable al proceso de consolidación unidimensional cuando la presión de consolidación Δp es constante en todo el espesor de la capa compresible.

Si en el proceso de consolidación, el estrato arcilloso puede drenarse por ambas caras y la presión de consolidación Δp tiene una variación lineal con la profundidad, como los casos de la fig. 2-44, estos pueden resolverse usando la misma tabla 2-6, teniendo en cuenta el valor promedio de la presión de consolidación.

2.5.6.1. SOLUCION DE SKEMPTON

Para el caso de un estrato arcilloso drenado por una sola cara, y con una variación lineal de la presión de consolidación Δp , no se puede aplicar la tabla 2-6. Estos casos se encuentran representados en la Fig. 2-45.

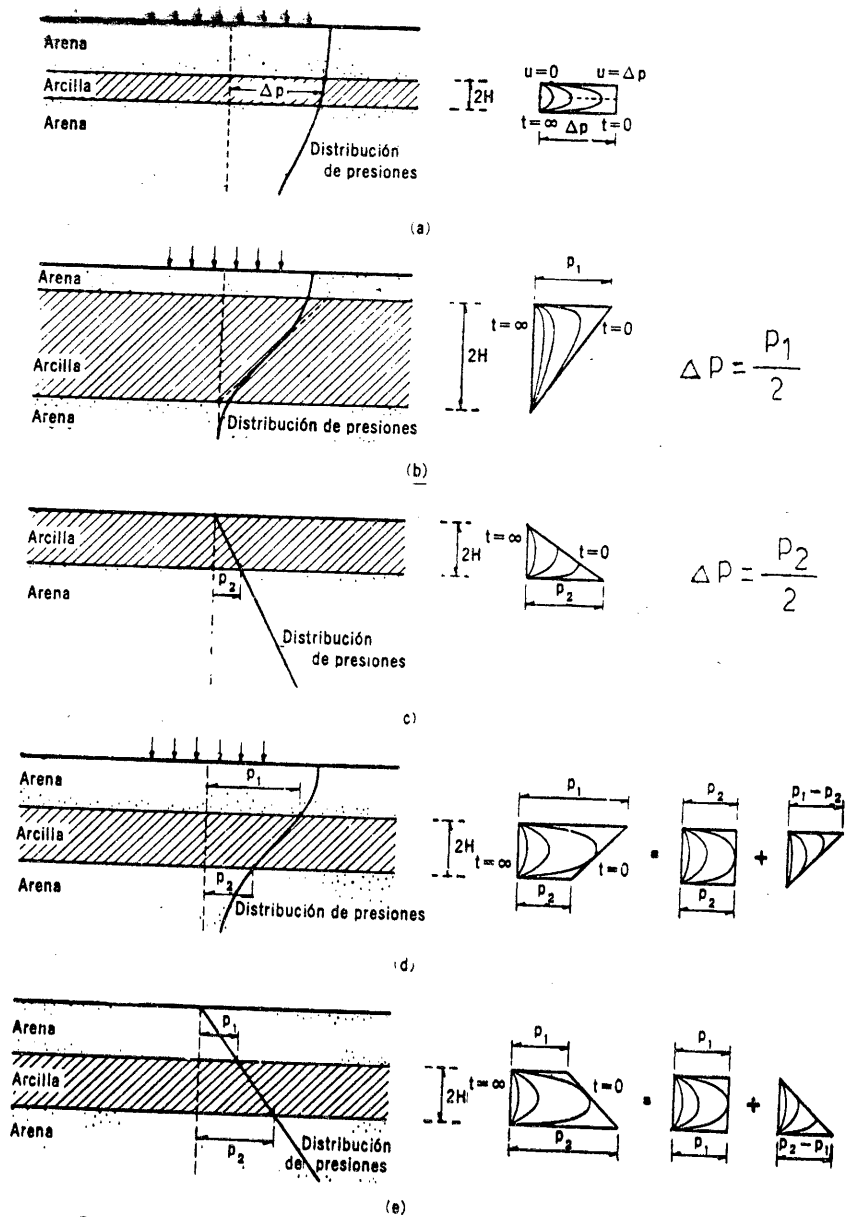


Figura 2-44 Consolidación de un estrato arcilloso, drenado por ambas caras, sujeto a distintas condiciones iniciales.

El caso a) es el único que puede resolverse con la tabla 2-6, debido a que en el se considera que Δp es constante.

Para los casos b y c, Skempton obtuvo los valores de la segunda y tercera columna de la tabla 2-7.

El caso d) se deduce de los casos a) y b) y su grado de consolidación U_d viene dado por la relación:

$$U_d = U - \frac{1 - \frac{p_1}{p_2}}{1 + \frac{p_1}{p_2}} (U - U_b)$$

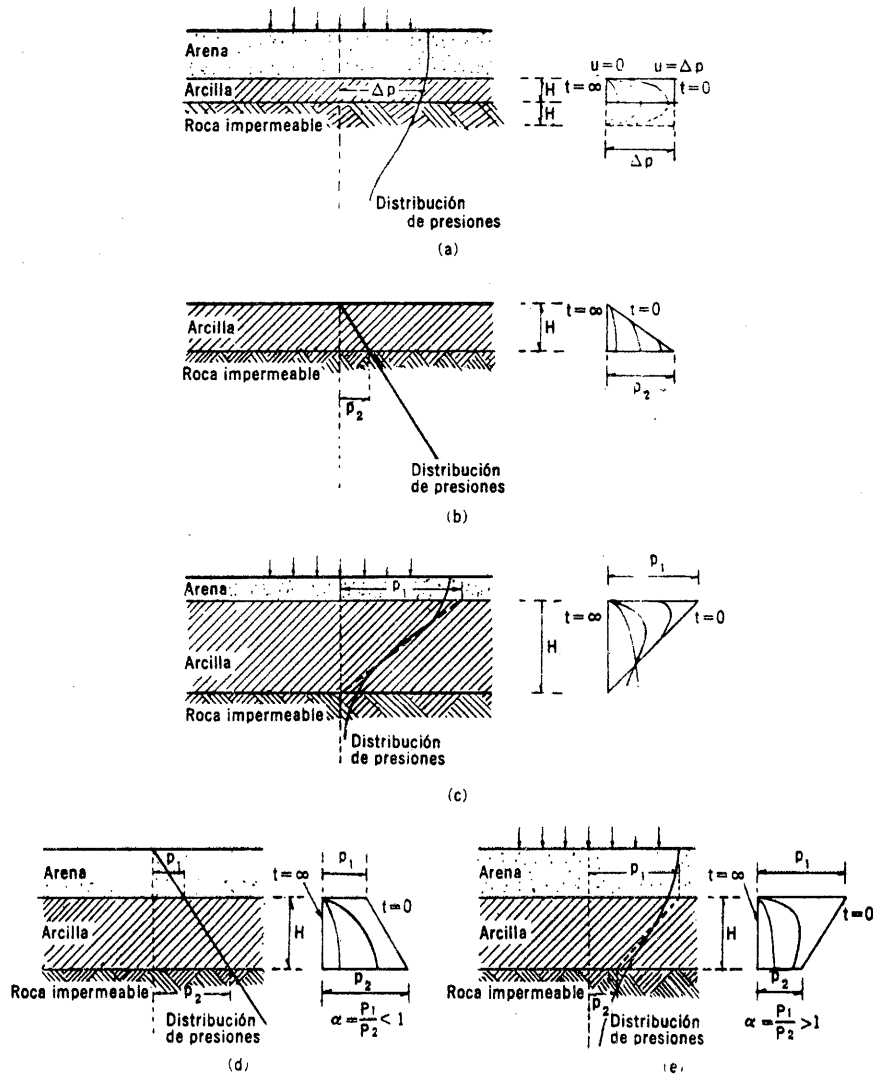


Figura 2-45 Consolidación de un estrato arcilloso, drenado por una sola cara, sujeto a distintas condiciones iniciales.

De igual manera, el caso e) se deduce de los casos a) y c) de la fig. 2-45, y su grado de consolidación U_e se lo determina con la relación:

$$U_e = U + \frac{\frac{p_1}{p_2} - 1}{\frac{p_1}{p_2} + 1} (U - U_0) \quad 2-33$$

Las curvas teóricas de consolidación para los casos b) y c) vienen representadas, en escala natural, en la fig. 2-46.

TABLA 2-7				
T	U (%)	U_b (%)	U_c (%)	$(U - U_b) %$
0.004	7.1	0.8	13.5	6.3
0.008	10.1	1.6	18.6	8.5
0.012	12.4	2.4	22.3	10.0
0.020	16.0	4.0	27.9	12.0
0.028	18.9	5.6	32.2	13.3
0.036	21.4	7.2	35.6	14.2
0.048	24.7	9.6	39.8	15.1
0.060	27.6	12.0	43.3	15.6
0.072	30.3	14.4	46.2	15.9
0.100	35.7	19.7	51.6	16.0
0.125	39.9	24.4	55.4	15.5
0.167	46.1	31.8	60.5	14.3
0.200	50.4	37.0	63.8	13.4
0.250	56.2	44.3	68.2	11.9
0.300	61.3	50.8	71.9	10.5
0.350	65.8	56.5	75.2	9.3
0.400	69.8	61.5	78.0	8.3
0.500	76.4	70.0	82.9	6.4
0.600	81.6	76.5	86.6	5.1
0.800	88.7	85.7	91.8	3.0
1.000	93.1	91.3	95.0	1.8
2.000	99.4	99.3	99.6	0.1
	100.0	100.0	100.0	0

U (%) es el correspondiente a la relación teórica de la tabla 2-6.

2.5.7. CURVA REAL DE CONSOLIDACION

La curva teórica $U = f(T)$ en escala semilogarítmica, representa la velocidad de deformación con que se produce el proceso de consolidación, en un suelo que sigue la teoría de Terzaghi, es decir que cumple ciertas hipótesis como de que el agua llena totalmente los vacíos del suelo y que el coeficiente de consolidación C_v es constante durante todo

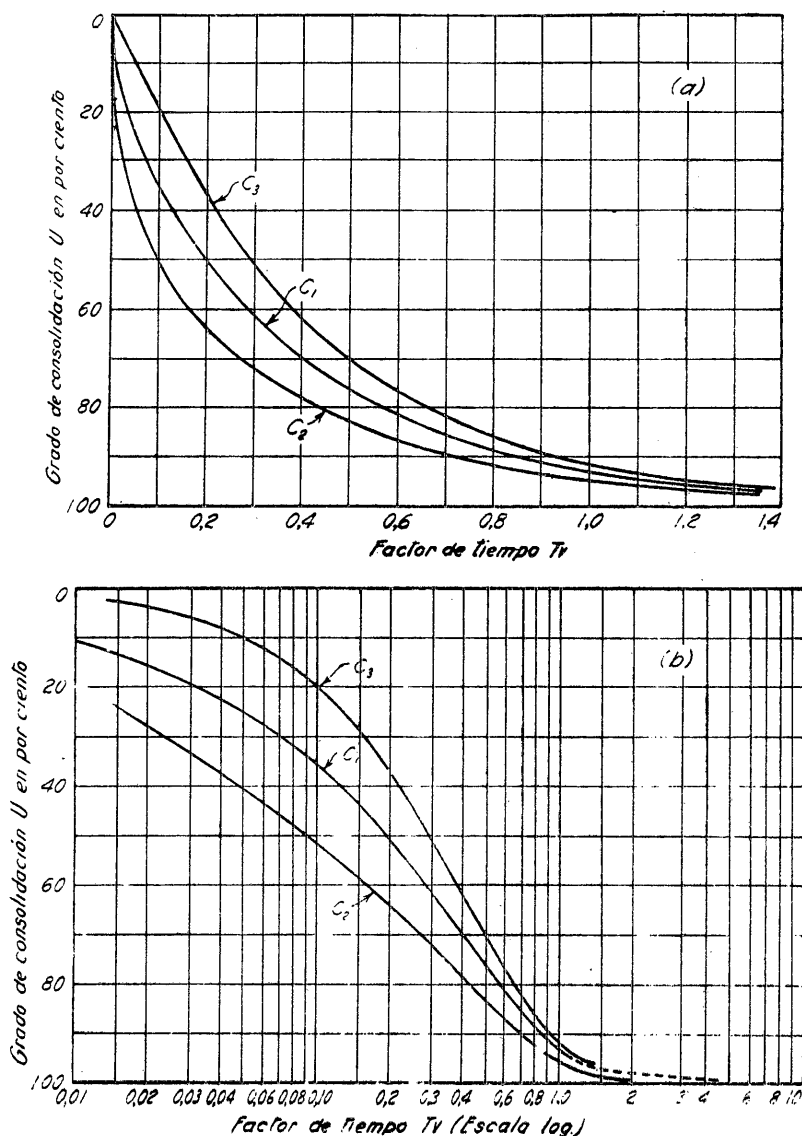


Fig. 2-46. Relación entre el factor de tiempo y el grado de consolidación. En a) el factor de tiempo está dibujado en escala aritmética y en b) en escala logarítmica.

el proceso.

Al realizar una prueba de consolidación en el laboratorio, se obtienen las curvas reales de consolidación para cada incremento de carga, que relacionan las lecturas tomadas del micrómetro con los correspondientes tiempos.

Al comparar la forma de las dos curvas, la teórica con la real, se observa cierta semejanza, que dependerá del grado de aproximación con que un suelo siga estrictamente la teoría de Terzaghi. Si el suelo sigue los requerimientos de la teoría, se deduce que las escalas de las dos curvas-

serán proporcionales. Por lo tanto, en la escala vertical, el grado de consolidación de la curva teórica será directamente proporcional a los valores correspondientes de las lecturas micrométricas de la curva real y en la escala horizontal, T será también directamente proporcional a t .

Para hacer coincidir las dos curvas, si es que el suelo se apega a la teoría de Terzaghi, será necesario establecer el valor de la proporcionalidad que existe entre las escalas, es decir establecer en que punto de la curva real de consolidación se supondrá el 0 % y el 100 % de consolidación primaria, para ajustar la escala U (%) con la de lecturas micrométricas.

2.5.8. DETERMINACION DEL 0 % Y DEL 100 % DE CONSOLIDACION PRIMARIA

La ecuación de una parábola de vértice en el origen y eje el eje X , es $y^2 = k x$

$$\text{Para } x = x_1 \quad y_1^2 = k x_1$$

$$\text{Para } x = x_2 = 4 x_1 \quad y_2^2 = 4 k x_1$$

Es decir que para una relación de abscisas $x_2/x_1 = 4$, se tiene una relación de ordenadas y_2/y_1 igual a:

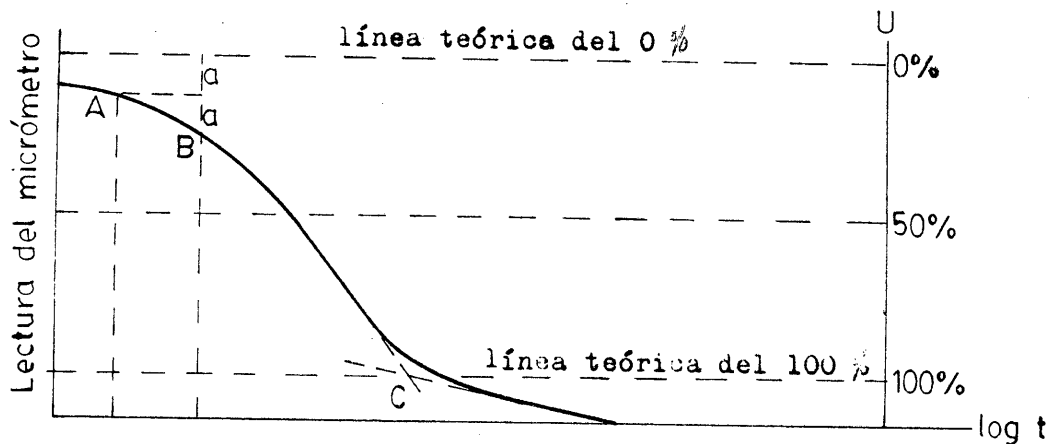
$$\frac{y_2^2}{y_1^2} = 4 \quad \frac{y_2}{y_1} = 2$$

Esta propiedad de la parábola, de que para una relación de abscisas x_2/x_1 igual a 4 se tiene una relación de ordenadas y_2/y_1 igual a 2, se puede utilizar para la determinación del 0 % de consolidación primaria, debido a que la curva real se aproxima a una parábola en su parte superior.

Se escoge un punto A de abscisa t_1 próximo al origen y otro punto B de abscisa $4 t_1$; luego se determina la diferencia a entre ordenadas de los puntos A y B. Como estos puntos tienen una relación de abscisas igual a 4, su relación de ordenadas será 2, por ser puntos de una parábola. Si se quiere determinar otro punto de la parábola, a partir de B se deberá colocar dos veces el valor de a hacia arriba. La línea horizontal traza-

da por este punto, representará la línea teórica del 0 %.

La curva de consolidación real en escala semilogarítmica, se encuentra formada por dos tramos prácticamente rectos en su parte inferior. Una manera empírica de determinar el 100 % de consolidación es encontrando el punto de intersección C de estos dos tramos rectos. Fig. 2-47.



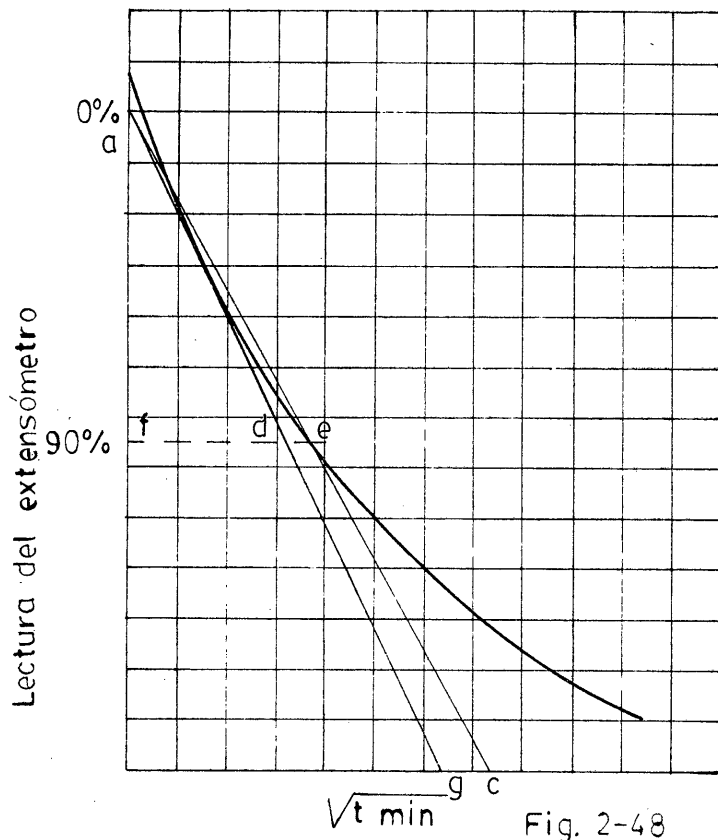
La semejanza de la curva teórica con la real se produce únicamente hasta el 100 % de consolidación. A partir de este punto, la curva real se aproxima a una tangente inclinada con una pendiente aproximadamente constante. Este asentamiento adicional se llama consolidación secundaria y se considera que es el resultado de un reacomodo de las partículas y posiblemente de su fractura progresiva, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga.

2.5.9. METODO DE TAYLOR PARA LA DETERMINACION DE LAS LINEAS TEORICAS DE CONSOLIDACION.

Cuando el suelo no sigue la teoría de Terzaghi, la curva de consolidación real no se asemeja a la curva teórica. En este caso, no es posible hacer la determinación correcta del 0 % y del 100 % por el método anteriormente indicado. Para estos casos, Taylor ha desarrollado un método que requiere el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de las lecturas del extensómetro y como abscisas los valores de \sqrt{t} . Fig. 2-48.

La parte superior de la curva real se aproxima a una línea recta; prolongando este tramo se tiene la línea ag. El punto a debe considerarse como el 0 % de consolidación primaria. A continuación, se traza otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a-

la anterior (línea ac). Esta segunda línea corta a la curva de consolidación en un punto al que corresponde el 90 % de consolidación primaria (punto e).



El factor 1.15 obedece a la siguiente razón:

Para $U = 90\%$ se tiene $T = 0.848$ (de la tabla 2-6) y por consiguiente:

$$t_{90} = \frac{h^2}{c_v} 0.848$$

O sea: $f_e = \sqrt{t_{90}} = C \sqrt{0.848}$

La recta ag corresponde a la relación $T = \frac{\pi}{4} U^2$; para $U = 90\%$, $T =$

0.636 y por consiguiente:

$f_d = \sqrt{t_{90}} = C \sqrt{0.636}$. Por lo tanto la relación f_e/f_d vale:

$$\frac{C \sqrt{0.848}}{C \sqrt{0.636}} = 1.15$$

2.5.10. PRESION DE PRECONSOLIDACION

Al realizar una prueba de consolidación sobre una muestra inalterada de arcilla, la curva de compresibilidad en escala semilogarítmica está formada por tres tramos:

- de recompresión,
- tramo virgen,
- de descarga.

La máxima presión que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba estará ubicada en la transición del tramo de recompresión al virgen. A esta presión se le denomina presión de preconsolidación P_c .

En 1936, el doctor Arturo Casagrande propuso un procedimiento gráfico útil para estimar el valor de la presión de preconsolidación. Fig 2-49.

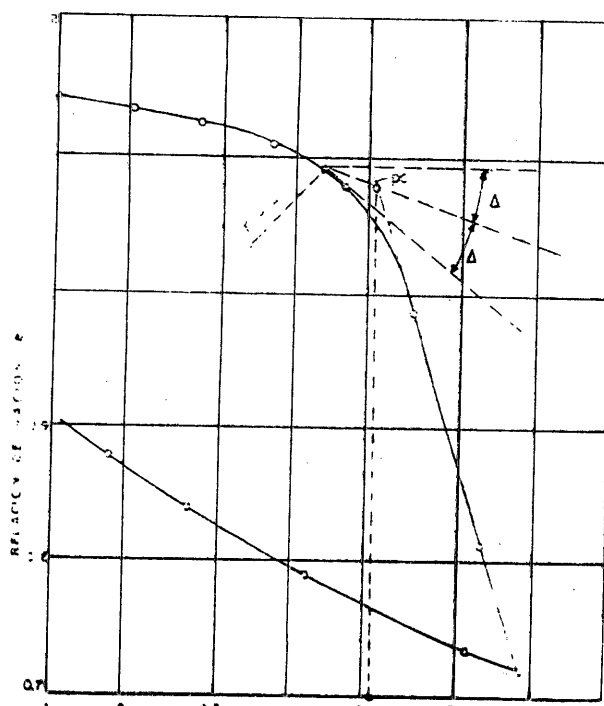


Fig. 2-49

Para seguir este procedimiento, se elige a ojo el punto c de curvatura máxima de la curva $e - \log p$. De c , se traza una tangente a la curva y una línea horizontal. Se bisecta luego el ángulo entre estas dos líneas. El punto de intersección de esta bisectriz con la prolongación hacia arriba de una tangente a la parte recta de la curva se representa por d . La abscisa de d corresponde a la presión de preconsolidación.

2.5.11. ESTRATOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS Y ESTRATOS PRECONSOLIDADOS

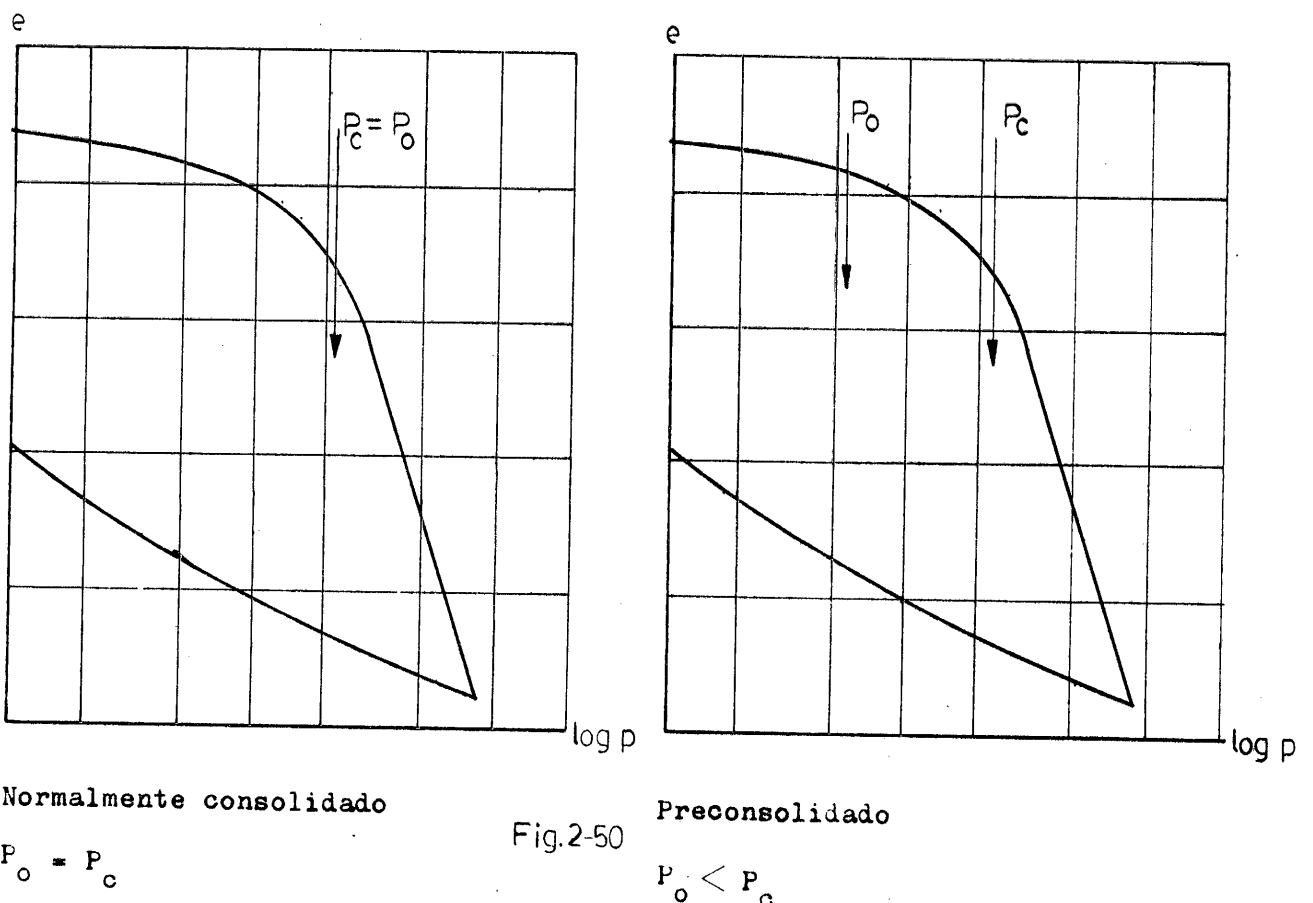
Se dice que un estrato está normalmente consolidado, si nunca han actuado en él presiones verticales mayores que las existentes en la actualidad. Es decir que la presión de preconsolidación es igual a la presión que soportan al presente por efecto de las capas de suelo situadas sobre ellas. El contenido natural de humedad de las arcillas normalmente consolidadas se encuentra generalmente cerca de su límite líquido.

Un estrato está preconsolidado cuando alguna vez en su historia geológica, estuvo sometido a una presión mayor de la que soporta actualmente por efecto del peso de los estratos superiores. Fig. 2-50.

La preconsolidación puede deberse: al peso de los estratos de suelo que fueron eliminados por erosión, al peso del hielo que luego se derretió o a la desecación.

El contenido de humedad de las arcillas preconsolidadas se encuentra próximo al límite plástico.

La diferencia fundamental entre las arcillas normalmente consolidadas y las preconsolidadas está en su compresibilidad; mientras las primeras son siempre blandas hasta profundidades considerables, las segundas pueden suponerse frecuentemente incompresibles.



En el caso de suelos normalmente consolidados y teniendo presente que P_0 es una presión efectiva, su cálculo se lo realiza aplicando las siguientes fórmulas:

1) Para suelos sobre el nivel freático: $p_1 = \gamma_m h_1$

γ_m : peso específico de la masa de suelo (W_m / V_m),

h_1 : espesor del estrato.

2) Para suelos bajo el nivel freático: $p_2 = \gamma'_m h_2$

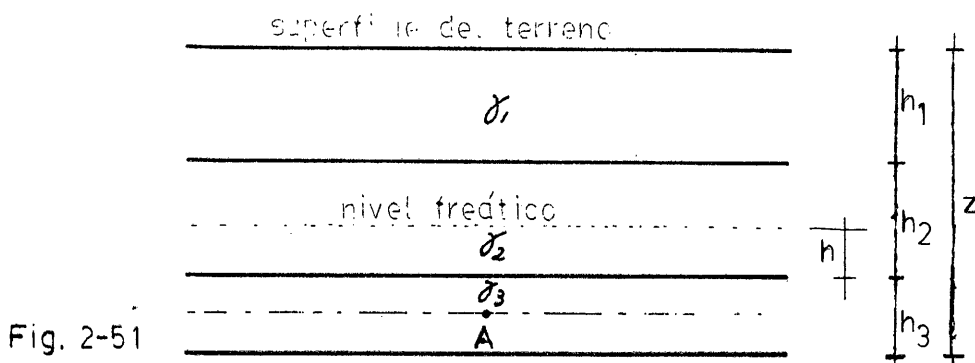
γ'_m : $\gamma_m - \gamma_w$

γ'_m : peso específico del suelo sumergido,

γ_w : peso específico del agua

h_2 : espesor del estrato.

Por lo tanto, la presión P_0 es igual a la suma del peso del suelo, - sumergido situado entre la profundidad z y el nivel freático y el peso - total, suelo más humedad, del material situado por encima del nivel freá - tico. Fig. 2-51.



$$P_0(A) = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (h_2 - h_1) + (\gamma_2 - \gamma_w) h + (\gamma_3 - \gamma_w) h_3$$

2.5.12. LINEA DE CONSOLIDACION EN EL TERRENO PARA ARCILLAS NORMALMENTE - CONSOLIDADAS.

Si se realiza una prueba de consolidación en una muestra inalterada de una arcilla normalmente consolidada y en una muestra del mismo material pero remoldeado con una humedad cercana al límite líquido, se obtendrán dos curvas de compresibilidad similares a las indicadas en la Fig.- 2-52.

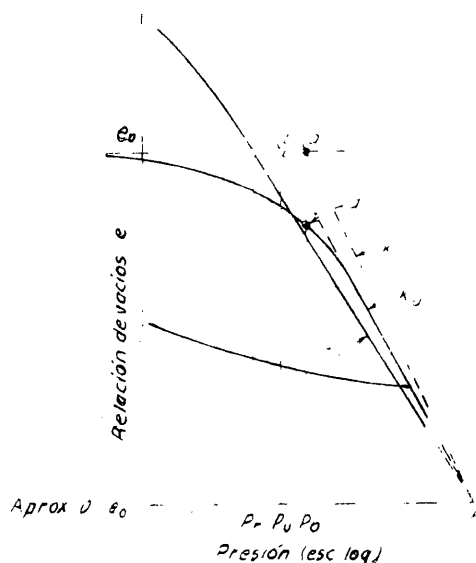


Fig. 2-52 Relaciones entre e y p para una arcilla de sensibilidad ordinaria: K_r para la arcilla amasada; K_u para la muestra inalterada de arcilla en el laboratorio; K_n para la arcilla en estado natural en el terreno.

Las coordenadas del punto a representan la relación de vacíos y la presión efectiva correspondiente al estrato de la arcilla en el terreno.

Cuando se extrae una muestra inalterada, la presión que soporta la arcilla es reducida a un valor muy pequeño, mientras que su contenido de humedad permanece casi inalterado. Por lo tanto, la relación de vacíos al principio de la prueba es prácticamente idéntica a la que tiene la arcilla en el terreno. Este proceso viene representado por la línea $a-e_0$.

Si la presión en la muestra es nuevamente aumentada, sometiendo al suelo a un ensayo de consolidación, la curva $e - \log p$ de la muestra inalterada debe pasar por el punto a . Como esto no sucede, se deduce que la curva de compresibilidad obtenida en el laboratorio, no representa fielmente el proceso de consolidación en el terreno. Por lo tanto, se necesita disponer de algún procedimiento para extrapolar los resultados de las pruebas de laboratorio a las condiciones representativas en el campo.

Schmertmann observó que las curvas de compresibilidad K_r y K_u se cortan en un punto f correspondiente a una relación de vacíos aproximadamente igual a $0.4 e_0$. Esto ocurre con muchas clases de arcillas. Bajo estas circunstancias, es razonable suponer que la curva $e - \log p$ de la arcilla en estado natural en el terreno, sea una línea recta que pasando por el punto a , al ser prolongada hacia abajo, pase por el punto f . A la línea af se la conoce como línea de consolidación en el terreno, para

na curva de recompresión. Debido a que se ha observado que existe muy poca diferencia entre la inclinación del tramo de recompresión y el de descarga, se supone que la curva $e - \log p$ real es paralela al tramo de descarga de la curva de laboratorio.

Aplicando esta idea, se traza a partir de b una paralela a la curva de descarga do , hasta determinar el punto a' ; luego, entre b y a' se traza una curva suave.

El punto f se encuentra ubicado en la prolongación del tramo virgen de la curva de compresibilidad de la muestra inalterada, hasta un valor de $0.4 e_o$.

La curva determinada por los puntos $b - a' - f$, es la curva que representa el comportamiento real del suelo, ante un proceso de consolidación, y es la que se utilizará para el cálculo de los asentamientos.

2.5.14. CALCULO DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION C_v

Anteriormente se ha establecido que:

$$T = C_v \frac{t}{H^2}, \text{ de donde:}$$

$$C_v = \frac{T}{t} H^2 \quad 2-34$$

T : factor tiempo, dado en la tabla 2-6,

t : tiempo en minutos para el correspondiente factor tiempo T , obtenido de la curva de consolidación,

H : longitud promedio para el máximo camino de drenaje durante el incremento de carga dado. Como en la prueba la muestra es drenada por ambas caras, H será igual a la mitad de la altura promedio de la muestra durante la aplicación del incremento de carga dado. A esta longitud se la conoce como longitud efectiva.

$$H = \frac{H_i - H_f}{4}$$

H_i : altura de la muestra en el tiempo $t = 0$

H_f : altura de la muestra en el tiempo $t = 24$ horas



La ecuación 2-34 puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50 % de consolidación de dicha muestra.

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} H^2 = \frac{0.197}{t_{50}} H^2$$

Esta ecuación se puede aplicar para cada incremento de carga es decir que, para cada curva de consolidación, se tendrá un valor de C_v , con lo cual se puede dibujar una gráfica de C_v contra la presión, en escala semilogarítmica.

Esta curva se la puede graficar debajo de la curva de compresibilidad e - log p, en donde se puede observar que el coeficiente de consolidación no es constante durante la prueba.

Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga Δp , se tomará como C_v el valor promedio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese Δp .

Cuando la escala U (%) de la curva de consolidación se ha determinado por el método de Taylor, es conveniente utilizar el valor de t_{90} para el cálculo de C_v :

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848}{t_{90}} H^2$$

2.5.15. CALCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACION PRIMARIA EN SUELOS PLASTICOS COMPRESIBLES

La deformación ΔH que puede sufrir un estrato de suelo de espesor H bajo una presión uniforme Δp , puede estimarse conociendo los resultados de la prueba de consolidación unidimensional. Fig. 2-54.

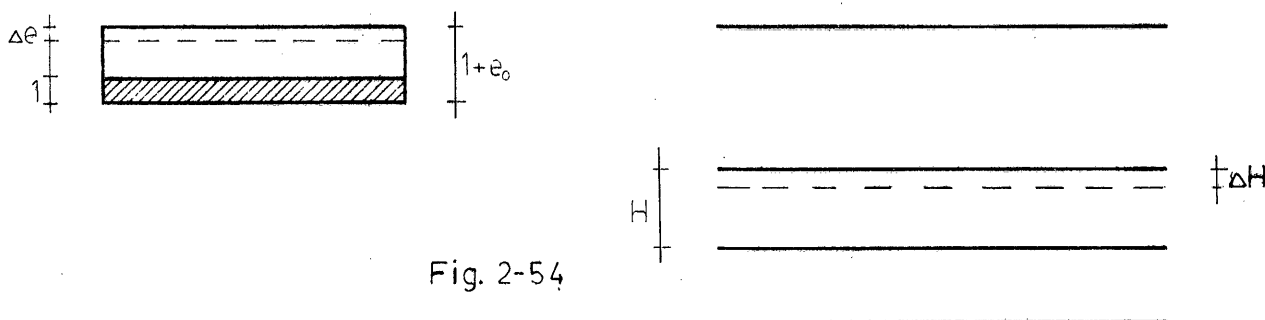


Fig. 2-54

La deformación unitaria del espécimen sujeto a la prueba de consolidación es:

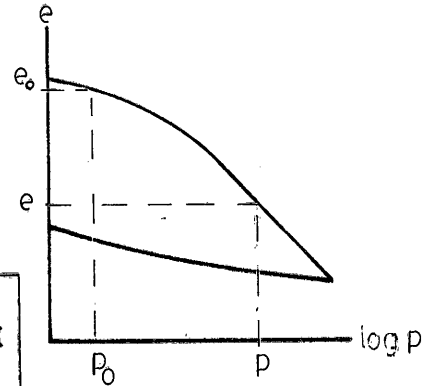
$$\sum = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

y la deformación unitaria del estrato de suelo en su estado natural es:

$$\sum = \frac{\Delta H}{H}$$

igualando las deformaciones unitarias:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}, \quad \boxed{\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H} \quad 2-35$$



Si consideramos la ecuación 2-22:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0} \quad e_0 - e = \Delta e = C_c \log \frac{p}{p_0}$$

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} = C_c \log \left(1 + \frac{\Delta p}{p_0} \right)$$

donde C_c es el índice de compresibilidad.

Reemplazando este valor en la ecuación 2-35:

$$\boxed{\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta p}{p_0} \right) H} \quad 2-36$$

Estas ecuaciones también se pueden expresar de la siguiente manera:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \boxed{\Delta H = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p H = m_v \Delta p H} \quad 2-37$$

En esta expresión:

a_v : coeficiente de compresibilidad

e_0 : relación de vacíos del suelo en su estado natural, calculada con la fórmula:

$$e_0 = \frac{\text{altura inicial de la muestra} - \text{altura de sólidos}}{\text{altura de sólidos}}$$

Δp : incremento de presión,

H : espesor total del estrato,

m_v : coeficiente de variación volumétrica.

Debido a que a_v es variable a lo largo de la curva de compresibilidad, dibujada a escala natural, se considera únicamente el intervalo Δp , en el cual se toma un valor promedio de a_v , como se indica en la Fig. - 2-55.

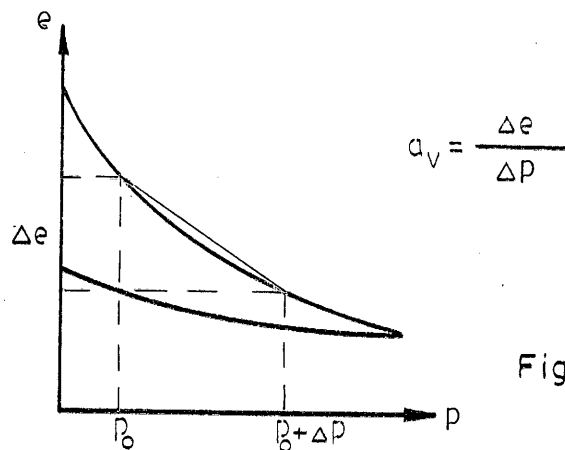


Fig. 2-55

Las ecuaciones 2-36 y 2-37 son aplicables únicamente para el caso de un estrato compresible, homogéneo, y de pequeño espesor, en el que m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja y que también Δp pueda considerarse constante en todo el espesor del estrato.

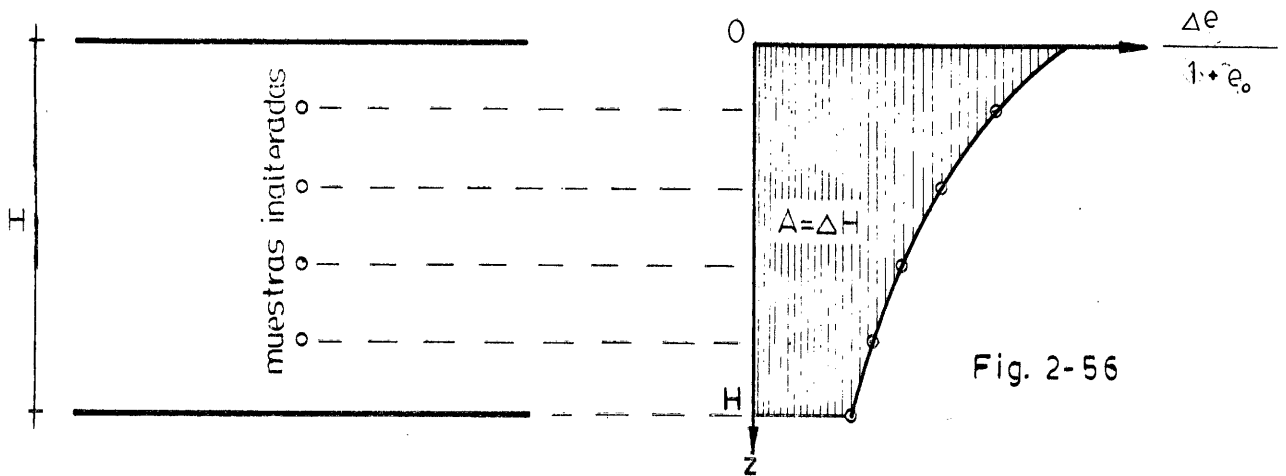
En el caso de estratos de gran espesor, en los que Δp varíe con la profundidad o en el que $\frac{\Delta e}{1 + e_0}$ varíe apreciablemente a lo largo del espesor del estrato, se hace necesario expresar la ecuación 2-35 en forma diferencial y obtener el asentamiento total por un proceso de integración a lo largo del espesor del estrato.

$$dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz$$

integrando:

$$H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \Delta p dz \quad 2-38$$

Si en un estrato de gran espesor de suelo plástico compresible, se toman muestras inalteradas a diferentes profundidades en todo el espesor del estrato, se obtendrá una curva de compresibilidad para cada muestra. De cada una de estas curvas se podrá calcular el valor de $\Delta e / 1 + e_0$, que irá disminuyendo gradualmente conforme aumenta la profundidad, como lo indica la fig. 2-56.

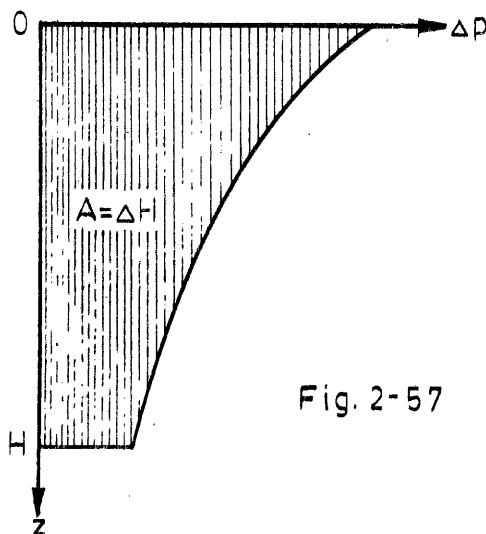


De la fórmula 2-38 se deduce que el área entre 0 y H bajo la gráfica 2-56 proporciona el valor de ΔH .

En algunos casos especiales, los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, si el estrato compresible es homogéneo en todo su espesor, de manera que m_v pueda considerarse constante en ese estrato, el asentamiento puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$H = \int_0^H m_v \Delta p \, dz = m_v \int_0^H \Delta p \, dz \quad 2-39$$

Esta integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente. Fig. 2-57.



2.5.16. CORRECCION DE SKEMPTON

Cuando el área cargada tiene gran dimensión con respecto al espesor de la capa compresible, las condiciones de la prueba de consolidación unidimensional son representativas de la realidad, pero no sucede lo mismo en numerosos casos en los que el asentamiento total primario es sólo una grosera aproximación del asentamiento real.

Skempton ha propuesto la siguiente corrección semiempírica:

$$S_{op} = u (\Delta H) \quad 2-40$$

en donde:

S_{op} : asentamiento total primario corregido,

ΔH : asentamiento total primario,

u : coeficiente corrector que depende del espesor H de la capa compresible en relación con el ancho B de la cimentación y del coeficiente A de presión intersticial.

$$u = A + \alpha (1 - A)$$

Para arcillas normalmente consolidadas, el valor de A varía entre 0.5 y 1.0. En vista de que es difícil la determinación de este coeficiente, podríamos adoptar el valor promedio de 0.75:

$$u = 0.75 + 0.25 \alpha$$

Los valores de u para los correspondientes H/B vienen dados en la Tabla 2-8.

TABLA 2-8

H/B	zapata corrida	Zapata circular
0	1.0	1.0
0.25	0.94	0.92
0.50	0.89	0.88
1.0	0.84	0.84
2.0	0.82	0.82
4.0	0.80	0.82
10	0.78	0.82
	0.75	0.81

2.5.17. GRÁFICA ASENTAMIENTO - TIEMPO

Esta gráfica servirá para apreciar el desarrollo del asentamiento de una estructura en función del tiempo. La ecuación de la curva es la siguiente:

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U (\%)}{100} \right] = m_v \Delta p H \left[\frac{U (\%)}{100} \right] \quad 2-41$$

S_t : asentamiento ocurrido en un tiempo t .

El valor de U dependerá del valor de T , el que a su vez podrá determinarse con la fórmula:

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

dando a t valores mayores a cero que aumenten gradualmente.

Representando los diferentes valores S_t en ordenadas y t en abscisas, se obtendrá la curva asentamiento - tiempo. Fig. 2-58.

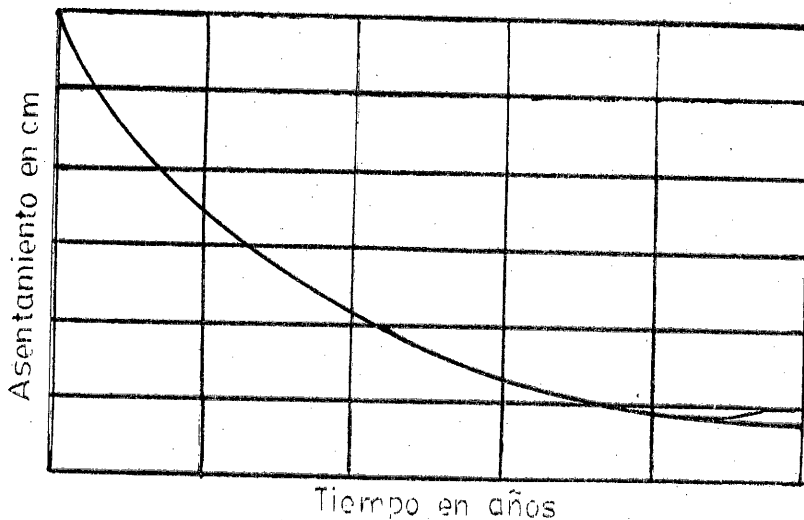


Fig. 2-58

2.5.18. METODO EMPIRICO PARA EL CALCULO DEL ASENTAMIENTO TOTAL PRIMARIO

Se ha descubierto que C_o está íntimamente relacionado al límite líquido de las arcillas inalteradas normalmente consolidadas, y se ha propuesto una correlación empírica que permite calcular el índice de compresibilidad C_o .

La correlación se ha determinado en base a ensayos en una gran cantidad de arcillas remoldadas cuyos resultados se indican en la fig. 2-59, en donde las abscisas representan el límite líquido y las ordenadas, los valores correspondientes de C_o para las diferentes arcillas.

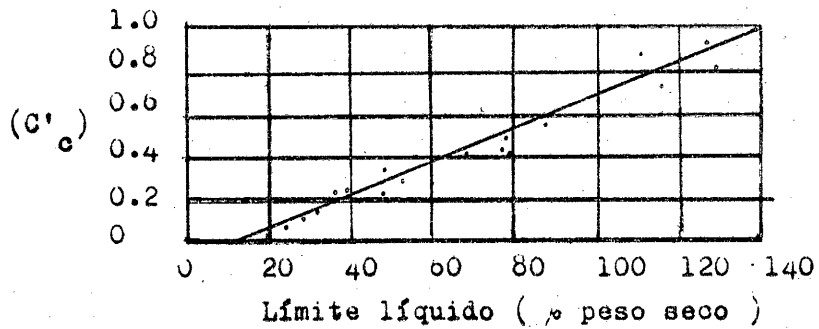


Fig. 2-59

En la Fig. 2-59 se aprecia que la compresibilidad de los suelos aumenta con el límite líquido. Todos los puntos se ubican cerca de una recta que tiene por ecuación:

$$C'_c = 0.007 (LL - 10 \%)$$

Para pasar de C'_c al C_c , que corresponde a las muestras inalteradas normalmente consolidadas, se admite que C_c es un 30 % mayor que C'_c , por lo tanto:

$$C_c = 1.3 C'_c = 0.009 (LL - 10 \%) \quad 2-42$$

Con el valor de C_c , determinado por correlación con el LL, se puede graficar la curva $e - \log p$ con la condición de conocer las coordenadas (e_o, p_o) . Fig. 2-60.

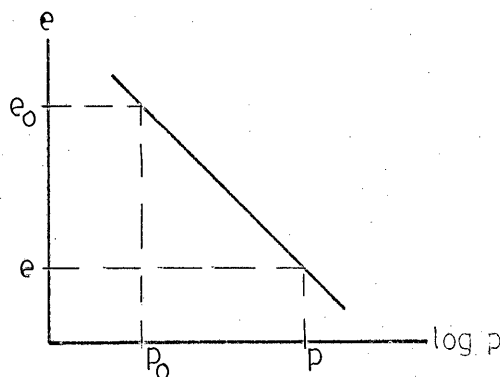


Fig. 2-60

El asentamiento total primario H puede calcularse aplicando la fórmula 2-35:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H$$

también puede calcularse ΔH , reemplazando la ecuación 2-36:

2-43

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_o} \log \left(1 + \frac{\Delta p}{p_o} \right) \quad H = \frac{0.009 (LL - 10\%)}{1 + e_o} \log \left(1 + \frac{\Delta p}{p_o} \right) H$$

Este método empírico se utiliza únicamente cuando no se han realizado las pruebas de consolidación unidimensional, ya que de ninguna manera puede sustituirlo.

Hay que tener presente que los valores de C_c obtenidos por correlación son valores aproximados, y que se han observado errores de hasta un 30 %.

2.5.19. CARGA VARIABLE CON EL TIEMPO

En el proceso de consolidación estudiado, se ha supuesto que la presión de consolidación p se aplica en forma instantánea. Δp proviene de las cargas muertas y vivas que actúan sobre una estructura, las que se incrementan gradualmente durante el proceso de construcción.

Si el período de construcción es lo suficientemente corto con respecto a la baja permeabilidad y al espesor de una capa de arcilla, como para suponer que el grado de consolidación alcanzado al final de la construcción es muy pequeño, Δp se puede considerar aplicado en forma instantánea; en caso contrario, el tiempo necesario para que la carga alcance su valor final constituye una parte importante del tiempo necesario para la consolidación y entonces es necesario tener en cuenta la variación de la carga con el tiempo. Fig. 2-61.

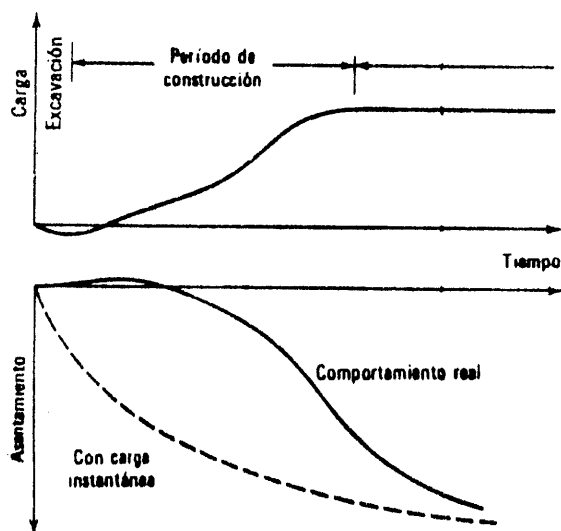


Fig. 2-61 Asentamiento por efecto de una carga variable a lo largo del tiempo.

T_c T	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.005	0.001	0.001	0.001	0	0	0	0	0	0
0.01	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0	0	0
0.02	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
0.05	0.015	0.012	0.009	0.007	0.006	0.005	0.005	0.004	0.004
0.10	0.049	0.041	0.031	0.024	0.020	0.018	0.015	0.014	0.012
0.2	0.133	0.112	0.084	0.067	0.056	0.048	0.042	0.037	0.034
0.3	0.248	0.206	0.155	0.124	0.103	0.088	0.077	0.069	0.062
0.4	0.378	0.317	0.236	0.189	0.158	0.135	0.118	0.105	0.094
0.5	0.535	0.438	0.328	0.263	0.219	0.188	0.164	0.146	0.131
0.6	0.636	0.578	0.426	0.342	0.284	0.244	0.213	0.190	0.171
0.8	0.778	0.742	0.647	0.512	0.427	0.366	0.320	0.285	0.256
1.0	0.864	0.842	0.784	0.701	0.578	0.495	0.434	0.386	0.347
1.2	0.917	0.904	0.868	0.817	0.740	0.631	0.552	0.490	0.442
1.4	0.949	0.941	0.919	0.888	0.841	0.772	0.674	0.598	0.539
1.6	0.969	0.964	0.951	0.932	0.903	0.861	0.802	0.707	0.637
1.8	0.981	0.978	0.970	0.958	0.941	0.915	0.879	0.821	0.735
2.0	0.989	0.986	0.982	0.975	0.964	0.948	0.926	0.891	0.837
2.5	0.997	0.996	0.995	0.993	0.990	0.985	0.979	0.968	0.952
3.0	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.996	0.994	0.991	0.986

$$t_1 = \frac{0.005}{C_v} H^2, \quad t_2 = \frac{0.01}{C_v} H^2, \quad t_{19} = \frac{3.0}{C_v} H^2$$

Comocido el factor tiempo T_c se pueden determinar los valores de U (%) para los correspondientes valores de T , de la tabla 2-9.

El asentamiento ocurrido en un tiempo t , podrá escribirse:

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U (\%)}{100} \right]$$

H es el valor del asentamiento por consolidación primaria $\frac{\Delta e}{1 + e_0} H$ que debe ser calculado previamente a partir de los datos de la prueba de consolidación.

Luego se puede graficar la curva asentamiento - tiempo a escala natural que corresponde a la curva de comportamiento real de la Fig. 2-61.

Existe otro procedimiento que es aproximado pero muy satisfactorio para el cual se requiere tener previamente dibujada la curva asentamiento - tiempo, para el caso de carga instantánea.

El asentamiento en un instante t durante el período de construcción es:

$$S_t = (\text{asentamiento para carga instantánea, calculada para } 0.5 t) \frac{t}{t_c}$$

$$t \leq t_c$$

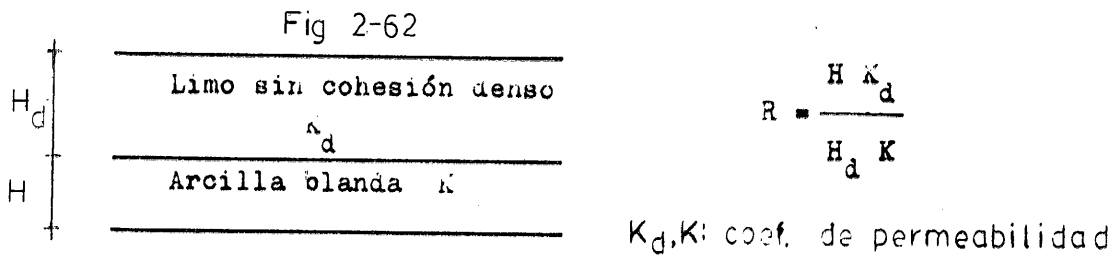
A partir del período de construcción, de duración t_c , el asentamiento para un tiempo t es:

$$S_t = \text{asentamiento para carga instantánea, calculada para un tiempo } t - 0.5 t_c$$

$$t \geq t_c$$

2.5.20. CONSOLIDACION DE UNA CAPA COMPRESIBLE ADYACENTE A OTRA INCOMPRESIBLE

Cuando un estrato es incompresible en comparación con el estrato adyacente, Fig. 2-62, la velocidad con que se produce la consolidación del estrato compresible se ve afectada por la relación R , y no es aplicable la tabla 2-6.



La solución (fig. 2-63) viene dada en la forma de curvas que nos relacionan el grado de consolidación de la capa compresible U , con T para cada valor de R . Para el caso de $R \geq 100$, la curva es igual a la de la fig. 2-43.

El valor de T se calcula con la fórmula: $T = C_v \frac{t}{H^2}$

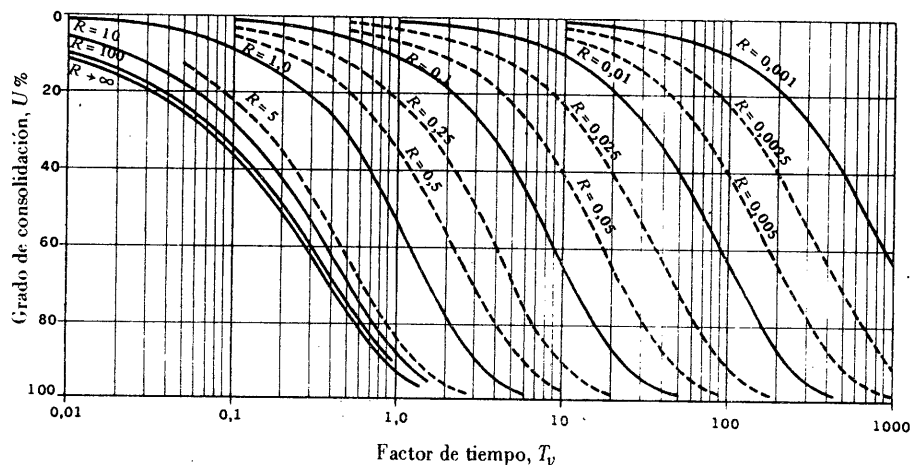
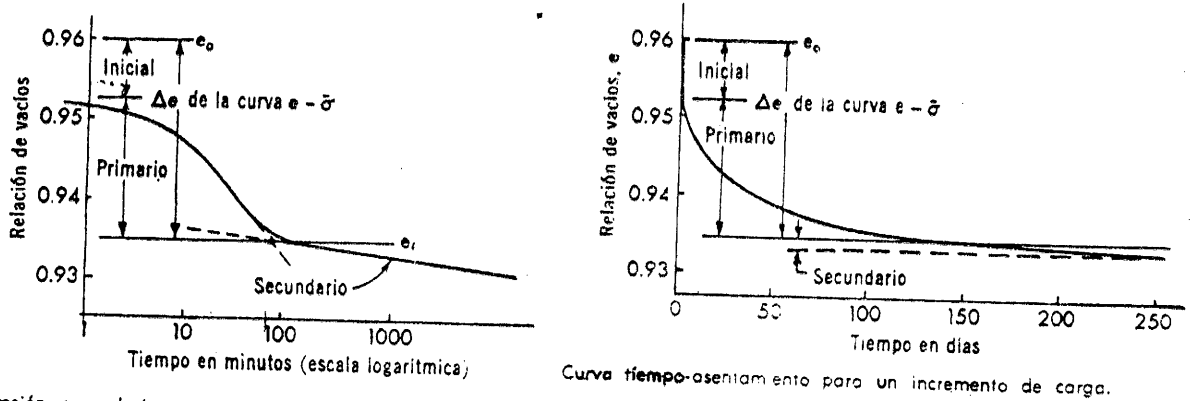


Fig 2-63 Consolidación de una capa compresible adyacente a otra incompresible (Shields, 1963).

2.5.21. CONSOLIDACION SECUNDARIA

Comparando las curvas de consolidación teórica y real, se observa que tienen la misma forma hasta un 80 % de consolidación. A partir de este punto, mientras que la curva teórica se aproxima a una asíntota horizontal, la curva real se aproxima a una tangente inclinada con una pendiente aproximadamente constante. Es decir que después de que el exceso de presión hidrostática se ha disipado ($u = 0, U = 100\%$), la disminución de la relación de vacíos no cesa, sino que continúa lentamente, en proporción siempre decreciente, por tiempo indefinido. Este asentamiento corresponde a la consolidación secundaria que se atribuye al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga. Fig. 2-64.



Compresión secundaria; curva tiempo-asentamiento en coordenadas semilog para un incremento de esfuerzo.

Curva tiempo-asentamiento para un incremento de carga.

Fig. 2-64

La rapidez de la consolidación secundaria puede expresarse por el coeficiente de consolidación secundaria $C_{\alpha\alpha}$, deducido de la parte recta de la curva:

$$\Delta e = \alpha (\log t - \log t_{100})$$

$$e - e_{100} = \Delta e = \alpha \log \left(\frac{t}{t_{100}} \right)$$

$$C_{\alpha\alpha} = \frac{\alpha}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \log \frac{t}{t_{100}}}$$

2-44

(e_{100}, t_{100}): coordenadas de A,

t : tiempo posterior a la consolidación primaria. $t > t_{100}$,

e_0 : relación de vacíos inicial del suelo,

α : pendiente de la porción recta de la curva $e - \log t$, conocido como el índice de compresión secundaria. Numéricamente, es igual al valor de Δe para un ciclo del tiempo en la curva.

Si se dibujan todas las curvas de consolidación, correspondientes a cada uno de los incrementos de carga de acuerdo con la serie 0.25 - 0.5 - 1.0 - 2.0 - 4.0 - ... Kg/cm² (Fig. 2-65), se observa que el efecto de la consolidación secundaria está representado por líneas rectas paralelas aproximadamente; en estas condiciones el valor de α , que representa la pendiente de estos tramos, será un solo valor para el conjunto de curvas de consolidación. Una vez determinado el valor de α , se puede hallar el de C_{α} . En la tabla 2-10 se dan valores típicos para el coeficiente C_{α} .

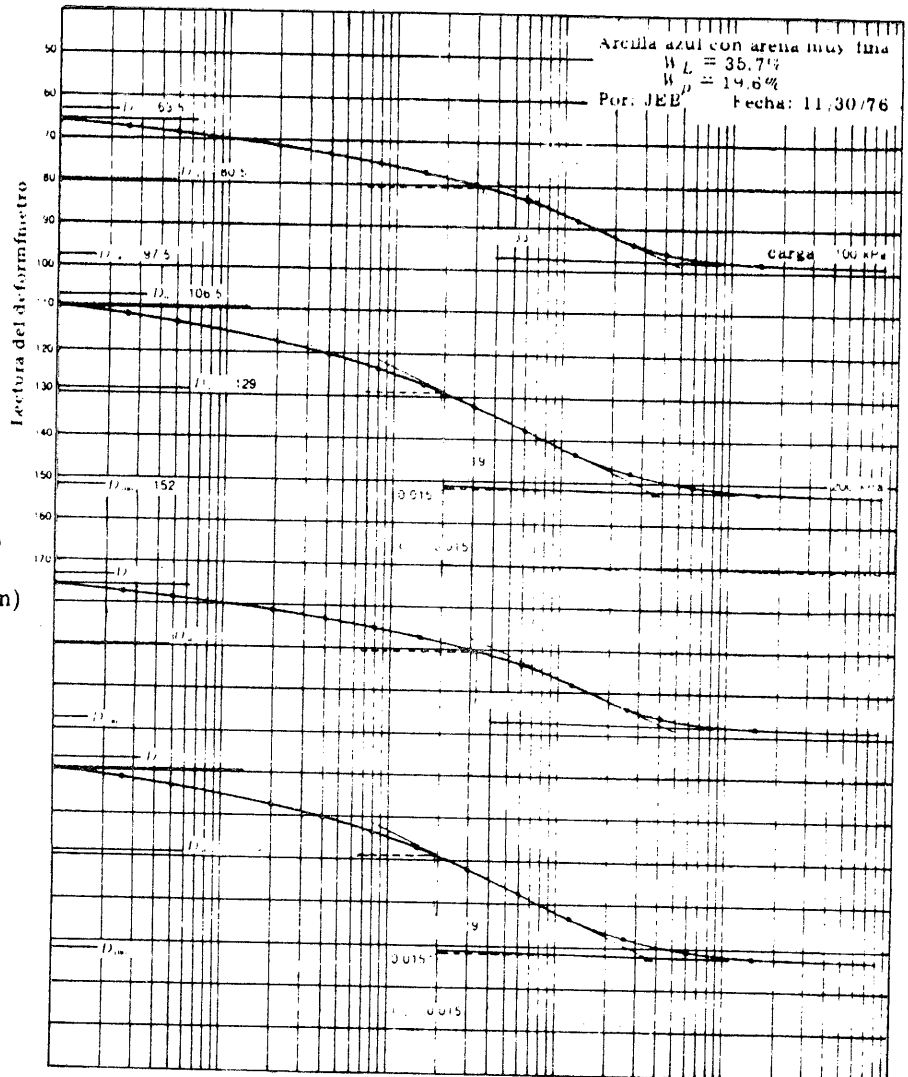


Figura 2-65
 Curvas de lectura del deformímetro vs. tiempo
 (a) Lectura del deformímetro vs. log tiempo (min)

Tabla 2-10. Valores típicos de la velocidad de consolidación secundaria C_{oc} .

Arcillas normalmente consolidadas	0.005 a 0.02
Suelos muy plásticos; suelos orgánicos	0.03 o mayor
Arcillas sobreconsolidadas	menor de 0.001

La relación más sencilla que se ha propuesto para expresar la consolidación secundaria es:

$$S_{cs} = C_{oc} H \log \frac{t}{t_{100}} \quad 2-45$$

siendo:

S_{cs} : asentamiento por consolidación secundaria,

C_{oc} : coeficiente de consolidación secundaria,

H : espesor inicial del estrato,

t_{100} : tiempo a partir del cual predomina el fenómeno de consolidación secundaria,

t : tiempo en el cual se quiere determinar el asentamiento.

A pesar de que la consolidación secundaria se puede observar y medir durante la ejecución de los ensayos de consolidación, los resultados de los varios intentos realizados para predecir el asentamiento de estructuras provocado por el efecto secundario, utilizando para ello los resultados de laboratorio, todavía no han proporcionado resultados satisfactorios.

2.5.22. ASENTAMIENTO TOTAL

La expresión general del asentamiento estará dada por la suma de todas sus componentes:

$$S_t = S_i + S_{cp} + S_{os}$$

$$S_t = S_i + u \Delta H + S_{cs} \quad 2-46$$

En la práctica, para el cálculo del asentamiento total, no es necesario considerar todas las componentes del asentamiento, ya que según las características del suelo, algunas de ellas se hacen de un valor que

puede considerarse despreciable y por lo tanto no es necesario su cálculo.

Se presentan tres casos para el cálculo del asentamiento total, según las características del suelo sobre el cual se va a apoyar una estructura.

- 1) En arenas, gravas, suelos granulares, suelos no saturados, arcillas duras, rocas:

$$S_t = S_i \quad 2-47$$

- 2) En arcillas inorgánicas de pequeño espesor, arcillas normalmente consolidadas, arenas finas, limos:

$$S_t = S_i + u \Delta H \quad 2-48$$

- 3) En arcillas muy blandas, suelos de origen orgánico, turbas, ciertos limos minerales

$$S_t = u \Delta H + S_{cs} \quad 2-49$$

De esta manera se habrá determinado una estimación confiable del orden de magnitud probable del asentamiento, ya que no es posible encontrar el valor del asentamiento con un alto grado de aproximación debido a que los métodos de cálculo conllevan problemas como los siguientes:

- La dificultad de determinar correctamente los esfuerzos en el terreno,
- La dificultad de obtener muestras inalteradas para la prueba de consolidación,
- El suelo no es un material elástico, homogéneo e isótropo,
- El suelo varía en sus características considerablemente en todas las direcciones.

2.5.23. CARACTERÍSTICAS DE LOS ASENTAMIENTOS

Cuando se construye una estructura es prácticamente inevitable que se produzca algún asentamiento. Al estudiar los problemas de los asentamientos deben tenerse en cuenta las consideraciones siguientes:

- 1) Los materiales granulares como gravas, arenas gruesas y medias, generalmente alcanzan el máximo asentamiento inmediatamente después de aplicarles la carga y este no continúa aumentando a lo largo del tiempo.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

TIPO DE ASENTAMIENTO	METODO	FORMULA	APLICACION
INMEDIATO	STEINBRENNER	$\frac{qB}{E} [A f_1(a,b,z) + B f_2(a,b,z)]$	arcillas
	NEW MARK	$0.02nq \frac{1-u^2}{E} L$	arcillas arenas gravas
	MEYERHOF	$C_d C_w \frac{q}{1.92 N} \left(\frac{2B}{B+0.305} \right)^2$	arenas gravas
	PRUEBA DE CARGA	$\frac{4e_o}{(1 + \frac{D_o}{D})^2}$	arenas gravas arcillas duras
CONSOLIDACION PRIMARIA	TERZAGHI	$\int_0^H \frac{e}{1+e_o} dz$	arcillas arenas finas limos
CONSOLIDACION SECUNDARIA	TERZAGHI	$C_{\alpha} H \log \frac{t}{t_{100}}$	arcillas blandas suelos orgánicos

po. Normalmente este asentamiento es pequeño y no tiene gran importancia.

- 2) El limo y la arena fina alcanzan una gran parte de su asentamiento poco después de aplicada la carga, pero este puede continuar aumentando a lo largo del tiempo debido al proceso de consolidación.
- 3) Las arcillas alcanzan parte de su asentamiento en el momento de aplicar la carga, pero debido a su baja permeabilidad, el asentamiento continúa aumentando lentamente durante un largo período de tiempo. Tabla 2-11.

Tabla 2-11. Comparación entre las arenas y arcillas como terreno de cimentación		
Concepto	Arena	Arcilla (normalmente consolidada o ligeramente sobreconsolidada)
Factor que rige el diseño de la zapata.	asentamiento diferencial, especialmente bajo ciclos de carga o cargas dinámicas	asentamiento máximo y asentamiento diferencial
Magnitud de asentamiento	Pequeño	Grande
Velocidad de asentamiento	Rápido	Lento
Trayectoria de asentamiento	Irregular, mayor de los bordes de la zapata	Forma de plato
Relación entre asentamiento diferencial máximo y asentamiento máximo	Asentamiento diferencial máximo frecuentemente muy próximo al asentamiento máximo	Asentamiento diferencial máximo generalmente mucho menor que el asentamiento máximo
Influencia del asentamiento diferencial sobre la estructura	Relativamente grande debido a que es irregular y se produce rápidamente	Relativamente pequeño debido a que es regular y se produce lentamente

- 4) Las turbas y los suelos orgánicos son tan peligrosos para soportar - cargas que es aventurado predecir cuál será el asentamiento de una - estructura apoyada sobre estos materiales, salvo en el caso en que - se proyecte una cimentación flotante.
- 5) La carga de servicio es aquella que gravita sobre la estructura el - tiempo suficiente para producir asentamiento por consolidación del - suelo. En los suelos arcillosos, las cargas de poca duración se pue - den considerar como que no producen asentamientos, por lo que la car - ga de servicio será la carga muerta más un porcentaje de la carga vi - va.

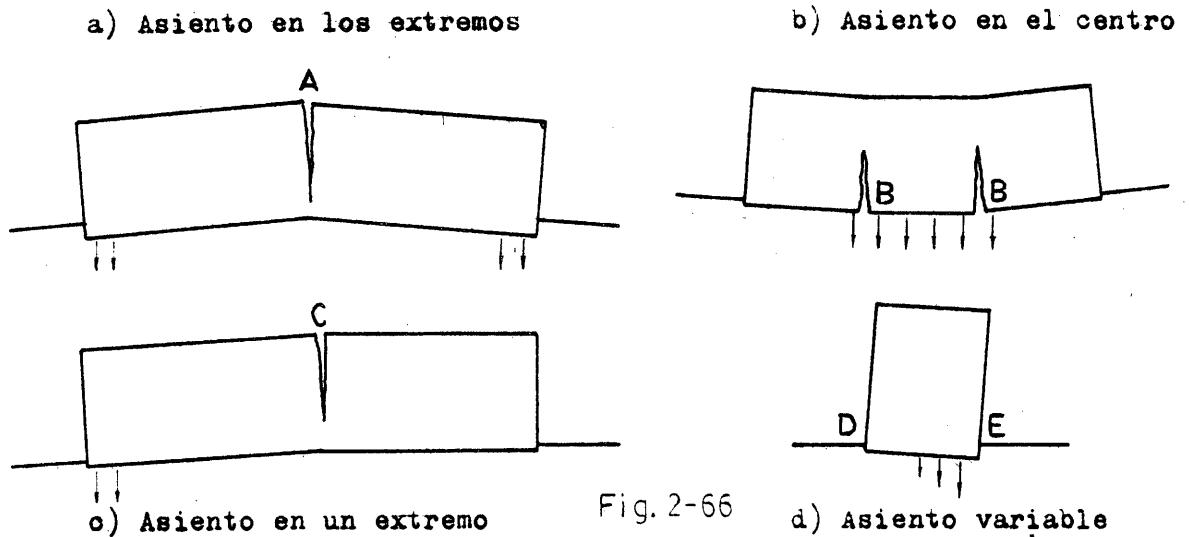
$$\text{Carga de Servicio} = CM + \frac{CV}{3}$$

Para los suelos granulares, la carga de servicio debe ser aquella - que se espera se presente en cualquier tiempo de la vida de la estructu - ra, ya que estos suelos se asientan casi inmediatamente que reciben la - carga.

- 6) Generalmente, lo que en la estructura da lugar a preocupaciones son - los asentamientos diferenciales más que el asentamiento total, siem - pre que este último no perjudique a las estructuras próximas y no - sea excesivo.

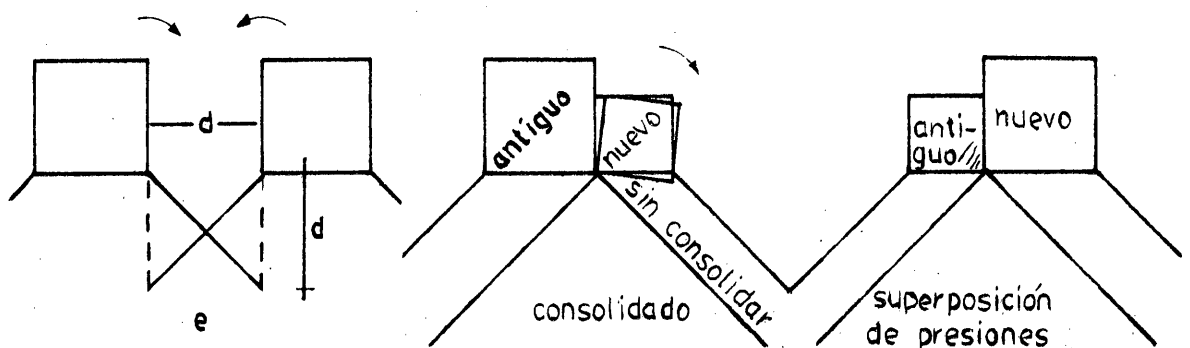
Los asentamientos diferenciales pueden afectar una estructura de va - rias maneras:

- a) Cuando los extremos de una estructura asientan más que su parte cen - tral,
- b) Cuando los extremos asientan menos que la parte central, quedará com - primida la parte superior del edificio. Esto probablemente no dará - lugar a lesiones importantes, a no ser que las deformaciones sean - tan grandes que se rompa la estructura por esfuerzo cortante horizon - tal, o se agriete su parte inferior a causa de las tracciones.
- c) La diferencia de asentamientos de los dos extremos de un edificio de gran longitud puede originar grietas en la parte superior de la su - perestructura.
- d) Un asentamiento que va gradualmente en aumento desde uno al otro la - do de un edificio alto puede originar la inclinación de toda la es - tructura sin que ésta llegue a agrietarse. Fig. 2-66.



e) A partir de una profundidad $z = d$ existe una influencia mutua entre edificios próximos construidos simultáneamente. La superposición de presiones da lugar, bajo los lados más próximos, a grandes asentamientos que inclinan un edificio hacia otro.

f) Nuevas construcciones junto a edificios antiguos. Bajo los antiguos edificios el terreno se ha consolidado. Los mayores asentamientos que se producen en el borde exterior del edificio dan lugar a una inclinación del mismo. Si el nuevo edificio es más pesado, la inclinación no suele tener importancia. En este caso predomina la influencia del nuevo edificio sobre el antiguo y la carga adicional transmitida por él produce asentamientos y fisuras en las partes más próximas del antiguo por una difusión transversal de las presiones. Fig. 2-67.



g) También constituye un riesgo la existencia de un estrato compresible que esté situado por debajo de otro mucho más firme, pues a largo plazo se pueden producir asentamientos importantes. Para el cálculo de los asentamientos deberá tenerse en cuenta los estratos del suelo que estén situados hasta una profundidad razonable a partir del fondo de la infraestructura.

h) Las pruebas de consolidación de los suelos plásticos deberán hacerse -
teniendo en cuenta las siguientes normas:

- Hacer una prueba por cada estrato que tenga propiedades considerablemente diferentes que las del estrato que esté directamente apoyado sobre él.
- Hacer una prueba por cada 3 a 4 metros de profundidad de un estrato de gran espesor.
- Si los resultados de las pruebas del suelo muestran la existencia de materiales peligrosos o que ofrecen dudas, deberán hacerse pruebas adicionales con muestras inalteradas sacadas de otros sondeos que el caso aconseje.

2.5.24. CAUSAS QUE ORIGINAN ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

Los desplazamientos verticales de diferente magnitud en una estructura, se producen por causas como las siguientes (Fig. 2-68):

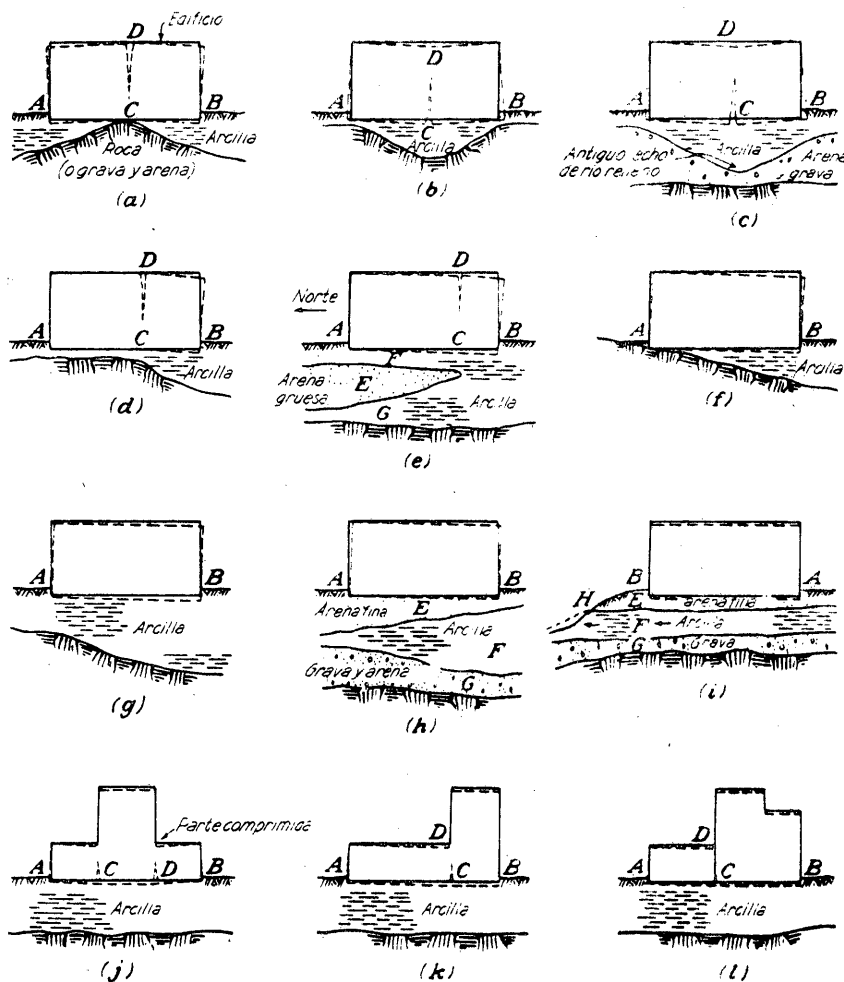
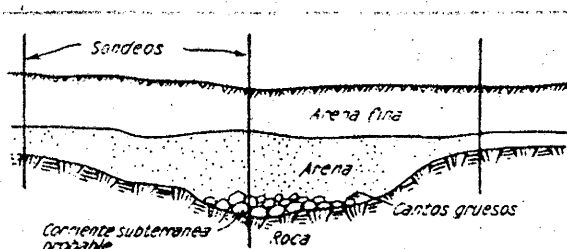


FIG.2-68 Ejemplos sobre las causas de la desigualdad de asentamientos en distintas partes de una estructura.

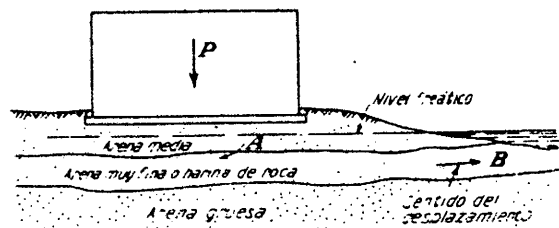
- a) Este es un caso típico en el que hay que esperar asentamientos que va riarán de acuerdo con la altura de la capa de arcilla que hay bajo la estructura. Es preferible cimentar únicamente sobre roca o de lo con trario hay que dejar una junta de dilatación en CD para eliminar las tensiones y así evitar que se produzcan agrietamientos en D.
- b) En este caso el asentamiento será mayor hacia la parte central C, don de aparecerán las grietas. Para evitar este tipo de asentamiento, la cimentación deberá apoyarse en terreno firme.
- d) El asentamiento de la parte CB de esta estructura aconseja disponer u na junta de dilatación en CD o apoyar la parte CB sobre el estrato in ferior.
- e) Es probable que el extremo CB se asiente, dando lugar a agrietamien - tos cerca de D. Como el estrato de arena no se extiende por debajo - de toda la estructura y si el estrato resistente se encuentra a gran profundidad, hay únicamente tres soluciones razonables a considerar:
- Desplazar la estructura hacia la izquierda, donde el estrato de arena E es uniforme y donde las capas de arcilla F y G no darán lugar a a - sentamientos grandes y desiguales,
 - Hacer la estructura ancha, baja y ligera de manera que ninguno de los asentamientos pued^o ser importante,
 - Separar la estructura en dos partes mediante juntas verticales de ma - nera que las deformaciones puedan ocurrir en esos puntos predetermina - dos.
- f) Se muestran condiciones en que probablemente la estructura se inclina rá. En (f) se podría apoyar toda la cimentación sobre el estrato más resistente; en (g) podría proyectarse una cimentación con pilotes; en (h) podrían hincarse pilotes a través de E y F hasta dentro de G, o - desplazar la estructura alejándola por completo de la capa de arcilla en forma de cuña.
- i) En este caso, el peligro principal está en la posibilidad de que el - estrato de arcilla F, bajo los efectos de la presión, pueda moverse - lentamente hacia H de manera que la estructura podría inclinarse ha - cia el extremo B. Bajo estas circunstancias, la mejor solución será - ubicar el edificio más atrás de la ladera o proyectar la estructura -

de manera que las cargas que se transmitan al suelo sean pequeñas.

- j) En los casos j, k, l, las presiones verticales sobre el suelo situado bajo las torres serán mucho mayores que las correspondientes al suelo situado bajo el resto de la estructura. No son soluciones aconsejables si el edificio ha de ir cimentado sobre arcilla; será necesario cambiar la forma de la estructura o habrá que profundizar la infraestructura hasta alcanzar el material más resistente.
- m) La figura n presenta un caso que puede dar lugar a dificultades. El estrato de arena fina saturada puede deslizarse hacia afuera de A a B. La solución más segura será la de cimentar con pilotes que alcancen el interior del estrato de arena gruesa. Fig. 2-69.



(b) - CIRCUNSTANCIAS QUE INDICAN LA EXISTENCIA DE UNA CORRIENTE SUBTERRÁNEA



(n) CIRCUNSTANCIAS QUE PUEDEN DAR LUGAR A UNA ARENA MOVILIZADA

- m) Los peligros pueden existir incluso en suelos granulosos.
- n) Otra de las circunstancias contra las que hay que estar prevenidos es la existencia de corrientes subterráneas. Generalmente la presencia de grava limpia y cantos gruesos en una hondonada subterránea indican la presencia de agua corriente de un modo continuo o durante ciertas épocas.

2.5.25. ASENTAMIENTOS CAUSADOS POR VIBRACIONES

Las cimentaciones pueden estar sometidas a vibraciones por diferentes causas naturales y artificiales.

- Causas naturales: terremotos, el viento en las estructuras altas y esbeltas,
- Causas artificiales: vibraciones provenientes de maquinarias, tránsito, hincas de pilotes, explosiones.

Las vibraciones tienen relativamente poco efecto en los suelos cohesivos pero pueden producir fuertes asentamientos en arenas y gravas. La vibración consiste en un movimiento complejo repetido y puede comprender

tanto rotación como traslación en las tres direcciones. Fig. 2-70.

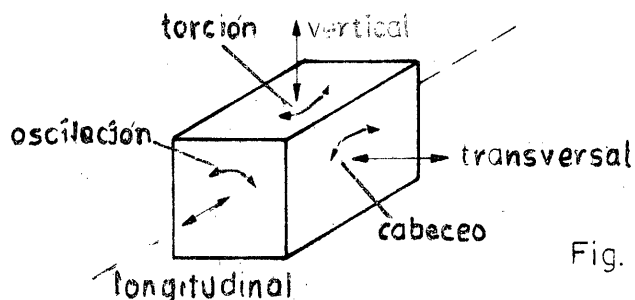


Fig. 2-70

La intensidad de la vibración se mide por la frecuencia expresada - en ciclos por minuto. Los asentamientos más grandes se producen para - frecuencias comprendidas entre 500 y 2500 ciclos por minuto.

2.5.25.1. CIMENTACIONES DE MAQUINARIA

Cuando en un edificio se instalan máquinas que disponen de masas en movimiento (compresores, bombas, motores eléctricos, turbinas), deben ser tomadas precauciones especiales en el proyecto y realización de las cimentaciones de estas máquinas o del propio edificio ya que se pueden - producir asentamientos diferenciales de gran magnitud, exclusivamente ocasionados por las vibraciones, que son susceptibles de propagarse a - grandes distancias.

En este caso es necesario el diseño de cimentaciones antivibratorias, que tienen las siguientes características principales:

- 1) Son de tal naturaleza que pueden absorber en su interior, ya sea total o parcialmente, los esfuerzos producidos por las fuerzas de inercia,-
- 2) Evitan el fenómeno de resonancia, que se produce cuando el número de revoluciones de la maquinaria coincide con las oscilaciones propias - de la cimentación, lo que hace imposible el funcionamiento de las máquinas,
- 3) Anulan, mediante el empleo de adecuados amortiguadores, las vibraciones remanentes.

2.5.25.2. VIBRACIONES DEL TRAFICO

En estructuras situadas junto a calles donde existe tráfico pesado, pueden producirse asentamientos considerables, y si se construye un edificio nuevo junto a una de estas calles, se presentarán asentamientos di-

ferenciales en la estructura debido a que las vibraciones ocasionadas por el tráfico han compactado el subsuelo del lado que da al camino, mientras que la arena de la parte trasera del edificio está todavía en su condición inicial.

Para reducir las vibraciones y sus efectos existen varias soluciones:

- Las vibraciones pueden reducirse fuertemente mediante la utilización de pavimentos flexibles en la vía,
- Las ondas vibratorias pueden amortiguarse antes de que lleguen a la estructura mediante disposiciones constructivas (cámaras de aire),
- Si las ondas vibratorias alcanzan la estructura, su efecto y propagación en el edificio puede amortiguarse mediante capas aislantes adecuadas, proyectadas de forma que la frecuencia propia del edificio no coincida con la del terreno puesto en vibración por el tráfico.

2.5.25.3. DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS AL HINCADO DE PILOTES

Cuando se hincan pilotes en materiales sueltos sin cohesión, es probable que la superficie del terreno se asiente, aún cuando el volumen de los pilotes pueda representar una fracción apreciable del volumen del subsuelo. Si el hincado de pilotes a golpes en arenas puede dañar estructuras adyacentes, puede ser necesario recurrir a otro sistema de hincado (a presión) o utilizar otro tipo de pilotes.

2.5.26. ASENTAMIENTOS PRODUCIDOS POR EL DESCENSO DEL NIVEL FREÁTICO

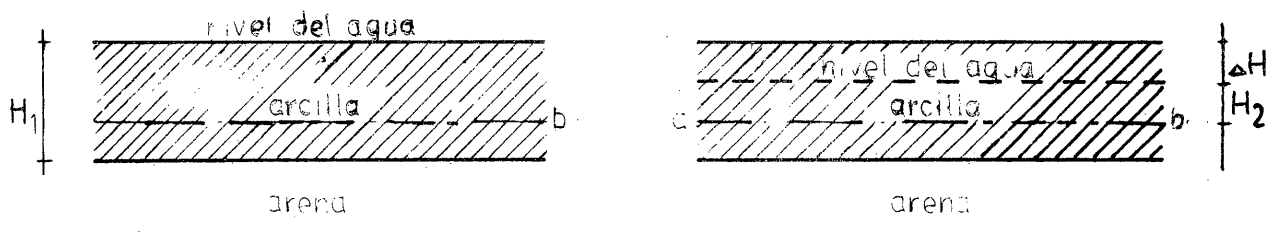
En muchas obras, como la construcción de sótanos profundos para edificios, el suelo debe ser excavado hasta cierta profundidad por debajo del nivel freático, de modo que se presenta la necesidad de reducir a un mínimo la filtración de agua hacia la excavación. Esto ocasiona el incremento de la presión efectiva en todos los niveles abajo de la posición del nivel freático en una cantidad proporcional a la altura deprimida, lo que a su vez se traduce en un asentamiento de la superficie del terreno, cuya magnitud depende de la altura del descenso del nivel freático y de la compresibilidad del subsuelo.

2.5.26.1. ESTRATOS DE ARENA

El incremento de la presión efectiva no ocasiona asentamientos significativos en los estratos de arena (a excepción de los estratos de arena muy suelta), pero si se producen fluctuaciones del nivel freático, es decir que se deprime y eleva periódicamente, si pueden producirse grandes asentamientos, debido a que la deformación de la arena aumenta con cada aplicación de la carga.

2.5.26.2. ESTRATOS DE ARCILLA

El descenso del nivel freático dentro o arriba de un estrato de arcilla, aumenta la presión efectiva en ese estrato. Las causas físicas de este fenómeno se pueden deducir del siguiente análisis, Fig. 2-71:



Diagramas que muestran la causa que produce el asentamiento de una superficie de arcilla cuando se bombea agua del estrato inferior de arena acuifera.

La presión efectiva en la sección ab antes de producir el descenso del nivel freático es:

$$p_{ab}: (\gamma - \gamma_w) H_1 = \gamma' H_1$$

Cuando el nivel freático a descendido una altura ΔH , la presión efectiva en la sección ab será:

$$p_{ab} = \gamma \Delta H + \gamma' H_2$$

El incremento de presión efectiva será:

$$p_{ab} = \gamma \Delta H + \gamma' H_2 - \gamma' H_1 = \gamma \Delta H + \gamma' H_2 - \gamma' \Delta H - \gamma' H_2 =$$

$$\boxed{p_{ab} = (\gamma - \gamma') \Delta H = \gamma_w \Delta H} \quad 2-50$$

Es decir, que el descenso del nivel freático ocasiona una presión de consolidación $\gamma_w \Delta H$, la misma que desarrolla un proceso de consolidación.

ción en el estrato de arcilla, produciéndose de esta forma el asentamiento. La rapidez del asentamiento y su magnitud se pueden estimar por los principios de la consolidación unidimensional.

2.5.27. ASENTAMIENTOS DEBIDOS A LAS EXCAVACIONES

Cuando se realiza una excavación profunda próxima a la cimentación de edificaciones contiguas, se provocan alteraciones de tensión en el suelo y esta alteración del equilibrio conduce a deformaciones del terreno contiguo, lo cual trae consigo el peligro de que las edificaciones vecinas resulten afectadas por levantamientos, asentamientos, posiciones oblicuas o grietas. Las deformaciones del terreno en la zona de la excavación dependen de la naturaleza del terreno, de las dimensiones de la excavación, de las condiciones de la edificación y depende en gran parte del tipo de entibación utilizado para soportar las paredes de la excavación.

2.5.27.1. EXCAVACIONES EN ARENA

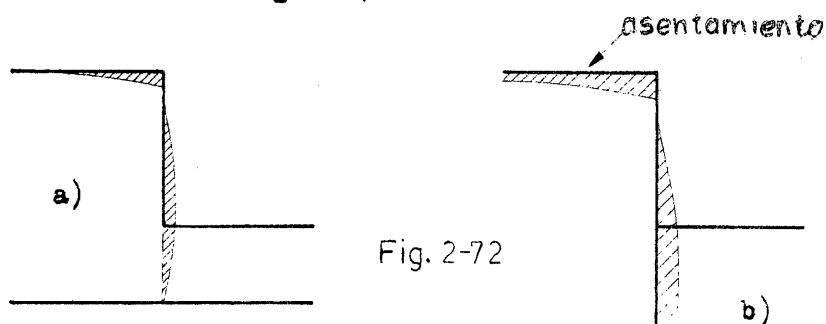
Si el terreno adyacente a una excavación profunda a cielo abierto soporta una cimentación, la zona afectada por el asentamiento será igual a la profundidad de la excavación, medida desde el borde de la misma; si la zona adyacente no está cargada, el asentamiento se prolongará hasta una longitud igual a la mitad de la profundidad de la excavación.

La magnitud del asentamiento máximo en el caso de una excavación correctamente apuntalada, no excederá de 0.5 % de la profundidad de la excavación.

2.5.27.2. EXCAVACIONES EN ARCILLA

Cuando se efectúan grandes excavaciones en arcilla blanda, la arcilla de los costados de la excavación actúa como sobrecarga sobre el suelo situado en la parte inferior de la excavación, lo que ocasiona que la arcilla situada en la parte inferior de la pared de la excavación se deforme lateralmente y que el fondo de la excavación se levante. El volumen de arcilla blanda que se desplaza lateralmente más el volumen que se mueve hacia arriba en el fondo, equivale al volumen de asentamiento alre-

dedor de la excavación. Fig. 2-72.



- a) asentamiento producido por la deformación lateral de la arcilla que forma las paredes de una excavación profunda y ancha practicada por encima de terreno más firme,

El valor del desplazamiento lateral de las paredes de la excavación depende en gran parte de la distancia vertical entre puntales de la entibación y de la velocidad con que se excava, de manera que el asentamiento puede disminuirse en forma considerable modificando de manera apropiada el proceso de excavación y entibamiento.

2.5.28. ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Mediante los procedimientos indicados en este capítulo, podemos determinar la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales que experimentará una estructura. Si son excesivos, ocasionarán daños en la estructura.

En el proyecto de una cimentación, el problema fundamental consiste en evitar que se produzcan asentamientos excesivos que puedan dañar la estructura o dificultar sus funciones.

Si una vez diseñada la cimentación y calculados sus probables asentamientos, se observara que estos son mayores que los admisibles, será necesario volver a diseñar la cimentación, disminuyendo las presiones que transmite la cimentación, hasta que los asentamientos sean tolerables por la estructura, o en último caso será necesario obtener datos adicionales de las características mecánicas del subsuelo.

Se denomina asentamiento admisible al asentamiento que puede ser absorbido sin inconveniente por una estructura. En el diseño de cimentaciones, los asentamientos se calcularán en los lugares más críticos. En el caso de suelos cohesivos, se tomarán en cuenta las zapatas de mayor área y en suelos granulares, las zapatas con mayor carga.

El asentamiento que una estructura puede tolerar depende de muchos factores como son:

- Tipo y tamaño de la estructura,
- Tipo de cimentación,
- Finalidad a que esté destinada la superestructura,
- Rigidez de la estructura,
- Características del suelo,
- Causa del asentamiento,
- Emplazamiento de la estructura.

El asentamiento de una estructura puede tener importancia, aunque no ocasione el colapso, por tres razones:

- 1) Puede alterar el aspecto del edificio, produciendo grietas en la mampostería de ladrillo,
- 2) Puede interferir con el servicio que presta la superestructura, especialmente en lo relacionado con el funcionamiento de maquinaria. También puede ocasionar la rotura de los desagües,
- 3) Puede producir el fallo estructural de un edificio.

2.5.28.1. ASENTAMIENTO TOTAL

Quando los asentamientos son uniformes, generalmente no son perjudiciales para la estructura pero pueden ocasionar problemas en las instalaciones de agua potable, alcantarillado y en el acceso al edificio desde la calle. Para evitar estos problemas, se ha establecido un valor máximo admisible para el asentamiento total y a título de orientación se indican las tablas 2-12 y 2-13. Esta última tabla recoge los valores admitidos por el Ministerio de Vivienda Español.

TABLA 2-12. ASENTAMIENTOS MAXIMOS TOTALES PERMISIBLES	
Edificios comerciales	2.5 cm
Edificios industriales	3.5 cm
Almacenes	5.0 cm
Cimentación de máquinas	0.05 cm

TABLA 2-13. ASENTAMIENTOS TOTALES ADMISIBLES		
Características del edificio	Asentamiento en terreno	
	Sin cohesión (mm)	Coherente (mm)
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de H'A' de gran rigidez	25	50
Edificios con estructura de H'A' de pequeña rigidez		
Estructura metálica hiperestática	50	75
Edificios con muros de fábrica		
Estructuras metálicas isostáticas	50	75
Estructura de madera	Comprobando que la estructura no se desorganice.	
Estructuras provisionales		

2.5.28.2. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

En la mayoría de los casos, este es el asentamiento crítico para una estructura. Generalmente, viene expresado por la relación entre el asentamiento diferencial entre dos columnas adyacentes y su longitud d/L , relación que se conoce como distorsión angular.

En los terrenos sin cohesión apenas se producen, pues estos suelos suelen ser compactos y si su compacidad no es suficiente, es de esperar que la alcance durante la fase de construcción, debido a las vibraciones e incrementos discontinuos de carga a que se ve sometido el suelo.

En los terrenos coherentes normalmente consolidados, sobre los que comúnmente se cimenta, los asentamientos diferenciales son pequeños y la estructura puede absorberlos si se toman precauciones de cálculo y constructivas.

En los terrenos coherentes plásticos, blandos o fluidos, los asentamientos diferenciales si tienen importancia, por lo que deben tomarse ciertas precauciones:

- 1) Empleando la cimentación más apropiada a cada caso,
- 2) Fraccionando la estructura cada vez que cambie la naturaleza del terreno o a distancias prudenciales, con la finalidad de hacerla menos-

rígida y de esta manera disminuir el efecto de los asentamientos diferenciales.

Las tablas 2-14, 2-15 y 2-16 indican valores límites para el asentamiento diferencial.

TABLA 2-14. ASENTAMIENTO ADMISIBLE	
Factor limitativo	Asentamiento máximo
Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005 - 0.001L
Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001 - 0.002L
Fisuración de revocos (yeso)	0.001L
Pórticos de concreto armado	0.0025 - 0.004L
Pantallas de concreto armado	0.003L
Pórticos metálicos continuos	0.002L
Pórticos metálicos sencillos	0.005L

Nota. L = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

TABLA 2-15. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES MAXIMOS PERMISIBLES SEGUN EL TIPO DE ESTRUCTURA		
Tipo de estructura	Para arenas y para arcillas duras	Para arcillas suaves
Cimentaciones de columnas para:		
a) Estructuras de acero y de concreto reforzado	0.002 L	0.002 L
b) Para columnas recubiertas de ladrillo.	0.007 L	0.001 L

L = distancia entre ejes de columnas, en cm.

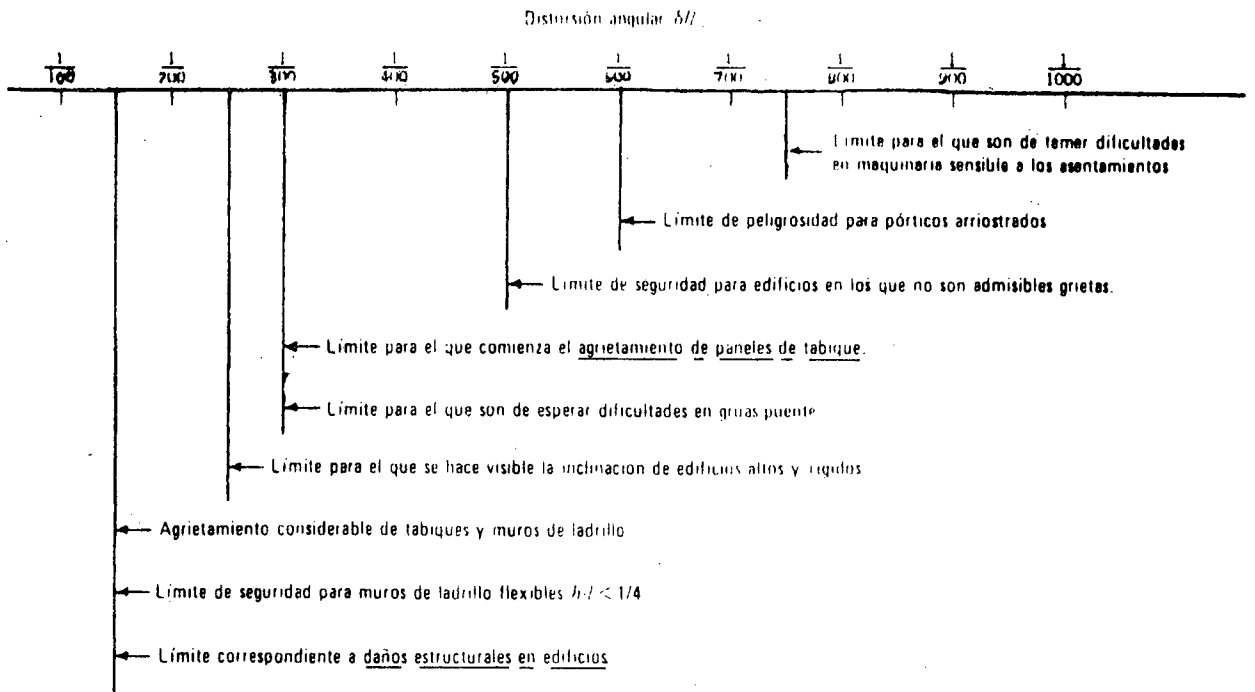


Tabla 2-16 Distorsiones angulares límites (Según Bjerrum, 1963a)

Conviene tener presente que si la distorsión angular d/L es mayor que $1/300$ se producirán daños de carácter arquitectónico y si la distorsión angular es mayor de $1/150$ se producirán daños estructurales en el edificio.

2.5.28.3. RELACION ENTRE EL ASENTAMIENTO TOTAL Y EL DIFERENCIAL

La determinación del asentamiento diferencial es mucho más difícil que la del asentamiento total, debido a que el asentamiento diferencial depende de la heterogeneidad del terreno natural y de la capacidad de las estructuras para salvar las zonas blandas de la cimentación. Por esta razón, se han determinado relaciones empíricas que permiten condicionar el asentamiento diferencial a partir del asentamiento total. Fig. 2-73 para arenas y Fig. 2-74 para estructuras sobre arcilla.

El término d/L determina el asentamiento diferencial entre columnas adyacentes mientras que el asentamiento diferencial máximo puede producirse entre dos columnas muy separadas.

S_t : asentamiento total máximo,

ΔS : asentamiento diferencial máximo,

d/L : asentamiento diferencial.

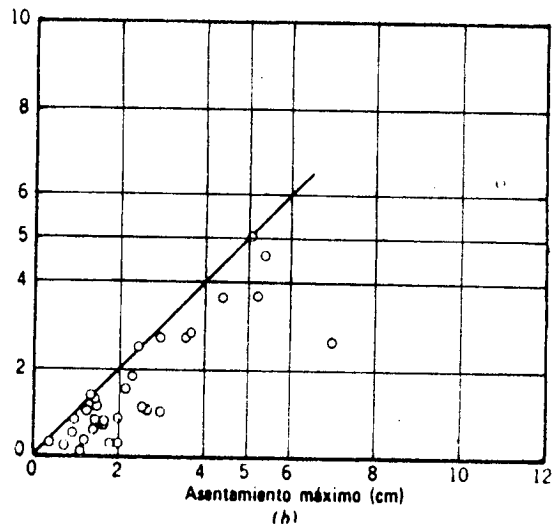
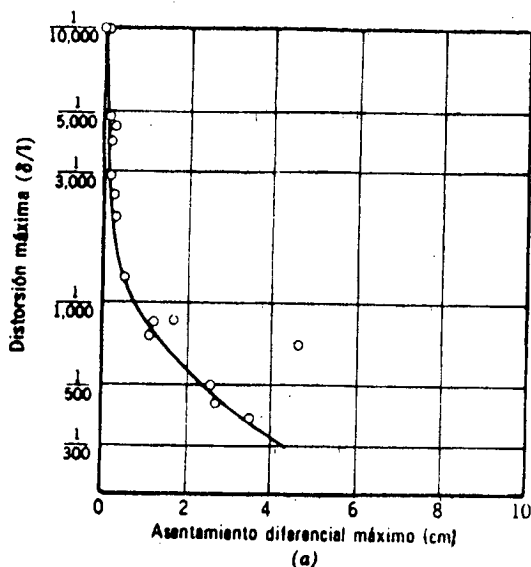
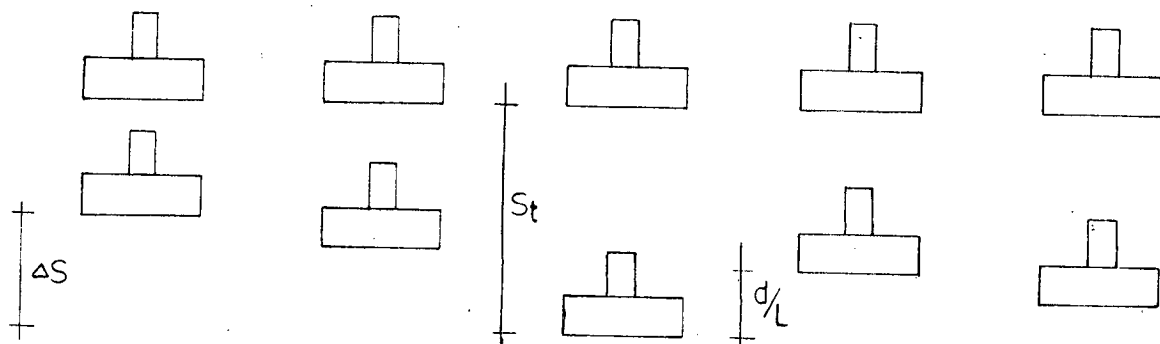


Fig. 2-73

Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena (Se-
Bjerrum, 1963a y 1963b).

Los gráficos 2-73 y 2-74 se emplean de la siguiente manera:

Según la naturaleza del edificio se elige un valor d/L admisible de la tabla 2-16 (generalmente se usa $1/500$). Con este valor se encuentra el asentamiento diferencial máximo, y luego, con este último valor se pasa al siguiente gráfico para determinar el asentamiento máximo. El asentamiento total calculado S_t en el punto más crítico de la cimentación, -

con los métodos ya indicados en este capítulo, debe ser menor que el asentamiento máximo obtenido del gráfico.

Un asentamiento diferencial de determinada magnitud resulta más perjudicial para la estructura en un edificio cimentado sobre arena que para el mismo edificio si estuviera cimentado sobre arcilla, debido a las siguientes razones:

- 1) Los asentamientos diferenciales sobre arena tienden a ser más irregulares que en la arcilla, ya que se deben generalmente a zonas erráticas de terreno flojo,
- 2) Los asentamientos debidos a la consolidación de la arcilla se producen a través de un período largo de tiempo, y por lo tanto la estructura dispone de un tiempo mayor para ajustarse al asentamiento. En las arenas sucede lo contrario, ya que el asentamiento es prácticamente inmediato.

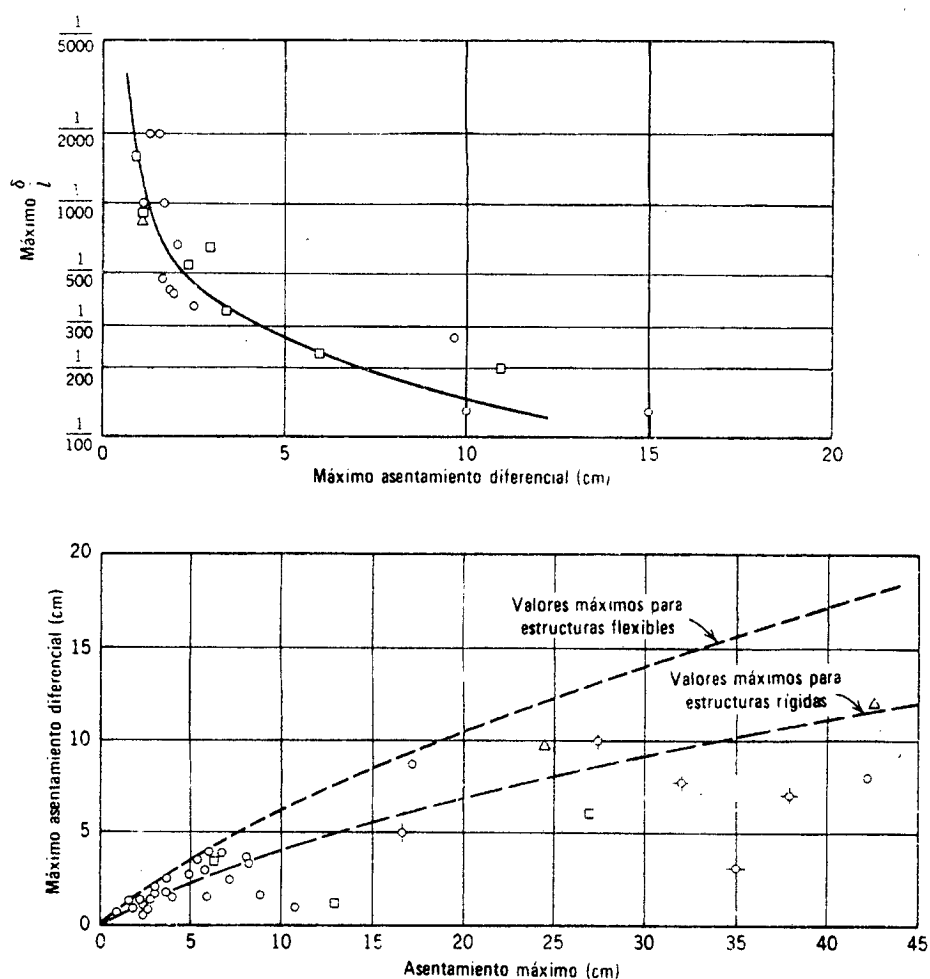


Fig. 2-74 Asentamiento de estructuras sobre arcilla (Según Bjerrum, 1963a y 1963b).

CAPITULO III

PRESION DE CONTACTO Y TEORIA DE REACCION DE LA SUBRASANTE

3.1. INTRODUCCION

La presión de contacto es la presión que actúa entre la superficie inferior de la cimentación y el suelo; la distribución de ésta presión - muy frecuentemente no es uniforme. En la práctica se admite generalmente que la presión de contacto está distribuida uniformemente. Esta hipótesis facilita el cálculo de esfuerzos en la cimentación así como el de asentamientos, y se puede aplicar para construcciones de pequeña o mediana importancia. En el caso de arenas, este sistema de cálculo da resultados de lado de la seguridad; probablemente el problema en los medios - coherentes (arcillas) sea distinto, pero como se aplican coeficientes de seguridad (la presión admisible reemplaza a la capacidad portante), no - suele haber ningún peligro.

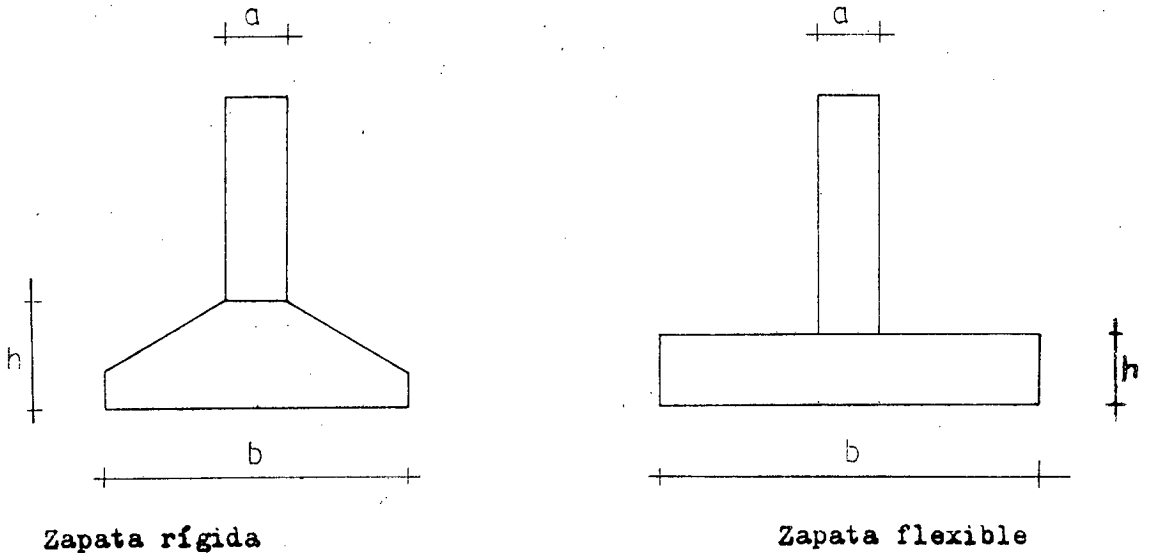
En el caso de grandes edificios y en particular para aquellos que - se apoyan en un suelo bastante compresible (arcillas blandas) a través - de una losa relativamente rígida, puede ser indispensable tener una estimación aproximada de la distribución de las presiones de contacto, ya - que su distribución determina a su vez la distribución del momento flexionante y del esfuerzo cortante.

3.2. FACTORES QUE DETERMINAN LA DISTRIBUCION DE LA PRESION DE CONTACTO

La distribución de la presión de contacto depende de los siguientes factores:

- 1) La rigidez de la zapata, determinada por la siguiente relación entre sus dimensiones:

Zapata rígida	$h \geq \frac{b - a}{4}$	a: ancho columna b: ancho zapata
Zapata flexible	$h \leq \frac{b - a}{4}$	h: espesor zapata.

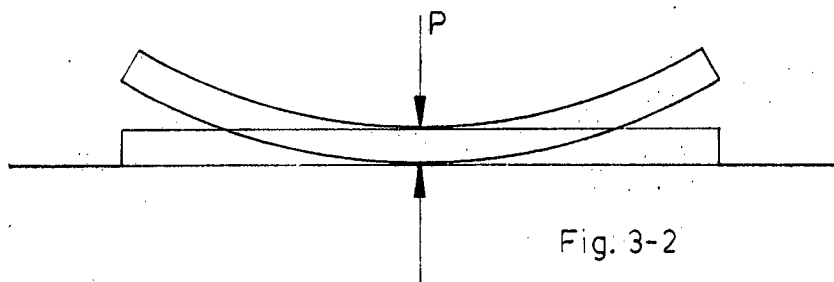


- 2) De la magnitud de la carga, ya que conforme se incrementa el valor de la carga sobre la zapata, varía la distribución de la presión de contacto,
- 3) Del tipo de carga: concentrada, uniforme, excéntrica,
- 4) Del tipo de suelo: coherente o incoherente,
- 5) De la profundidad de la cota de cimentación

3.3. DISTRIBUCIONES TEORICAS DE LA PRESION DE CONTACTO

En la hipótesis de que la zapata se apoye sobre un suelo ideal perfectamente elástico, pueden presentarse los siguientes casos:

- 1) Si la zapata es extremadamente flexible respecto al suelo donde se apoya, no existirá distribución alguna de presiones; la carga de ser puntual, originará una reacción del mismo tipo. Fig. 3-2.



- 2) Si el cimiento es más flexible que el material que constituye el semi espacio, se producirá una leve distribución de la carga debajo del punto de aplicación de la misma. Fig. 3-3.

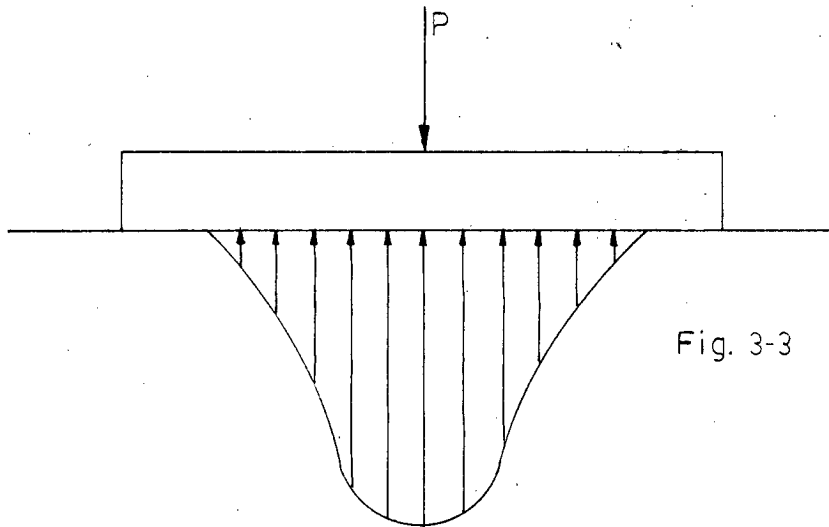


Fig. 3-3

- 3) Cuando el cimiento posea tal flexibilidad que se deforme conjuntamente con el semiespacio elástico, la carga concentrada se distribuirá uniformemente, pero el asentamiento se repartirá desigualmente.

Fig. 3-4.

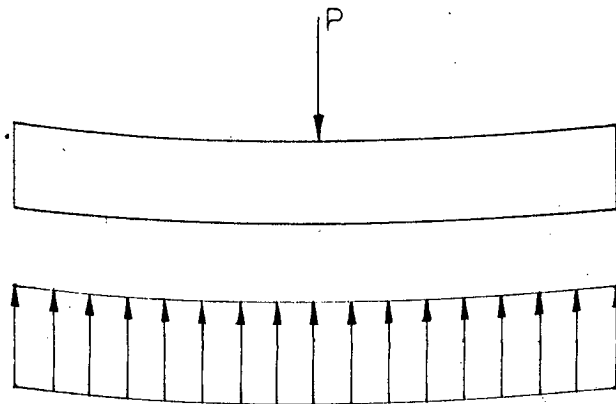


Fig. 3-4

- 4) Cuando la zapata sea muy rígida (indeformable), impone al suelo la condición de asentamiento uniforme. En el caso de un suelo ideal perfectamente elástico, Boussinesq ha determinado la distribución de la presión de contacto, basado en la teoría de la elasticidad. Fig. 3-5

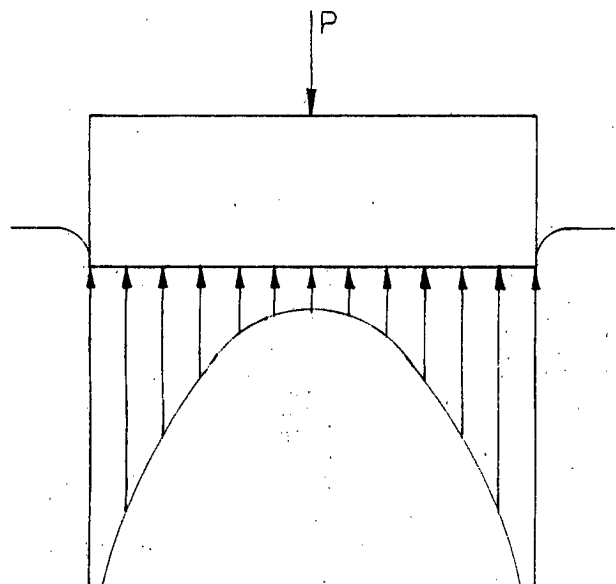


Fig. 3-5

La presión de contacto aumenta en la forma indicada en la fig, de un valor menor a $0,7 \bar{p}$ en el centro, hasta un valor infinito en los bordes.

En el caso de zapatas rígidas apoyadas sobre un suelo real, la distribución de la presión de contacto será diferente a la que se produce en un suelo ideal perfectamente elástico. Para realizar este análisis, se considera a los suelos como coherentes e incoherentes.

3-4. ZAPATA RIGIDA APOYADA EN UN SUELO COHERENTE (arcilla)

Si una zapata flexible cargada uniformemente se apoya sobre arcilla, la deformación de la zapata será mayor en el centro que en los bordes.

Fig. 3-6.

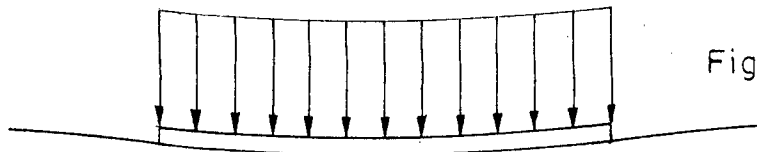


Fig. 3-6

Para obtener un asentamiento uniforme (caso de zapata rígida), sería necesario desplazar parte de la carga del centro hacia los bordes, lo que significa que la presión de contacto, en la base de una zapata rígida que descansa sobre un suelo coherente, aumenta del centro hacia los bordes, de manera similar al producido en un medio perfectamente elástico, con la diferencia de que la presión en los bordes no puede exceder de un cierto valor P_c , para el cual el suelo pasa de un estado elástico al semiplástico o plástico.

La presión de contacto será más elevada junto a los bordes que debajo de la zona central de la zapata, porque las cargas en tales terrenos provocan la aparición de una resistencia al esfuerzo cortante a lo largo del perímetro de aquella, que se sumará a la presión vertical dirigida hacia arriba, proporcionada por el terreno.

Cuando los extremos han alcanzado tensiones de plastificación, y si se insiste en el aumento del valor de la carga, al suelo no le queda más recurso, para oponer un volumen de tensiones suficiente, que aumentar el valor de las tensiones en el centro de la zapata; curva C_2 en la figura-3-7. Cuando la superficie de contacto entre la zapata y el suelo es li-

sa, la distribución se hace uniforme en el mismo instante en que el suelo rompe por deformación plástica.

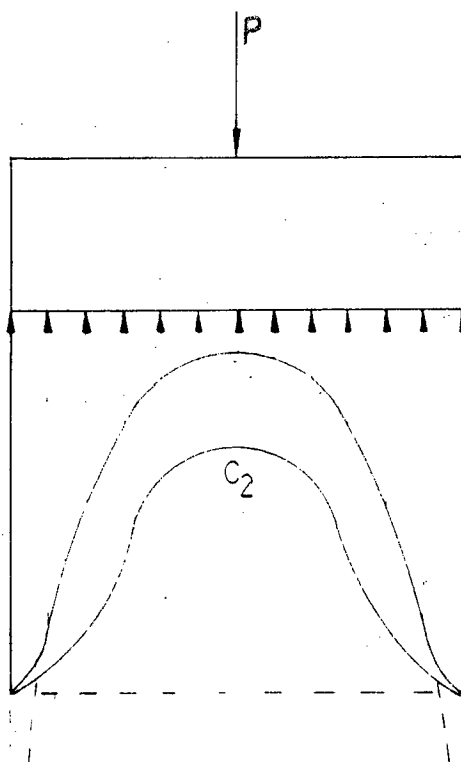


Fig 3-7

3-5. ZAPATA RIGIDA APOYADA EN UN SUELO INCOHERENTE

Si una zapata flexible cargada uniformemente se apoya sobre arena, - el asentamiento es mayor en los bordes que en el centro. Fig. 3-8.

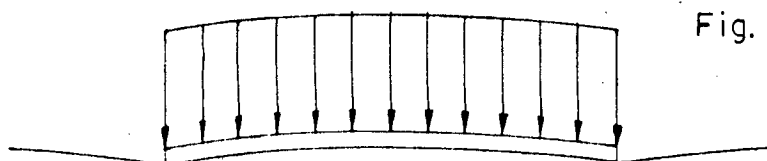


Fig. 3-8

Un asentamiento uniforme solo puede obtenerse distribuyendo la carga de modo que su intensidad disminuya de un máximo en el centro a un mínimo en los bordes. Para una zapata rígida apoyada sobre arena, la intensidad de la presión de contacto, para cualquier carga, disminuye de un máximo - en el centro a cero en los bordes. Fig. 3-9.

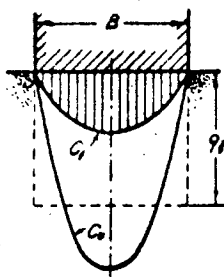


Fig. 3-9

En el borde de la zapata la presión de contacto es cero porque la tensión sobre la cara vertical es prácticamente nula, ya que la resistencia al corte sólo está proporcionada por el rozamiento interno. La presión de contacto nula en el borde de la zapata también se puede explicar con el siguiente razonamiento: los granos aislados de los suelos incoherentes no se mantienen completamente inmóviles, de forma que el terreno situado en las zonas próximas a los bordes podrá desplazarse ligeramente hacia el exterior, en dirección de las zonas menos cargadas.

Si se continua incrementando el valor de la carga aplicada a la zapata, en el momento de la rotura del suelo, se tendrá una distribución de la presión de contacto similar a la representada por la curva C_u .

3-6. ZAPATA RIGIDA APOYADA EN UN SUELO CON CARACTERISTICAS INTERMEDIAS

Si una zapata rígida se apoya sobre un suelo con características intermedias entre arcillas y suelos sin cohesión alguna, para cargas pequeñas, la presión de contacto aumenta del centro hacia los bordes. Fig. 3-10, curva C_1 .

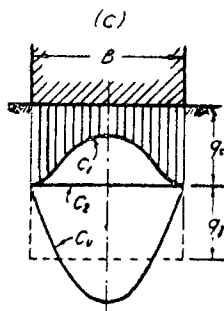


Fig. 3-10

Con el incremento de la carga, la presión en el centro aumenta mientras que en los bordes permanece inalterada. En el momento de la rotura, la presión decrece del centro hacia los bordes, como lo indica la curva C_u .

3-7. CALCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MAXIMA DE UNA ZAPATA RIGIDA-APOYADA EN UN SUELO INCOHERENTE (arena: $c=0$)

3-7-1. ZAPATA CIRCULAR

La ecuación 2-9 del capítulo 2, que da el valor de la tensión normal

máxima e_m debida a la carga P transmitida por la zapata circular, a una profundidad z es:

$$e_m = \frac{2 P}{\pi (0.5 D + z \cot \phi)^2} \quad 2-9$$

La presión de contacto máxima se obtiene haciendo $z = 0$ en la fórmula 2-9:

$$p_m = \frac{2 P}{\pi (0.5 D)^2} = \frac{2 P}{\pi \frac{D^2}{4}} = \frac{2 P}{S}$$

$$p_m = \frac{2 P}{S} \quad 3-3$$

En donde S es el área de la zapata circular y P es la resultante de la carga aplicada, el peso de la zapata y el peso del volumen de tierra ubicado sobre la zapata.

3.7.1.1. CONFIRMACION MATEMATICA DE LA FORMULA 3-3

Si se define la distribución de la presión de contacto por el segmento de parábola cuya cuerda es igual al diámetro de la zapata, y la flecha igual al valor de la presión máxima en el eje de la acción de la carga, el volumen de revolución correspondiente al segmento de parábola representará la sumatoria de las presiones de contacto y su valor debe equilibrar la carga P que actúa en la zapata. Fig. 3-11.

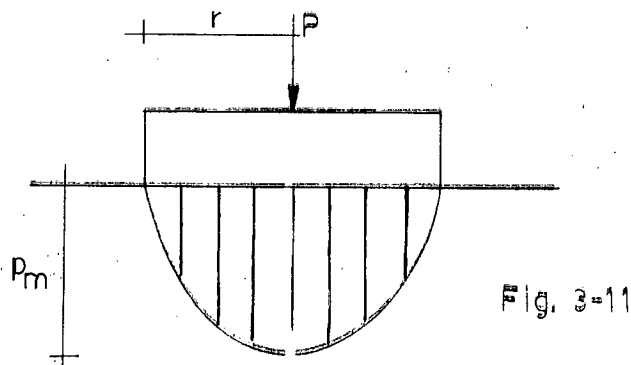


Fig. 3-11

Sea r el radio de la zapata y p_m la presión máxima debida a la carga total aplicada P .

El volumen del segmento de paraboloides de revolución que representa la suma de las presiones verticales es:

$$V = \frac{1}{2} \pi r^2 p_m = P$$

$$p_m = \frac{2P}{\pi r^2} = \frac{2P}{S}$$

Es decir que la presión de contacto máxima bajo una zapata circular apoyada en un suelo incoherente, es el doble de la presión media P/A .

Este valor de la presión de contacto máxima se ha comprobado experimentalmente, utilizando células de presión (fig. 3-12), colocadas antes de hormigonar, sobre el terreno natural inalterado. Mediante una banda extensométrica se transmiten eléctricamente las observaciones al tablero del aparato receptor.

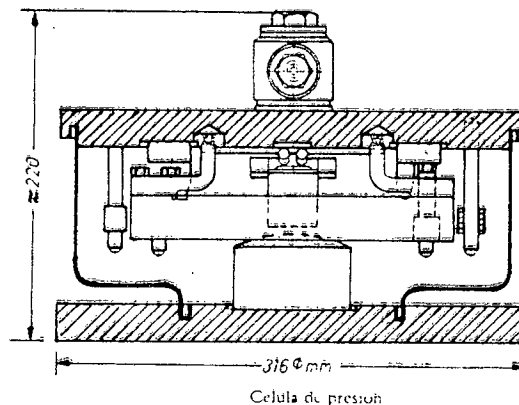


Fig. 3-12

De esta manera se ha obtenido la fig. 3-13, en donde se observan varias curvas de distribución de presiones de contacto, bajo una zapata circular, correspondientes a valores crecientes de la presión media P/A . En todas las curvas, la presión de contacto máxima es aproximadamente el doble de la presión media y la presión sobre el borde de la zapata es despreciable.

3.7.2. ZAPATA CUADRADA

Sea a el lado de la zapata y p_m la presión de contacto máxima debida a la carga total aplicada P . Las presiones de contacto están representadas por el volumen limitado, por una parte, por la superficie de la

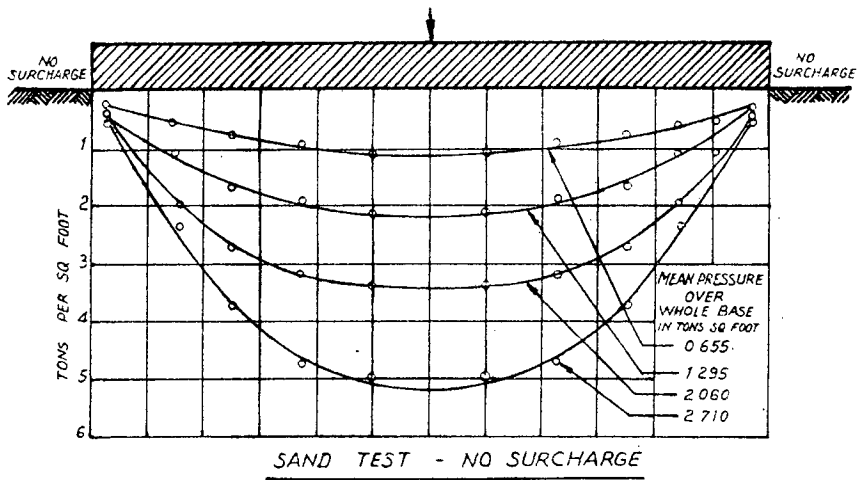
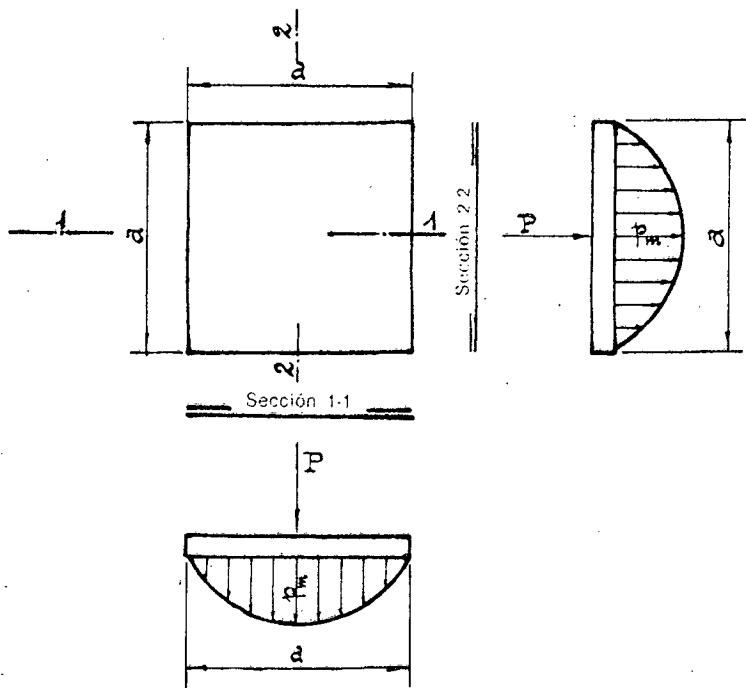


Fig 3-13 Ensayo sobre arena no sobrecargada.

cara inferior de la zapata, y por otra parte, por las superficies definidas, de acuerdo con las secciones 1-1 y 2-2, por la revolución de los arcos de parábola cuya cuerda es igual al lado a y cuya flecha es la misma, igual a p_m . Fig. 3-14.



Este volumen es igual, como mínimo a:

$$V = a^2 \frac{\sqrt{2}}{3} p_m = P \qquad p_m = \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{P}{a^2}$$

de donde el valor de la presión de contacto máxima es:

$$p_m = \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{P}{S}$$

S: área de la zapata cuadrada.

3.7.3. ZAPATA RECTANGULAR

Si B y b ($B > b$) son los lados de la zapata rectangular y p_m la presión de contacto máxima, las presiones de contacto están representadas por el volumen limitado por la cara inferior de la zapata y limitado por las superficies definidas según los dos ejes de la zapata, por la revolución de dos arcos de parábola cuyas cuerdas son respectivamente iguales a los lados B y b de la zapata, pero cuya flecha es la misma, p_m .

Fig. 3-15.

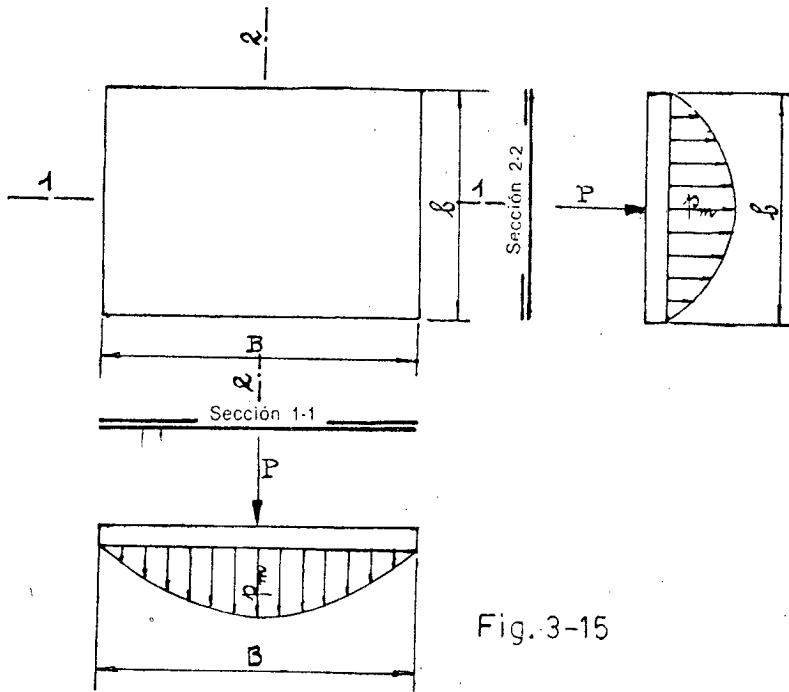


Fig. 3-15

$$V = B b \frac{\sqrt{2}}{3} p_m$$

$$P = B b \frac{\sqrt{2}}{3} p_m$$

$$p_m = \frac{3 P}{\sqrt{2} B b}$$

$$S = B b$$

$$p_m = \frac{3 P}{\sqrt{2} S}$$

3-5

S: área de la zapata rectangular.

3.7.4. ZAPATA CONTINUA

Sea B el ancho de la zapata continua y p_m la presión de contacto máxima debida a la carga P por unidad de longitud.

Las presiones de contacto están representadas por el volumen limitado, para la unidad de longitud, por el arco de parábola cuya cuerda es igual al ancho B de la zapata y la flecha igual a p_m . Fig. 3-10.

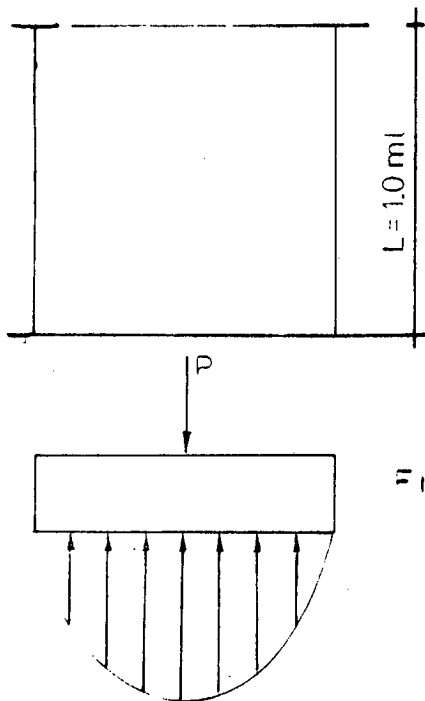


Fig. 3-16

Este volumen es igual a: $V = \frac{2}{3} p_m B \cdot 1.0 \text{ m}$

$$P = \frac{2}{3} p_m B \cdot 1.0 \text{ m}, \text{ de donde:}$$

$$p_m = \frac{1.5 P}{B \times 1.0} \quad 3-6$$

3.7.4.1. COMPROBACION

La presión vertical máxima a una profundidad z bajo una zapata continua con una carga P , está dada por la fórmula 2-12 del capítulo 2:

$$q_m = \frac{3 P}{4 (B/2 + z \operatorname{ctg} \phi)} \quad 2-12$$

Para encontrar el valor de la presión de contacto máxima, hacemos - en la fórmula anterior $z = 0$.

$$p_m = \frac{3 P}{2 B} = \frac{1.5 P}{B}$$

que es el valor de la presión de contacto máxima por cada metro lineal de zapata continua.

3.8. CALCULO DE LA PRESION DE CONTACTO MAXIMA DE UNA ZAPATA RIGIDA-APOYADA EN UN SUELO COHERENTE

3.8.1. ZAPATA CIRCULAR

De manera experimental se ha determinado la Fig. 3-17, que indica - la distribución de las presiones de contacto bajo una zapata apoyada sobre arcilla, para diferentes valores de la presión media P/A .

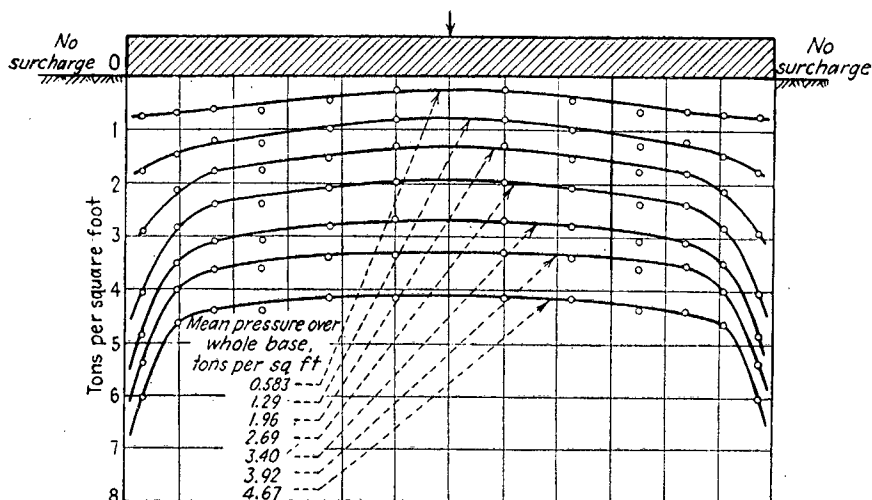


Fig. 3-17 Distribución de las reacciones del suelo contra la zapata de ensayo. Arcilla compactada, sin sobrecarga alrededor de la zapata.

En estas curvas se observa que la presión de contacto mínima en el centro de la zapata es aproximadamente la mitad de la presión máxima en el borde de la zapata.

Finalmente, si para una misma zapata y para un mismo valor de la presión media P/A , se dibujan las curvas de distribución de presiones de contacto, para un suelo coherente (I) y para otro incoherente (II), se observa que estas curvas tienen dos puntos de intersección que están ubicados a una distancia de $0.075 D$ medida a partir del borde de la zapata, lo que determina una distancia de $0.85 D$ entre los puntos de intersección. Fig. 3-18.

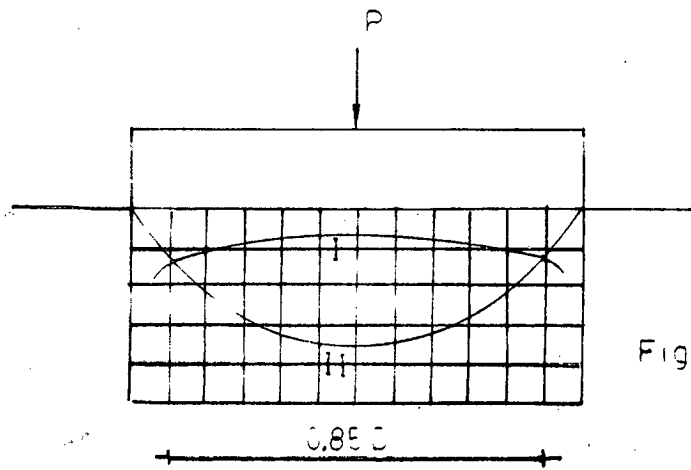


Fig. 3-18

Teniendo en cuenta lo anteriormente indicado, la curva de distribución de presiones puede representarse aproximadamente por la línea abc d, teniendo bc una longitud de 0.07 D. Fig. 3-19.

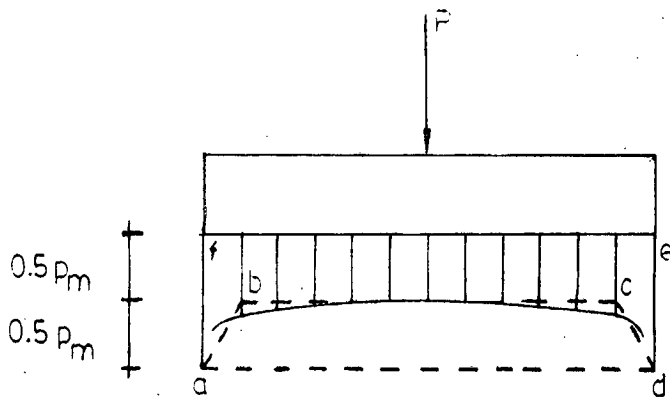


Fig. 3-19

El volumen de revolución abodef alrededor del eje de la zapata, - que representa la suma de las presiones de contacto, debe ser igual a la carga total P transmitida por la zapata. Este volumen será igual al volumen del cilindro de diámetro D y altura p_m menos el volumen del tronco de cono generado por la rotación del trapecio abcd alrededor del eje de la zapata.

$$V = \frac{\pi D^2}{4} p_m - \frac{\pi p_m}{12} \left[D^2 + 0.85 D \cdot D + (0.85 D)^2 \right]$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} p_m - \frac{\pi D^2}{24} p_m - \frac{0.85 \pi D^2}{24} p_m - \frac{0.7225 \pi D^2}{24} p_m = P$$

$$p_m = \frac{P}{0.571 S} = \frac{1.75 P}{S}$$



$$p_m = \frac{1.75 P}{S}$$

3-7

S: área de la zapata circular

3.8.2. ZAPATA CUADRADA

La presión de contacto máxima para una zapata cuadrada de lado a, apoyada en un suelo coherente puede determinarse a partir de la fórmula 3-7, para una zapata cuadrada de igual área que la zapata circular.

$$p_m = \frac{1.75 P}{\pi/4 D^2}$$

$$\frac{\pi}{4} D^2 = a^2$$

$$p_m = \frac{1.75 P}{a^2}$$

$$p_m = \frac{1.75 P}{S} \quad 3-8$$

S; área de la zapata cuadrada.

3.8.3. ZAPATA RECTANGULAR

Haciendo $S = \pi D^2/4 = B b$ en la fórmula 3-7, se puede obtener la presión de contacto máxima bajo una zapata rectangular, apoyada en un suelo coherente.

$$p_m = \frac{1.75 P}{B b} = \frac{1.75 P}{S}$$

$$p_m = \frac{1.75 P}{S}$$

3-9

B, b: dimensiones de la zapata rectangular,

S: área de la zapata rectangular

3.8.4. ZAPATA CONTINUA

Debido a la falta de ensayos relativos a las zapatas continuas, se ha propuesto la siguiente expresión aproximada:

$$p_m = \frac{1.3 P}{B 1.0}$$

3-10

P: carga concentrada por unidad de longitud,

B: ancho de la zapata continua.

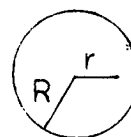
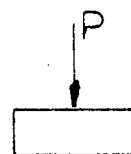
- 3.9. DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO BAJO UNA ZAPATA RIGIDA APOYADA EN UNA CAPA DE SUELO COHESIVO DE GRAN ESPESOR, SEGUN LA NORMA DIN 4018.

La norma DIN 4018 (Cimentaciones superficiales: normas de cálculo) establece las siguientes fórmulas de cálculo para la determinación de la distribución de presiones de contacto.

- 3.9.1. ZAPATA CIRCULAR

$$p_o = \frac{6}{2 \sqrt{1 - (r/R)^2}}$$

3-11



p_o : presión de contacto a una distancia r del centro de la zapata,

6: presión media P/A

R: radio de la zapata circular

- 3.9.2. ZAPATA RECTANGULAR

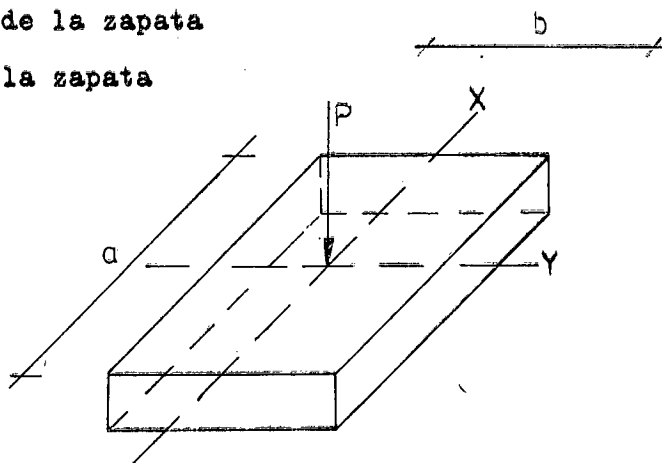
$$p_o = \frac{0.405 \ 6}{\sqrt{[1 - (\frac{x}{a/2})^2][1 - (\frac{y}{b/2})^2]}}$$

3-12

(x,y): coordenadas del punto donde se calcula la presión de contacto

a: longitud de la zapata

b: ancho de la zapata



Schafer ha establecido de manera aproximada la siguiente fórmula para el cálculo de la presión de contacto en cualquier punto.

$$p_o = i6$$

3-13

Siendo $6 = P/A$; el valor de i viene dado en la tabla 3-1, en función de los valores de x/a y de y/b .

TABLA 3-1. COEFICIENTES i PARA LA PRESION BAJO UNA PLACA RECTANGULAR RIGIDA					
x/a y/b	0	0.75	0.8	0.9	1.0
0	0.5	0.5	0.94	1.81	2.68
0.75	0.5	0.5	0.94	1.81	2.68
0.80	0.94	0.94	0.94	1.81	2.68
0.90	1.81	1.81	1.81	1.81	2.68
1.00	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68

3.9.3. ZAPATA CONTINUA

$$p_o = \frac{2}{\sqrt{1 - \left(\frac{y}{b}\right)^2}} \quad 3-14$$

6 : presión media P/A

y : distancia del eje de la zapata al punto donde se calcula la presión de contacto.

3.10. TEORIA DE REACCION DE LA SUBRASANTE

3.10.1. INTRODUCCION

A diferencia de la presión de contacto, existe otro concepto que se utiliza para estudiar la distribución de presiones bajo una zapata, en el caso de estar sometidas a momento (M) y también en el caso de cimenta-

ciones elásticas (vigas continuas) y que se denomina reacción de la subrasante, el cual se basa en la hipótesis de que en todo punto de la superficie de contacto entre un suelo y la cimentación, los desplazamientos verticales son proporcionales a las tensiones. Esta hipótesis equivale a suponer que el suelo se comporta elásticamente.

$$K_s = \frac{P}{S}$$

En donde:

K_s : coeficiente de balasto o módulo de reacción, considerado un valor constante para cada tipo de suelo

p : reacción de la subrasante

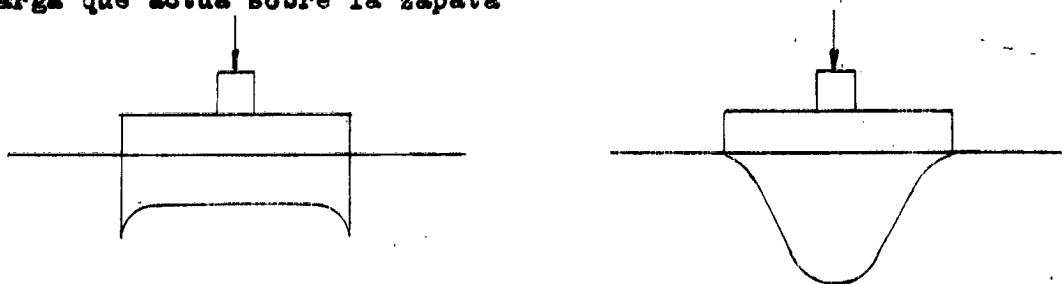
S : asentamiento de un punto de la superficie de cimentación.

La proporcionalidad de las deformaciones con las tensiones es errónea por las siguientes razones:

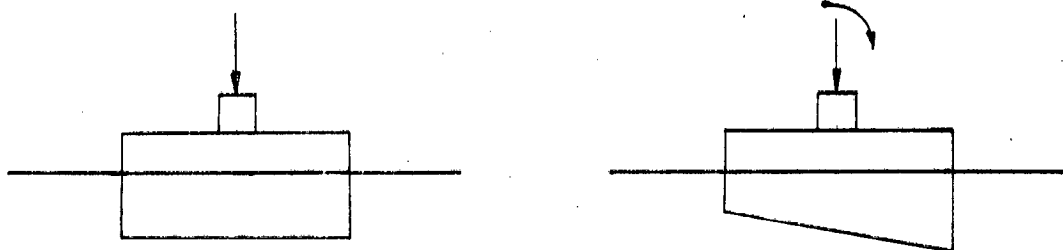
- 1) Los suelos tienen un comportamiento de apariencia elástica únicamente en un campo limitado,
- 2) El asentamiento en un punto es producido, no sólo por las cargas directas, sino también por las cargas que actúan en las proximidades.

La diferencia que existe entre la presión de contacto y la reacción de la subrasante radica en lo siguiente:

- 1) En zapatas rígidas la presión de contacto depende de las características del suelo y la reacción de la subrasante depende únicamente de la carga que actúa sobre la zapata



Presión de contacto



Reacción de la subrasante

2) La relación de la presión de contacto al asentamiento es un valor variable para los distintos puntos de la base de una zapata. Esta relación, también disminuye a medida que aumenta la intensidad de la carga. En el caso de la relación de la reacción de la subrasante al asentamiento, es decir del coeficiente de balasto K_g , se considera que este es constante para un determinado tipo de suelo.

Consecuencia de esta última hipótesis es que los resultados sean tanto menos ciertos cuanto mayor sea la deformación plástica del suelo respecto a la elástica. En arcillas, rara vez se podrá suponer que esta teoría de resultados absolutamente concordantes con la realidad, mientras que sobre suelos granulares los cálculos suelen ser correctos.

3.10.2. REACCION DE LA SUBRASANTE SOBRE ZAPATAS RIGIDAS

La excentricidad en una zapata se produce en los tres casos siguientes:

1) Cuando la zapata está ubicada en el límite de la propiedad, no pudiendo la zapata construirse mas allá de la cara exterior de la columna. En estos casos, se producirá una reacción de la subrasante que se distribuirá linealmente, la cual podría ladear e incluso volcar la zapata. Fig. 3-22a.

Si la excentricidad es pequeña, es posible algunas veces proyectar la zapata y la columna para que absorban el momento no equilibrado, pero un método mejor es combinar dos zapatas adyacentes para formar una más grande. La zapata combinada se diseñará de manera que su centro de gravedad coincida con la resultante de las cargas concentradas que transmiten las columnas. Fig. 3-22b.

También se puede utilizar una zapata doble arriostrada, que consiste en enlazar la zapata exterior con la interior adyacente, mediante una viga de arriostamiento. Esto permitirá que la carga en el terreno ejercida por cada zapata sea uniforme. Fig. 3-22c.

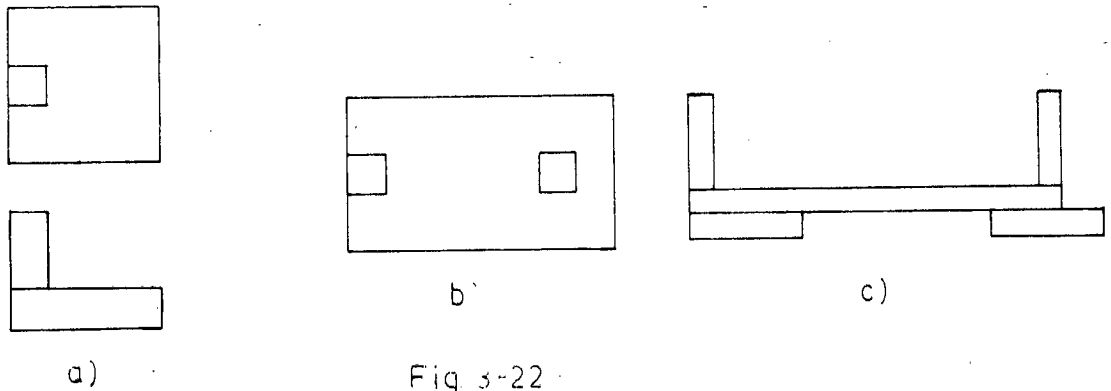


Fig 3-22

- 2) Cuando en una zapata actúa un momento en una (M) o dos direcciones (M_x, M_y)
- 3) Cuando la zapata tiene que ser asimétrica y la carga aplicada a la zapata no pase por su centro de gravedad. Fig. 3-23.

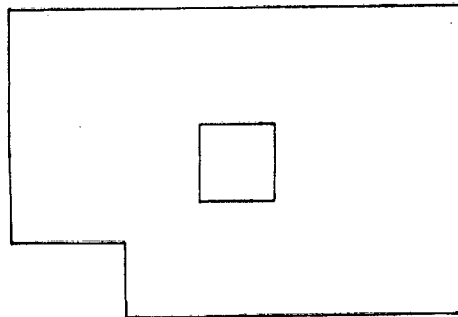


Fig 3-23

Estos casos se presentan cuando hay limitación de espacio o cuando existen obstáculos de tuberías, pozos o cimientos de maquinaria.

3.10.2.1. ZAPATAS RECTANGULARES SOMETIDAS A MOMENTO

A) EXCENTRICIDAD EN UNA DIRECCION

Se pueden presentar tres casos, según sea el valor de la relación e/L

CASO I

Cuando $e < L/6$, se produce un diagrama trapezoidal de presiones - bajo la zapata. La posición de la resultante P se encuentra determinando la excentricidad de la carga. Haciendo la sumatoria de momentos con respecto a B :

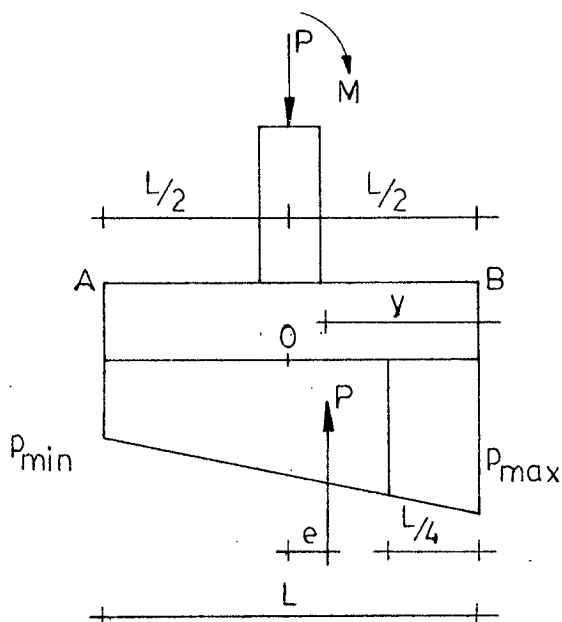


Fig. 3-24

$$P \frac{L}{2} = R y + M$$

Reemplazando:

$$- R = \frac{p_a + p_b}{2} B L$$

$$M = P e$$

- La línea de acción de la resultante del diagrama de presiones pasará por el centro de gravedad del trapecio, y su valor es:

$$y = \frac{L}{3} \frac{2 p_a + p_b}{p_a + p_b}$$

$$\frac{P L}{2} = \frac{p_a + p_b}{2} B L \frac{L}{3} \frac{2 p_a + p_b}{p_a + p_b} + P e$$

$$3 P L = B L^2 (2 p_a + p_b) + 6 P e$$

$$p_a = \frac{2 P}{B L} - p_b$$

$$3 P L = B L^2 \left(\frac{4 P}{B L} - p_b \right) + 6 P e$$

$$3 P L = 4 P L - p_b B L^2 + 6 P e \quad p_b = \frac{P L + 6 P e}{B L^2}$$

$$p_b = \frac{P}{B L} + \frac{6 P e}{B L^2} = \frac{P}{B L} \left(1 + \frac{6 e}{L} \right)$$

$$p_b = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad 3-15$$

El valor de la presión mínima será:

$$P = \frac{p_a + P/A \left(1 + \frac{6e}{L} \right)}{2} A \quad \frac{2P}{A} = p_a + P/A + \frac{6eP}{AL}$$

$$p_a = P/A - \frac{6eP}{AL} \quad p_a = P/A \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad 3-16$$

En estas ecuaciones, P representa a la sumatoria de la carga aplicada, el peso de la zapata y el peso del volumen de suelo ubicado sobre la zapata.

Este diagrama de presiones debe cumplir la siguiente condición:

La presión a un cuarto del ancho de la zapata no debe sobrepasar el valor de la tensión admisible σ_a , es decir que:

$$\frac{3P_{\max} + P_{\min}}{4} \leq \sigma_a \quad 3-17$$

CASO II

Cuando $e = L/6$, se tiene una distribución triangular de presiones bajo la zapata. Fig. 3-25.

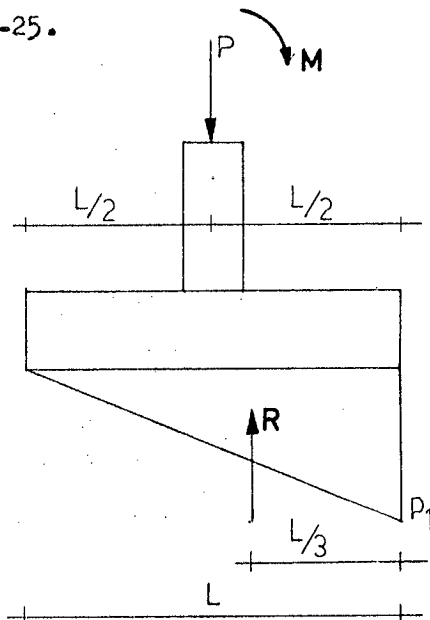


Fig. 3-25

$$e = L/6 \quad p_1 = \frac{2P}{BL} \quad 3-18$$

$$p_2 = 0$$

Este diagrama debe cumplir la siguiente condición:

$$p_1 \leq 4/3 \sigma_a$$

σ_a : tensión admisible del suelo.

CASO III

Cuando $e > L/6$, una parte de la zapata no está sometida a la presión del suelo, pero como no se admiten esfuerzos de tracción en el plano de cimentación, el diagrama de presiones es el siguiente:

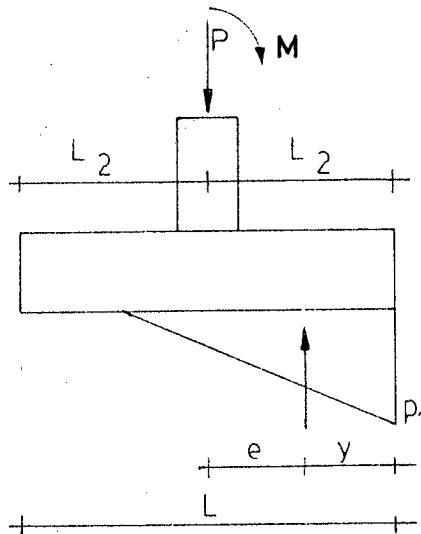


Fig. 3-26

$$e = M/P \quad p_1 = \frac{4P}{3B(L - 2e)} \quad 3-19$$

$$p_2 = 0$$

De igual manera que en el caso anterior, p_1 debe ser menor o igual a $4/3 \sigma_a$.

B) EXCENRICIDAD EN DOS DIRECCIONES

Cuando en una zapata actúan dos momentos, uno en la dirección x (M_x)

y otro en la dirección y (M_y), se pueden presentar cuatro formas del diagrama de presiones.

CASO A

Cuando los valores de la excentricidad (e_x, e_y) se encuentran dentro del núcleo central, toda la superficie inferior de la zapata se encuentra sometida a esfuerzos de compresión. Fig. 3-27.

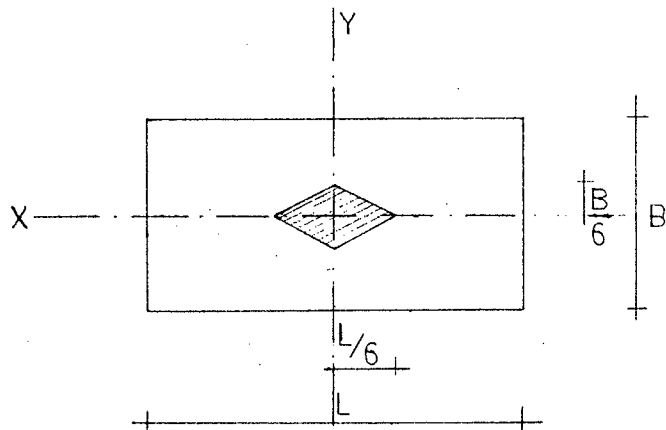


Fig. 3-27

$$e_x = \frac{M_y}{P}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P}$$

$$e_x < \frac{L}{6}$$

$$e_y < \frac{B}{6}$$

En este caso, para calcular la presión máxima y mínima bajo la zapata, se aplican las siguientes ecuaciones:

$$p_{\max} = P/A + \frac{6 M_x}{L B^2} + \frac{6 M_y}{B L^2} \quad 3-20$$

$$p_{\min} = P/A - \frac{6 M_x}{L B^2} - \frac{6 M_y}{B L^2} \quad 3-21$$

Para aceptar el prediseño de la zapata, la presión en el punto 5 debe ser menor o igual a la tensión admisible σ_a .

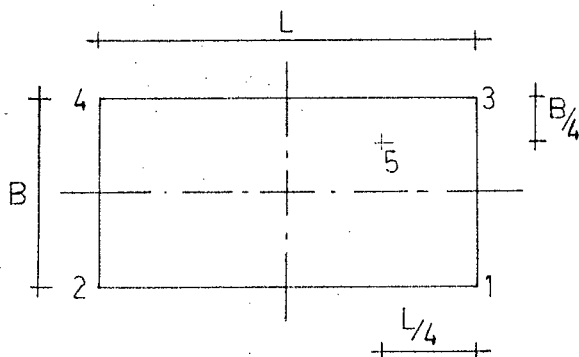


Fig. 3-28

$$P_5 = \frac{3 P_{\max} + P_{\min}}{4}$$

3-17

Los casos B, C y D se presentan cuando la ubicación del punto de excentricidad está fuera del núcleo central.

$$e_x > L/6$$

$$e_y > B/6$$

CASO B

Se tiene este caso cuando la línea de presiones nulas corta a una esquina.

$$P_{\max} \leq \frac{4}{3} 6a$$

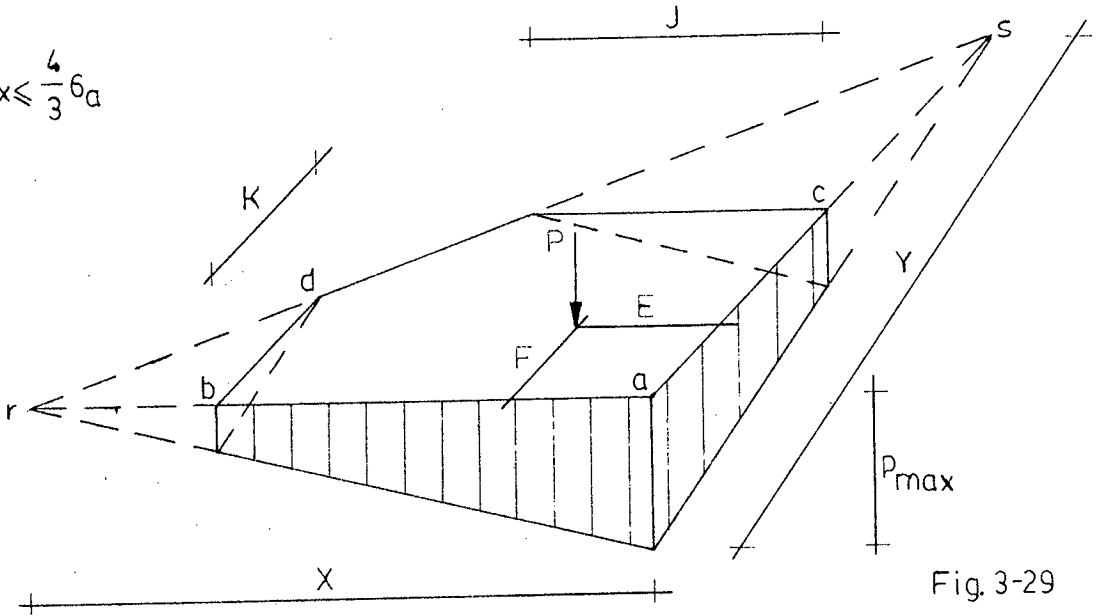


Fig. 3-29

CASO C

Se llama caso C cuando la línea de presiones nulas corta dos lados opuestos.

$$P_{\max} \leq \frac{4}{3} 6a$$

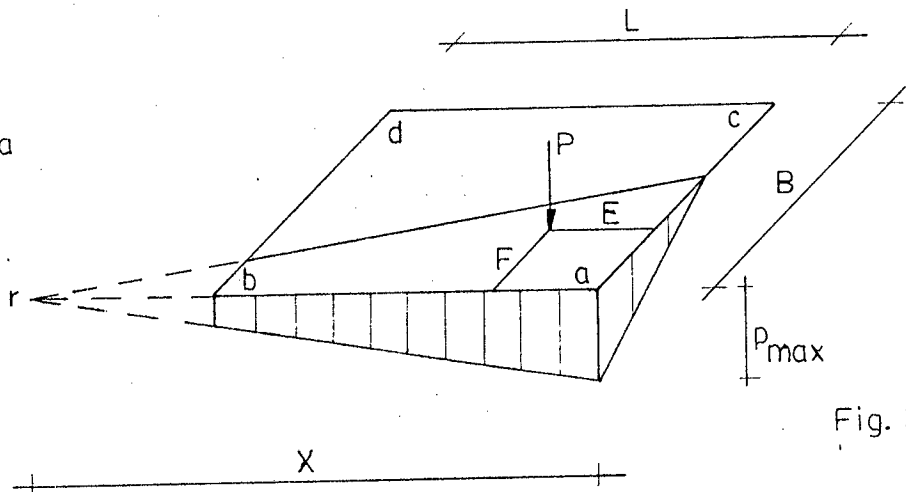


Fig. 3-30

CASO D

Se llama caso D cuando la línea de presiones nulas corta dos lados contiguos cerca de la esquina que está más próxima a la carga P. Fig. 3-31.

$$P_{\max} \leq \frac{4}{3} \sigma_a$$

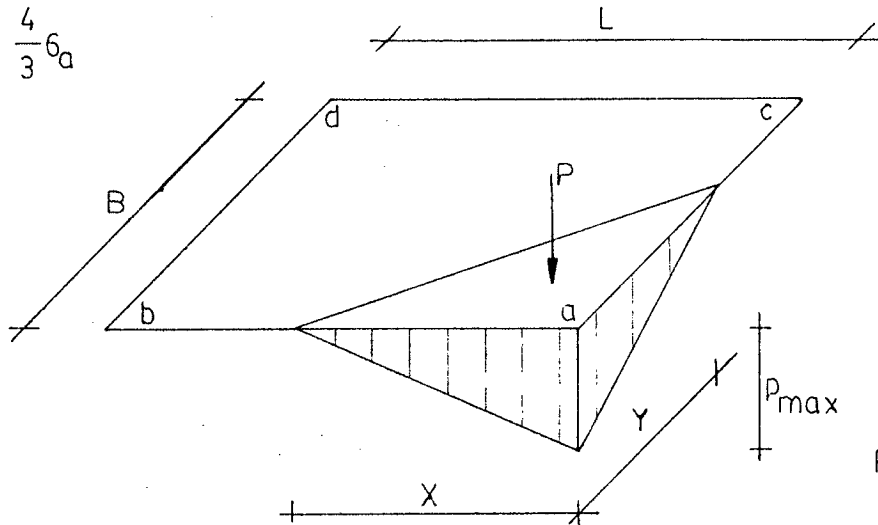


Fig. 3-31

C) METODOS DE CALCULO

Para encontrar el valor de la presión en los puntos 1, 2, 3, 4 o 5, para cualquiera de los cuatro casos, se puede utilizar el ábaco de la Fig. 3-32, calculando primero los valores de n_x y n_y .

$$n_x = \frac{e_x}{L}$$

$$n_y = \frac{e_y}{B}$$

Luego se ubica en el ábaco el punto de coordenadas (n_x, n_y) , el cual puede estar en la zona A, B, C ó D.

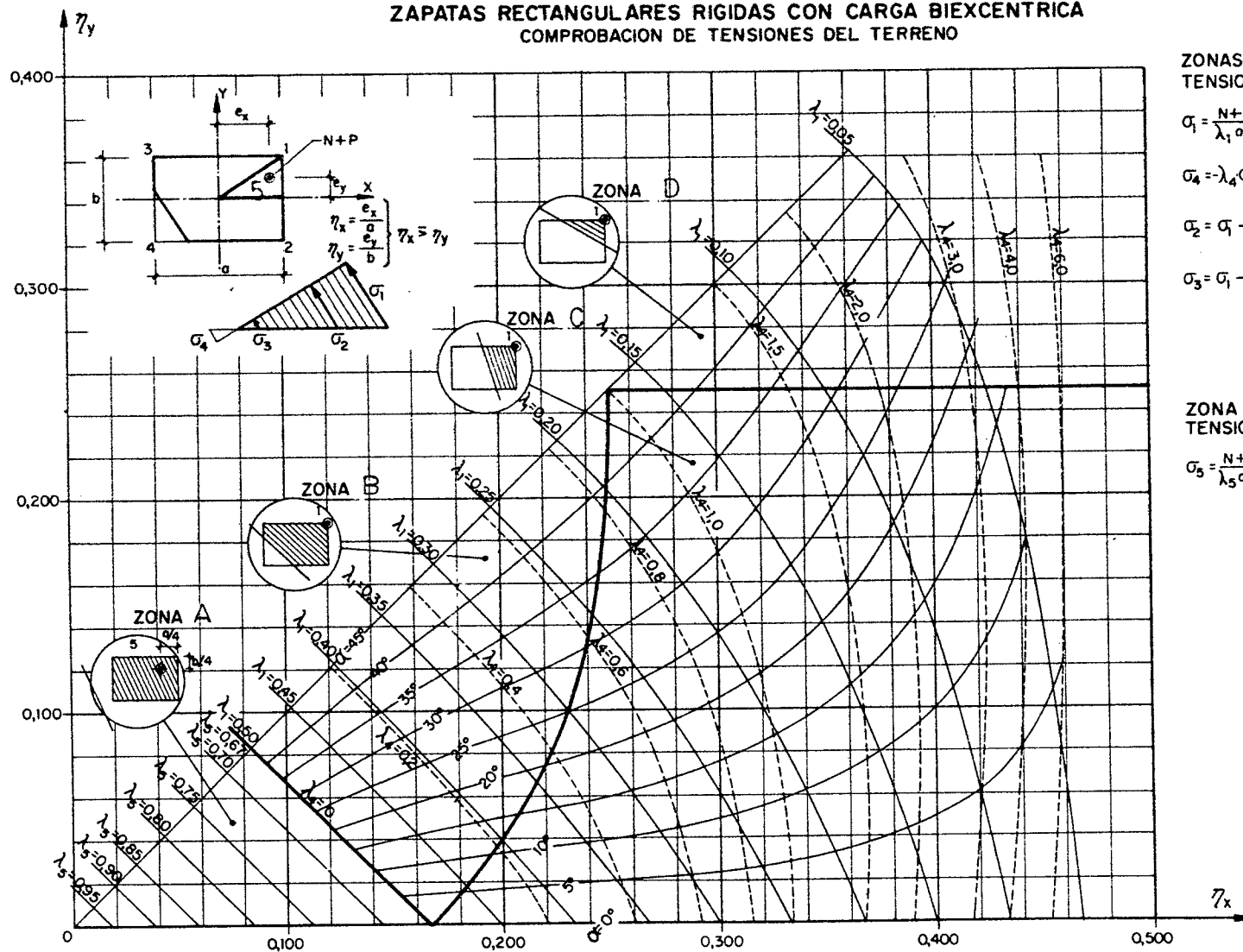
Si el punto (n_x, n_y) se encuentra en la zona A, se halla en el ábaco el valor de λ_5 . Con este valor, se calcula la presión en el punto 5, la cual debe ser menor o igual que la tensión admisible.

$$P_5 = \frac{P}{\lambda_5 L B}$$

3-21

Si el punto (n_x, n_y) se encuentra en la zona B, C o D, se halla en el ábaco el valor de λ_1 . La presión en el punto 1 vendrá dada por la fórmula:

**ZAPATAS RECTANGULARES RIGIDAS CON CARGA BIEXCENTRICA
COMPROBACION DE TENSIONES DEL TERRENO**



ZONAS B-C-D
TENSIONES BAJO ESQUINAS:

$$\sigma_1 = \frac{N+P}{\lambda_1 ab} \approx \frac{4}{3} \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = -\lambda_4 \sigma_1 \text{ (ficticia)}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha + \cos \alpha} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Información} \\ \text{adicional} \end{array} \right\}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha + \cos \alpha}$$

ZONA
TENSION EN PUNTO INTERNO 5:

$$\sigma_5 = \frac{N+P}{\lambda_5 ab} \approx \sigma_{adm}$$

$$p_1 = \frac{P}{\lambda_1 L B} \quad 3-22$$

La presión p_1 debe ser menor o igual a $4/3 s_a$.

También se obtienen fácilmente los valores de las presiones (ficticias si resultan menores de cero) en los puntos 2, 3 y 4, con lo que puede localizarse la posición de la línea de presiones nulas (fibra neutra).

$$p_4 = \lambda_4 p_1 \text{ (ficticia) valor negativo} \quad 3-23$$

$$p_2 = p_1 - (p_1 - p_4) \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha} \quad 3-24$$

$$p_3 = p_1 - (p_1 - p_4) \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha} \quad 3-25$$

Los valores del ángulo α vienen indicados en el ábaco, de acuerdo con la posición del punto (n_x, n_y).

En el caso de excentricidad en una sola dirección ($e_y = 0$), puede utilizarse el mismo ábaco, haciendo $n_y = 0$.

Hülsdünker ha publicado un método para calcular la presión de contacto máxima bajo una cimentación rectangular, aplicable a los cuatro casos indicados anteriormente. Fig. 3-33.

El gráfico se utiliza uniendo con una recta los valores de Σ_x y Σ_y . El punto de intersección de esta recta con la línea vertical representa el valor de u . La reacción de la subrasante máxima vendrá dada por fórmula:

$$p_{\text{max}} = u \frac{P}{B \cdot L} \quad 3-26$$

Existe otro procedimiento para calcular la reacción de la subrasante máxima bajo una zapata rectangular, utilizando el ábaco de Mattson que se representa en la figura 3-34. Este método se utiliza en los casos B, C y D.

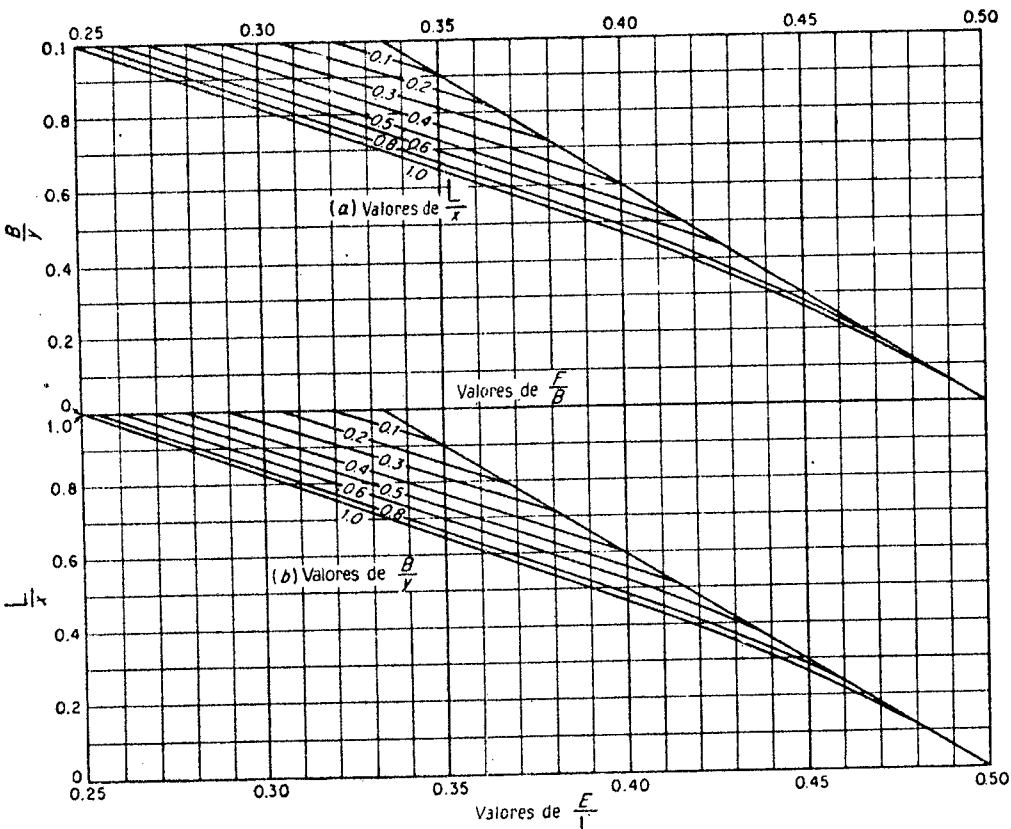
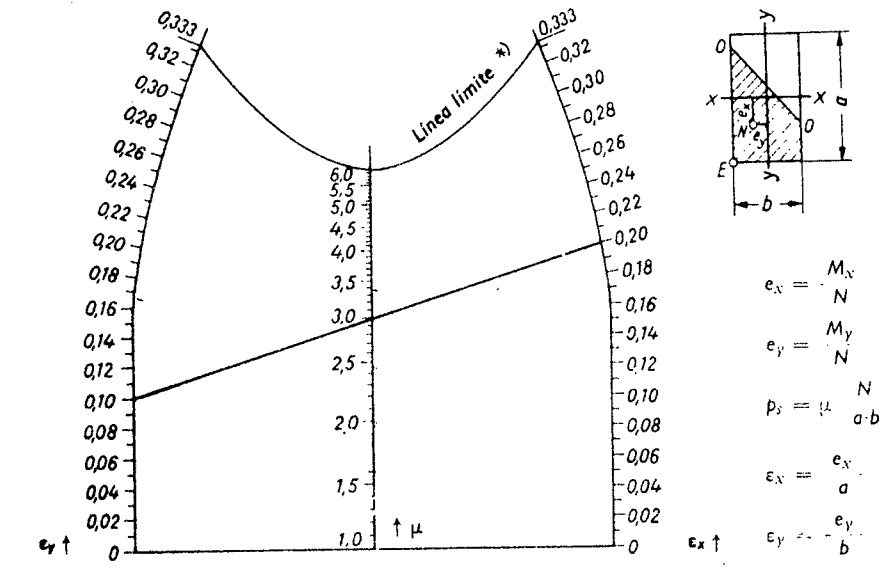


FIG. 3-34 Abacos que sirven para determinar la presión máxima bajo zapatas rectangulares con cargas excéntricas. (Facilitados por D. W. Matson, Tennessee Polytechnic Institute, Cookeville, Tenn., y R. P. V. Marquardsen, Engineering and Contracting, junio 1927.)

CASO B. Fig 3-29

En este caso se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$J = \frac{(1 - B/y) L}{L/x} \quad 3-27 \quad = \frac{(1 - L/x)}{B/y} \quad 3-28$$

$$p_{\max} = \frac{6 P}{x \cdot y [1 - (1 - B/y)^3 - (1 - L/x)^3]} \quad 3-29$$

CASO C. Fig 3-30

$$\frac{rb}{ra} = \frac{x - L}{x} \quad 3-30$$

El valor de p_{\max} viene dado por la fórmula 3-29, pero en este caso uno de los binomios se reduce a cero. Si $P/B < 0.25$, el valor efectivo de $B/y = 1$.

CASO D. Fig 3-31

$$x = 4 e_x \quad y = 4 e_y$$

$$p_{\max} = \frac{6 P}{x \cdot y} \quad 3-31$$

El ábaco de Mattson se utiliza para determinar los valores de L/x y B/y mediante un procedimiento de aproximaciones sucesivas.

D) EJEMPLO

Para aclarar los conceptos anteriormente expuestos, supongamos el siguiente ejemplo:

Obtener el diagrama de distribución de presiones bajo una zapata rectangular, teniendo en cuenta que la tensión admisible del suelo es 20 Ton/m^2 .

DATOS

$$P = 155 \text{ Ton (carga total)}$$

$$M_y = 111.6 \text{ Tm}$$

$$M_x = 52.1 \text{ Tm}$$

$$6_a = 50 \text{ Ton/m}^2$$

$$L = 4.0 \text{ ml}$$

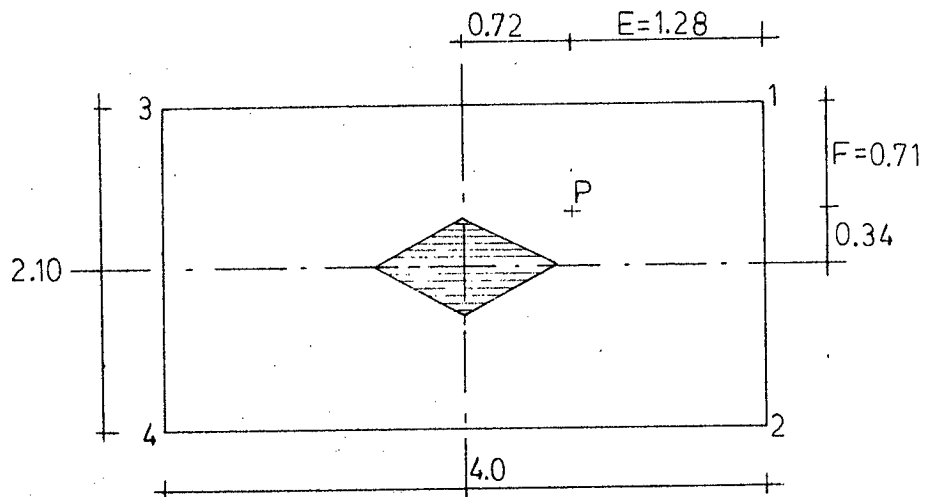
$$B = 2.10 \text{ ml}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{111.6}{155} = 0.72 \text{ ml}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{52.1}{155} = 0.34 \text{ ml}$$

$$n_x = \frac{e_x}{L} = \frac{0.72}{4.0} = 0.18$$

$$n_y = \frac{e_y}{L} = \frac{0.34}{2.1} = 0.16$$



Con estos datos del problema, la resultante estará fuera del núcleo central. Para $n_x = 0.18$ y $n_y = 0.16$ se obtiene del ábaco 3-32:

$$\lambda_1 = 0.30$$

$$\lambda_4 = 0.46$$

$$\alpha = 42 \text{ grados}$$

La distribución de presiones corresponde al caso B.

$$p_1 = \frac{P}{\lambda_1 B L} = \frac{155}{0.30 \times 4.0 \times 2.1} = 61.5 \text{ Ton/m}^2$$

p_1 debe ser menor o igual a $\frac{4}{3} 6_a$

$$61.5 \leq 4/3 (50) \quad 61.5 < 66.7$$

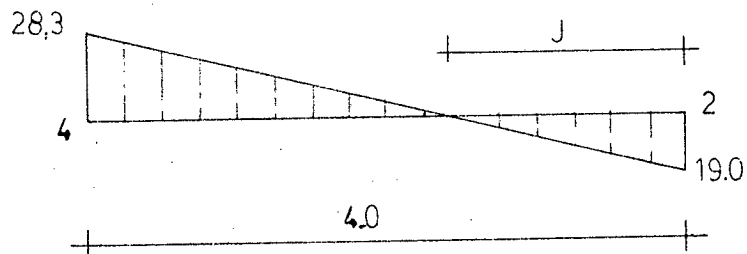
$$p_4 = \frac{1}{4} p_1 = 0.46 (61.5) = 28.3 \text{ Ton/m}^2 \text{ (negativo)}$$

$$p_2 = 61.5 - (61.5 + 28.3) \frac{\text{sen } 42}{\text{sen } 42 + \text{cos } 42}$$

$$p_2 = 19.0 \text{ Ton/m}^2$$

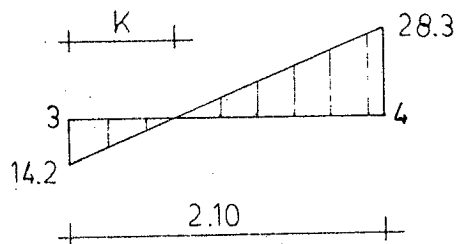
$$p_3 = 61.5 - (61.5 + 28.3) \frac{\text{cos } 42}{\text{sen } 42 + \text{cos } 42}$$

$$p_3 = 14.2 \text{ Ton/m}^2$$



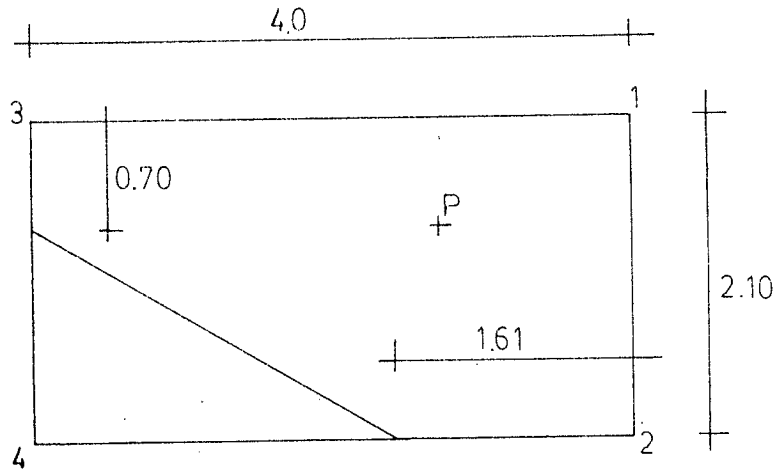
$$\frac{19.0}{J} = \frac{28.3}{4.0 - J}$$

$$J = 1.61 \text{ ml}$$



$$\frac{14.2}{K} = \frac{28.3}{2.1 - K}$$

$$K = 0.70 \text{ ml}$$



Como comprobación, utilizaremos los otros dos métodos para calcular el valor de la presión máxima p_1 .

Según Hülldunker:

$$u = 3.4 \quad p_1 = 3.4 \frac{155}{2.1 (4.0)} = 62.7 \text{ Ton/m}^2$$

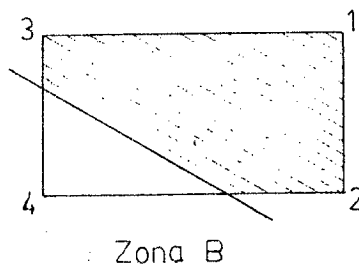
Este valor es aproximadamente igual al encontrado con el método anterior (61.5)

Para utilizar el ábaco de Mattson, se empieza por determinar a cual de los tres casos (B, C, D) pertenece el problema. Para esto, se calculan los valores de E/L y F/B .

$$\frac{E}{L} = \frac{1.28}{4.0} = 0.32$$

$$\frac{F}{B} = \frac{0.71}{2.10} = 0.34$$

El punto (0.32 , 0.34) se lo ubica en el gráfico 3-34d. Este punto se encuentra en la zona B. El gráfico 3-34 c indica la posición de la línea neutra para este caso.



Procediendo por aproximaciones sucesivas, se empieza suponiendo que $L/x = 1.0$; entonces para $F/B = 0.34$, en el gráfico de la parte superior se encuentra que $B/y = 0.68$.

Entrando en el gráfico de la parte inferior, con $B/y = 0.68$ y $E/L = 0.32$ se obtiene $L/x = 0.79$. Ahora, volviendo al gráfico de la parte superior con $L/x = 0.79$ y $F/B = 0.34$, se encuentra que $B/y = 0.7$. Entrando de nuevo en el gráfico de la parte inferior, con $B/y = 0.7$ y $E/L = 0.32$ se vuelve a encontrar $L/x = 0.79$. Los valores encontrados sería los siguientes:

L/x	B/y	F/B	E/L	B/y	L/x
1.0		0.34		0.68	
	0.68		0.32		0.79
0.79		0.34		0.70	
	0.70		0.32		0.79

$$\frac{L}{x} = 0.79$$

$$x = \frac{4.0}{0.79} = 5.06 \text{ ml}$$

$$\frac{B}{y} = 0.70$$

$$y = \frac{2.10}{0.7} = 3.0 \text{ ml}$$

Aplicando las fórmulas del caso B:

$$J = \frac{(1 - 0.7) 4.0}{0.79} = 1.52 \text{ ml}$$

$$K = \frac{(1 - 0.79) 2.1}{0.7} = 0.63 \text{ ml}$$

$$p_{\max} = \frac{6 \times 155}{5.06 \times 3.0 \left[1 - (1 - 0.7)^3 - (1 - 0.79)^3 \right]}$$

$$p_{\max} = 63.6 \text{ Ton/m}^2$$

A continuación calculamos los valores de p_2 y p_3 teniendo en cuenta las fig. 3-39 y 3-40.

$$\frac{P_2}{0.9} = \frac{63.6}{3.0}$$

$$P_2 = 19.1 \frac{t}{m^2}$$

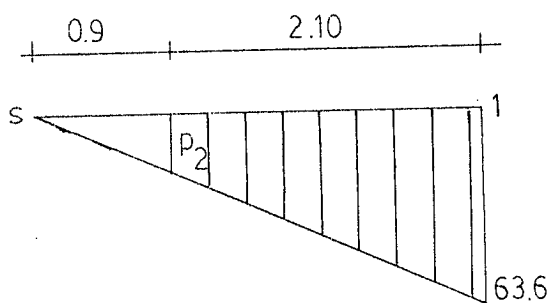


Fig. 3-39

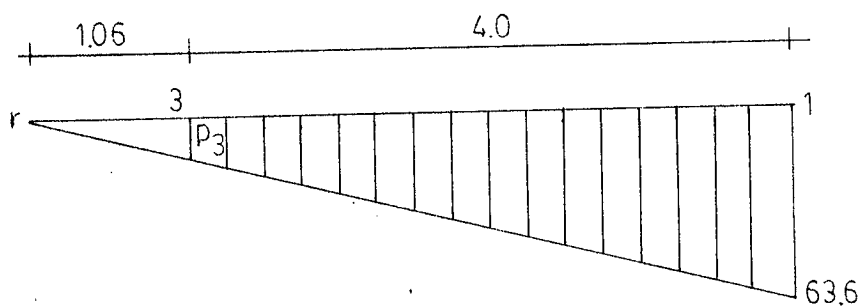


Fig. 3-40

$$\frac{P_3}{1.06} = \frac{63.6}{5.06}$$

$$P_3 = 13.3 \frac{t}{m^2}$$

Los valores de las presiones según los dos métodos son:

	P_1	P_2	P_3
Abaco 3-32	61.5 t/m ²	19.0	14.2
Mattson	63.6	19.1	13.3

Ambos métodos permiten dibujar el diagrama de presiones bajo la zapata, determinando la posición de la fibra neutra.

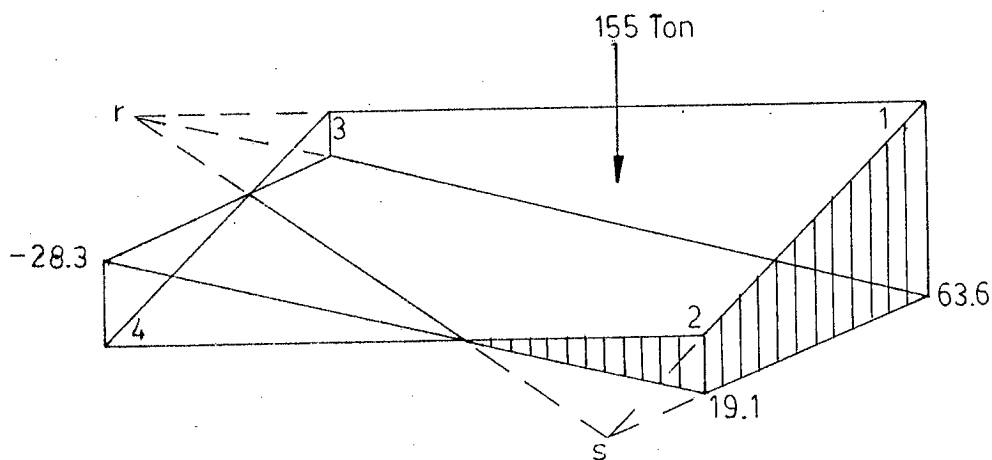


Fig. 3-41

E) ZAPATAS ASIMÉTRICAS

En la circunstancia de que se presente obligatoriamente el caso del diseño de una zapata asimétrica, el procedimiento a seguir para encontrar el diagrama de presiones bajo la zapata, si es que ésta se encuentra sometida en toda su superficie inferior a compresión, es el siguiente:

- 1) Se encuentra el centro de gravedad de la zapata asimétrica,
- 2) Se calcula los momentos de inercia I_x e I_y con respecto a los ejes que pasan por el centro de gravedad de la zapata. En este caso es necesario utilizar el teorema de los ejes paralelos, cuya fórmula es la siguiente:

$$I_x = I + A \cdot d^2 \quad 3-32$$

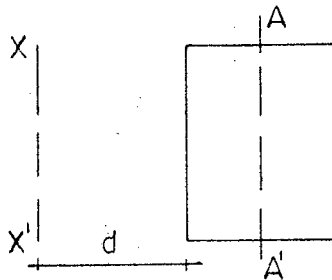


Fig. 3-42

I_x : Momento de inercia respecto a un eje A,

I: Momento de inercia respecto a un eje centroidal AA' paralelo a XX'

A: Área de la superficie

d: distancia entre los dos ejes

- 3) Se calculan los momentos de vuelco: $M_x = P \cdot e_y$ $M_y = P \cdot e_x$
- 4) Se calculan las presiones en las esquinas de la zapata mediante la expresión general:

$$p = \frac{P}{A} + \frac{M_x \cdot c_y}{I_x} + \frac{M_y \cdot c_x}{I_y} \quad 3-33$$

c_x : distancia del punto donde se calcula la presión al eje Y,

c_y : distancia del punto donde se calcula la presión al eje X.

Los signos a utilizarse en la fórmula para calcular la presión en un punto, dependerán de la posición relativa de los puntos O y O' con respecto al punto donde se calcula la presión.

Se pueden dar cuatro casos:

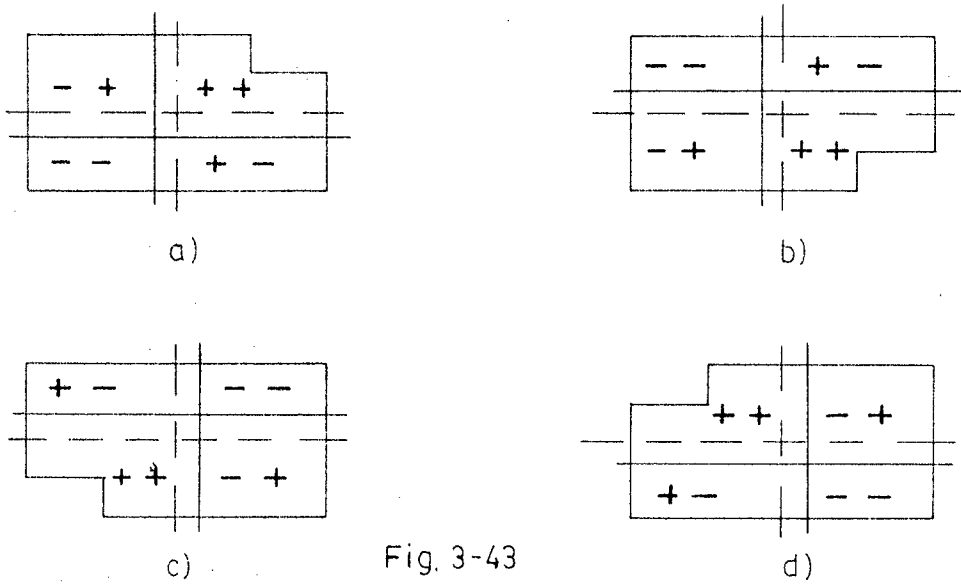


Fig. 3-43

EJEMPLO

Supóngase que $P = 140$ Ton. Se pide calcular las presiones bajo la zapata y dibujar el diagrama.

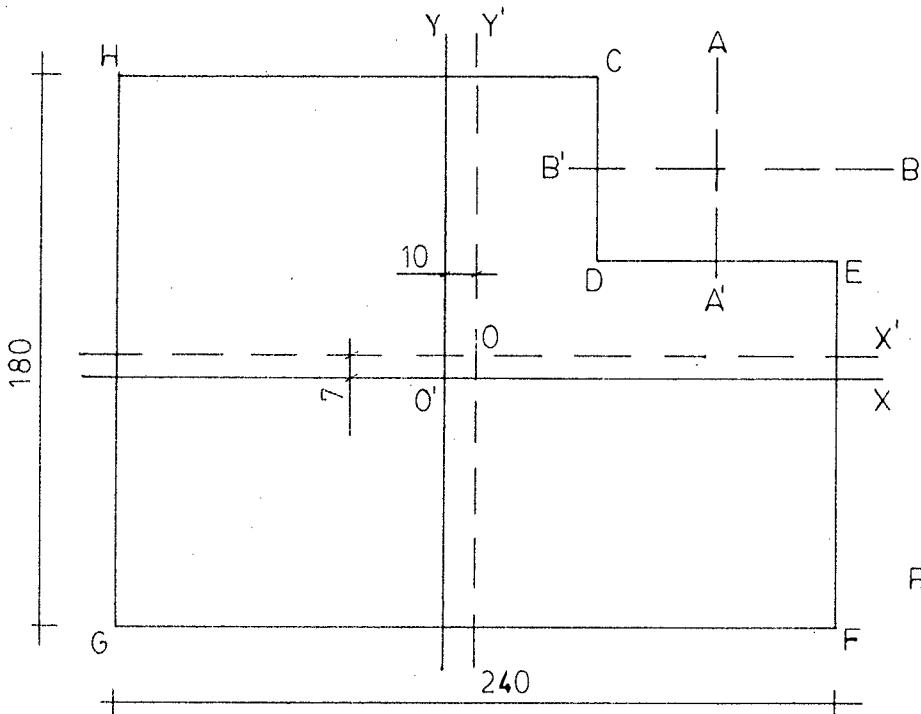


Fig. 3-44

- 1) Cálculo del centro de gravedad de la zapata asimétrica, tomando como origen de coordenadas el punto G.

A	x	y	x A	y A
4.32	1.20	0.9	5.18	3.89
- 0.48	2.0	1.5	- 0.96	- 0.72
3.84			4.22	3.17



$$x = \frac{x \cdot A}{A} = \frac{4.22}{3.84} = 1.10$$

$$y = \frac{y \cdot A}{A} = \frac{3.17}{3.84} = 0.83$$

$$e_y = 0.90 - 0.83 = 0.07$$

$$e_x = 1.20 - 1.10 = 0.10$$

2) Cálculo de I_x e I_y

$$I_x = \frac{2.4 (1.8)^3}{12} + 4.32 (0.07)^2 - \frac{0.8 (0.6)^3}{12} - 0.48 (0.67)^2$$

$$I_x = 1.17 + 0.02 - 0.01 - 0.22 = 0.96 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1.8 (2.4)^3}{12} + 4.32 (0.10)^2 - \frac{0.6 (0.8)^3}{12} - 0.48 (0.90)^2$$

$$I_y = 2.07 + 0.04 - 0.03 - 0.39 = 1.69 \text{ m}^4$$

3) $M_x = P e_y = 140 (0.07) = 9.8 \text{ Ton} \cdot \text{m}$

$$M_y = P e_x = 140 (0.10) = 14 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

4) Los signos a utilizarse en la ecuación 3-33 corresponden al caso a)

$$p_c = \frac{140}{4.32} + \frac{9.8 \times 0.97}{0.96} + \frac{14 \times 0.5}{1.69} = 46.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$p_d = \frac{140}{4.32} + \frac{9.8 \times 0.37}{0.96} + \frac{14 \times 0.5}{1.69} = 40.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$p_e = \frac{140}{4.32} + \frac{9.8 \times 0.37}{0.96} + \frac{14 \times 1.3}{1.69} = 46.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$p_f = \frac{140}{4.32} + \frac{9.8 \times 0.83}{0.96} - \frac{14 \times 1.3}{1.69} = 30.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$p_g = \frac{140}{4.32} - \frac{9.8 \times 0.83}{0.96} - \frac{14 \times 1.10}{1.69} = 14.83 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$p_h = \frac{140}{4.32} - \frac{9.8 \times 0.97}{0.96} + \frac{14 \times 1.10}{1.69} = 31.62 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

5) Diagrama de presiones

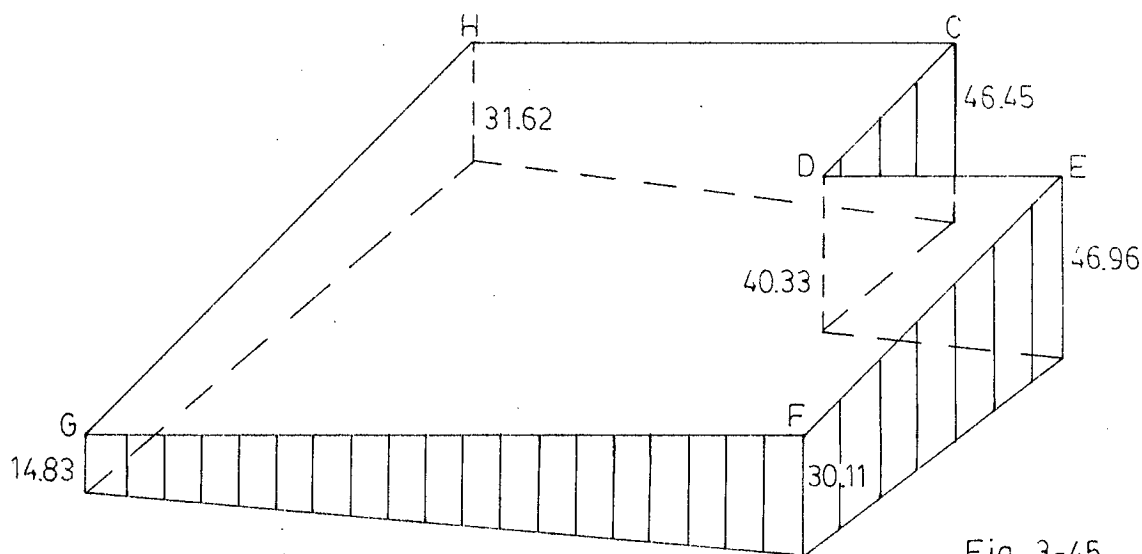


Fig. 3-45

3.10.3. REACCION DE LA SUBRASANTE SOBRE CIMENTACIONES FLEXIBLES (METODO DE WESTERGAARD)

Si una zapata o viga continua no son rígidas, la distribución de la reacción de la subrasante depende del coeficiente de balasto K_B .

3.10.3.1. MEDIDA EN OBRA DEL COEFICIENTE DE BALASTO K_{sl}

Para determinar el coeficiente de balasto K_{sl} correspondiente a una zapata cuya menor dimensión (ancho) es B, se debe primero determinar un coeficiente de balasto K_{sl} a partir de una prueba de carga.

El coeficiente de balasto K_{sl} se define como la pendiente inicial - con respecto a la vertical, de la curva carga - asentamiento de un ensayo realizado con una placa cuadrada de 0.30 m de lado.

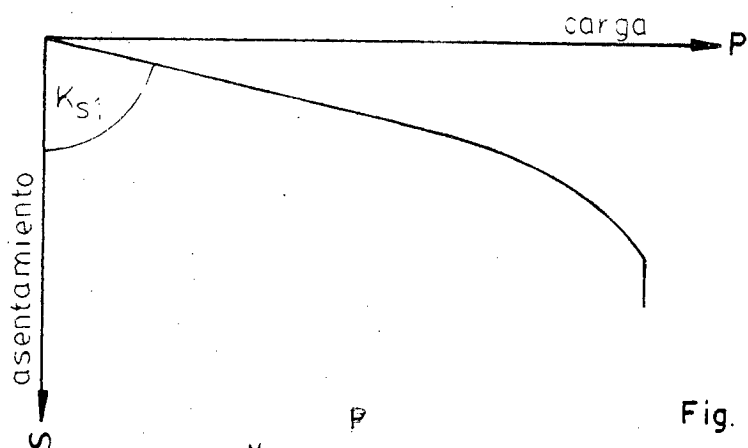


Fig. 3-46

$$K_{sl} = \frac{P}{s} \quad 3-34$$

Si la prueba de carga se hace con una placa cuadrada de dimensión distinta a 0.30 ml, es decir b metros, se calcula el valor K_B como la pendiente de la curva carga - asentamiento y luego el valor K_{sl} , con la siguiente fórmula:

$$K_{sl} = K_B \frac{b}{0.30} \quad 3-35$$

o aplicando la fórmula de Terzaghi:

$$K_{sl} = K_B \left[\frac{2b}{0.30 + b} \right]^2 \quad 3-36$$

b : longitud del lado de la placa en ml.

A) VALORES USUALES DEL COEFICIENTE DE BALASTO K_{sl}

En caso de no realizarse la prueba de carga para determinar K_{sl} , se pueden utilizar los valores propuestos por Terzaghi, que corresponden a los valores obtenidos en una prueba de carga, utilizando una placa cuadrada de 0.30 ml de lado. Estos valores vienen dados en función del peso específico seco en el caso de tratarse de arenas y de la resistencia a compresión simple, en el caso de arcillas. Fig. 3-47

Para tener una idea aproximada del valor que alcanza K_{sl} en los distintos suelos, reproducimos la siguiente tabla de Wölfer:

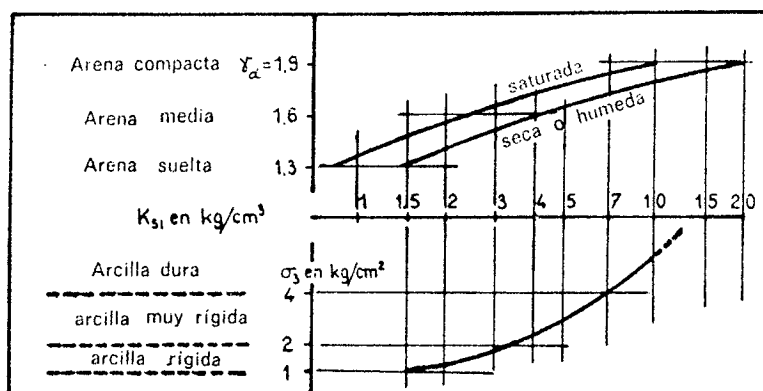


FIG. 3-47 Coeficiente de balasto usual K_{s1} de los suelos (para una placa de ensayo cuadrada de 0.50 m de lado).

TABLA 3-2	
TIPO DE SUELO	K_{s1} en Ton/m^3
Suelos pantanosos con turbas	500 - 1000
Suelos esencialmente turbosos y pantanosos	1000 - 1500
Arena fina	1000 - 1500
Rellenos de humus, arena y grava	1000 - 2000
Suelo arcilloso anegado	2000 - 3000
Suelo arcilloso húmedo	4000 - 5000
Suelo arcilloso seco	6000 - 8000
Suelo arcilloso muy seco	10000
Terrenos compactados conteniendo humus, arena y algo de cantos	8000 - 10000
Gravas finas con cantidad de arena fina	8000 - 10000
Gravas medias con arenas gruesas	12000 - 15000
Gravas gruesas con arenas gruesas	15000 - 20000
Gravas gruesas y poco arena	15000 - 20000
Gravas gruesas con poca arena pero muy compactadas	20000 - 25000

3.10.3.2. COEFICIENTE DE BALASTO K_{sB}

Luego de haber determinado k_{s1} , es necesario hacer una corrección a este valor, en función del ancho B de la zapata. Para esto, Terzaghi a establecido las siguientes ecuaciones:

1) Suelo poco o no coherente

$$K_{sB} = K_{s1} \left[\frac{B + 0.30}{2B} \right]^2 \quad 3-37$$

B: ancho de la zapata en metros

2) Suelo muy coherente (arcilla consistente)

$$K_{sB} = K_{s1} \frac{0.3}{B} \psi \quad 3-38$$

B: ancho de la zapata en metros

El término ψ depende de la relación L/B de acuerdo a los siguientes valores:

L/B	∞	5	4	3	2	1.5	1.0
ψ	0.67	0.70	0.73	0.75	0.78	0.89	1.0

3.10.3.3. SOLUCION GENERAL DE LA ECUACION DIFERENCIAL

La aplicación práctica de la teoría de reacción de la subrasante - (Método de Westergaard) está en el cálculo de los esfuerzos de una viga continua de cimentación. Para ello, es necesario establecer una ecuación general, de la cual puedan deducirse otras ecuaciones aplicables a cada tipo de sollicitación (cargas verticales o momentos flectores)

A) DEDUCCION DE LA ECUACION DIFERENCIAL DE LA ELASTICA DE UNA VIGA

La elástica de una viga es la curva que forma el eje longitudinal, inicialmente recto. Fig. 3-48

En esta sección se deduce la ecuación de dicha curva, y como calcular el desplazamiento vertical S de cualquier punto en función de su abscisa X.

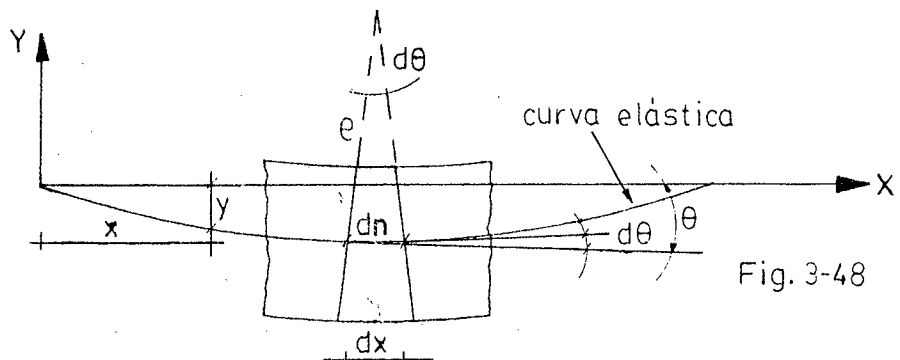


Fig. 3-48

Se supone que las deformaciones son tan pequeñas que no hay diferencia apreciable entre la longitud inicial de la viga y la proyección de su longitud deformada.

La pendiente de la curva elástica en cualquier punto viene dada por

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{ds}{dx}$$

Debido a que la curva elástica es muy tensa, su pendiente en cualquier punto es muy pequeña y por lo tanto puede hacerse, sin un error apreciable, igual a θ .

$$\theta = \frac{ds}{dx} \qquad \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2s}{dx^2} \quad \text{a)}$$

Considerando la variación de θ en una longitud diferencial dn , producida por la flexión de la viga: $dn = \rho d\theta$, siendo ρ el radio de curvatura en la longitud de arco dn .

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dn}$$

Si consideramos que $dn = dx$,

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dx} \quad \text{b)}$$

Igualando las ecuaciones a y b:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2s}{dx^2} \quad \text{c)}$$

Por otra parte, la Resistencia de Materiales establece en la fórmula de la flexión, la siguiente relación:

$$\frac{E}{\rho} = \frac{M}{I} = \frac{6}{s}$$

de donde:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad \text{d)}$$

Iguando las ecuaciones c y d:

$$\frac{d^2 s}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

$$EI \frac{d^2 s}{dx^2} = -M \quad e)$$

que es la ecuación diferencial de la elástica de una viga.

También la Resistencia de Materiales establece que la carga Q es igual a la segunda derivada del momento respecto a la abscisa x .

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -Q \quad f)$$

Si derivamos dos veces la expresión e, considerando E e I constantes a lo largo de la viga:

$$EI \frac{d^4 s}{dx^4} = -\frac{d^2 M}{dx^2}$$

$$\frac{d^4 s}{dx^4} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M}{dx^2} \quad g)$$

Reemplazando en g la ecuación f:

$$\frac{d^4 s}{dx^4} = \frac{1}{EI} Q \quad h)$$

B) SOLUCION GENERAL

Si consideramos una viga de orientación de eje longitudinal $O-X$, - Fig. 3-49, la superestructura ejerce sobre esta viga una acción que combinada con el peso propio de la viga, da origen a un reparto de tensión τ , aplicado en la fibra neutra.

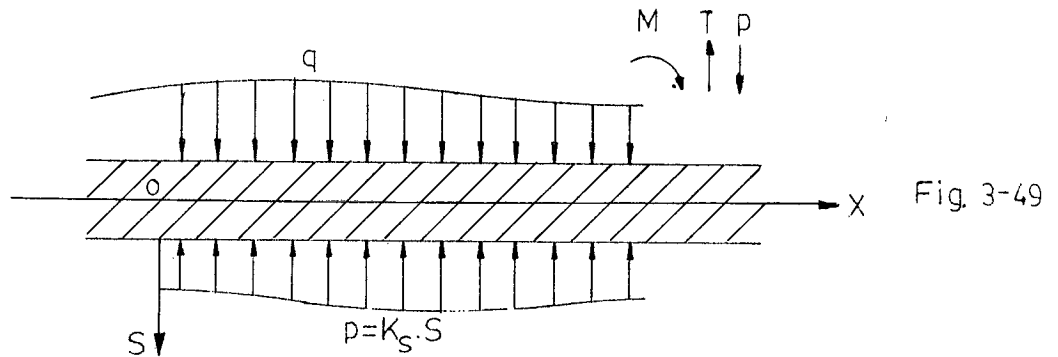


Fig. 3-49

Para equilibrar estas cargas, el terreno de cimentación desarrolla bajo la base de la viga una reacción del suelo $p = K_s S$. Por lo tanto:

$$\frac{Q}{B} = q - p = q - K_s S$$

$$Q = B (q - K_s S) \quad i)$$

siendo Q la carga unitaria por longitud de viga y B el ancho.

Reemplazando la ecuación i en la h :

$$\frac{d^4 s}{dx^4} = \frac{1}{EI} B (q - K_s S)$$

$$\frac{d^4 s}{dx^4} + \frac{B K_s}{EI} S = \frac{B q}{EI} \quad 3-39$$

La solución general de la ecuación incompleta (sin segundo miembro)

es:

$$S = e^{-x/L} (C_1 \cos x/L + C_2 \sen x/L) + e^{x/L} (C_3 \cos x/L + C_4 \sen x/L)$$

3-40

Siendo $L = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{B K_s}}$, que se conoce como longitud elástica de la viga

(3-41)

3.10.3.4. VIGA DE LONGITUD INFINITA CON CARGA CONCENTRADA

A partir de la ecuación 3-40 y luego de establecer los valores de las constantes de integración, se deducen las siguientes ecuaciones, aplicables al caso de una viga de longitud infinita, sobre la que actúa una carga concentrada P.

$$S = \frac{P}{2 B L K_g} e^{-x/L} (\cos x/L + \sen x/L) \quad 3-42$$

$$M = \frac{P L}{4} e^{-x/L} (\cos x/L - \sen x/L) \quad 3-43$$

$$T = \frac{P}{2} e^{-x/L} \cos x/L \quad 3-44$$

A partir de la ecuación 3-40 también se pueden deducir las ecuaciones que corresponden a una viga de longitud infinita sobre la que actúa un momento M. Para simplificar el cálculo existen tablas numéricas de estas funciones, así como ábacos para determinar gráficamente sus valores.

3.10.3.5. VIGA DE LONGITUD FINITA

La mejor aplicación de la teoría de reacción de la subrasante está en el cálculo de los esfuerzos que actúan en una viga continua de cimentación (momento flector, esfuerzo cortante) y en el cálculo de las cargas transmitidas al suelo por la viga.

La cimentación mediante vigas continuas es aconsejable cuando:

- 1) La naturaleza del suelo o la magnitud de las cargas sean tales que una disposición por zapatas aisladas provocará solapes entre los distintos cimientos,
- 2) Cuando sea necesario reducir los asentamientos diferenciales,
- 3) El diseño de la cimentación mediante vigas continuas resulte una solución más económica que el de zapatas aisladas. Fig. 3-50

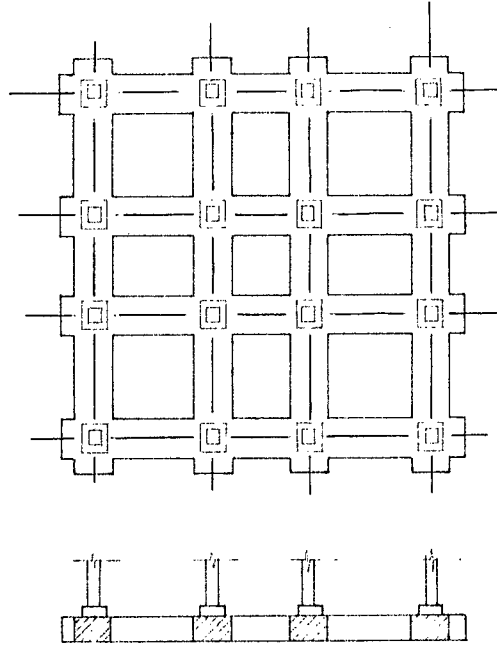


Fig. 3-50

Para su estudio las vigas continuas se clasifican en:

A) VIGA CONTINUA RIGIDA

Una viga continua será rígida, cuando cumpla la siguiente condición:

Que el promedio de la longitud de dos vanos adyacentes en una banda-continua sea menor que 0.525 L, siendo L la longitud elástica de la viga.

Fig. 3-51

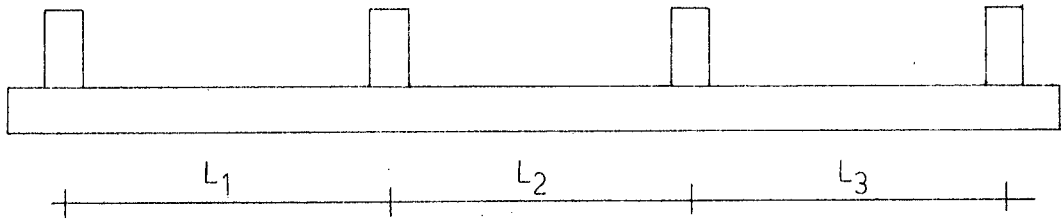


Fig. 3-51

$$\frac{L_1 + L_2}{2} < 0.525 \sqrt[4]{\frac{4 E I}{B K_{SB}}}$$

3-45

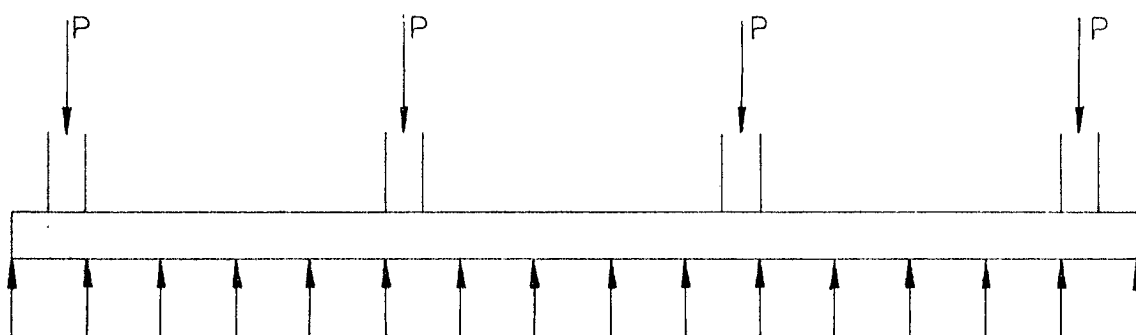
E: módulo de elasticidad del hormigón,

$$\frac{L_2 + L_3}{2} < 0.525 \sqrt[4]{\frac{4 E I}{B K_{SB}}}$$

I: Momento de Inercia de la sección de la viga,

B: ancho de la viga.

Si la viga continua cumple ésta condición, será rígida y por lo tanto, los asentamientos en los diversos puntos serán esencialmente los mismos, lo que significa que la reacción de la subrasante tendrá una distribución uniforme, siempre que el centro de gravedad de la cimentación coincida con la resultante de las cargas. Fig. 3-52



$q = K_S S$ Fig. 3-52

Si no coincide, entonces puede suponerse para estas cimentaciones rígidas, que la reacción de la subrasante varía linealmente y está determinada por las condiciones de la estática, de la misma manera que cuando se analizó las zapatas aisladas. En este caso, son conocidas todas las cargas, tanto las cargas de las columnas dirigidas hacia abajo como las presiones dirigidas hacia arriba. Por lo tanto, los momentos y esfuerzos cortantes que se producen en la cimentación pueden determinarse solamente por condiciones de la estática. Fig. 3-53

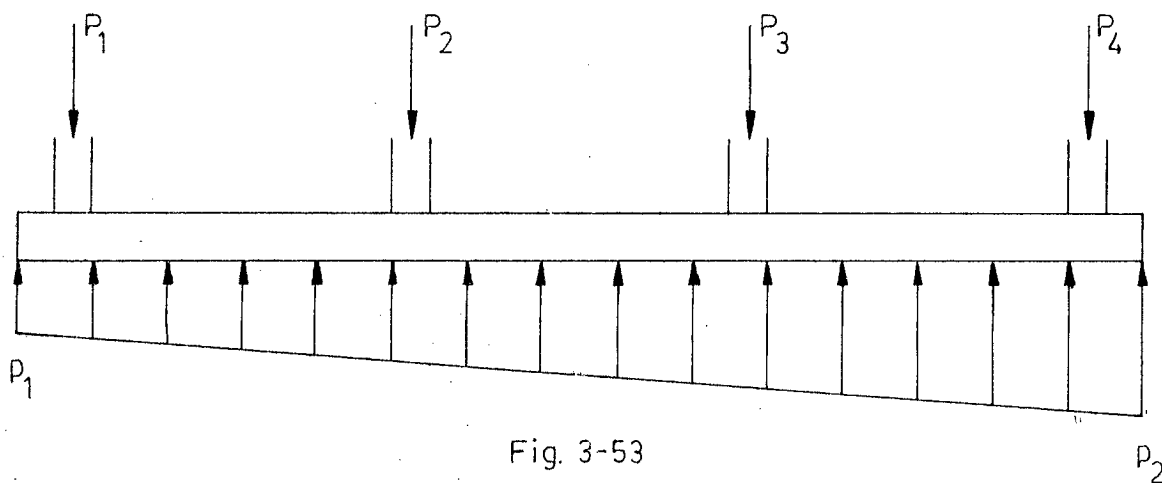


Fig. 3-53

B) VIGA CONTINUA FLEXIBLE

Si el promedio de la longitud de dos vanos sucesivos es superior a $0.525 L$, la viga continua será flexible. En este caso, el asentamiento será variable a lo largo de la viga y por consiguiente la reacción de la subrasante tendrá una distribución curvilínea. Fig. 3-54

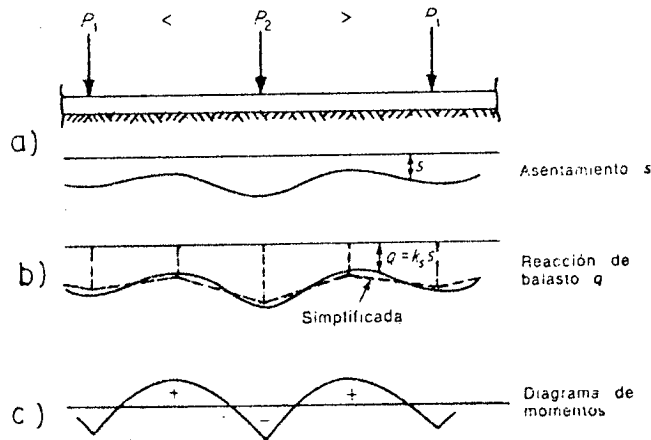


Fig. 3-54, Zapatas continuas.

Si las cargas de dos columnas adyacentes no tienen una diferencia superior al 20 %, puede sustituirse la completa distribución curvilínea de la reacción de la subrasante por un grupo de reacciones equivalentes distribuidas trapezoidalmente.

B-1) ECUACIONES PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS EN UNA VIGA CONTINUA FLEXIBLE, SEGUN LA TEORIA DE LA REACCION DE LA SUBRASANTE.

A pesar de que este capítulo se refiere al cálculo de la presión de contacto y de la reacción de la subrasante, esta teoría permite también calcular el valor del esfuerzo cortante T y el momento flector M , en cada punto de la viga, debido a lo cual nos hemos referido ocasionalmente a los valores de T y M .

Para establecer el presente sistema de cálculo, se indica a continuación las siguientes definiciones y ecuaciones:

Se llama longitud real izquierda l_i , a la distancia entre el punto de aplicación de una carga y el borde izquierdo de la viga. Fig. 3-55

Se llama longitud real derecha l_d , a la distancia entre el punto de aplicación de la carga y el borde derecho de la viga. Fig. 3-55

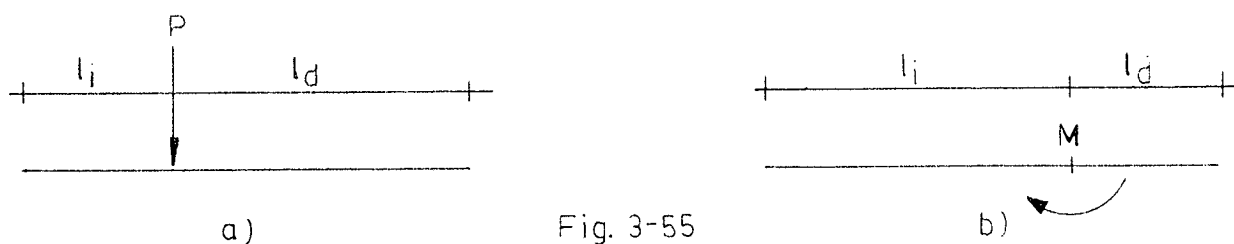


Fig. 3-55

Se define como longitud virtual λ , a la relación l/L ; para una carga aplicada en un punto concreto, se definirán dos valores de λ :

$$\lambda_i = \frac{l_i}{L} \qquad \lambda_d = \frac{l_d}{L}$$

Recordamos además que L significa longitud elástica de la viga, cuyo valor es:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{B K_{sB}}} \qquad 3-41$$

Conviene aclarar que L no es la longitud de la viga, cuyo valor es:

$$l_i + l_d$$

Quando la viga esté sometida a una carga única P , el valor del momento flector en un punto es:

$$M = P L e_m \qquad 3-46$$

El valor del esfuerzo cortante en un punto será:

$$T = P e_t \qquad 3-47$$

y el valor de la reacción de la subrasante por unidad de longitud de viga en un punto:

$$q = \frac{P}{L} e_q \qquad 3-48$$

Quando la viga esté sometida a un momento M , el valor del momento flector en un punto será:

$$M = m e_m \qquad 3-49$$

y el valor de la reacción sobre el suelo por unidad de longitud de viga en un punto será:

$$q = \frac{m}{L^2} e_q \quad 3-50$$

Los valores de e_m , e_v , e_q , se hallan tabulados al final del capítulo, donde se ha reproducido únicamente una pequeña parte de la totalidad de las tablas.

Para resolver un problema, las tablas se escogerán en función de los valores λ_1 y λ_2 del punto de aplicación de la carga. Estas tablas dan los valores de e para diferentes puntos de la viga, medidos a partir del punto de aplicación de la carga.

B-2) METODO DE OPERACION

- 1) Se calculan los esfuerzos (M , T , q) en cada punto de la viga y para cada una de las solicitaciones (cargas o momentos) que actúan sobre ella, obteniendo una serie de diagramas correspondientes a cada carga y a cada tipo de esfuerzo,
- 2) Para hallar el diagrama final de esfuerzos, correspondientes al conjunto de cargas que actúan sobre la viga, se procede a la suma de diagramas pertenecientes a cada uno de ellos.
- 3) Conocidos los diagramas se podrá proceder a:
 - Comprobar si la tensión máxima transmitida al suelo se mantiene menor que la tensión admisible para el mismo,

$$\frac{q_{\max}}{0} < q_a$$

- Calcular el cimiento a partir del diagrama de momentos y de esfuerzos-cortantes,
- Calcular los asentamientos en cada punto, con la ecuación $S = \frac{q}{K_{SB}}$ y comprobar si tanto los asentamientos totales como los diferenciales, se mantienen por debajo de los valores admisibles.

El convenio de signos que se utiliza en este método, para el diagrama

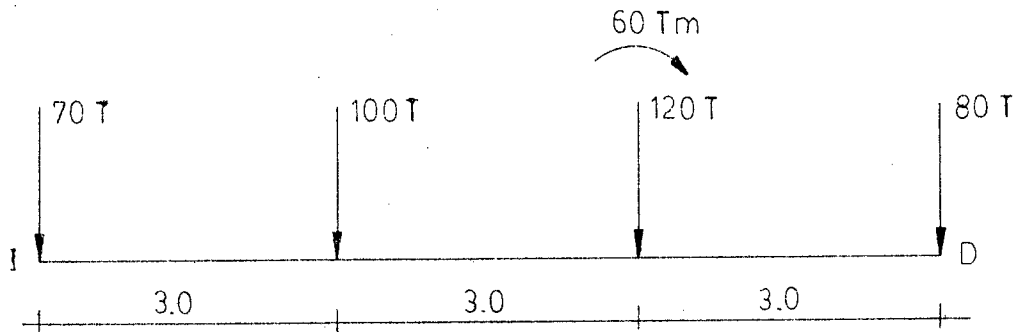
ma de la reacción de la subrasante es el siguiente:

+ compresión hacia abajo
- tracción hacia arriba

A continuación se resuelve un ejemplo, con la finalidad de explicar el uso de las tablas.

B-3) EJEMPLO

Dibujar el diagrama de reacción de la subrasante correspondiente a la viga continua de cimentación de la Fig. 3-56 que se encuentra apoyada sobre un suelo formado por grava y arena fina, cuyo coeficiente de balasto K_{s1} es 10000 T/m^3 .



DATOS

$B = 1.50 \text{ m}$ ancho de la viga
 $h = 0.80 \text{ m}$ altura de la viga
 $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ resistencia a la compresión del hormigón-
a los 28 días.

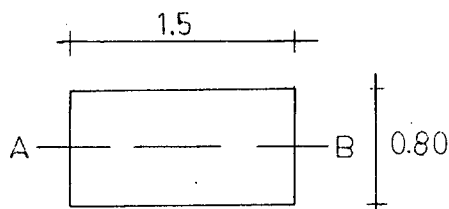
1) Cálculo de la longitud elástica L .

El módulo de elasticidad E del hormigón se calcula con la fórmula:

$$E = 15100 \sqrt{f'_c} \quad 3-51$$

En este caso: $E = 15100 \sqrt{280} = 252671 \text{ Kg/cm}^2$

El momento de inercia de la sección recta de la viga, con respecto al eje AB es:



$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{150 (80)^3}{12} = 6.400.000 \text{ cm}^4$$

Para obtener el valor de K_{sB} , se debe hacer la corrección al coeficiente de balasto k_{s1} , de acuerdo al ancho de la viga.

Por tratarse de un suelo no coherente se aplicará la ecuación 3-37

$$K_{sB} = 10^3 \left[\frac{1.5 + 0.3}{3} \right]^2 = 3600 \text{ T/m}^3 = 3.6 \text{ Kg/cm}^3$$

Por lo tanto:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \times 252671 \times 6.400.000}{3.6 \times 150}} = 331 \text{ cm}$$

$$L = 3.31 \text{ m}$$

2) Para determinar si la viga continua es o no flexible, aplicamos la condición 3-45:

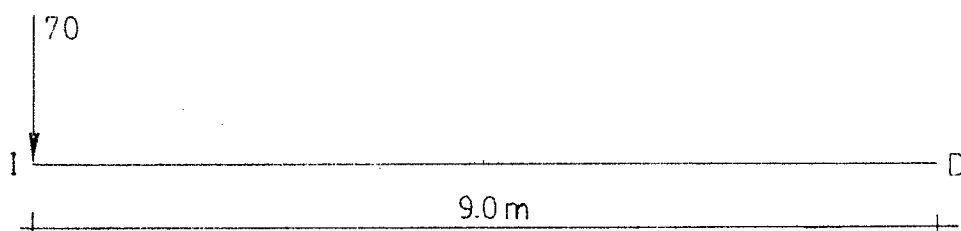
$$3.0 \text{ ml} > 0.525 L$$

$$3.0 > 0.525 (3.31 \text{ ml})$$

$$3.0 > 1.74 \text{ ml}$$

Por lo tanto, la viga es flexible y en consecuencia se aplicará el método indicado anteriormente.

3) A continuación se calculará la reacción de la subrasante que ocasiona cada carga por separado.



$$\lambda_i = \frac{0}{3.31} = 0$$

$$\lambda_d = \frac{9.0}{3.31} = 2.72$$

Buscamos la tabla que contenga los valores de λ_i y λ_d más próximos a los anteriormente calculados.

En esta tabla encontramos varios valores del coeficiente ρ , correspondientes a diferentes puntos de la viga. Para simplificar la resolución del problema, calcularemos la reacción de la subrasante en los siguientes puntos, medidos desde el extremo izquierdo:

$$0 - 1.5 - 3.0 - 4.5 - 6.0 - 7.5 - 9.0$$

En la primera columna de la izquierda, encontramos diferentes valores de la longitud virtual, multiplicados por 10. Como únicamente nos interesa los puntos ubicados a intervalos de 1.5 ml, aplicamos la siguiente relación: $1.5/3.31 = 0.45$

Por consiguiente, tomaremos de la tabla los siguientes puntos:

$$0 - 4.5 - 9.0 - 13.5 - 18 - 22.5 - 27.5$$

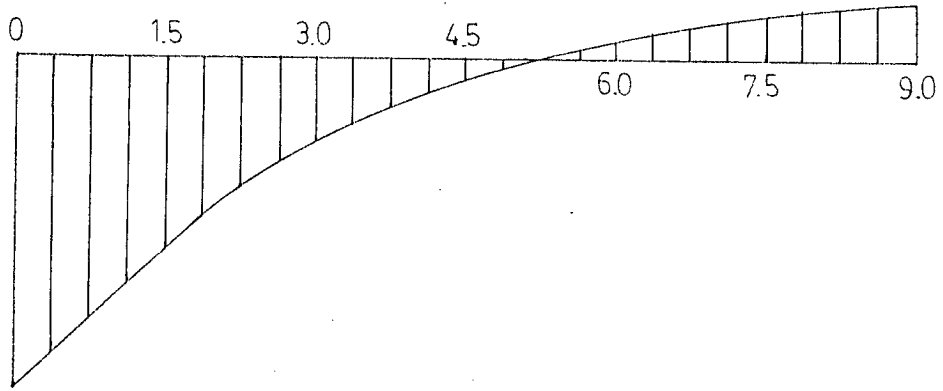
Si no existe alguno de estos puntos en la tabla, el correspondiente valor de ρ lo encontraremos haciendo un promedio entre el valor inmediatamente inferior y el valor próximo superior.

El valor de q viene dado por la fórmula: $q = \frac{P}{L}$

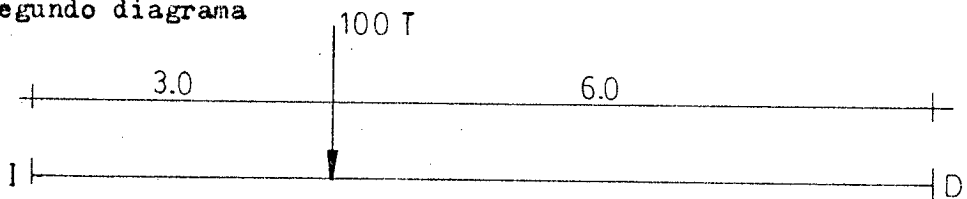
$$\text{En este caso: } q = \frac{70}{3.31} = 21.15$$

Punto	Distancia de I	ρ	$q = 21.15\rho$
0	0 ml	2.031	43.0 T/m
4.5	1.5	1.176	24.9
9.0	3.0	0.528	11.2
13.5	4.5	0.118	2.5
18.0	6.0	- 0.109	- 2.3
22.5	7.5	- 0.235	- 5.0
27.5	9.0	- 0.337	- 7.1

A continuación se dibuja el diagrama de reacción de la subrasante con los valores de q calculados, teniendo en cuenta la convención de signos indicada anteriormente.



Segundo diagrama



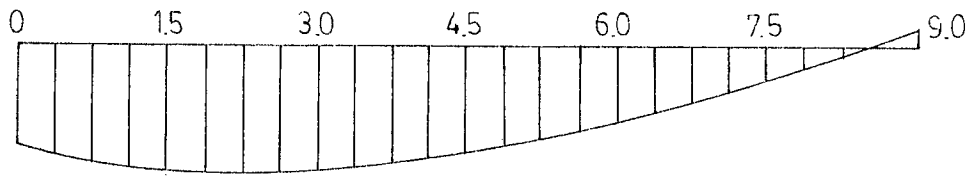
$$\lambda_i = \frac{3.0}{3.31} = 0.91$$

$$\lambda_d = \frac{6.0}{3.31} = 1.81$$

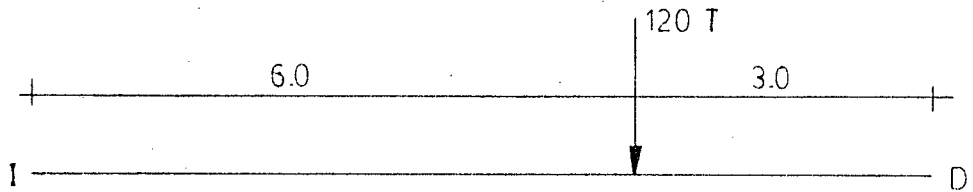
Escogemos la tabla para $\lambda_i = 1.0$ y $\lambda_d = 1.75$

Punto	Distancia de I	e	$q = \frac{100 e}{3.31}$ $= 30.21 e$
10	0 ml	0.415	12.5 T/m
5	1.5	0.527	15.9
0 +	3.0	0.571	17.2
4.5	4.5	0.461	13.9
8.5	6.0	0.300	9.1
13.0	7.5	0.104	3.1
17.5	9.0	- 0.091	- 2.8

+ "1 0 de la primera columna corresponde al punto donde se aplica -
la carga. A partir de este punto, los valores que están hacia arriba -
(5, 10) corresponden a puntos hacia la izquierda de la carga y los infe-
riores (4.5 - 8.5 - 13 - 17.5) a puntos a la derecha de la carga.



Tercer diagrama



$$\lambda_i = \frac{6.0}{3.31} = 1.81$$

$$\lambda_d = \frac{3.0}{3.31} = 0.91$$

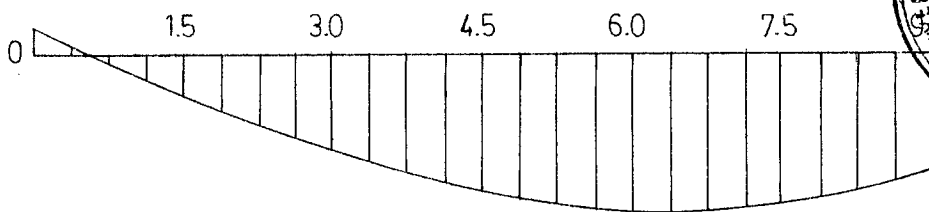
Estos valores se aproximan a los siguientes:

$$\lambda_i = 1.75$$

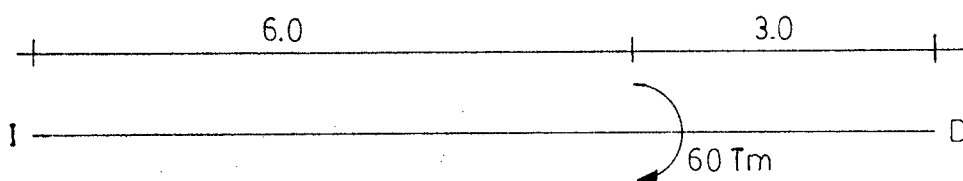
$$\lambda_d = 1.0$$

Por no existir la tabla que contenga directamente estos valores, - se utiliza la que contiene los valores $\lambda_i = 1.0$ y $\lambda_d = 1.75$, es decir la misma que se utilizó para el diagrama anterior, pero tomando la precaución de cambiar la ubicación de los valores, los de la izquierda de la carga, hacia la derecha y viceversa.

Punto	Distancia de I	e	$q = \frac{120}{3.31} e = 36.25e$
10	9.0	0.415	15.0 T/m
5	7.5	0.527	19.1
0	6.0	0.571	20.7
4.5	4.5	0.461	16.7
8.5	3.0	0.300	10.9
13.0	1.5	0.104	3.8
17.5	0	- 0.091	- 3.3



Cuarto diagrama

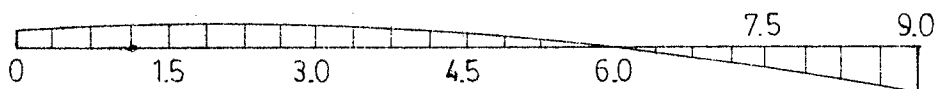


$$\lambda_i = \frac{6.0}{3.31} = 1.81$$

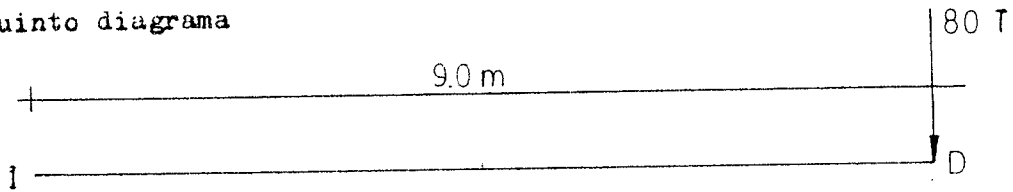
$$\lambda_d = \frac{3.0}{3.31} = 0.91$$

De manera similar al caso anterior, utilizamos la tabla $\lambda_i = 1.0$ y $\lambda_d = 1.75$, pero teniendo en cuenta que la carga que actúa en la viga es un momento.

Punto	Distancia de I	e	$q = \frac{60}{(3.31)^2} e$ $= 5.48e$
10	9.0	1.046	5.7 T/m
5	7.5	0.628	3.4
0	6.0	0.081	0.4
4.5	4.5	- 0.324	- 1.8
8.5	3.0	- 0.434	- 2.4
13.0	1.5	- 0.430	- 2.4
17.5	0	- 0.387	- 2.1



Quinto diagrama

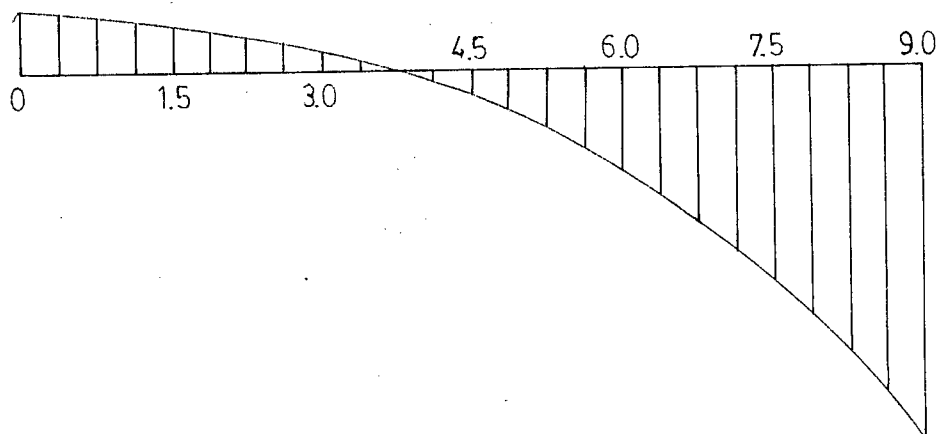


$$\lambda_i = \frac{9.0}{3.31} = 2.72$$

$$\lambda_d = \frac{0}{3.31} = 0$$

Utilizamos la tabla utilizada para el primer diagrama, con el cambio correspondiente a la ubicación de los puntos en la viga.

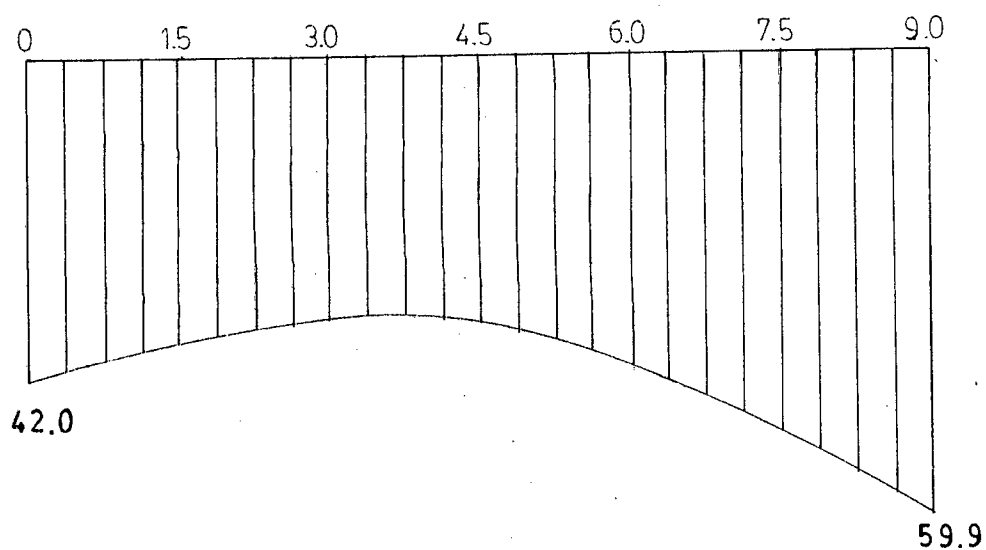
Punto	Distancia de I	e	$q = \frac{80}{3.31}e = 24.17e$
0	9.0	2.031	49.1 T/m
4.5	7.5	1.176	28.4
9.0	6.0	0.528	12.8
13.5	4.5	0.118	2.9
18.0	3.0	- 0.109	- 2.6
22.5	1.5	- 0.235	- 5.7
27.5	0	- 0.337	- 8.1



4) Diagrama final

El diagrama final se obtendrá sumando los cinco diagramas correspondientes a cada una de las cargas.

Distancia de I	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6 total
0	43.0	12.5	-3.3	- 2.1	- 8.1	42.0
1.5	24.9	15.9	3.8	- 2.4	- 5.7	36.5
3.0	11.2	17.2	10.9	- 2.4	- 2.6	34.3
4.5	2.5	13.9	16.7	- 1.8	2.9	34.2
6.0	- 2.3	9.1	20.7	0.4	12.8	40.7
7.5	- 5.0	3.1	19.1	3.4	28.4	49.0
9.0	- 7.1	- 2.8	15.0	5.7	49.1	59.9



5) Reacción máxima de la subrasante

$$\frac{59.9}{1.5} = 39.9 \text{ Ton/m}^2$$

Este valor debe ser menor que la tensión admisible del suelo.

$\lambda_l = 0,00$
 $\lambda_r = 2,50$

III

Punto	$M = \frac{P}{2} e$		$q = \frac{P}{2} e \cdot l/L^2$	
	+	-	+	-
0		1,000	2,038	
1		0,989	1,654	
2		0,963	1,310	
3		0,924	1,004	
4		0,875	0,735	
5		0,818	0,511	
6		0,756	0,300	
7		0,692	0,129	
8		0,626		0,014
9		0,560		0,132
10		0,495		0,228
11		0,433		0,304
12		0,373		0,363
13		0,318		0,407
14		0,266		0,438
15		0,219		0,458
16		0,176		0,470
17		0,138		0,474
18		0,105		0,472
19		0,077		0,468
20		0,053		0,460
21		0,033		0,449
22		0,019		0,438
23		0,008		0,425
24		0,002		0,412
25		0,000		0,399

P

	$M = P \cdot e \cdot L$		$Q = P \cdot e$		$q = P \cdot e \cdot l/L$	
	+	-	+	-	+	-
	0,000		1,000		2,034	
	0,001		0,999		1,870	
	0,002		0,998		1,671	
	0,004		0,996		1,437	
	0,006		0,994		1,192	
	0,008		0,992		0,937	
	0,009		0,991		0,672	
	0,009		0,990		0,400	
	0,008		0,989		0,129	
	0,006		0,988	0,055	0,000	
	0,004		0,986	0,115	0,006	
	0,002		0,984	0,163	0,010	
	0,000		0,982	0,199	0,016	
			0,980	0,226	0,022	
			0,280	0,244	0,133	
			0,262	0,254	0,062	
			0,240	0,257		0,006
			0,217	0,253		0,067
			0,192	0,243		0,123
			0,166	0,229		0,174
			0,141	0,209		0,221
			0,116	0,185		0,266
			0,092	0,156		0,309
			0,070	0,123		0,349
			0,050	0,086		0,390
			0,033	0,045		0,430
			0,019	0,000		0,470
			0,009			
			0,002			
			0,000			

$\lambda_l = 0,00$
 $\lambda_r = 2,75$

III

Punto	$M = \frac{P}{2} \cdot e$		$q = \frac{P}{2} \cdot e \cdot l/L^2$	
	+	-	+	-
0		1,000	2,012	
0,5		0,998	1,816	
1,5		0,980	1,454	
2,5		0,947	1,130	
3,5		0,904	0,845	
4,5		0,851	0,596	
5,5		0,793	0,380	
6,5		0,731	0,197	
7,5		0,667	0,043	
8,5		0,602		0,085
9,5		0,538		0,188
10,5		0,477		0,270
11,5		0,417		0,330
12,5		0,361		0,379
13,5		0,309		0,411
14,5		0,261		0,430
15,5		0,218		0,439
16,5		0,178		0,439
17,5		0,143		0,433
18,5		0,113		0,420
19,5		0,086		0,402
20,5		0,064		0,382
21,5		0,045		0,358
22,5		0,030		0,333
23,5		0,019		0,307
24,5		0,010		0,280
25,5		0,004		0,252
26,5		0,001		0,225
27,5		0,000		0,197

P

	$M = P \cdot e \cdot L$		$Q = P \cdot e$		$q = P \cdot e \cdot l/L$	
	+	-	+	-	+	-
	0,000		1,000		2,031	
	0,046		0,901		1,931	
	0,127		0,718		1,732	
	0,191		0,555		1,539	
	0,249		0,410		1,353	
	0,273		0,284		1,176	
	0,296		0,174		1,011	
	0,309		0,081		0,857	
	0,313		0,003		0,715	
	0,310			0,062	0,586	
	0,301			0,115	0,470	
	0,287			0,157	0,365	
	0,270			0,189	0,272	
	0,250			0,212	0,190	
	0,228			0,227	0,118	
	0,205			0,235	0,054	
	0,181			0,238		0,001
	0,157			0,235		0,019
	0,134			0,228		0,031
	0,112			0,217		0,127
	0,091			0,203		0,159
	0,071			0,186		0,187
	0,053			0,166		0,212
	0,038			0,143		0,235
	0,025			0,119		0,257
	0,014			0,092		0,277
	0,006			0,064		0,297
	0,002			0,033		0,317
	0,000			0,000		0,337

$\lambda_t = 1,00$
 $\lambda_d = 1,50$

\mathcal{M}

Punto	$M = \mathcal{M} \cdot e$		$q = \mathcal{M} \cdot e \cdot 1/L^2$	
	+	-	+	-
10	0,000		1,019	
9	0,005		1,014	
8	0,021		0,928	
7	0,046		0,842	
6	0,079		0,754	
5	0,129		0,663	
4	0,167		0,567	
3	0,220		0,464	
2	0,278		0,353	
1	0,339		0,230	
0	0,402	0,598	0,090	
1		0,535		0,044
2		0,471		0,155
3		0,409		0,248
4		0,349		0,324
5		0,293		0,386
6		0,240		0,436
7		0,192		0,477
8		0,149		0,510
9		0,110		0,537
10		0,077		0,560
11		0,050		0,579
12		0,028		0,597
13		0,013		0,613
14		0,003		0,629
15		0,000		0,645

P

$M = P \cdot e \cdot L$		$Q = P \cdot e$		$q = P \cdot e \cdot 1/L$	
+	-	+	-	+	-
0,000			0,000	0,421	
0,002			0,043	0,444	
0,009			0,089	0,466	
0,020			0,136	0,489	
0,036			0,186	0,510	
0,057			0,239	0,531	
0,084			0,293	0,548	
0,116			0,348	0,563	
0,154			0,405	0,573	
0,197			0,462	0,577	
0,246		0,480	0,520	0,572	
0,201		0,424		0,558	
0,161		0,369		0,537	
0,127		0,316		0,509	
0,098		0,267		0,476	
0,073		0,222		0,439	
0,053		0,180		0,399	
0,037		0,142		0,357	
0,025		0,108		0,313	
0,016		0,079		0,269	
0,009		0,055		0,223	
0,005		0,035		0,178	
0,002		0,019		0,132	
0,001		0,008		0,086	
0,000		0,002		0,040	
0,000		0,000		0,006	

$\lambda_t = 1,00$
 $\lambda_d = 1,75$

\mathcal{M}

Punto	$M = \mathcal{M} \cdot e$		$q = \mathcal{M} \cdot e \cdot 1/L^2$	
	+	-	+	-
10	0,000		1,046	
9	0,005		0,966	
8	0,020		0,883	
7	0,043		0,800	
6	0,075		0,715	
5	0,114		0,628	
4	0,159		0,536	
3	0,209		0,438	
2	0,264		0,330	
1	0,322		0,213	
0	0,382	0,618	0,081	
0,5		0,588		0,024
1,5		0,526		0,098
2,5		0,467		0,191
3,5		0,409		0,265
4,5		0,352		0,324
5,5		0,301		0,368
6,5		0,253		0,399
7,5		0,208		0,421
8,5		0,168		0,434
9,5		0,132		0,441
10,5		0,100		0,441
11,5		0,073		0,440
12,5		0,051		0,434
13,5		0,032		0,426
14,5		0,018		0,417
15,5		0,008		0,407
16,5		0,002		0,397
17		0,000		0,387

P

$M = P \cdot e \cdot L$		$Q = P \cdot e$		$q = P \cdot e \cdot 1/L$	
+	-	+	-	+	-
0,000			0,000	0,415	
0,002			0,043	0,439	
0,007			0,088	0,462	
0,020			0,135	0,485	
0,036			0,185	0,507	
0,057			0,236	0,527	
0,083			0,290	0,546	
0,115			0,348	0,561	
0,152			0,402	0,571	
0,195			0,459	0,575	
0,244		0,483	0,517	0,571	
0,221		0,455		0,566	
0,178		0,399		0,549	
0,141		0,346		0,525	
0,109		0,295		0,491	
0,082		0,247		0,461	
0,059		0,203		0,423	
0,041		0,162		0,384	
0,027		0,126		0,342	
0,016		0,094		0,300	
0,008		0,066		0,256	
0,003		0,043		0,213	
	0,001	0,023		0,169	
	0,002	0,009		0,126	
	0,003		0,002	0,082	
	0,002		0,008	0,039	
	0,001		0,010		0,005
	0,000		0,007		0,048
	0,000		0,000		0,091

CAPITULO IVCAPACIDAD DE CARGA

4.1. CURVA DE CARGA - ASENTAMIENTO

Cuando se aplica una carga Q sobre un área limitada A del suelo, en forma de incrementos graduales, la superficie sufre un asentamiento. La relación entre el asentamiento y la presión media sobre el suelo (Q/A), puede representarse por una curva carga-asentamiento.

Dependiendo de las características del suelo (compacidad relativa de las arenas y consistencia de las arcillas), se pueden presentar dos tipos de curvas:

- 1) Para arenas compactas o arcillas no sensibles, la curva es similar a la curva A (fig. 4-1) en la cual la falla se produce en forma brusca, y la abscisa q_c de la tangente vertical a la curva, representa la capacidad de carga del suelo.
- 2) Para arenas sueltas o arcillas sensibles se obtiene una curva similar la B (fig. 4-1), en donde la falla se produce en forma de transición gradual. En este caso, la capacidad de carga q_c se toma como la abscisa del punto en que la curva se hace muy empinada y recta.

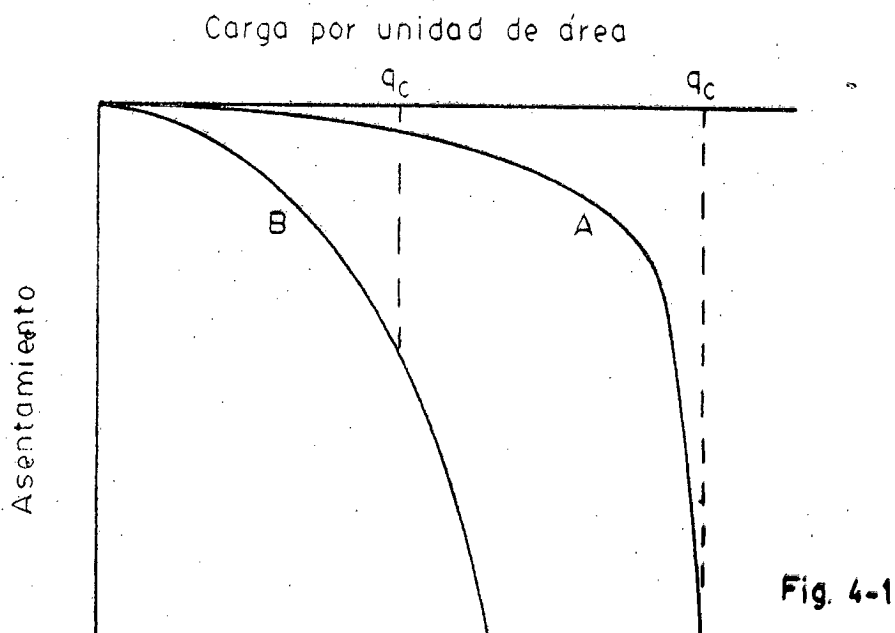


Fig. 4-1

Relación entre intensidad de la carga y asentamiento de una zapata sobre suelo denso o compactado (A) y sobre suave o blando (B)

En esta última curva, vamos a definir los siguientes términos, -
(fig. 4-3):

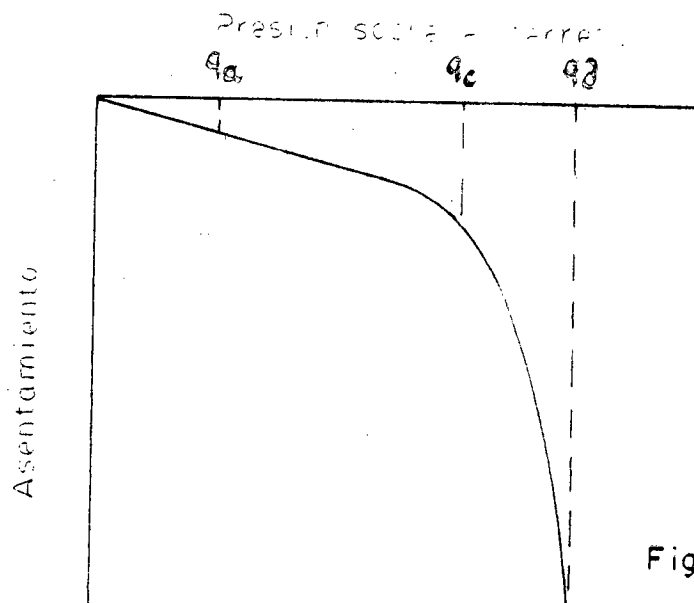


Fig. 4-3

CAPACIDAD DE CARGA FINAL.- Es la presión que produce un asentamiento-catastrófico repentino de la cimentación. (q_d)

CAPACIDAD DE CARGA (q_c).- Es la presión para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes e imprevisibles, debido a la falla por corte del suelo.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (q_a).- Se la obtiene dividiendo la capacidad de carga q_c para el factor de seguridad mínimo FS.

PRESION ADMISIBLE (p_a).- Se determina teniendo en cuenta la seguridad frente al hundimiento, el asentamiento admisible y la economía de la cimentación.

PRESION REAL (q).- Es la presión realmente ejercida sobre el terreno. En todo caso debe ser menor o igual a la presión admisible p_a .

4.2. FORMAS DE FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Por observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones, se ha visto que la falla por capacidad de carga ocurre como producto de una rotura por corte del suelo que sirve de apoyo a la cimentación, siendo tres los tipos clásicos de falla:

1) FALLA POR CORTE GENERAL.- Se caracteriza por la presencia, dentro del suelo, de una superficie de deslizamiento continua, que se inicia en el borde de la cimentación y que se prolonga hasta la superficie del terreno. Este tipo de falla es generalmente súbita y catastrófica y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, la misma ocurre con una visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento del suelo a los lados de la cimentación. (fig. 4-4).

2) FALLA POR PUNZONAMIENTO.- Se caracteriza por un movimiento vertical de la zapata mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la zapata y casi no se observan movimientos de este junto a la zapata, manteniéndose el equilibrio, tanto vertical como horizontal. Si se quiere mantener creciente el asentamiento, es preciso un aumento también continuo de la carga vertical. (fig. 4-5).

3) FALLA POR CORTE LOCAL.- Este tipo de falla tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. Existe una marcada tendencia al hinchamiento del suelo a los lados de la zapata y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la masa de suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado de la zapata), puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno. (fig. 4-6).

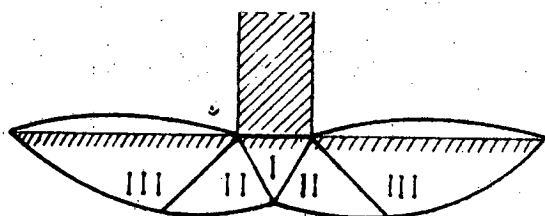


Fig. 4-4

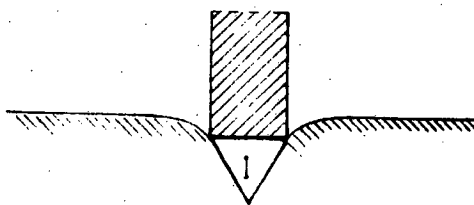


Fig. 4-5

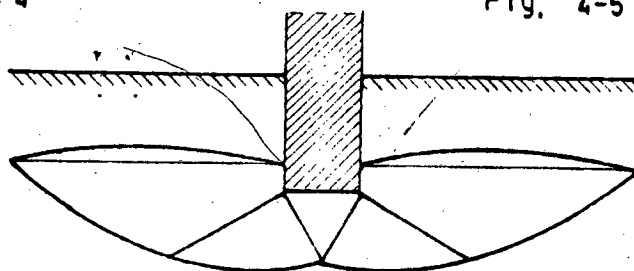


Fig. 4-6

Los correspondientes diagramas presión-asentamiento, característicos de los tres tipos de falla antes indicados, se indican en la Fig. 4-7.

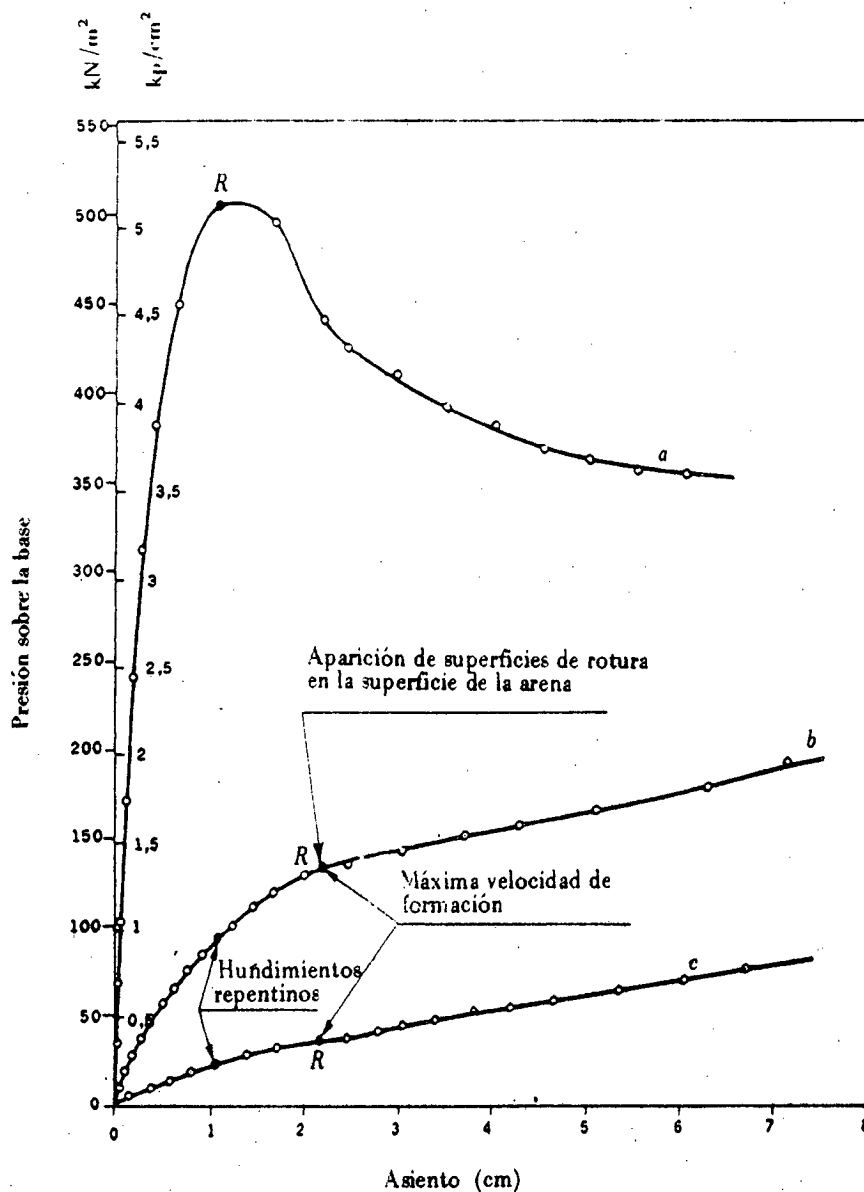


Fig 4-7—Curvas presión-asiento en ensayos en modelo reducido en arena (Vesic, 1967).

Diámetro de la base 15 cm. Ensayos en superficie. Velocidad de carga constante.

a) rotura por corte generalizado. $I_D = 0,78$.

b) rotura por corte local. $I_D = 0,61$.

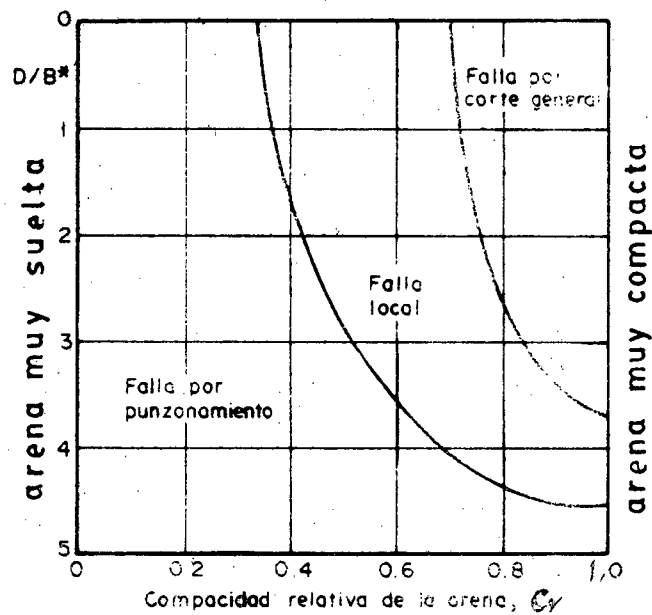
c) rotura por punzonamiento. $I_D = 0,32$.

Aunque son bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico que permita predecir el tipo de falla que se producirá, aunque si puede decirse que el tipo de falla que se produzca dependerá de la compresibilidad del suelo.

En un suelo denso o resistente, el tipo de falla será por corte general; sin embargo, si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al corte, el tipo de falla será por punzonamiento.

En la figura 4-8, Vesic presenta un criterio de zonificación para los distintos tipos de falla en arenas. Dicha zonificación depende de la compacidad relativa de la arena y de la relación D/b' , donde $B' = B$, ancho del cimiento en zapatas cuadradas o diámetro del cimiento en zapatas circulares y $B' = 2BL/(B + L)$ en zapatas rectangulares.

Para el caso de las arcillas, Vesic considera que una cimentación superficial sobre arcilla saturada, normalmente consolidada, falla por corte general si la carga se aplica de modo que no pueda ocurrir cambio de volumen, pero puede fallar por punzonamiento si se carga con la suficiente lentitud, de modo que se produzca en el suelo el cambio de volumen necesario. En el caso de arcillas preconsolidadas, una falla por corte general es lo más probable que ocurra.



$B' = B$ para zapatas cuadradas o circulares
 $B' = 2BL/(B+L)$ para zapatas rectangulares

$$Cr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

Fig. 4-8 Formas típicas de falla en arena (Ref: 17)

4.3. ESFUERZOS COMBINADOS

Si a un cubo se aplican fuerzas de compresión en cada cara, estas producen tres esfuerzos principales independientes perpendiculares: (fig. 4-9).

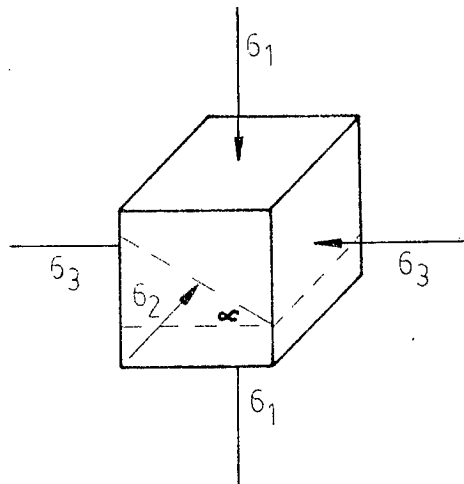


Fig. 4-9. Esfuerzos en un cubo cortado por un plano que es perpendicular al plano de σ_2 y que forma el ángulo α con el plano de σ_1

σ_1 , esfuerzo principal mayor (F_1 / A),

σ_2 , esfuerzo principal intermedio (F_2 / A),

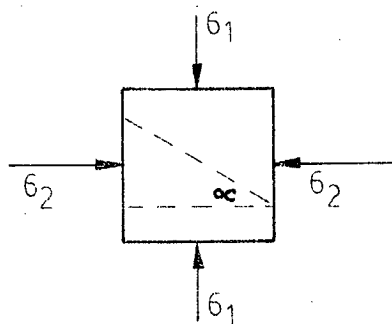
σ_3 , esfuerzo principal menor (F_3 / A),

en donde A es el área de la cara del cubo.

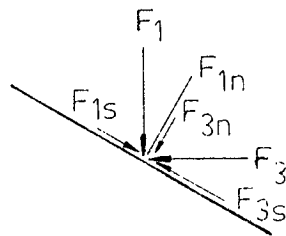
Debido a que las fuerzas de compresión son normales a las caras del cubo, los esfuerzos cortantes en esas caras son nulos.

Si un plano inclinado, perpendicular al plano intermedio, corta al cubo, es posible calcular los esfuerzos normal σ_α y cortante τ_α en ese plano, a partir de los esfuerzos principales.

La dirección de un plano inclinado que sea perpendicular al plano principal intermedio, se define por el ángulo α , que es el ángulo que forma el plano inclinado con el plano del esfuerzo principal mayor.



$$F_1 = \sigma_1 B^2$$



$$F_3 = \sigma_3 B^2 \operatorname{tg} \alpha$$

$$\begin{aligned} F_n &= F_{1n} + F_{3n} = F_1 \cos \alpha + F_3 \operatorname{sen} \alpha \\ &= \sigma_1 B^2 \cos \alpha + \sigma_3 B^2 \operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_s &= F_{1s} - F_{3s} = F_1 \operatorname{sen} \alpha - F_3 \cos \alpha \\
 &= \sigma_1 B^2 \operatorname{sen} \alpha - \sigma_3 B^2 \operatorname{sen} \alpha
 \end{aligned}$$

El área del plano inclinado es: $A_\alpha = \frac{B^2}{\cos \alpha}$

Por lo tanto, los esfuerzos normal σ_α y cortante τ_α son:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sum F_n}{A_\alpha} = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \operatorname{sen}^2 \alpha \quad (4-1)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sum F_s}{A_\alpha} = \sigma_1 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha - \sigma_3 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

$$\tau_\alpha = (\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (4-2)$$

Las ecuaciones anteriores pueden transformarse, teniendo en cuenta las siguientes identidades trigonométricas:

$$\operatorname{sen}^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2} \qquad \cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2}$$

$$\operatorname{sen} 2\alpha = 2 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

Reemplazando estos valores en las ecuaciones 4-1 y 4-2,

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \frac{1 + \cos 2\alpha}{2} + \sigma_3 \frac{1 - \cos 2\alpha}{2}$$

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (4-3)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (4-4)$$

Estas fórmulas permiten deducir las siguientes conclusiones:

- 1) El esfuerzo cortante máximo se produce cuando $\alpha = 45^\circ$ ó 135° y su valor es $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

- 2) El esfuerzo normal máximo se produce cuando $\alpha = 0$; (σ_1)
- 3) El esfuerzo normal mínimo se produce cuando $\alpha = 90$; (σ_3)
- 4) En dos planos cualesquiera perpendiculares entre sí, los esfuerzos cortantes son iguales en magnitud.

4.4. CIRCUMFERENCIA DE MOHR

Las ecuaciones 4-3 y 4-4 se pueden escribir como:

$$\sigma_{\alpha} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

Elevando al cuadrado las dos expresiones anteriores y sumándolas, se obtiene:

$$\left(\sigma_{\alpha} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + \tau_{\alpha}^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 (\sin^2 2\alpha + \cos^2 2\alpha)$$

$$\left(\sigma_{\alpha} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + \tau_{\alpha}^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 \quad (4-5)$$

Esta ecuación tiene la forma $(x - h)^2 + y^2 = r^2$ que es la ecuación de una circunferencia cuyo centro tiene por coordenadas $(h, 0)$ y cuyo radio es r . Por lo tanto, la ecuación 4-5 representa puntos en un círculo cuyo centro tiene por coordenadas $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2, 0]$ y cuyo radio es $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

En base a la ecuación 4-5, Mohr inventó un procedimiento gráfico para hallar los esfuerzos normal y cortante en un plano perpendicular a uno de los planos principales y que forme un ángulo α con el mayor de los otros dos planos principales.

En el sistema de coordenadas propuesto por Mohr, se establece que los esfuerzos normales vayan representados en el eje horizontal y

los esfuerzos cortantes en el eje vertical. Los esfuerzos de compresión se dibujan a la derecha y las tracciones a la izquierda. Los esfuerzos cortantes se pueden dibujar hacia arriba o hacia abajo, ya que su signo no tiene significación. (Fig. 4-10).

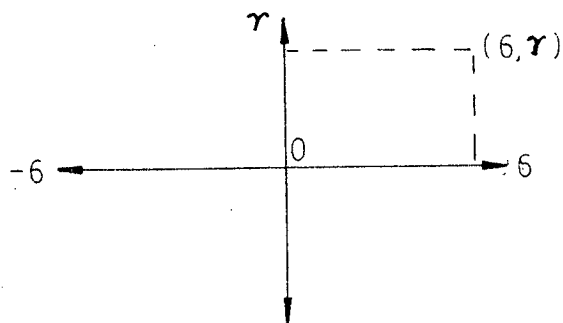


Fig. 4-10

En este sistema de coordenadas, se dibujan las coordenadas $(\sigma_1, 0)$ y $(\sigma_3, 0)$, pues en los planos principales el esfuerzo cortante es cero. Luego se traza una circunferencia que pase por estos puntos y cuyo centro tendrá por coordenada $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2, 0]$. El radio de la circunferencia será $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

Para determinar los esfuerzos normal y cortante en un plano perpendicular al plano principal intermedio y que forme un ángulo con el plano principal mayor, se traza un radio que forme el ángulo 2α con el eje σ , que se mide en dirección contraria al movimiento de las agujas del reloj. Las coordenadas de un punto en la circunferencia, al extremo del radio son (Fig. 4-11):

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha, \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

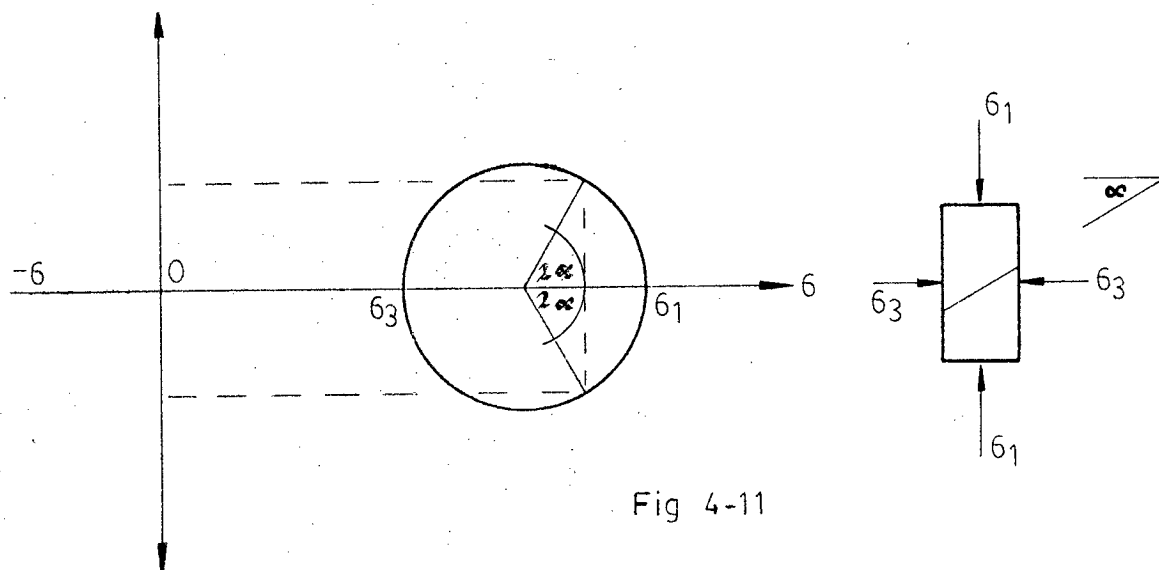


Fig 4-11

Comparando esta coordenada con las ecuaciones 4-3 y 4-4, vemos que la abscisa es el valor del esfuerzo normal en el plano inclinado y la ordenada es el esfuerzo cortante en ese mismo plano.

Por lo tanto, la circunferencia representa las condiciones posibles de esfuerzos en cualquier plano perpendicular al plano principal intermedio.

En esta construcción gráfica se puede demostrar que el valor máximo del esfuerzo cortante se produce en un plano inclinado en que $\alpha = 45$ ó 135 y es igual al valor del radio de la circunferencia. También se puede demostrar que los esfuerzos cortantes en dos planos-perpendiculares entre sí son iguales.

4.5. ENVOLVENTE DE FALLA DE MOHR

Cuando un material cualquiera es sometido a esfuerzos, sufre deformaciones. La naturaleza de la deformación depende de la resistencia del material y de la combinación de los esfuerzos. Si se van incrementando los esfuerzos, se alcanzará un punto en el cual el material falla al no poder resistir un nuevo aumento del esfuerzo. En ese punto, denominado falla, los diferentes materiales reaccionan de diferente manera: unos se desintegran y otros se deforman continuamente con un pequeño o ningún aumento del esfuerzo. (Fig. 4-12).

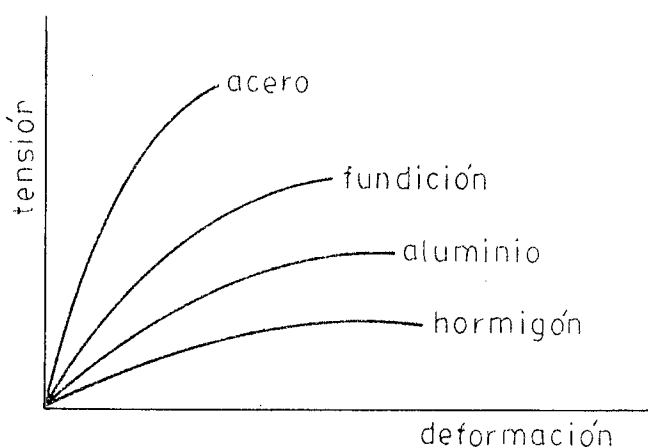


Fig. 4-12

En el caso de los suelos, estos presentan una amplia variedad de deformaciones y la falla que se produce es más compleja que la de otros materiales, como el acero y el hormigón.

Mohr demostró que la falla de un material no es causado únicamente por esfuerzos normales o cortantes que alcanzan un valor máximo sino por una combinación crítica de ambos esfuerzos, el normal y el cortante. En este caso, la falla se produce esencialmente por esfuerzo cortante, pero su valor crítico está regulado por el esfuerzo normal actuando en la superficie de falla potencial.

Las combinaciones críticas (que producen la falla del material) de los esfuerzos normal y cortante, cuando se dibujan en el sistema de coordenadas de Mohr, forman una curva que se conoce como envolvente de falla de Mohr. (Fig. 4-13).

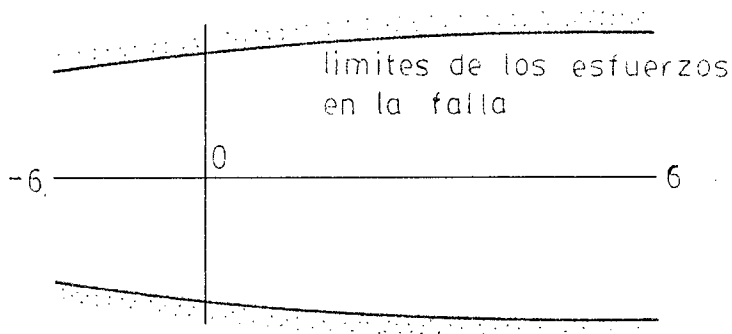


Fig 4-13

La falla se produce si para un determinado valor de σ , el esfuerzo cortante excede el indicado por la envolvente.

4.6. CRITERIO DE ROTURA DE COULOMB

Es sabido que si un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal P , ha de deslizar sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F resulta ser proporcional a P : $F = u_k P$, donde u_k recibe el nombre de coeficiente cinético de rozamiento. Este coeficiente depende principalmente de la naturaleza de ambas superficies en contacto, siendo relativamente grande si las superficies son ásperas, y pequeño si son lisas. (Fig. 4-14).

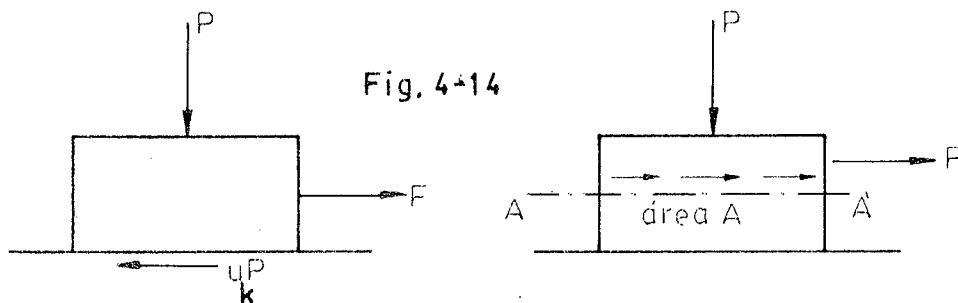


Fig. 4-14

Coulomb admitió que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que esencialmente, el mismo mecanismo de fricción mencionado anteriormente rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos.

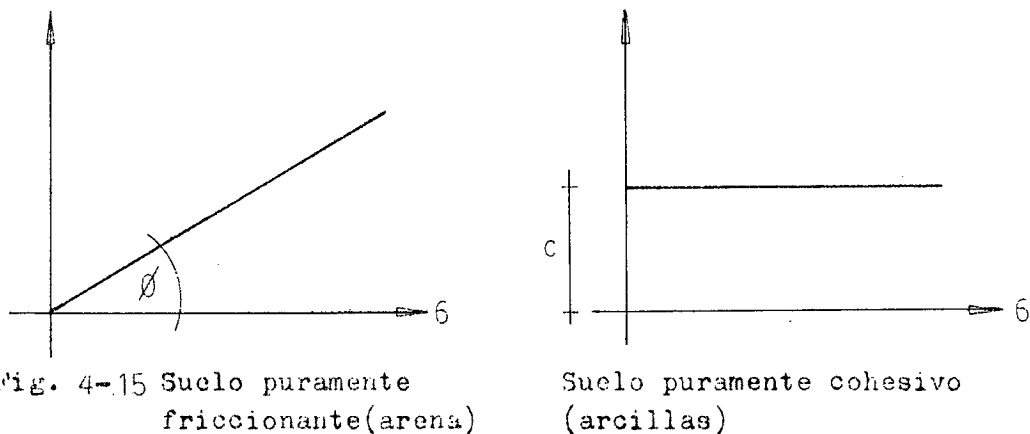
Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA', el esfuerzo cortante máximo, es decir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de la presión normal en el plano AA'.

$$F/A = s = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (4-6)$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ , $\operatorname{tg} \phi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual el llamó ángulo de fricción interna y consideró como una constante del material. Su valor depende de la uniformidad de las partículas de suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal. Como los suelos granulares tienen superficies de contacto mayores y sus partículas, especialmente si son angulares, presentan una buena trabazón, tendrán fricciones internas altas. En cambio, los suelos finos las tendrán bajas. Los valores de este ángulo varían de 0° para arcillas plásticas, cuya consistencia esté próxima a su límite líquido, hasta 45° o más para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares.

De la ecuación 4-6 se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser cero para $\phi = 0$. Coulomb pudo también observar, que la arcilla presenta resistencia al esfuerzo cortante aún cuando el esfuerzo exterior sea nulo, por lo que Coulomb les asignó otra fuente de resistencia al corte, a la que denominó cohesión y consideró que también era una constante del material. En el caso de arcillas francas, observó que la resistencia al esfuerzo cortante era totalmente independiente de la presión normal exterior que actuaba sobre el suelo, comportándose este material como si el ángulo de fricción fuese cero. La ecuación que asignó a este tipo de suelos es:

$$s = c \quad (4-7)$$

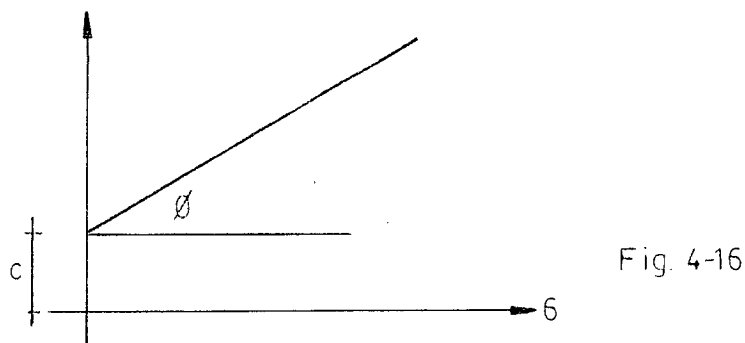


La cohesión (c) se puede definir como la adherencia entre las partículas de suelo debida a la atracción entre ellas, en virtud de las fuerzas moleculares.

En general, los suelos presentan características intermedias entre las anteriormente enumeradas, es decir que tienen cohesión y fricción interna, razón por la cual se les puede asignar una ley de resistencia que sea una combinación de las ecuaciones 4-6 y 4-7:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (4-8)$$

Esta ecuación se conoce como ley de Coulomb; su representación gráfica es la figura 4-16.



Suelo cohesivo y friccionante o suelo intermedio

En 1925, Terzaghi estableció que en la ecuación 4-8 la presión normal total debería sustituirse por la presión efectiva, que es la que controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante. De esta manera, la ecuación 4-8 se modificó a la ecuación:

$$s = c + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (4-9)$$

u_n : presión neutra

Con esta ecuación, Terzaghi tomaba en cuenta la importancia fundamental que desempeña el contenido de humedad de un suelo en su comportamiento mecánico. Luego Hvorslev introdujo el criterio de que la cohesión de las arcillas saturadas depende de su contenido de agua, con lo que se modificó el criterio original de Coulomb de que la cohesión era una constante; por lo tanto, la ecuación 4-9 se transformaba en la ecuación:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (4-10)$$

4.7. DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS EN EL LABORATORIO

En la mecánica de suelos, la solución matemática del problema de capacidad de carga, va precedida de la determinación experimental de los valores de c y ϕ , con el subsecuente reemplazo del suelo real por un material plástico ideal, al que se le asignan los parámetros de corte c y ϕ .

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna pueden obtenerse de diferentes maneras y entre ellas se tienen:

- 1) Prueba de corte directo: ensayo sin drenaje
ensayo consolidado-sin drenaje
ensayo con drenaje
- 2) Prueba de compresión triaxial: prueba rápida
prueba rápida-consolidada
prueba lenta
- 3) Prueba de compresión axial no confinada

4.7.1. PRUEBA DE CORTE DIRECTO

Es uno de los primeros métodos usados para determinar la resistencia de un suelo al esfuerzo cortante. Una muestra de suelo se coloca en una caja, dividida en dos partes, en la que puede deslizarse la parte superior sobre la inferior. (Fig. 4-17)

Pruebas de laboratorio para determinar las propiedades de esfuerzo-deformación

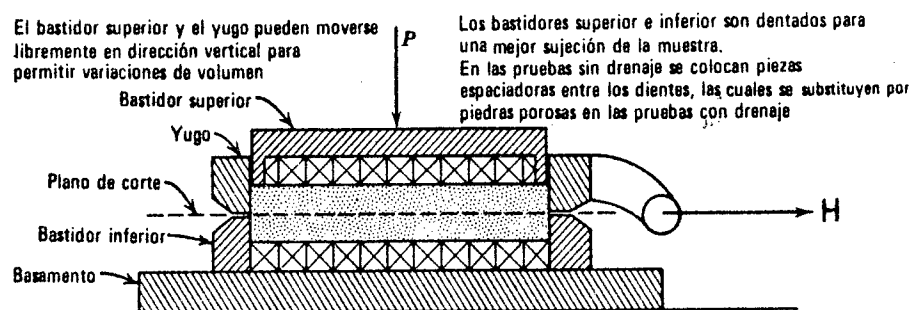


Fig. 4-17 Sección transversal de un aparato de corte directo (B. K. Hough-Basic Soils Engineering. Copyright © 1957 The Ronald Press Co. N. Y.).

La tapa de la caja se puede mover libremente en dirección vertical y a ella se aplica la carga normal P . Una fuerza cortante H se aplica a la mitad superior de la caja, la cual corta la muestra según el plano X-X. La tapa y el fondo de la caja llevan placas porosas que permiten el cambio de humedad de la muestra, con estrías que ayudan a distribuir uniformemente los esfuerzos en el plano de falla.

Haciendo variar las cargas P , se van observando los correspondientes esfuerzos de ruptura τ y con esos valores se traza la envolvente de los círculos de Mohr o línea de falla del suelo, que dará a conocer el valor de c , ordenada en el origen, y el ángulo de inclinación de la línea, ϕ .

Según las condiciones en que se produce el drenaje de la muestra, se distinguen tres tipos de ensayos:

- 1) En el ensayo sin drenaje, no se permite el drenaje de la muestra ni durante la aplicación de la carga vertical P , ni durante la aplicación de la carga horizontal H .
- 2) En el ensayo consolidado-sin drenaje, se permite que la muestra drene durante la aplicación del esfuerzo vertical P , de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte, las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante.
- 3) En el ensayo con drenaje, se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo, de modo que las presiones intersticiales sean nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Estos ensayos, según la forma en que se aplica la fuerza horizontal, pueden ser de dos tipos:

1) En el ensayo de tensión controlada, Fig. 4-18, se aplica un determinado esfuerzo horizontal, y se van midiendo las deformaciones en este sentido hasta llegar a la estabilización; a continuación se aumenta la fuerza horizontal, y así sucesivamente hasta que llega un momento en que las deformaciones no se estabilizan, lo cual nos indica que hemos sobrepasado la carga de rotura. La Fig. 4-19 representa un diagrama típico esfuerzo cortante-deformación de corte horizontal, en un ensayo de tensión controlada. Las deformaciones dibujadas corresponden al final de cada intervalo de carga.

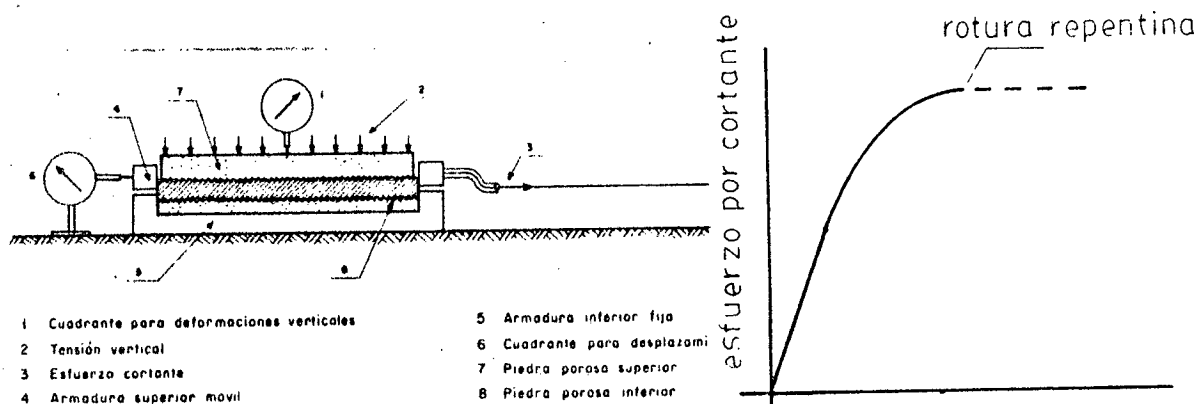


Fig.4-18-Esquema de un aparato de corte directo de tensión

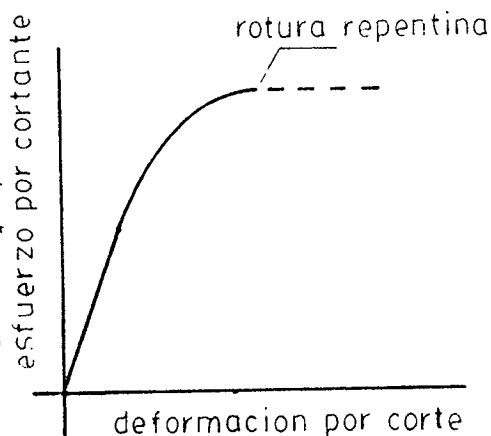


Fig. 4-19

2) En el ensayo de deformación controlada, la armadura móvil se desplaza a una velocidad determinada, y se van midiendo los esfuerzos horizontales correspondientes mediante un anillo dinamométrico conectado en serie con la fuerza horizontal. La fig. 4-20 representa, en su parte superior, un diagrama típico esfuerzo cortante-deformación de corte en un ensayo con drenaje de deformación controlada, en dos muestras de arena bajo presiones normales no muy elevadas, y en su parte inferior los cambios de volumen que experimentan las muestras durante la aplicación del esfuerzo horizontal.

Las simplificaciones inherentes a este método de ensayo limitan la confianza en sus resultados por las siguientes razones:

1) La distribución de los esfuerzos no es uniforme en toda la superficie donde se produce el esfuerzo cortante; son mayores en los bordes

y menores en el centro, lo que produce una falla progresiva.

2) El suelo está obligado a cortarse en un plano predeterminado, - que puede no ser necesariamente el más débil.

Conviene indicar que esta prueba es unicamente recomendable para arcillas blandas y arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas compactas, la prueba conduce a resultados demasiado conservadores.

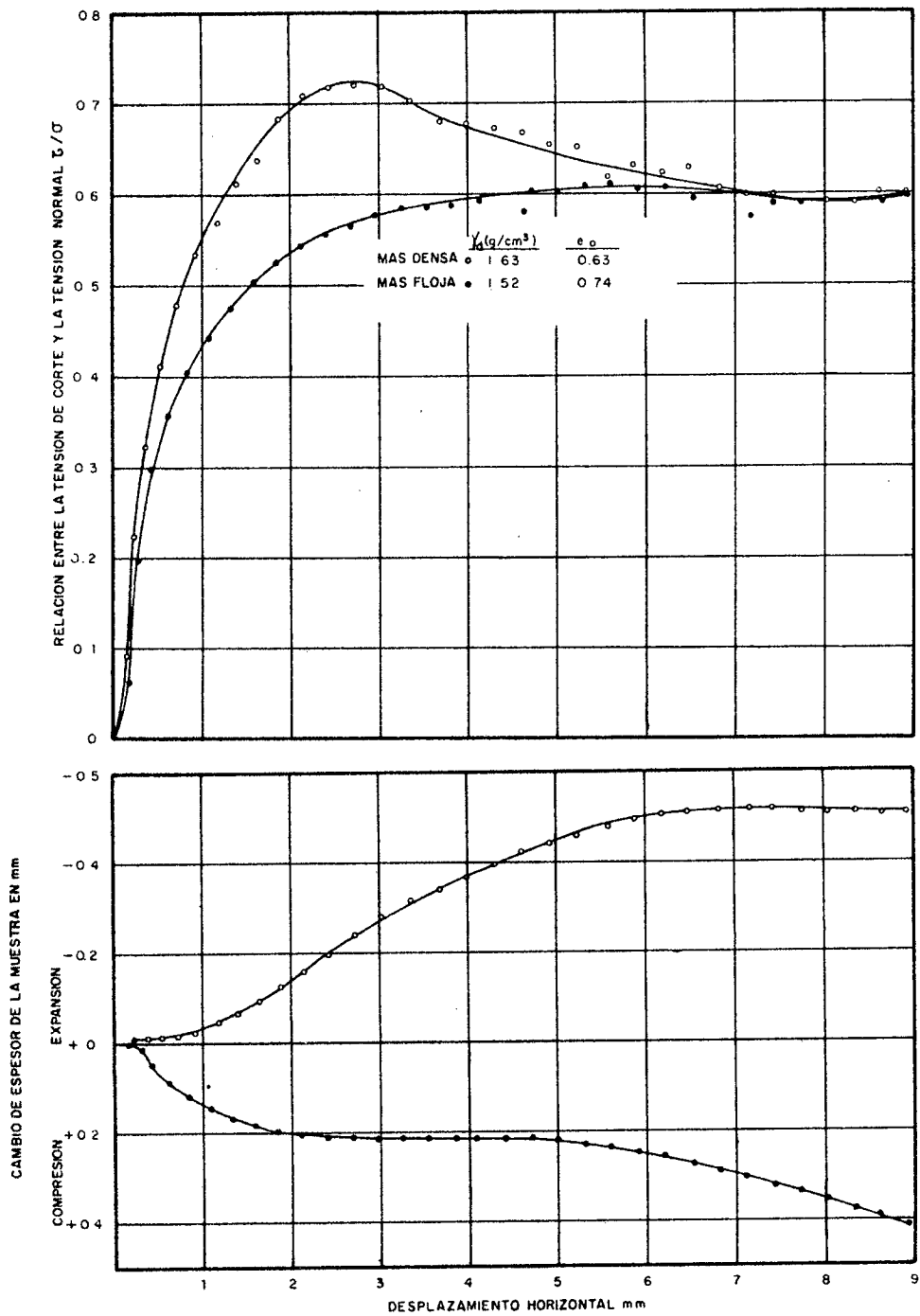


Fig.4-20.—Ensayo de deformación controlada en arena angular comprendida entre los tamices 16 y 40. Presión vertical, 3,27 kg/cm². Sección de la muestra, 6 × 6 cm. Espesor, de 3 a 3,25 cm. Velocidad de corte, 0,6 mm/min. = 1 %/min.

4.7.2.

PRUEBAS TRIAXIALES

Una muestra cilíndrica de suelo es sometida a esfuerzos normales y horizontales alrededor del cilindro. Fig. 4-21. Los cilindros de suelo que se ensayan, tienen generalmente diámetros comprendidos entre 3,5 y 7,0 cm. La relación H/D entre la altura del cilindro de suelo y su diámetro, deben estar comprendidas entre 2 y 3.

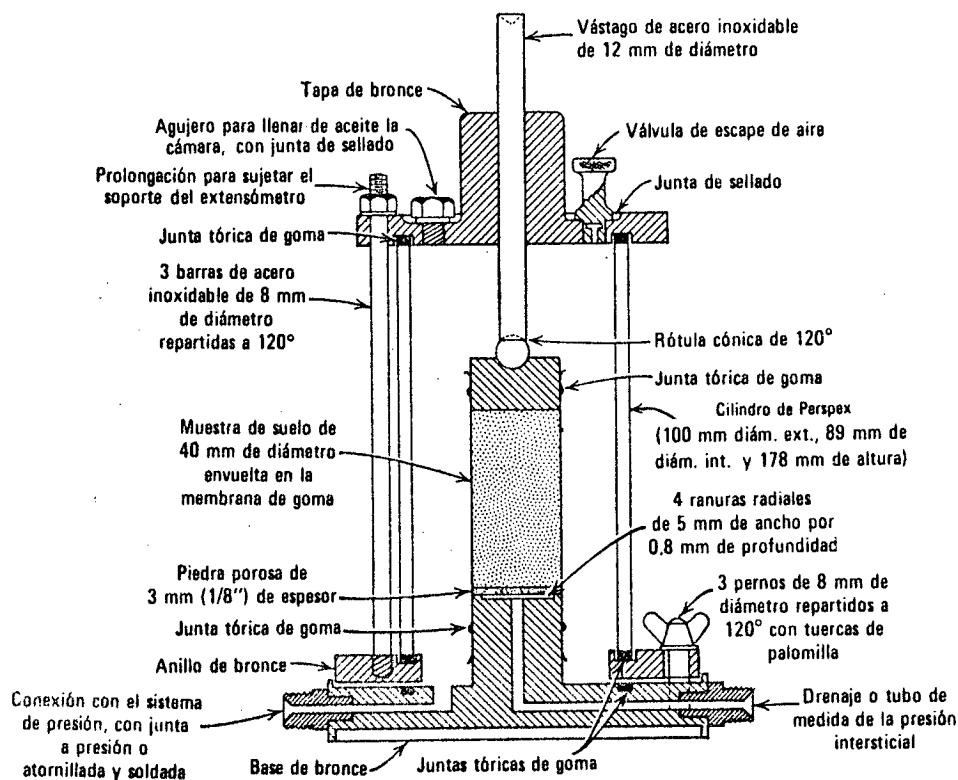


Fig. 4-21 Sección de una cámara triaxial típica. (Según Bishop y Henkel, 1962).

La prueba triaxial es la que se emplea preferentemente para determinar los parámetros de corte ϕ y c . En líneas generales, la prueba triaxial consiste en lo siguiente:

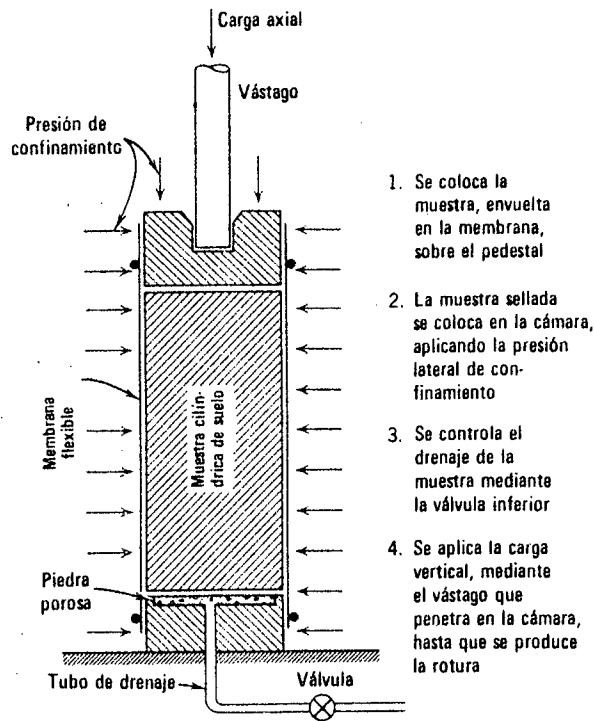
Una muestra cilíndrica del material, se cubre con una membrana de goma y se la coloca en la cámara de compresión. (Fig. 4-22). La presión lateral es aplicada uniformemente en la cámara cilíndrica, mediante aire comprimido o agua. La carga normal es aplicada, a través de un pistón, por medio de un gato de tornillo, o mediante una presión hidráulica.

Al empezar el ensayo, se igualan los esfuerzos σ_1 , σ_2 y σ_3 . Como la presión dentro de la cámara es igual en todo sentido y dirección,

tendremos:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$$

Una vez alcanzado este estado de equilibrio, se aumenta la presión normal sin modificar la presión lateral existente, hasta que se produzca la falla de la muestra cilíndrica. Deben hacerse por lo menos tres pruebas, sometiendo cada muestra a una presión lateral distinta.



Detalles principales de una cámara triaxial.

Fig. 4-22

La prueba de compresión triaxial puede ejecutarse de varias maneras:

1) Prueba rápida (sin consolidación y sin drenaje).- En este caso se aplica una presión de agua a la cámara, que se transmite hidrostáticamente al espécimen. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua, y permaneciendo cerradas se comienza a cargar axialmente la muestra de suelo, desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla, que generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado. Fig. 4-23.

2) Prueba rápida-consolidada (con consolidación y sin drenaje).- En este tipo de prueba se aplica la presión al agua de la cámara y se

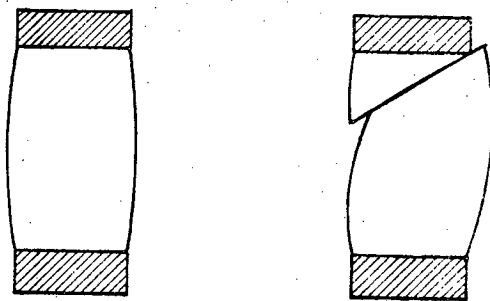


Fig. 4-23

abren las válvulas de drenaje del espécimen, permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, producida por el incremento de presión aplicada al espécimen, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro y del volumen de agua expulsada a través del tiempo, suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria.

Una vez alcanzado el 100 % de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a incrementar el esfuerzo axial aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta.

Mientras que en la prueba rápida o sin drenaje el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la rápida-consolidada cambia dicho contenido de agua, porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

3) Prueba lenta (con consolidación y con drenaje).- De igual manera que en la prueba anterior, en la prueba triaxial lenta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara, pero las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. Además, la aplicación de la mencionada carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalo de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro generada por el incremento anterior se disipe completamente antes de aplicar el siguiente. En estas condiciones puede decirse que, prácticamente, los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o in -

tergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso.

4.7.2.1. REPRESENTACION GRAFICA DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES

Considerando al suelo como homogéneo e isótropo, el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr para el caso de esfuerzo plano, como se muestra en la Fig. 4-24, en la que el esfuerzo principal menor σ_3 , es igual a la presión de la cámara, y σ_1 (esfuerzo axial) igual a la presión de la cámara más el incremento de esfuerzo axial debido a la carga aplicada al pistón.

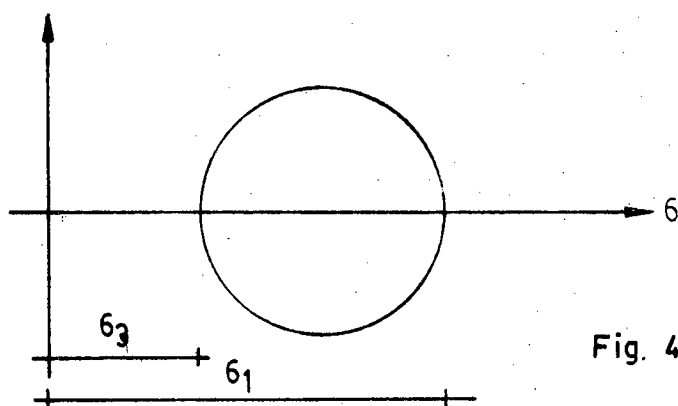


Fig. 4-24

Si para un mismo material se ejecutan varias pruebas de compresión triaxial del mismo tipo, empleando en cada una de las pruebas un valor diferente de σ_3 , se requerirá en cada caso, un valor de σ_1 para alcanzar la falla. Trazando un círculo de esfuerzos en cada valor de σ_3 y el correspondiente de σ_1 que produjo la falla, se obtiene una serie de círculos que representan el estado de esfuerzo, de diversos especímenes probados, en el momento de la falla. (Fig. 4_25). La envolvente de tales círculos recibe el nombre de línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr.

La forma de la envolvente de falla varía con el material según que éste sea granular, cohesivo o intermedio. Para un mismo suelo depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba.

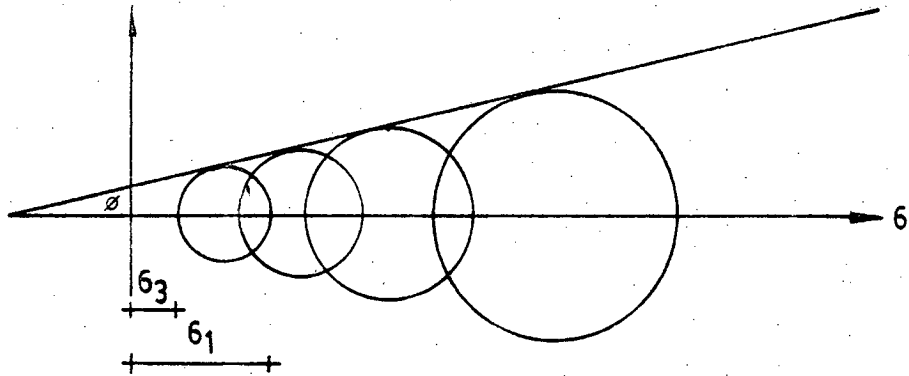


Fig. 4-25

4.7.2.2. APLICACION DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES- A LOS PROBLEMAS PRACTICOS

En virtud de que casi para cualquier suelo es posible obtener una gran variedad de envolventes de Mohr, dependiendo de las condiciones en que se desarrollen las pruebas, se crea la necesidad de establecer un criterio para decidir sobre el tipo de prueba a emplear en un problema práctico y las condiciones en que deban prepararse los especímenes.

Como la finalidad primordial de todos los ensayos es la de obtener datos que sean representativos de las características mecánicas de los suelos en cada caso particular, es indispensable que las determinaciones de resistencia de los suelos al esfuerzo cortante reproduzcan en el laboratorio las condiciones de relación de vacíos, grado de saturación, estado de esfuerzo y rapidez de aplicación de las cargas.

No existe una regla fija única que permita establecer que pruebas deberán de hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema.

Considérese por ejemplo un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según que el proceso de consolidación inducido por el edificio progresa, la resistencia del suelo aumentará. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de-

construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo cortante se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Para el caso de una prueba triaxial rápida, en la página ^{247a} se reproduce el formulario a utilizarse para la anotación de los datos y su correspondiente cálculo.

4.7.3. PRUEBA DE COMPRESION AXIAL NO CONFINADA

La prueba de compresión simple es la más usada en los laboratorios de Mecánica de Suelos para los trabajos de rutina. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización; sin embargo, es recomendable que las conclusiones que se deriven de esta prueba vayan siempre sancionadas por un especialista. La prueba queda circunscrita a arcillas y suelos cohesivos, pues en las arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de las muestras.

Este ensayo equivale a una prueba triaxial en la cual el esfuerzo lateral es nulo, o sea $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. Es un ensayo semejante al que se efectúa con cilindros de concreto.

La relación longitud - diámetro de las muestras para el experimento debería ser suficientemente grande para evitar interferencias de planos potenciales de falla a 45° y suficientemente corta para no obtener falla de columna. (Fig. 4-26). La relación L/d que satisface estos criterios es:

$$2 < L/d < 3$$

El espécimen se coloca en la máquina de compresión simple y se-

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

OBRA _____
 LOCALIZACION: _____
 SONDEO N°: _____ ENSAYE N° _____
 MUESTRA N°: _____ PROF.: _____
 DESCRIPCION: _____

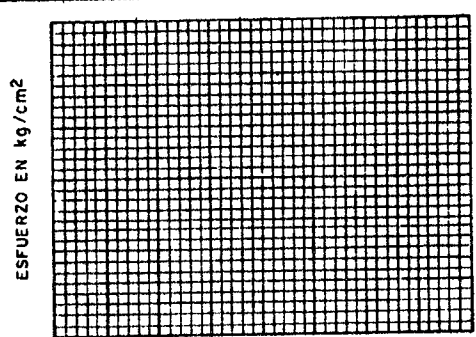
(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

MEDIDAS DE LA MUESTRA:
 D_s = _____ cm A_s = _____ cm² W_i = _____ gr FECHA: _____
 D_c = _____ cm A_c = _____ cm² V_i = _____ cm³ OPERADOR: _____
 D_i = _____ cm A_i = _____ cm² γ_m = _____ Ton/m³ CALCULISTA: _____
 H_m = _____ cm A_m = $\frac{A_s + 4A_c + A_i}{6}$ = _____ cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: _____ σ₃ = _____ kg/cm²

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	l-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo desviador	Contenido de agua	
min	kg	mm	mm	—	—	cm ²	kg/cm ²		
								Cápsula N°	
								Peso cáp. + s. h.	
								Peso cáp + s. s.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES:	
								Cápsula N°	
								Peso cáp. + s. h.	
								Peso cáp. + s. s.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES:	



NOTA: Area correg. = $\frac{A_m}{1 - \text{Def. unit.}}$
 ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: _____

centra en el plato inferior. Un brazo de extensión permite la lectura del micrómetro indicador de la deformación vertical.

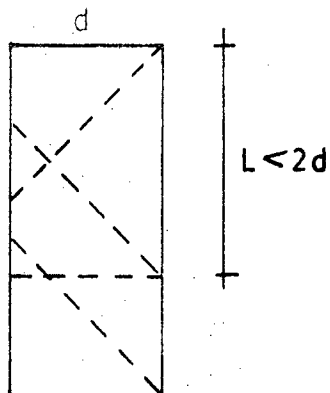


Fig. 4-26. Relaciones de L/d para cualquier ensayo de compresión (inconfiada, triaxial)

Luego se aplica carga a una velocidad tal que haga comprimir al espécimen a razón de 0,5 a 1,0 % de su altura por minuto. La carga queda indicada automáticamente en el micrómetro del anillo de prueba.

El punto de falla se detecta fácilmente cuando el micrómetro del anillo de prueba baja de velocidad, se detiene, titubea y baja mientras que esta aún aplicándosele la carga. Cuando el suelo es una arcilla muy blanda y no se rompe durante la prueba sino que se deforma, entonces se considera como carga de ruptura la que corresponda a una disminución de altura del espécimen de un 20 % de su altura inicial.

El esfuerzo unitario será:
$$\frac{\text{carga}}{\text{área corregida}} = P/A'$$

donde $A' = \frac{A}{1 - \text{deformación unitaria}}$

Con los datos de la prueba se construye una gráfica de esfuerzo-deformaciones unitarias (Fig. 4-27), de la cual se puede obtener el módulo de elasticidad aproximado del suelo y la resistencia a la compresión sin confinar del suelo qu.

También se puede construir el círculo de Mohr, con la finalidad de obtener gráficamente los valores de la cohesión c y del ángulo de fricción interna. (Fig. 4-28).

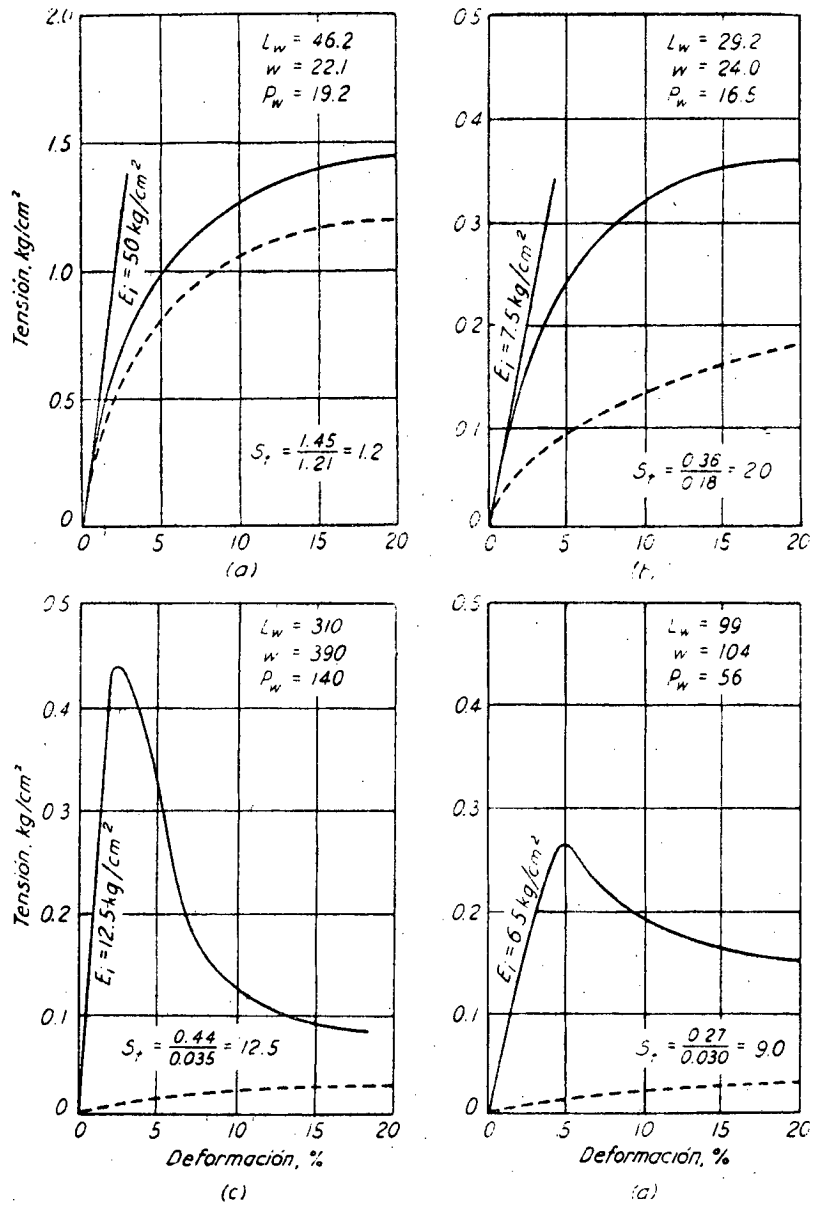


Fig. 4-27 Curvas tensión-deformación en compresión simple para cuatro muestras típicas de arcilla inalteradas (líneas llenas) y amasadas (líneas punteadas).

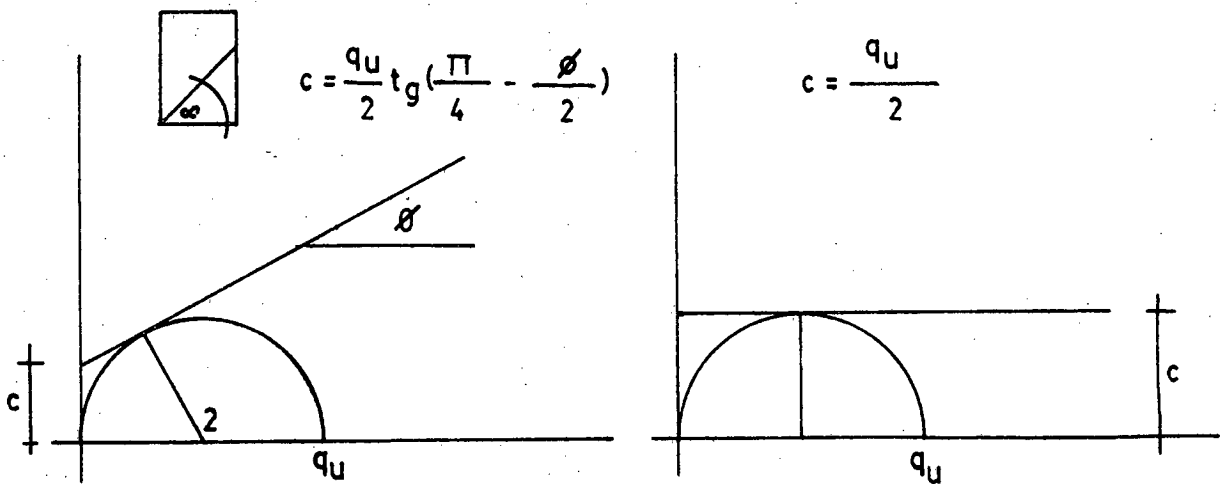


Fig. 4-28. Suelos intermedios

Suelos puramente cohesivos

Tabla 4 - 1. Ventajas, inconvenientes y limitaciones de los distintos aparatos de corte.

	Ventajas	Inconvenientes	Limitaciones
Máquina de corte directo	<p>Simple en su teoría elemental y en su manejo.</p> <p>En el ensayo de suelos incoherentes la preparación de la muestra es más fácil que en el triaxial.</p> <p>Una máquina de gran tamaño permite el ensayo de gravas, arcillas con grava y gravas arcillosas.</p> <p>Permite la rotura de suelos o rocas blandas anisótropos a lo largo de un plano determinado.</p> <p>Se trata de un ensayo de corte plano.</p>	<p>No es fácil controlar el drenaje.</p> <p>El plano de corte está predeterminado.</p> <p>Concentración de tensiones en los extremos y, en consecuencia, rotura progresiva.</p> <p>El área de la muestra disminuye durante el ensayo.</p>	<p>Los ensayos sin drenaje y consolidados sin drenaje sólo se pueden hacer en muestras de arcilla.</p>
Aparato de corte circular.	<p>Adecuado para la investigación de la resistencia al corte de arcillas remoldeadas.</p> <p>El área de la muestra permanece constante durante el ensayo.</p> <p>Uniformidad de la tensión de corte en el plano de rotura.</p> <p>Se trata aproximadamente de un ensayo de corte plano.</p>	<p>Dificultad de preparar la muestra.</p> <p>No es fácil controlar las condiciones de drenaje.</p> <p>El plano de corte está predeterminado.</p> <p>Sólo se conocen las tensiones en el plano de corte.</p> <p>Fricción importante en los anillos.</p>	<p>Los ensayos sin drenaje y consolidados sin drenaje sólo se pueden hacer en muestras de arcilla.</p>

Tabla 4 - 1. Ventajas, inconvenientes y limitaciones de los distintos aparatos de corte.

	Ventajas	Inconvenientes	Limitaciones
Ensayo de corte triaxial	<p>Es fácil controlar las condiciones de drenaje. Permite la medida de presiones intersticiales. Las tensiones están más próximas a la uniformidad que en ningún otro ensayo.</p>	<p>Las placas producen congestión de la muestra en los extremos. El área de la muestra aumenta durante el ensayo. Es difícil preparar muestras de \varnothing 6" (como mínimo) de gravas y arcillas con grava.</p>	



4.7.4. DETERMINACION APROXIMADA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS EN OBRA

4.7.4.1. PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)

Quando en un estudio de suelos se realiza la prueba de penetración estándar, es posible obtener unas relaciones aproximadas entre el número N de golpes de la prueba de penetración normal, la resistencia a la compresión axial no confinada, la consistencia de las arcillas, la compacidad relativa de los suelos granulares y el ángulo de fricción interna. (Tabla 4-2).

N	EN ARCILLAS		Angulo de fricción interna
	q_u , Kg/cm ²	Descripción	
2	0.25	Muy blando	0°
2 - 4	0.25 - 0.5	Blanda	2
5 - 8	0.50 - 1.0	Media	4
9 - 15	1.0 - 2.0	Compacta	6
16- 30	2.0 - 4.0	Muy compacta	12
30	4.0	Dura	14
N	EN ARENAS		Angulo de fricción interna
	Descripción	Compacidad relativa	
0 - 4	Muy floja	0 - 15 %	28°
5 - 10	Floja	16 - 35 %	28 - 30
11 - 30	Media	36 - 65 %	30 - 36
31 - 50	Densa	66 - 85 %	36 - 41
50	Muy densa	86 - 100 %	41

Si las gravas, arenas o mezclas de ellas contienen menos de 5 % de arena fina o limo, aumentese en 5° los valores del ángulo de fricción interna dados en la tabla 4-2.

4.8. TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES BAJO CARGA VERTICAL - CENTRADA

4.8.1. TEORIA DE BELL (ZAPATA CONTINUA)

Un análisis simple y conservador fue deducido por Bell. En este método se sustituye la superficie curva de falla por dos planos rectos, como se indica en la Fig. 4-29.

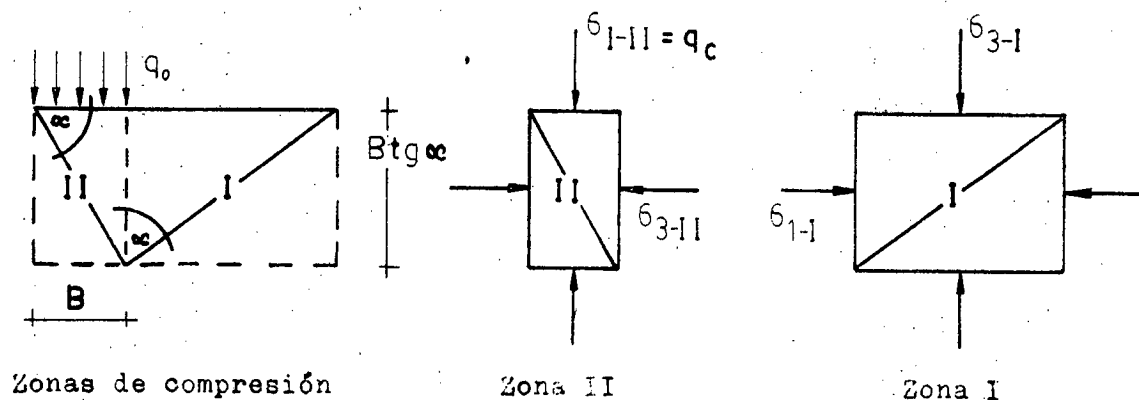


Fig. 4-29. Planos rectos de falla supuestos y zonas prismáticas de compresión triaxial o cortante debajo de una carga uniforme de ancho B .

Se supone una cimentación de ancho B y largo infinito (zapata continua). En el momento de la falla, la cimentación ejerce una presión q_c , que es la máxima capacidad de carga o simplemente la capacidad de carga del suelo. El suelo inmediatamente debajo de la cimentación se supone que está en compresión de manera similar a una muestra en la prueba de esfuerzo cortante triaxial. El esfuerzo principal mayor en esta zona II, es igual a la carga de la cimentación q_c , si se desprecia el peso del suelo debajo de la cimentación. El esfuerzo principal menor en la zona II es producido por la resistencia de la zona I a ser comprimida. La zona I es como una muestra sometida a esfuerzo cortante triaxial, pero acostada, de manera que el esfuerzo principal mayor es horizontal. En el momento de la falla de la cimentación, ambas zonas fallan simultáneamente por esfuerzo cortante y el esfuerzo principal menor de la zona II, σ_{3-II} , es igual al esfuerzo principal mayor de la zona I, σ_{1-I} .

El esfuerzo principal menor de la zona I proviene del promedio del esfuerzo vertical producido por el peso propio del suelo y de cualquier sobrecarga q' (peso del suelo por arriba del nivel de la cimentación: $q' = \gamma D_f$). Fig. 4-30.

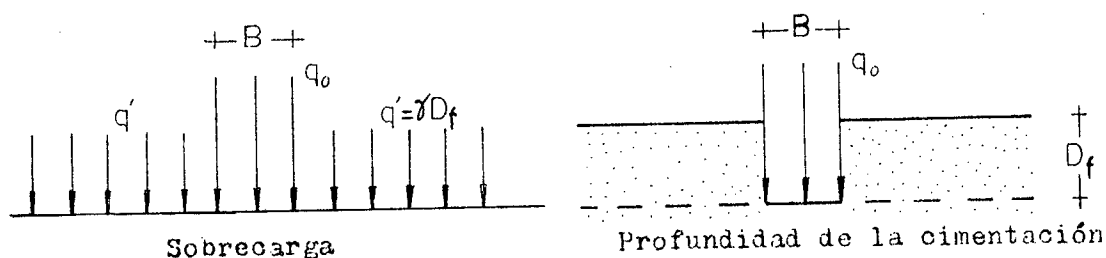


Fig. 4-30. Sobrecarga y profundidad de la cimentación

La altura de la zona de falla es $B \operatorname{tg} \alpha$, siendo α el ángulo de la zona de falla, ($\alpha = 45 + \phi/2$). El esfuerzo principal menor promedio, debido al peso del suelo, es por lo tanto, $\gamma B/2 \operatorname{tg} \alpha$; y el esfuerzo principal menor total es:

$$\sigma_{3-I} = q' + \frac{\gamma B}{2} \operatorname{tg} \alpha \quad (4-11)$$

Si se conoce el esfuerzo principal menor, se puede hallar gráficamente el esfuerzo principal mayor de la zona I por la circunferencia de Mohr. (Fig. 4-31).

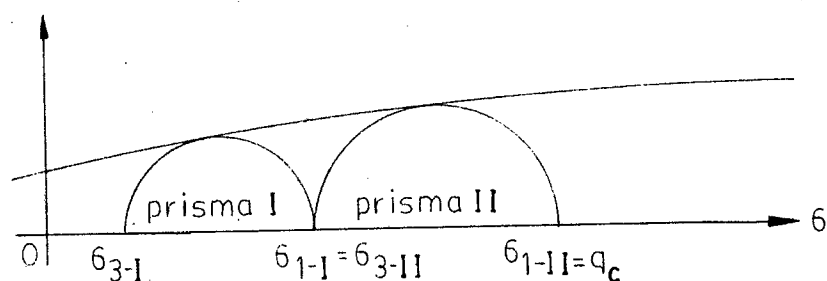


Fig. 4-31

Este es esencialmente el empuje pasivo y es el que resiste la combadura de la zona II. Como este esfuerzo es igual al esfuerzo principal menor de la zona II, una segunda circunferencia de Mohr dará el esfuerzo principal mayor de la zona II, que es la máxima capacidad de carga:

$$\sigma_{1-II} = q_c$$

El análisis gráfico se puede emplear para cualquier suelo sea cual fuere la forma de la envolvente de Mohr. Si ésta se puede aproximar a una línea recta de la forma $s = c + \bar{s} \operatorname{tg} \alpha$, la capacidad de carga máxima q_c se puede hallar también analíticamente por medio de -

un análisis trigonométrico de la circunferencia de Mohr. (Fig. 4 - 32).

Del triángulo ABC: $AB = AC \operatorname{sen} \phi = (OC + AO) \operatorname{sen} \phi$

$$\frac{6_{1-I} - 6_{3-I}}{2} = \left(c \operatorname{ctg} \phi + \frac{6_{1-I} + 6_{3-I}}{2} \right) \operatorname{sen} \phi$$

$$6_{1-I} - 6_{3-I} = \left(2c \operatorname{ctg} \phi + 6_{1-I} + 6_{3-I} \right) \operatorname{sen} \phi$$

$$6_{1-I} - 6_{3-I} = 2c \cos \phi + 6_{1-I} \operatorname{sen} \phi + 6_{3-I} \operatorname{sen} \phi$$

$$6_{1-I} - 6_{1-I} \operatorname{sen} \phi = 6_{3-I} + 6_{3-I} \operatorname{sen} \phi + 2c \cos \phi$$

$$6_{1-I} = 6_{3-I} \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

Por trigonometría se sabe que:

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \left(\frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right)^2 = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \alpha$$

por lo tanto:

$$6_{1-I} = 6_{3-I} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 6_{3-II}$$

$$6_{1-II} = 6_{3-II} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= 6_{3-I} \operatorname{tg}^4 \alpha + 2c \operatorname{tg}^3 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha; \text{ Reemplazando 4-11}$$

$$= q' \operatorname{tg}^4 \alpha + \frac{\gamma_B}{2} \operatorname{tg}^5 \alpha + 2c \operatorname{tg}^3 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha$$

$$= \frac{\gamma_B}{2} \operatorname{tg}^5 \alpha + q' \operatorname{tg}^4 \alpha + 2c (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}^3 \alpha)$$

$$q_c = 6_{1-II} = \frac{\gamma_B}{2} \operatorname{tg}^5 \alpha + 2c (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}^3 \alpha) + q' \operatorname{tg}^4 \alpha$$

$$q_o = \frac{\gamma B}{2} \text{tg}^5 \alpha + 2c (\text{tg} \alpha + \text{tg}^3 \alpha) + q' \text{tg}^4 \alpha \quad (4-12)$$

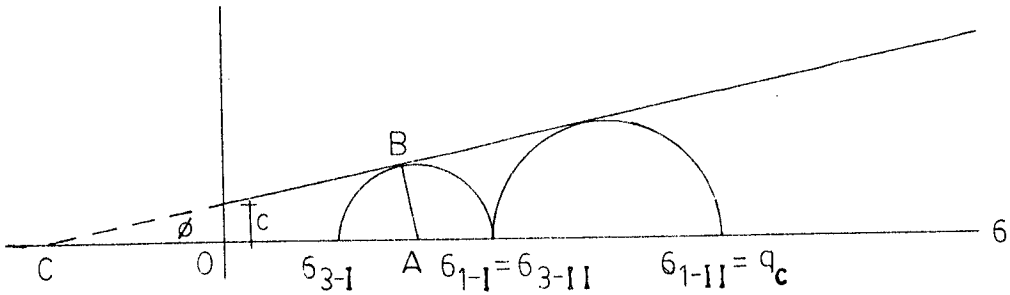


Fig. 4-32. Análisis por la circunferencia de Mohr basado en una envolvente de Mohr de línea recta.

4.8.2. TEORIA DE TERZAGHI

4.8.2.1. ZAPATA CONTINUA

La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y su impacto en la Mecánica de Suelos ha sido de tal trascendencia que aún hoy, es posiblemente la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimentaciones superficiales (aquél en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento). En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga $q = \gamma D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pasa por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo. (Fig. 4-33).

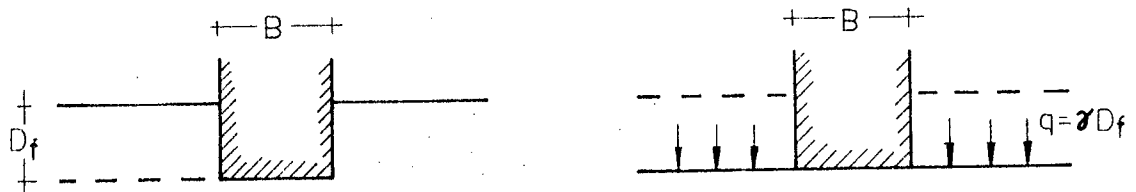


Fig. 4-33. Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso.

Con base en los estudios de Prandtl, Terzaghi propuso el mecanismo de falla que aparece en la Fig. 4-34, para un cimiento poco profundo, de longitud infinita normal al plano del papel (zapata continua).

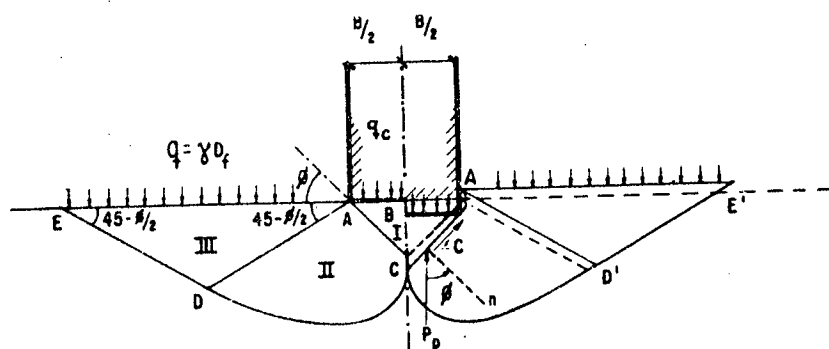


FIG. 4-34 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo ϕ , cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería $45 + \phi/2$. La frontera AD forma un ángulo $45 - \phi/2$, con la horizontal, en cualquiera de los dos casos. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

La penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; éstas comprenden al efecto de la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado, actuante en dichas superficies.

Despreciando el peso de la cuña I y considerando el equilibrio de fuerzas verticales ($\sum F_v$), se tiene que:

$$q_c B = 2 P_p + 2 C \operatorname{sen} \phi \quad (4-13)$$

donde:

q_c : carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo,

P_p : empuje pasivo actuante en la superficie AC,

C: fuerza de cohesión actuante en la superficie AC,

$$\text{Como } C = \frac{c B}{2 \cos \phi}, \text{ se tiene que}$$

$$q_c = \frac{1}{B} (2 P_p + c B \operatorname{tg} \phi) \quad (4-14)$$

El problema se reduce entonces a calcular P_p , única incógnita en la ecuación. La fuerza P_p puede ser descompuesta en tres partes, P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$.

P_{pc} es la componente de P_p debida a la cohesión actuante a lo largo de la superficie CDE,

P_{pq} es la componente de P_p debida a la sobrecarga $q = \gamma D_f$ que actúa en la superficie AE,

$P_{p\gamma}$ es la componente de P_p debida a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento CDE, causados por el peso de la masa de suelo en las zonas II y III.

$$q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} + \frac{1}{2} c B \operatorname{tg} \phi) \quad (4-15)$$

Observando la figura 4-34 puede verse que la componente P_{pc} es proporcional a B y a c. En efecto, si B se duplica, también lo hace la longitud de la superficie de deslizamiento CDE, puesto que duplicar B equivale a dibujar la nueva figura a escala doble. Evidentemente P_{pc} será doble si el valor de c se duplica, independientemente de toda otra consideración. Por ello, podrá escribirse que:

$$P_{pc} = K_c B c$$

donde K_c es una constante que dependerá sólo del valor de ϕ . (En la fig. 4-34 se puede observar que cualquier variación de ϕ trae consigo una variación en la extensión y forma de la superficie de falla).

Análogamente puede observarse que al duplicarse B se duplica la

superficie donde actúa la sobrecarga $q = \gamma D_f$, por lo que P_{pq} resulta -
proporcional al propio valor de q . Por esto podrá escribirse:

$$P_{pq} = K_q B \gamma D_f$$

Con K_q función sólo de ϕ .

Por último, al duplicarse B se cuadruplica el área de las zonas II y III y con ella el peso del material de dichas zonas. Esto se expresa matemáticamente diciendo que $P_{p\gamma}$ es proporcional a B^2 . Por otra parte, es evidente que $P_{p\gamma}$ debe ser proporcional a γ . Puede así escribirse:

$$P_{p\gamma} = K_\gamma \gamma B^2$$

K_γ es también solo función de ϕ .

Llevando estos valores a la ecuación 4-15 se tiene:

$$q_c = \frac{2}{B} \left(K_c B c + K_q B \gamma D_f + K_\gamma \gamma B^2 + \frac{1}{2} B c \operatorname{tg} \phi \right)$$

$$q_c = (2 K_c + \operatorname{tg} \phi) c + (2 K_q) \gamma D_f + (2 K_\gamma) B \gamma$$

Llamando a los términos entre paréntesis N_c , N_q y $\frac{1}{2} N_\gamma$ respectivamente, resulta:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B N_\gamma \gamma \quad (4-16)$$

donde q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por -
unidad de longitud, sin provocar su falla; se expresa en unidades de -
presión. N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen sólo
del valor ϕ , ángulo de fricción interna del suelo y se denominan -
factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga-
y al peso del suelo respectivamente.

Terzaghi calculó algebraicamente los valores de P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$,
obteniendo las siguientes relaciones con los factores de capacidad de
carga:

$$N_c = \frac{2 P_{pc}}{B c} + \operatorname{tg} \phi$$

$$N_q = \frac{2 P_{pq}}{B \gamma D_f}$$

$$N_\gamma = \frac{4 P}{B^2 \gamma}$$

La ecuación 4-16 es la fundamental de la Teoría de Terzaghi y permite calcular en principio la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita. La condición para la aplicación de la fórmula 4-16 a un problema específico es el conocer los valores de N_c , N_q y N_γ en ese problema. Estos factores, como ya se dijo, son solo funciones de ϕ y Terzaghi los presenta en forma gráfica; esta gráfica se recoge en la Figura 4-35.

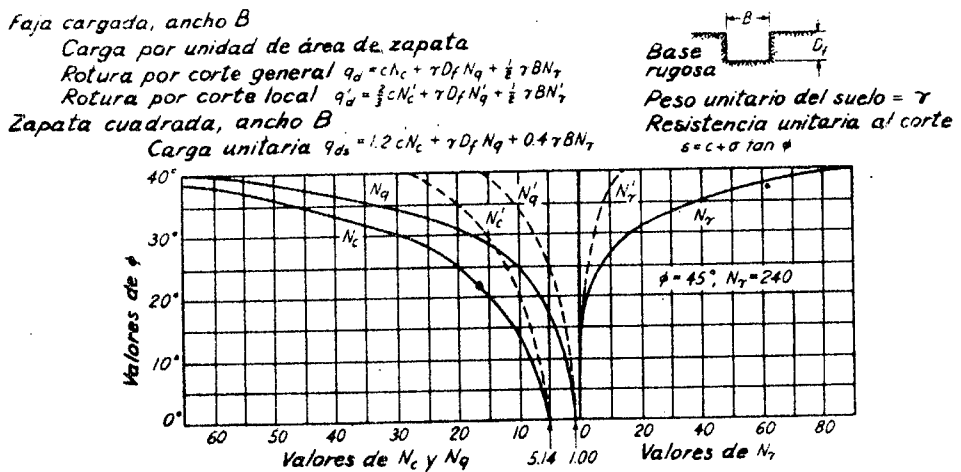


Fig. 4-35 Gráfico que muestra la relación entre ϕ y los coeficientes de capacidad de carga.

Debe notarse que en la figura 4-35 aparecen tres curvas que dan los valores de N_c , N_q y N_γ en función del ángulo ϕ y aparecen también otras tres curvas que dan valores modificados de esos factores, N'_c , N'_q y N'_γ . La razón de ser de estas últimas tres curvas es la siguiente: el mecanismo de falla mostrado en la figura 4-34, supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral, de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente bajo la carga se amplían hasta los puntos E y E', en tal forma que, en el instante de la falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite.

Sin embargo, en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, con curva esfuerzo - deformación como la B de la figura 4-1, en la cual la deformación crece mucho para cargas próximas a la de falla.

Terzaghi considera que al penetrar el cimiento no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos tan lejanos como los E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento que, para fines prácticos, equivale a la falla del mismo. Este último tipo de falla es denominado por Terzaghi local, en contraposición de la falla en desarrollo completo del mecanismo antes expuesto, a la que se llama general.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a falla local de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de c y ϕ para efectos de cálculo; así trabaja con

$$c' = 2/3 c$$

$$\text{tg } \phi' = 2/3 \text{ tg } \phi$$

o sea, asigna al suelo una resistencia de las dos terceras partes de la real; a este suelo equivalente, Terzaghi le aplica la teoría primeramente expuesta.

Dado un ángulo ϕ en un suelo en que la falla local sea de temer, puede calcularse con la expresión $\text{tg } \phi' = 2/3 \text{ tg } \phi$ el ϕ' equivalente. Si con este valor ϕ' se entrara a las curvas llenas de la fig. 4-35, se obtendrían valores de los factores N iguales a los que se obtienen entrando con el ϕ original en las curvas discontinuas, para los factores N' . De este modo Terzaghi evita al calculista la aplicación reiterada de la ecuación anterior.

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a falla local queda dada por la expresión:

$$q_o = 2/3 c N' c + \gamma D_f N' q + 1/2 \gamma B N'_\gamma \quad (4-17)$$

4.8.2.2. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

El gráfico 4-35 que muestra la relación entre ϕ y los coeficientes de capacidad de carga, ha sido construido utilizando las siguientes ecuaciones:

$$N_q = e^{\pi \text{tg } \phi} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4-18)$$

$$N_c = c \operatorname{tg} \phi \quad (N_q - 1) \quad (4-19)$$

$$N_\gamma = 1,8 \operatorname{tg} \phi \quad (N_q - 1) \quad (4-20)$$

Para mayor comodidad, estos factores de capacidad de carga se presentan en forma tabulada, para el caso de falla general y de falla local en la Tabla 4-3.

4.8.2.3. ZAPATAS AISLADAS

El cálculo de las zapatas aisladas es un problema tridimensional que no se sabe abordar actualmente de una forma teórica satisfactoria. A falta de algo mejor se utiliza la fórmula de la capacidad portante de la zapata continua afectando de los oportunos coeficientes correctivos a cada uno de los factores de capacidad portante. Estos coeficientes están elegidos de una forma empírica a la vista de los resultados de ensayos de laboratorio y de comprobaciones llevadas a cabo en zapatas reales.

Terzaghi fue el primero que propuso inicialmente las relaciones que siguen a continuación para el caso de una zapata circular de radio R, cuadrada de lado B y rectangular de lados B y L:

Zapata circular

$$q_c = 1,3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0,6 \gamma R N_\gamma \quad (4-21)$$

Zapata cuadrada

$$q_c = 1,3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (4-22)$$

Zapata rectangular

$$q_c = (1 + 0,2 B/L) c N_c + \gamma D_f N_q + (1 - 0,2 B/L) \gamma B/2 N_\gamma \quad (4-23)$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga se obtienen en la Fig. 4-35 o en la Tabla 4-3, sean los correspondientes a la falla general o a la local, cuando ésta última sea de tener. También debe tenerse presente que todas las fórmulas anteriores son válidas sólo para cimientos sujetos a carga vertical y sin ningun

Tabla 4-3. Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales

Ø	Rotura por corte general			Rotura por corte local		
	N _c	N _q	N _γ	N' _c	N' _q	N' _γ
0	5.14	1	0	5.14	1	0
5	6.47	1.56	0.09	6.01	1.35	0.04
10	8.45	2.49	0.47	7.02	1.82	0.17
11	8.80	2.71	0.50	7.30	1.94	0.22
12	9.29	2.97	0.75	7.54	2.06	0.27
13	9.80	3.26	0.94	7.81	2.17	0.33
14	10.40	3.59	1.16	8.03	2.32	0.39
15	11.0	3.94	1.42	8.34	2.47	0.47
16	11.6	4.33	1.72	8.65	2.63	0.55
17	12.3	4.77	2.07	8.98	2.80	0.65
18	13.1	5.25	2.48	9.27	2.97	0.75
19	13.9	5.80	2.98	9.61	3.16	0.87
20	14.8	6.40	3.54	10.00	3.37	1.01
21	15.8	7.07	4.19	10.44	3.58	1.16
22	16.9	7.83	4.97	10.92	3.82	1.33
23	18.1	8.66	5.85	11.44	4.07	1.52
24	19.3	9.60	6.89	11.65	4.34	1.72
25	20.7	10.7	8.14	12.09	4.62	1.95
26	22.2	11.8	9.48	12.57	4.93	2.21
27	24.0	13.2	11.19	13.11	5.26	2.49
28	25.8	14.7	13.11	13.64	5.61	2.80
29	27.9	16.4	15.36	14.22	5.99	3.15
30	30.1	18.4	18.08	14.84	6.40	3.54
31	32.7	20.6	21.20	15.48	6.84	3.96
32	35.5	23.2	24.97	16.16	7.31	4.44
33	38.7	26.1	29.34	16.86	7.82	4.96
34	42.2	29.4	34.48	17.65	8.37	5.54
35	46.1	33.3	40.71	18.45	8.96	6.18
36	50.6	37.8	48.13	19.32	9.60	6.89
37	55.7	42.9	56.83	20.25	10.3	7.69
38	61.4	48.9	67.36	21.21	11.04	8.55
39	67.9	56.0	80.17	22.25	11.85	9.52
40	75.4	64.2	95.46	23.35	12.73	10.60
41	83.9	73.9	114.07	24.53	13.68	11.80
42	93.7	85.4	136.79	28.00	14.72	13.13
43	105.0	99.0	164.50	27.14	15.84	14.60
44	118.0	115.0	198.16	28.60	17.07	16.25
45	135.0	135.0	241.20	30.14	18.40	18.08
46	152.0	159.0	294.50	31.81	19.86	20.13
47	174.0	187.0	359.03	33.57	21.44	22.40
48	199.0	223.0	443.80	35.50	23.18	24.95
49	230.0	265.0	546.66	37.56	25.08	27.79
50	267.0	319.0	682.16	39.77	27.16	30.97

na excentricidad.

4.8.2.4. APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI A SUELOS PURAMENTE COHESIVOS

Como puede verse en la Tabla 4-3, para un suelo puramente cohesivo ($\phi = 0$) y en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan:

$$N_c = 5,7 \qquad N_q = 1,0 \qquad N_\gamma = 0$$

Con estos valores, la ecuación 4-16 queda:

$$q_c = 5,7 c + \gamma D_f \qquad (4-24)$$

Es costumbre escribir la ecuación 4-24 como:

$$q_c = 2,85 q_u + \gamma D_f \qquad (4-25)$$

Que se visualiza de inmediato teniendo en cuenta que, en los suelos ahora tratados, $q_u = 2 c$, donde q_u es la resistencia a la compresión simple del material. (Fig. 4-36).

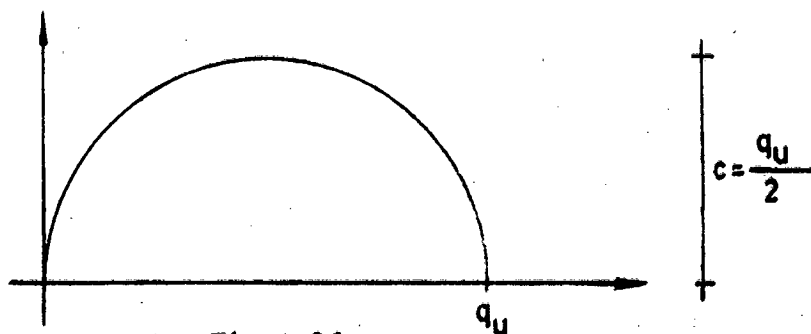


Fig. 4-36

es

La ecuación 4-24 para cimientos de longitud infinita. Su equivalente para un cimiento cuadrado o circular se obtiene de inmediato a partir de las ecuaciones 4-21 y 4-22 y vale:

$$q_c = 1,3 \times 5,7 c + \gamma D_f$$

$$q_c = 7,41 c + \gamma D_f \qquad (4-26)$$

$$q_c = 3,71 q_u + \gamma D_f \qquad (4-27)$$

Para el caso de una zapata rectangular y a partir de la ecuación 4-23 se obtiene la siguiente ecuación:

$$q_c = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) 2,85 q_u + \gamma D_f \quad (4-28)$$

4.8.3. TEORIA DE SKEMPTON (SUELOS PURAMENTE COHESIVOS)

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de N_c , la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo, D . Así, en la Fig. 4-37, los dos cimientos tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de N_c .

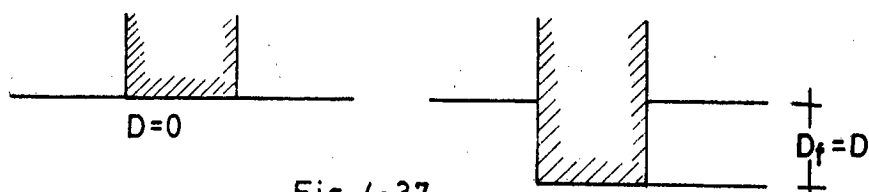


Fig. 4-37

Según Terzaghi, la capacidad de carga no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor del término γD_f , que interviene en la expresión 4-24 o en sus similares. Además, el cimiento más profundo tendría una superficie de falla de mayor desarrollo, en la que la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un mayor valor de N_c . Skempton realizó experiencias tratando de cuantificar estas ideas y encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante. También encontró que N_c crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento, si bien este crecimiento no es ilimitado, de manera que N_c permanece ya constante de una cierta profundidad de desplante en adelante.

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$), una expresión de forma totalmente similar a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f \quad (4-29)$$

La diferencia estriba en que ahora N_c ya no vale siempre 5,7, sino que varía con la relación D/B , en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. En la Fig. 4-38 aparecen los valores obtenidos por Skemp -

ton para N_c , en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares.

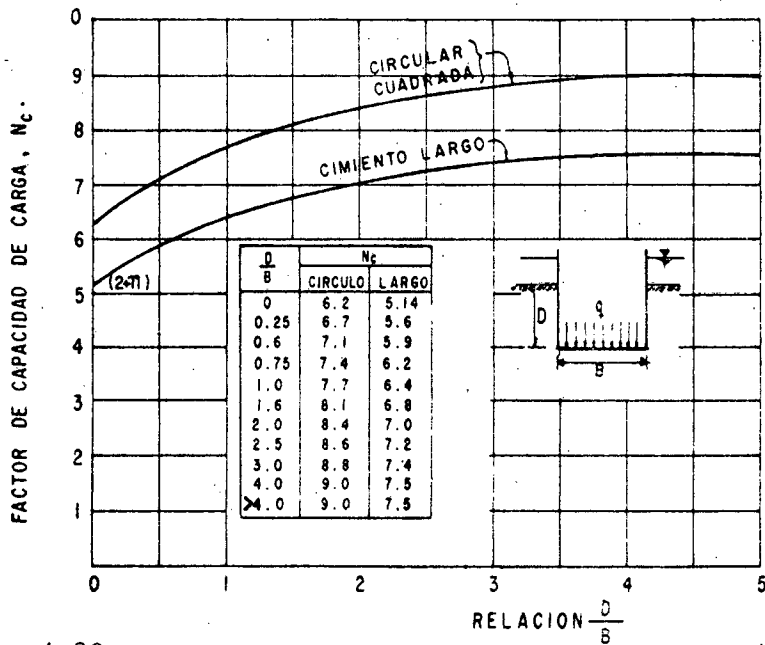


FIG. 4-38 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos

Para valores de D_f/B que no excedan de 2,5, Skempton propuso la siguiente fórmula para la capacidad de carga neta de una zapata rectangular de ancho B y longitud L:

$$q_{c \text{ neta}} = 5 c \left(1 + 0,2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \quad (4-30)$$

En los casos de suelos heterogéneos estratificados debe utilizarse con cuidado el término γD_f , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que, por lo tanto deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo. Lo anterior vale también, por supuesto, para la teoría de Terzaghi.

4.8.4. TEORIA DE MEYERHOFF

En la teoría de Terzaghi, no se toma en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no-

como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esta hipótesis es tanto más alejada de la realidad cuanto más profundo sea el cimiento considerado.

Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia en una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión. En esta teoría y para el caso de zapatas continuas, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en la figura 4-39.

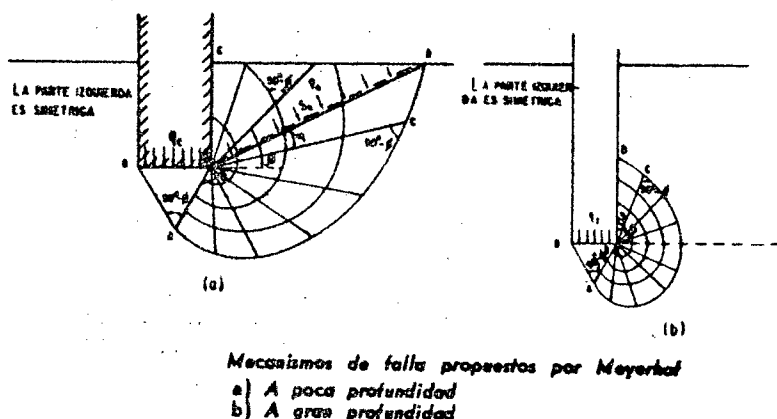


Fig. 4-39

Según Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC , limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña $BCDE$ es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona, en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada superficie libre equivalente y en ella actúan los esfuerzos normales p_0 , y tangenciales s_0 , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE .

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la teoría de Meyerhof es la siguiente:



$$q_c = c N_c + p_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

(4-3)

En la que el sentido de p_o es el indicado anteriormente y las demás letras tienen los significados usuales en este capítulo.

Las diferencias con la ecuación 4-16 son las siguientes:

- 1) p_o ya no es igual a γH ,
- 2) Los factores de capacidad de carga, N_c , N_q y N_γ son diferentes en valor numérico a los que se manejan con la teoría de Terzaghi.

Meyerhof ha substituido su planteamiento original teórico por otro diferente, publicado más recientemente, fundamentado sobre todo en el conocimiento empírico. En su nuevo trabajo Meyerhof utiliza para el caso de cimientos superficiales, a una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi (ecuación 4-16)

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (4-16)$$

Los coeficientes de capacidad de carga propuestos por Meyerhof, para el caso de zapatas continuas, circulares o cuadradas, se indican en la Figura 4-40.

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, Meyerhof indica que los factores de capacidad de carga pueden obtenerse a partir de los correspondientes factores de capacidad de carga de zapatas continuas (líneas llenas de la figura 4-40), pero multiplicados por los denominados factores de forma, de origen empírico, que son:

$$S_c = 1 + 0.2 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{B}{L} \quad (4-32)$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0 \quad (4-33)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{B}{L} \text{ para } \phi > 10' \quad (4-34)$$

De manera que la ecuación de capacidad de carga, para el caso-

de cimientos superficiales rectangulares, es la siguiente:

$$q_c = c N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma \quad (4-35)$$

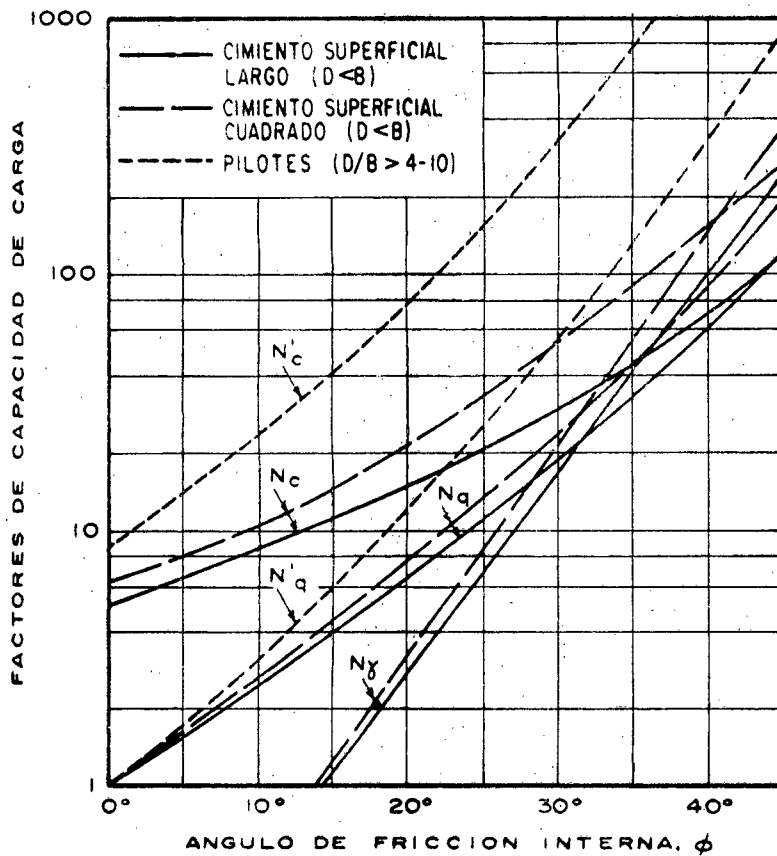


Fig. 4-40. Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales.

La ecuación 4-16 no considera la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, por encima de la cota de cimentación, debido a lo cual la capacidad de un cimiento real, ubicado bajo la superficie, será mayor que la obtenida con las anteriores ecuaciones.

En cimientos superficiales, en que $D_f > B$, el incremento en la capacidad puede afinarse aplicando los siguientes factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los correspondientes factores de capacidad de carga:

$$d_c = 1 + 0.2 \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{D}{B} \quad (4-36)$$

$$d_q = d_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0 \quad (4-37)$$

$$d_{\gamma} = d_{\gamma} = 1 + 0.1 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{D}{B}, \text{ para } \phi > 10' \quad (4-38)$$

Entonces, para cimientos superficiales en que $D_f > 3B$:

Zapatas continuas, circulares o cuadradas:

$$q_c = c N_c d_c + \gamma D_f N_q d_{\gamma} + \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma} d_{\gamma} \quad (4-39)$$

Zapatas rectangulares:

$$q_c = c N_c S_c d_c + \gamma D_f N_q S_q \frac{L}{B} + \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma} \quad (4-40)$$

4.8.5. METODO DEL D.T.U. (DOCUMENTO TECNICO UNIFICADO) SUELO CON ROZAMIENTO INTERNO ($c \neq 0, \phi \neq 0$)

Para los trabajos de edificación se ha elaborado un documento técnico unificado dedicado a las cimentaciones superficiales, en el que se precisan las disposiciones que hay que adoptar para las zapatas, las cargas que hay que tomar en cuenta, y el valor de la capacidad de carga, en función de las características del terreno.

Zapata continua:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma} \quad (4-41)$$

Zapata rectangular de lados B y L ($L \geq B$): (4-42)

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{B L}{2 (B + L)} \left(1 + \frac{B}{2 L} \right) \gamma N_{\gamma}$$

Zapata circular de radio B o cuadrada de lado B:

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma B N_{\gamma} \quad (4-43)$$

Los factores de capacidad de carga que se utilizan en estas ecuaciones, se dan en función del ángulo ϕ en la Tabla 4-4, para ϕ variante de 0 a 50'.

ϕ	N_c	N_q	N	ϕ	N_c	N_q	N
0	5.14	1	0	25	20.7	11.4	11.17
5	6.5	1.55	0.70	30	30.1	20.4	22.7
10	8.34	2.50	1.60	35	46.1	38.5	48.8
15	11.0	4.03	2.97	40	75.3	78.6	114
20	14.8	6.67	5.69	45	134	178	300
25	20.7	11.4	11.17	50	268	464	916

Tabla 4-4. Factores de capacidad de carga según el D.T.U.
(los valores para 5' han sido interpolados).

4.8.6. NORMA DIN

La norma DIN 4017 da un método sencillo para el cálculo de la capacidad de carga. La superficie de deslizamiento más desfavorable se sustituye de forma aproximada por una espiral logarítmica BC, con el polo en M y dos rectas tangentes. Las inclinaciones de las tangentes AB y CD corresponden a las inclinaciones de las superficies de deslizamiento, $45 + \phi/2$ para el caso de empuje activo y $45 - \phi/2$ para el caso de empuje pasivo. Se toma como nivel superior de cálculo la cota de la solera de cimentación. El terreno situado por encima de esta línea (superficie MDEF) se introduce en el cálculo como sobrecarga. (Fig. 4-41). En el caso de una estratificación homogénea, terreno horizontal y nivel freático normal, la capacidad de carga se puede obtener aproximadamente por la siguiente ecuación:

$$q_c = c N_c S_c + \gamma_1 D_f N_q S_q + \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma \quad (4-44)$$

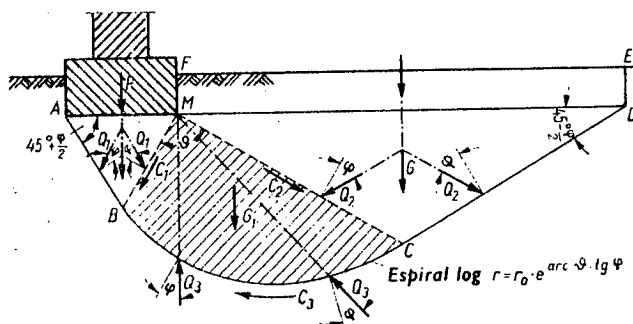


Fig. 4-41. Hundimiento de una cimentación con carga centrada
(Se ha representado un solo lado)

en donde:

c : cohesión del suelo,

N_c, N_q, N_γ : coeficientes de capacidad de carga (Tabla 4-5),

S_c, S_q, S_γ : coeficientes de forma que expresan la influencia de la planta de la cimentación (Tabla 4-6),

γ_1 : densidad aparente del terreno por encima de la cota de cimentación,

γ_2 : densidad aparente del terreno por debajo de la cota de cimentación.

ϕ	N_c	N_q	N	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.1	1.0	0.0	27.5	24.9	13.9	10.4
5	6.5	1.6	0.3	30	30.1	18.4	15.2
10	8.3	2.5	0.7	32.5	37.0	24.6	22.5
15	11.0	3.9	1.6	35	46.1	33.3	33.9
20	14.8	6.4	3.5	37.5	58.4	45.8	54.5
22.5	17.5	8.2	5.0	40	75.3	64.2	81.8
25	20.7	10.7	7.2	42.5	99.2	91.9	131.7

Tabla 4-5. Coeficientes de capacidad de carga, según la norma DIN.

Forma de la cimentación	Coeficientes de forma	
	S_c, S_q	S_γ
Corrida	1.0	1.0
Rectangular	$1 + 0.3 b/a$	$1 - 0.4 b/a$
Cuadrada Circular	1.3	0.6

Tabla 4-6. Coeficientes de forma S. (DIN)

a : longitud de la cimentación en metros,

b : ancho de la cimentación en metros.

4.9. PRESION ADMISIBLE DEL SUELO

4.9.1. TABLAS DE PRESIONES ADMISIBLES

Una cimentación superficial debe cumplir tres requisitos:

A) Profundidad mínima de la cota de cimentación.- Existen varias razones por las cuales una cimentación se sitúa por debajo de la superficie del terreno en lugar de directamente sobre la superficie:

- 1) Para situar la cimentación por debajo de la zona en la que el suelo experimenta cambios de volumen debido a efectos estacionales,
- 2) Para conseguir una capacidad de carga adicional debido al empotramiento parcial,
- 3) Para permitir la eliminación de la capa superficial de tierra vegetal,
- 4) Para evitar tener que levantar la primera planta por encima del nivel del terreno.

Después que una cimentación ha cumplido con los requisitos de ubicación y profundidad mínima, debe satisfacer otras dos condiciones:

- B) Debe ser adecuadamente segura contra una falla dentro de la masa de suelo y,
- C) El asentamiento de la cimentación no debe poner en peligro la estructura.

De los métodos desarrollados para el análisis de la capacidad de carga (Capítulo IV) y del asentamiento (Capítulo II), se deduce claramente que estas dos condiciones son independientes una de otra. Sin embargo, para el proyecto de una cimentación es conveniente conocer la presión máxima que se puede aplicar al suelo sin exceder ninguno de estos dos límites. Este máximo se conoce con el nombre de presión admisible del suelo (p_a).

Antes del siglo XIX, la estructura de la mayoría de los grandes edificios estaba formada de pesadas paredes principales y transversales, algo flexibles. Como dichos edificios podían sufrir grandes asen-

tamientos sin ser dañados, los constructores prestaban poca atención a las cimentaciones. El desarrollo durante el siglo XIX de una industria altamente competitiva, condujo a la demanda de edificios grandes pero económicos. Los tipos de construcciones que se desarrollaron resultaron mucho más sensibles a los asentamientos diferenciales (estructuras de hormigón armado) y, además, muchos de los sitios más adecuados para la construcción de edificios industriales estaban situados en regiones que habían sido antes descartadas debido a las conocidas malas condiciones del subsuelo.

En la década que siguió al año 1870, se desarrolló en varios países el concepto de la presión admisible del suelo (p_a). Este concepto se basó en el hecho evidente de que bajo condiciones bastante similares del suelo, las zapatas que transmiten presiones de alta intensidad al subsuelo sufren generalmente asentamientos mayores que aquellas que transmiten presiones de baja intensidad. Con ésta idea, los proyectistas empezaron a observar las condiciones en que se encontraban los edificios soportados por zapatas que ejercían distintas presiones sobre el suelo.

Las presiones transmitidas por las zapatas de aquellos edificios que sufrieron daños debidos a asentamientos, se consideraron demasiado grandes para las condiciones del subsuelo existentes debajo de las mismas. Fue tomada como satisfactoria la máxima presión para la cual no se había producido daño estructural, y esta presión considerada como la presión admisible del suelo. Los valores obtenidos por este procedimiento empírico, para cada tipo de suelo de una localidad dada, fueron reunidos en una tabla de presiones admisibles, que luego se incorporaba en el reglamento de edificación de dicha localidad.

A continuación se presentan varias tablas de presiones admisibles de diferentes localidades, las cuales pueden tomarse simplemente como valores referenciales.

TABLA 4-7 Presión sobre el suelo de cimentación

Grupo	Clase	Presión admisible en kg/cm ²					Precauciones a tomar	Clasificación como suelo de cimentación	
		Profundidad de la cimentación en m							Correcciones
		0	0,5	1	2	≥3			
Rocas	No estratificadas	30	40	50	60	60	Los valores reseñados corresponden a rocas sanas con alguna grieta. En las rocas muy agrietadas, meteorizadas o poco metamorfoseadas, los valores se reducirán prudencialmente.	Excelentes a buenos	
	Estratificadas	10	12	16	20	20			
Terrenos sin cohesión	Graveras	—	4	5	6,3	8	Para cimientos de anchura inferior a un metro, los valores de la tabla se multiplicarán por dicha anchura expresada en metros. Si el nivel freático dista del plano de cimentación menos de la anchura se multiplicará por 0,8. Los valores de la tabla corresponden a suelos compactos que precisan el pico para removerlos. Si la pala penetra con dificultad se multiplicarán por 0,8. Si se remueven fácilmente con pala se multiplicarán por 0,5.	Muy buenos a buenos	
	Arenosos gruesos	—	2,5	4,2	4	5			
	Arenosos finos	—	1,6	2	2,5	3,2			
Terrenos coherentes	Arcilloso duro	—	—	4	4	4	Se comprobará que la carga total de cada cuerpo de edificación disminuida en el peso del terreno excavado y dividida por la superficie que ocupa en planta no exceda de los valores de la tabla multiplicados por 0,5. Si no se verifica, procede efectuar sótanos para excavar más terreno o variar de sistema de cimentación.	Buenos a malos	
	Arcilloso semiduro	—	—	2	2	2			
	Arcilloso blando	—	—	1	1	1			
	Arcilloso fluido	—	—	0,5	0,5	0,5			
Terrenos deficientes	Fangos	Se habrán de determinar en cada caso					Asesorarse por personal especializado.	Malos a muy malos	
	Terrenos orgánicos								
	Rellenos sin consolidar								

NOTA: Cuando la actuación de las cargas sobre cimiento produzca, por su excentricidad, presiones no uniformes sobre el terreno, se admitirá en los bordes un aumento del 25 % siempre que en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no se exceda de los valores indicados.

Material	Capacidad de carga Kg/cm ²	
	Profundidad aproximada 90 cm	Profundidad aproximada 1.8 a 3.0 metros
Limo blando y fango	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5
Limo (húmedo, pero confina- do)	1 - 2	1.5 - 2
Arcilla blanda	1 - 1.5	1 - 1.5
Arcilla densa firme	2 - 2.5	2.5 - 3
Arcilla y arena mezcladas (firme)	2 - 3	2.5 - 3.5
Arena fina (húmeda, pero - confinada)	2	2 - 3
Arena gruesa	3	3 - 4
Grava y arena gruesa	4 - 5	5 - 6
Grava cementada y arena gruesa	5 - 6	6 - 8
Roca en mal estado	7 - 10	7 - 10
Roca firme sana	20 - 40	20 - 40

Tabla 4-8. Valores aproximados de la presión admisible en los materiales de cimentación.

Profundidad de cimentación	Arena fina a media (Tamaño 0,06 a 0,6 mm)				Arena gruesa a grava (Tamaño 0,6 a 60 mm)			
	para un ancho mínimo de la cimentación							
	0.4 m	1.0 m	5.0 m	10.0 m	0.4 m	1.0 m	5.0 m	10.0 m
0.5 m	1.5	2.0	2.5	3.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1.0 m	2.0	3.0	4.0	5.0	2.5	3.5	5.0	6.0
2.0 m	2.5	3.5	5.0	6.0	3.0	4.5	6.0	8.0

Tabla 4-9. Presiones admisibles (Kg/cm²) en condiciones normales de cimentación.

- En casos intermedios se puede interpolar linealmente.

Terreno aluvial	5
Arcilla suave	10
Arcilla firme	20
Arena húmeda	20
Arena y arcilla mezcladas	20
Arena fina seca	30
Arcilla dura	40
Arena gruesa seca	40
Grava	60
Grava y arena bien cementadas	80
Pizarra dura	100
Roca mediana	190
Roca dura	780

Tabla 4-10. Presiones admisibles de diferentes tipos de terrenos para cimentación, en Toneladas por metro cuadrado.

Descripción de la arcilla	N	q_u	p_a	p_a
			cuadrada	continua
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 0.25	Menos de 0.30	Menos de 0.22
Blanda	2 - 4	0.25-0.50	0.30-0.60	0.22-0.45
Mediana	4 - 8	0.50-1.0	0.6-1.2	0.45-0.9
Compacta	8 - 15	1.0 - 2.0	1.2-2.4	0.9 -1.8
Muy compacta	15 - 30	2.0 - 4.0	2.4-4.8	1.8 -3.6
Dura	Más de 30	Más de 4	Más de 4.8	Más de 3.6

Tabla 4-11. Presiones admisibles recomendables en arcillas.

- N: Número de golpes en el ensayo de penetración estándar,
 q_u : Resistencia a compresión simple en Kg/cm^2 ,
 p_a : presión admisible aconsejable en Kg/cm^2 para coeficiente de seguridad de 3.

Infortunadamente el uso de tablas de presiones admisibles crea con frecuencia dificultades. Las características del suelo dadas en la tabla se definen por una simple descripción en la que generalmente no se mencionan las propiedades más importantes, y además las tablas no reflejan la influencia del tamaño y peso de la estructura. Estas omisiones han fomentado la creencia de que el asentamiento de un edificio será uniforme, toda vez que la presión que las zapatas transmiten al suelo sea igual a su presión admisible. Muchas de las cimentaciones proyectadas en base a la presión admisible del suelo dada en las tablas se comportaron en forma completamente satisfactoria, pero de tanto en tanto aparecía alguna sorpresa y las estructuras se asentaban en exceso.

4.9.2. PRUEBA DE CARGA

4.9.2.1. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA, q_c .

Esta prueba para determinar la presión admisible en el suelo, se desarrolló debido a los fracasos cuando se empleaban las tablas para proyectar las cimentaciones.

Cuando se realiza esta prueba, se obtiene la curva carga-asentamiento, la misma que puede tener diferente forma, de acuerdo a las características del suelo en el cual se hace la prueba. Generalmente se presentan dos tipos de curvas; (Fig. 4-1):

- 1) Sobre suelo denso o compacto. En este caso, la capacidad de carga se define como la abscisa de la tangente vertical a la curva,
- 2) Sobre suelo suelto o blando. La capacidad de carga no está bien definida en la curva. En este caso, se toma generalmente como capacidad de carga la abscisa del punto en que la curva se hace muy empinada y recta.

Después de haber determinado la máxima capacidad de carga de un estrato mediante la prueba de carga, es necesario interpretar sus resultados en términos de la cimentación de tamaño natural. La interpretación debe basarse mayormente en la teoría, porque han sido muy

pocas las observaciones dignas de confianza para poder correlacionar el comportamiento de la cimentación con los resultados del ensayo de carga.

Como la capacidad de carga de una cimentación en suelo arcilloso es independiente del ancho del área cargada, la presión crítica - determinada por la prueba de carga es la misma para cualquier tamaño de cimiento:

$$q_c \text{ (cimentación)} = q_c \text{ (prueba de carga)} \quad (4-45)$$

En las arenas y gravas la capacidad de carga aumenta en proporción directa al ancho del área cargada, y por lo tanto, hay que aplicar la siguiente corrección:

$$q_c \text{ (cimentación)} = q_c \text{ (prueba de carga)} \frac{B \text{ cimentación}}{b \text{ placa ensayo}} \quad (4-46)$$

4.9.2.2. DETERMINACION DE LA PRESION ADMISIBLE

La presión admisible se determina aplicando al valor de la capacidad de carga un coeficiente de seguridad de 3 en el caso de zapatas redondas, cuadradas o poco alargadas y de 4 para zapatas continuas o muy alargadas.

También se puede aplicar la siguiente ecuación, recomendada por Terzaghi:

$$p_a = \frac{q_c}{4} \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) \quad (4-47)$$

donde B y L son las dimensiones de la zapata, siendo $B < L$.

Cuando por cualquier motivo se pudiera llegar a obtener la máxima capacidad de carga en la prueba de carga, la presión admisible se deberá definir a partir del diagrama carga - asentamiento.

El comité francés de Mecánica del Suelo propone el siguiente procedimiento. Si Q es la máxima carga alcanzada y e_0 es el asentamiento residual estabilizado después de haber eliminado tal carga, se determinarán los valores Q_3 , Q_{10} , Q_{20} y las correspondientes ten-

siones unitarias:

$$q_3 = \frac{Q_3}{A}, \quad q_{10} = \frac{Q_{10}}{A}, \quad q_{20} = \frac{Q_{20}}{A}$$

A: área de la placa.

A partir de los asentamientos residuales convencionales de 3 mm, 10 mm y 20 mm, hallados trazando rectas paralelas a la rama de descarga, se determinará la presión admisible de forma que sea igual al más-pequeño de los valores siguientes:

$$q_3, \quad 2/3 q_{10}, \quad 1/2 q_{20}$$

Terzaghi propone un método empírico aún más simple: la presión-admisible p_a es igual a la mitad del valor para el cual una placa cuadrada de 0,3 m de lado se asienta 1.25 cm.

4.9.3. ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)

DETERMINACION DE LA PRESION ADMISIBLE p_a

Para determinar la presión admisible en función de los resultados del ensayo de penetración estándar, es necesario estimar primero - en forma aproximada el ancho B de la zapata más grande. Entre la cota de cimentación y la profundidad B debajo de la zapata, debe realizarse un ensayo de penetración estándar cada metro de profundidad. El promedio de los N de esta zona indica la densidad relativa de la arena situada dentro de la profundidad activa. Si los ensayos realizados en - distintos sondeos proporcionan diferentes valores de N, para determinar la presión admisible debe utilizarse el menor de los términos medios (\bar{N}).

Terzaghi, atendiendo a criterios de deformación y limitando los asentamientos a 2.54 cm, determina la presión admisible en arenas secas a partir de las siguientes expresiones:

$$\text{Si } B \leq 1.30 \text{ m, } p_a = \frac{\bar{N}}{8} \quad (4-48)$$

$$\text{Si } B > 1.30 \text{ m, } p_a = \frac{\bar{N}}{12} \left(1 + \frac{1}{3.3 B} \right)^2 \quad (4-49)$$

Siendo B el ancho de la zapata, expresado en metros.

Recordamos que el valor de \bar{N} se lo obtiene a partir de la prueba de penetración estándar de la siguiente manera:

1) Los valores de N (número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro 30 cm) obtenidos en cada sondeo, deben corregirse según las fórmulas siguientes:

Para limos y arenas finas saturadas, los valores de N mayores que 15 se deben corregir usando la fórmula:

$$N \text{ corregida} = 15 + \frac{N - 15}{2} \quad (4-50)$$

Para ensayos a profundidades mayores de 2 m, los valores de N se corrigen con la fórmula: (4-51)

$$N \text{ corregida} = N \left(0.77 \log \frac{195.2}{\bar{p}} \right)$$

donde \bar{p} es la presión vertical efectiva por sobrecarga en $\frac{T}{m^2}$ a la elevación de la prueba de penetración ($\bar{p} = \gamma h$).

La ecuación 4-51 es válida para $\bar{p} \geq 2.5 \text{ Ton/m}^2$.

2) Luego de obtenidos los valores de N corregidos, se saca el promedio de los valores comprendidos entre la cota de cimentación y la profundidad B por debajo de la base del cimiento. Fig. 4-42.

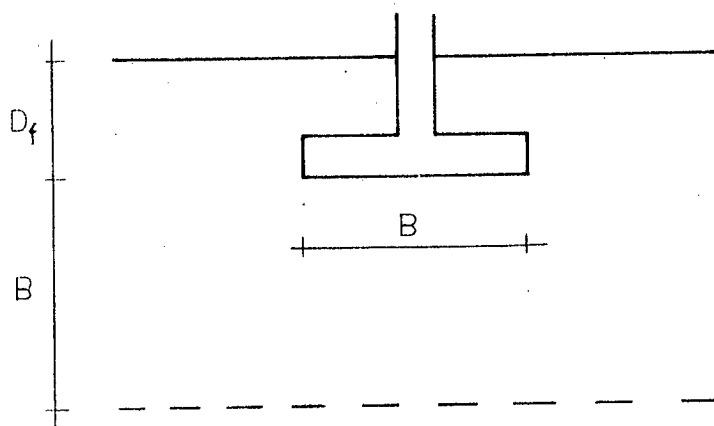


Fig. 4-42

En el caso de suelos granulares, Meyerhof propone la siguiente ecuación:

$$p_a = 3.3 \bar{N} B \left(1 + \frac{D_f}{B} \right) \frac{1}{40} \text{ en Kg/cm}^2 \quad (4-52)$$

Cuando las arenas contengan arcillas o bien se hallen anegadas, la capacidad de carga a través de esta fórmula deberá ser minorada en un 50 %, o sea que para arenas arcillosas o suelos granulares bajo el nivel freático:

$$p_a = 3.3 \bar{N} B \left(1 + \frac{D_f}{B} \right) \frac{1}{80} \quad (4-53)$$

Existe un procedimiento gráfico para determinar la presión admisible para zapatas en arena y consiste en lo siguiente:

Luego de obtenido el valor de \bar{N} , la presión admisible se obtiene del gráfico de la Fig. 4-43, en la cual las curvas representan la relación entre el ancho B de la zapata y la presión del suelo que produce un asentamiento de la misma igual a 2.5 cm, siempre y cuando la zapata descansa sobre una arena para la cual el número de golpes N - tenga el valor indicado en la curva que se utiliza. Si N tiene un valor intermedio, la presión admisible puede obtenerse por interpolación lineal.

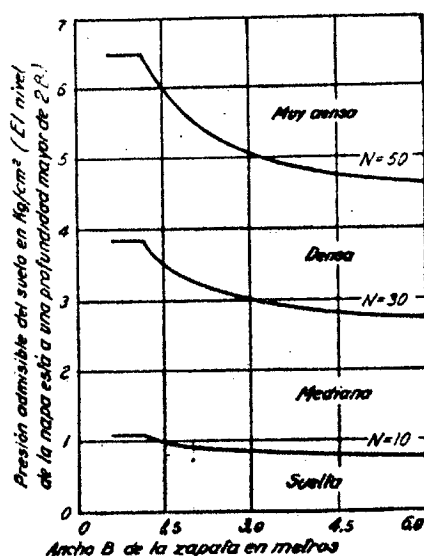


Fig. 4-43 Gráfico para determinar la presión admisible del suelo para zapatas en arena, en función de los resultados de ensayos normales de penetración.

La determinación de la presión admisible, para un asentamiento máximo de 2.54 cm, de cimentaciones colocadas sobre suelos granulares no cohesivos, puede también determinarse por medio de la expresión siguiente:

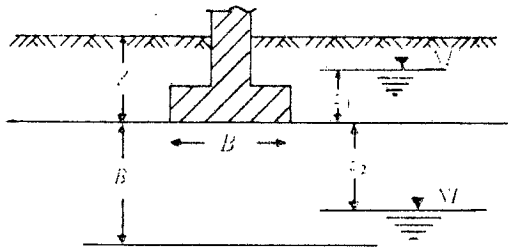
$$p_a = 720 (\bar{N} - 3) \left(\frac{B + 1}{28} \right)^2 4.88 R \quad (4-54)$$

siendo:

p_a : presión admisible en Kg/cm^2 ,

B : ancho de la cimentación en pies,

R : factor de corrección que depende de la posición del nivel de las aguas freáticas y que puede obtenerse de las gráficas de la Fig. 4-44.



(a)

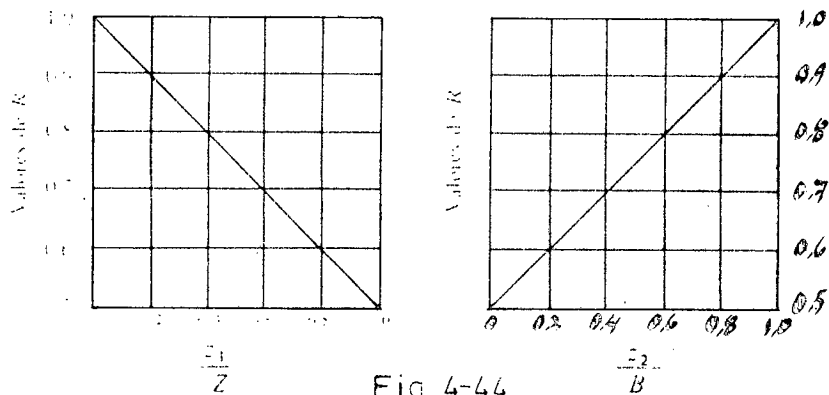


Fig. 4-44

El valor de la presión admisible puede ser incrementado linealmente, multiplicándolo por el factor $(1 + z/B)$, con un valor límite de dos cuando z/B sea mayor que uno.

En el caso de arcillas, la presión admisible, puede calcularse mediante la expresión:

$$p_a = 0.133 \bar{N} \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) \text{ en } \text{Kg/cm}^2 \quad (4-55)$$

Siendo B y L las dimensiones de la zapata y donde $L > B$.

Existe otro procedimiento gráfico para determinar la presión admisible en suelos granulares, en arcillas y en mezclas de suelos, que viene indicado en la Fig. 4-45.

288 Mecánica de Suelos

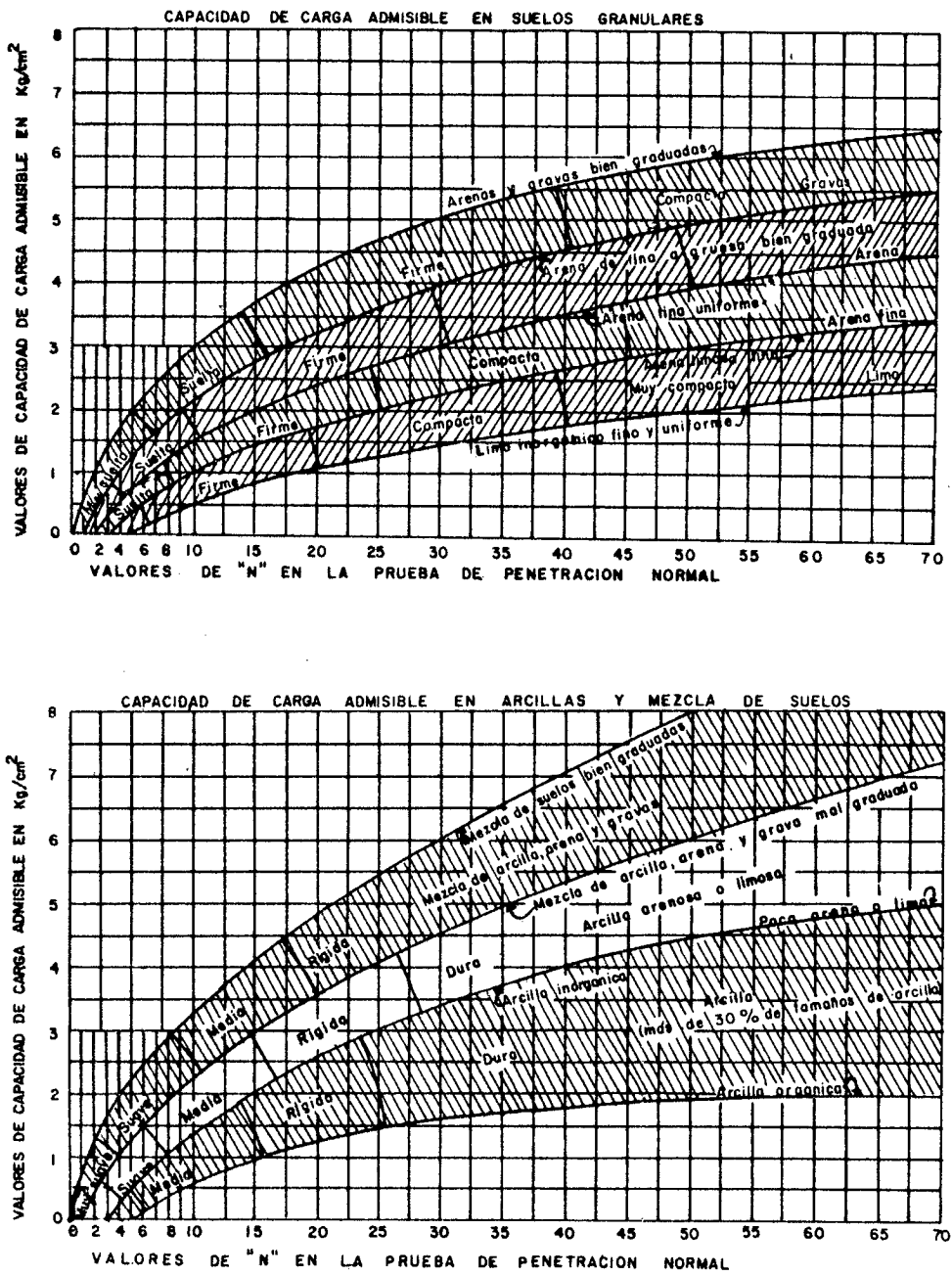


Fig. 4-45

4.9.4. PROCEDIMIENTO ANALITICO PARA DETERMINAR LA PRESION ADMISIBLE Y PROYECTAR LAS CIMENTACIONES

La determinación de la presión admisible para el proyecto de una cimentación sigue los siguientes pasos:

- 1) Luego de haber realizado el análisis de capacidad de carga y obtenido el valor de la presión admisible, se realiza el prediseño de la cimentación,
- 2) Se hace un análisis del asentamiento para determinar si es o no excesivo,
- 3) Se revisa el valor de la presión admisible para, de acuerdo con los resultados de los análisis, reducir el asentamiento o mejorar la economía (en el caso de que el asentamiento sea tan bajo que vuelva antieconómico al proyecto).

Para hacer estos análisis el ingeniero debe tener datos exactos del suelo debajo de la cimentación y de la estructura que se construirá sobre la cimentación. Los datos del suelo incluyen la profundidad y el espesor de los estratos de suelo y roca, el nivel del agua subterránea y las propiedades físicas de cada suelo, entre ellas su resistencia y su compresibilidad. Si el depósito de suelo es uniforme, los análisis se basarán en las propiedades promedio de cada material; si el suelo es variable los análisis se basarán en la peor combinación de las propiedades del suelo que se determinaron en los ensayos.

4.10 FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad de una cimentación FS , es la razón entre la máxima capacidad de carga q_c y la presión real en cimiento q . La capacidad de carga admisible q_a , es la máxima capacidad de carga dividida por el factor de seguridad mínimo permisible FS_{\min} :

$$FS = \frac{q_c}{q} \qquad q_a = \frac{q_c}{FS_{\min}} \qquad (4-56)$$

La presión admisible p_a en la cimentación, no puede exceder la-

capacidad de carga admisible q_a y corrientemente es menor.

El factor de seguridad que se fije depende de la seguridad en cuanto a las condiciones del suelo, a las cargas de la estructura y a los riesgos que se correrían si se produjera una falla de capacidad de carga del suelo. Cualquier cambio que en el futuro se pueda producir en el lugar, como la elevación del nivel freático o las excavaciones adyacentes a la cimentación, deben tenerse en cuenta en la ecuación de la máxima capacidad de carga o en su lugar incluirse en el factor de seguridad.

El factor de seguridad que se recomienda para construcciones temporales, en las que una falla pudiera ser inconveniente pero no deastrosa, es 1.5. Para la mayoría de los casos de proyectos estructurales, donde los datos del suelo y de las cargas son razonablemente exactos, se emplea un factor de seguridad de 2.5 para la carga permanente y toda la carga accidental. Si gran parte de la carga accidental no suele aplicarse, se permite un factor de seguridad mínimo de 2. Cuando las condiciones son dudosas, un factor de seguridad de 4 es a veces una garantía.

4.11 PESO UNITARIO DEL SUELO (γ)

Para el cálculo de la capacidad de carga, es necesario conocer el peso unitario de los diferentes estratos de suelo, en su estado natural, de la zona donde se va a proyectar la cimentación, tanto de los estratos ubicados por encima de la cota de cimentación como por debajo de ella. Este valor (γ) deberá determinarse en el laboratorio; sin embargo, a continuación se presenta algunas tablas que dan el valor del peso unitario de diferentes tipos de suelos y que servirán como valores de referencia.

Tipo de suelo	Peso unitario T/m^3		
	Sobre el agua		Sumergida
	Húmeda	Saturada	
Arena suelta	1.7	1.9	0.9
Arena media	1.8	2.0	1.0
Arena densa	1.9	2.1	1.1
Grava	1.7	2.0	1.0
Grava arenosa heterogénea	1.9	2.1	1.1
Arcilla semidura	2.1		1.1
Arcilla firme	2.0		1.0
Arcilla blanda	1.8		0.8
Arcilla arenoso, firme o dura	2.2		1.2
Arcilla arenosa blanda	2.1		1.1
Limo firme o duro	2.0		1.0
Limo blando	1.9		0.9
Arcilla orgánica, limo y cieno, no fibrosos	1.7		0.7
Turba	1.1		0.1

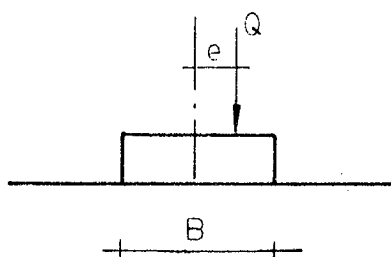
Tabla 4-12. Valores característicos de suelos granulares y cohesivos en T/m^3 .

Tipo de suelo	N (SPT)	T/m^3	Condición
Arenas y gravas finas (suelos húmedos)	0 - 4	1.1 - 1.6	Muy suelta
	4 - 10	1.4 - 1.8	Suelta
	10 - 30	1.7 - 2.0	Media
	30 - 50	1.7 - 2.2	Densa
	50	2.0 - 2.3	Muy densa
Arcillas y limos (suelos saturados)	0 - 4	1.6 - 1.9	Blanda
	4 - 8	1.7 - 2.0	Media
	8 - 32	1.9 - 2.2	Dura
	32	2.0 - 2.2	Muy dura

4.12 CIMENTACIONES CON CARGA INCLINADA Y/O EXCÉNTRICA TEORIA DE MEYERHOF

4.12.1. EFECTO DE LA EXCENTRICIDAD

Si la carga que actúa en el cimiento es excéntrica, el momento de volcamiento reduce la capacidad de carga de la cimentación. Meyerhof recomienda utilizar las mismas fórmulas propuestas por él para el caso de cargas axiales, pero reemplazando el valor de B por el de B' :

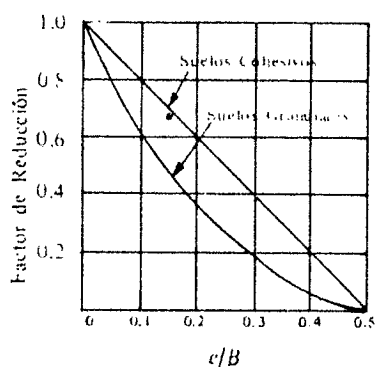


$$B' = B - 2e \quad (4-57)$$

En el caso de una cimentación rectangular con carga excéntrica en las dos direcciones, el criterio anterior se aplica independientemente a las dos dimensiones del cimiento.

Otro procedimiento, propuesto también por Meyerhof, para el cálculo de la capacidad de carga de una zapata con carga excéntrica, es el siguiente:

Se determina la capacidad de carga de la cimentación suponiendo que la carga está centrada, y el resultado se multiplica por el factor de reducción que corresponda, determinado en la Fig. 4-46.



e = excentricidad de la carga, cm
 B = ancho de la cimentación, cm

Fig. 4-46

4.12.2. EFECTO DE LA CARGA INCLINADA

Meyerhof ha propuesto los factores de inclinación para corregir a los factores de capacidad de carga utilizados para el caso de carga

axial. Estos factores de inclinación están dados por:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad (4-58)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \quad (4-59)$$

Estos números multiplicarán a los respectivos factores de capacidad, obtenidos de la Fig. 4-40.

También Meyerhof propone que la capacidad de carga de cimentaciones con carga centrada, pero inclinada, debe determinarse asumiendo que la carga está aplicada verticalmente y luego corregirse por el factor R_i , obtenido de la Fig. 4-47.

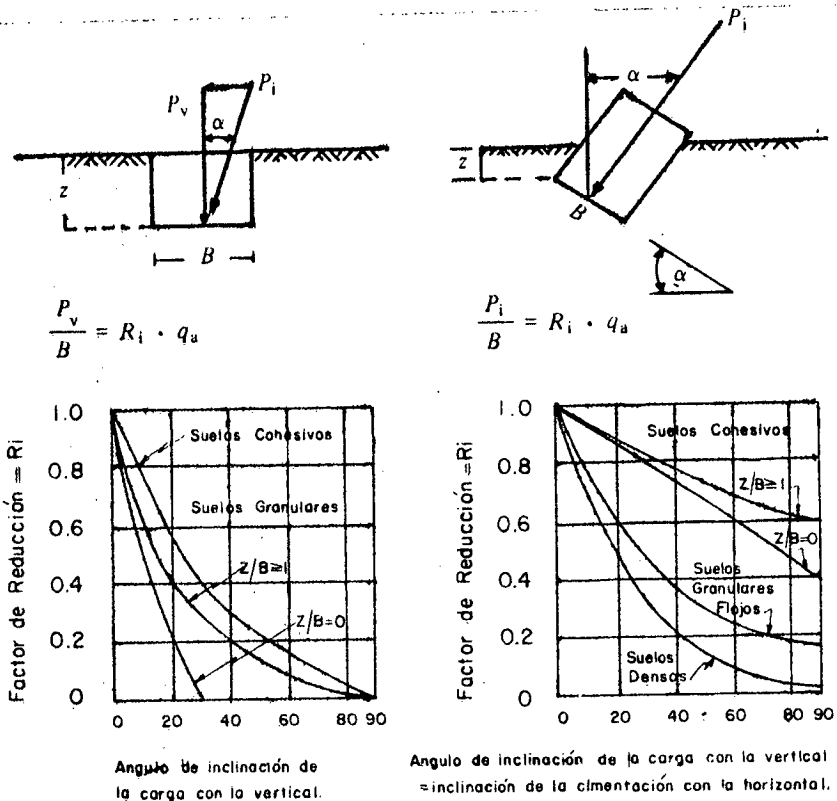


Fig. 4-47

4.12.3. CAPACIDAD DE CARGA BAJO FUERZAS EXCENTRICAS E INCLINADAS

Zapatas continuas, circulares o cuadradas.

Meyerhof ha propuesto la siguientes relación a utilizar cuando -

las cargas sobre zapatas continuas están inclinadas y tienen una excentricidad respecto al centroide de la zapata. Fig. 4-48.

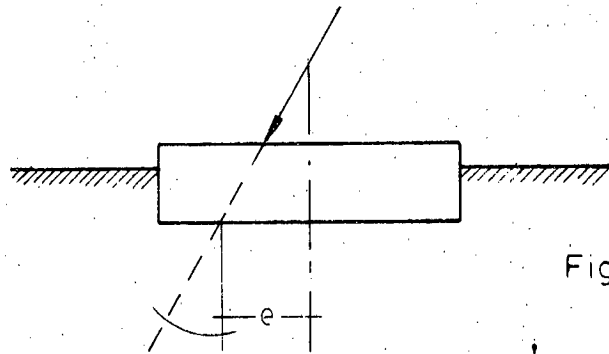


Fig. 4-48

$$q_c = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma D_f N_q + d_{\gamma} i_{\gamma} \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma} \quad (4-60)$$

Zapatas rectangulares

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares sometidos a la acción de una carga excéntrica e inclinada: (4-61)

$$q_c = d_c i_c S_c c N_c + d_q i_q S_q \gamma D_f N_q + d_{\gamma} i_{\gamma} S_{\gamma} \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma}$$

4.13. CIMENTACION SITUADA SOBRE UN TALUD

La determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones-desplantadas en terrenos inclinados puede hacerse con las fórmulas:

Para zapatas continuas,

$$q_c = c N_{og} + 0.5 B \gamma N_{wq} \quad (4-62)$$

Para zapatas cuadradas,

$$q_c = 1.3 c N_{og} + 0.4 B \gamma N_{wq} \quad (4-63)$$

Para conocer N_{og} hay que determinar el factor de estabilidad F_e con la siguiente fórmula:

$$F_e = \frac{\gamma z}{c} \quad (4-64)$$

siendo:

γ : peso unitario del suelo,

c: cohesión del suelo.

Los factores N_{og} y N_{wq} se obtienen de la Fig. 4-49, usando las líneas llenas si $z/B = 0$, y las punteadas si $z/B = 1$.

Para encontrar la capacidad de carga admisible se debe utilizar un factor de seguridad de 3.

CAPITULO VANALISIS DE CIMENTACIONES EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

5.1. CIMENTACIONES EN ARCILLA O EN LIMO PLASTICO

5.1.1. CARACTERISTICAS IMPORTANTES DE LOS DEPOSITOS DE ARCILLA

Las arcillas pueden encontrarse en estados que varían de los correspondientes a las blandas normalmente consolidadas, a las duras preconsolidadas. Las arcillas preconsolidadas tienen frecuentemente defectos estructurales secundarios, como grietas y planos de resbalamiento, que influyen en su resistencia y compresibilidad, por lo que pueden requerir una investigación especial antes de proyectar.

La plasticidad de los limos puede deberse a un alto porcentaje de partículas en forma de lámina o a materia orgánica, y tienen muchas de las características de las arcillas blandas y medias; por lo tanto el proyecto de las cimentaciones en limo plástico se basa en consideraciones semejantes a las que gobiernan las estructuras en arcilla.

La capacidad de carga depende principalmente de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. El asentamiento depende principalmente de la compresibilidad de la arcilla, que está íntimamente relacionada a su historia de carga; la compresibilidad puede evaluarse con mayor seguridad por medio de las pruebas de consolidación en muestras inalteradas. En algunos casos, puede estimarse la compresibilidad de las arcillas blandas, con suficiente precisión, con los límites de Atterberg y la humedad natural, o mediante pruebas de consolidación en muestras completamente remoldeadas.

5.1.2. ASENTAMIENTOS

Para todos los tipos de cimentaciones sobre arcillas y limos plásticos, los factores de seguridad deben ser los adecuados para evitar una falla por capacidad de carga. Sin embargo, es igualmente importante hacer una estimación segura de la magnitud del asentamiento diferencial que puede experimentarse en la estructura, aunque no se exceda el valor de la carga de seguridad. Si el asentamiento diferencial estimado es -

excesivo, puede ser necesario cambiar la distribución o el tipo de cimentación que se está considerando. En la mayor parte de los casos no se justifica un elevado grado de precisión.

El método general para calcular el asentamiento de un punto en la base de una estructura, debido a la consolidación de una delgada capa de arcilla consta de cuatro pasos. El primero es el cálculo de la presión efectiva original p_0 en el centro del estrato. El segundo es el cálculo del incremento de presión Δp , producido por la construcción del edificio, directamente debajo del punto dado y a la mitad del espesor del estrato de arcilla. El tercero es la determinación de la compresibilidad de la arcilla.

Finalmente, se utilizan estas cantidades para el cálculo de la disminución del espesor del estrato en el punto en cuestión. Si existe solamente una capa delgada, se supone que el hundimiento de la superficie es igual a esta disminución de espesor. Si hay varias capas, se realizan cálculos semejantes en cada una de ellas, y se suman las disminuciones del espesor de las diferentes capas abajo del punto.

El cálculo de la presión original efectiva p_0 , la determinación de la compresibilidad, el aumento en esfuerzo Δp y la disminución del espesor del estrato de arcilla, se han desarrollado en el Capítulo II.

5.1.3. EVOLUCION DE LOS ASENTAMIENTOS

La ecuación
$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (5-1)$$

permite calcular el asentamiento máximo debido a la consolidación primaria de un estrato arcilloso. La rapidez a la que ocurrirá el asentamiento, puede predecirse con bastante precisión, si se conoce el coeficiente de consolidación C_v para la arcilla y la distancia a los estratos permeables.

En conexión con cimentaciones para edificios, la rapidez del asentamiento no es frecuentemente de mucha importancia, porque los daños ocurrirían eventualmente si los asentamientos diferenciales finales son mayores que los que la estructura puede soportar. Sin embargo, o-

casionalmente, es necesaria una estimación de la rapidez de consolidación. De esta manera, si se ha dañado una estructura por asentamiento diferencial creciente, deberá estudiarse si es necesario hacer obras de recimentación para detener el movimiento. Antes de emprender una operación tan costosa, es conveniente conocer el grado de consolidación que se ha producido. En algunos casos, se han recimentado edificios con grandes gastos, cuando prácticamente ya había ocurrido la consolidación primaria. Si se hubiera conocido el grado de consolidación, se hubiera sabido que la recimentación ya no era necesaria.

A la consolidación primaria puede seguir la secundaria, que puede ocurrir a rapidez casi constante durante muchos años, pudiendo en muchos casos llegar a ser excesiva. Sin embargo, hasta ahora no existen medios completamente satisfactorios para estimar la rapidez de la consolidación secundaria.

5.2. CIMENTACIONES SOBRE ARENA O LIMO NO PLASTICO

5.2.1. CARACTERISTICAS IMPORTANTES DE LOS DEPOSITOS DE ARENA Y DE LIMO.

Si el subsuelo en un solar está formado por arena, la cimentación puede resolverse con zapatas, losas, pilas o pilotes. La elección depende principalmente de la compacidad relativa de la arena y de la posición del nivel freático. La compacidad relativa determina la capacidad de carga y el asentamiento de zapatas, losas, y establece también la resistencia de los pilotes. La posición del nivel freático es importante porque excavar bajo él requiere drenaje y aumenta el costo de la cimentación. Sin embargo, también tiene una influencia apreciable en la capacidad de carga y en el asentamiento.

Los limos no plásticos y sin cohesión tienen la mayor parte de las características de la arena fina y por esta razón se considerarán en lo general, como sinónimos a los dos materiales.

5.2.2. PROCEDIMIENTO DE PROYECTO BASADO EN LA GRAFICA PARA ZAPATAS - SOBRE ARENA.

Como la permeabilidad de las arenas es lo suficientemente grande -

para permitir el rápido ajuste a los cambios de esfuerzo, es probable - que el comportamiento de una cimentación en arena acuse la influencia - de las cargas máximas en vez del promedio de ellas a largo plazo. Esta característica debe considerarse al elegir las cargas para las que de - ben determinarse las dimensiones de las zapatas.

En el proyecto práctico de cimentaciones, se acostumbra determinar las dimensiones de todas las zapatas para la misma presión neta en el - suelo, excepto para unas cuantas que tienen que considerarse como casos especiales. Si la presión de proyecto está influida por la presencia - del agua freática, es probable que la zapata más grande requiera la ma - yor corrección. Por lo tanto, debe determinarse la presión en el suelo para la zapata que va a estar sujeta a la mayor carga de proyecto.

Eligiendo la presión en el suelo para esta zapata sobre la base - del valor promedio mínimo de N , el proyectista se asegura de que la za - pata mayor, aunque esté situada en la parte más suelta del depósito, no se asentará más de 2.5 cm. El asentamiento diferencial entre ésta y - cualquier otra zapata, no puede exceder de 2.5 cm y, en realidad, rara - vez excederá 2 cm. Un asentamiento diferencial de esta magnitud entre - columnas adyacentes en las estructuras ordinarias, generalmente se con - sidera tolerable.

Después que se han determinado las dimensiones de cada una de las - zapatas más pequeñas, tomando como base la presión en el suelo elegida - para la zapata mayor, se entra en la fig. 5-1 con el ancho B y el valor adecuado de D_f/B de cada una de las zapatas más pequeñas para comprobar si la presión admisible en el suelo puede estar gobernada por capacidad de carga; es decir, si el valor de B corresponde a la rama ascendente - izquierda de la curva de proyecto. Si corresponde, las zapatas deberán ser rediseñadas con la presión menor. Deberá hacerse la corrección co - rrespondiente por el nivel del agua freática al nuevo ancho de la zapa - ta. La zapata cuyas dimensiones se rijan por capacidad de carga puede - sufrir asentamientos menores de 2.5 cm, pero no es probable que el asen - tamiento sea menor que 0.5 cm. Por lo tanto, el asentamiento diferencí - al del edificio todavía quedará dentro de los límites de tolerancia a - costumbrados.

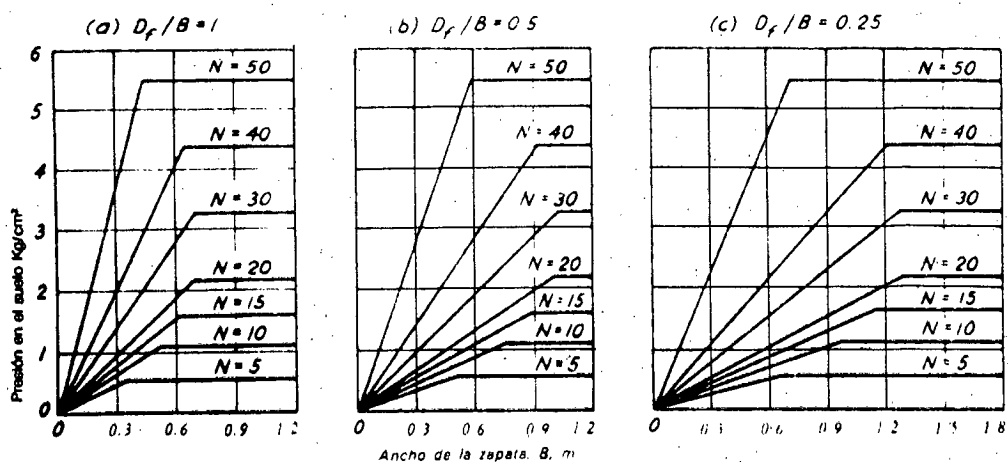


Figura 5-1. Base para el proyecto para determinar las dimensiones de zapatas poco profundas, aplicadas en arena.

En el procedimiento que se acaba de describir, se toman en cuenta las variaciones normalmente erráticas en la compacidad relativa de los depósitos naturales de arena. Si no existen tendencias apreciables de variación de los valores de N de una parte del solar a otra, sino solamente variaciones erráticas, puede usarse el procedimiento sin modificación. Por otra parte, si en el lugar se aprecian varias zonas de promedio marcadamente diferente en su compacidad relativa, debe dividirse primero en regiones en las que pueda considerarse que las propiedades son razonablemente consistentes y deben determinarse separadamente las presiones de las zapatas en cada región.

En el desarrollo anterior se ha supuesto que el valor de N de la prueba de penetración estándar da, cuando menos, una indicación aproximada del comportamiento de la arena, aunque las limitaciones son numerosas. Sin embargo, la mayor fuente de error en el uso de los valores de N, es que no representen en realidad los resultados de la prueba de penetración estándar, hecha con el equipo estándar de acuerdo con el procedimiento correcto.

5.3. CIMENTACIONES EN SUELOS SUSCEPTIBLES DE COLAPSO Y EN SUELOS EXPANSIVOS.

5.3.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Algunos suelos, aunque se encuentran sujetos a cargas externas constantes, presentan grandes cambios de volumen al cambiar su conteni-

do de agua. Las posibilidades se indican en la Fig. 5-2, que representa los resultados de un par de pruebas en el aparato para consolidación en muestras inalteradas idénticas.

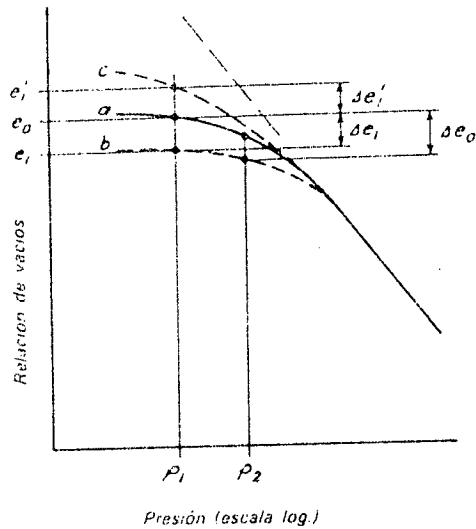


Fig. 5-2. Comportamiento del suelo en pruebas de consolidación dobles. a) Relación entre la oquedad y la presión total en pruebas a las que no se les añade agua. b) Relación con una muestra idéntica en la que se da acceso al agua y que sufre colapso. c) Igual que b) para muestra expansiva.

La curva a representa la curva e - $\log p$ en una prueba que se inició con la humedad natural, sin permitir absorción de agua. Las curvas b y c, corresponden a pruebas en las cuales se permitió que la muestra absorbiera libremente agua bajo todas las cargas hasta el equilibrio. Si la curva que resulta e - $\log p$, como la curva b, queda por completo abajo de la curva a, se dice que el suelo ha sufrido colapso. En las condiciones del campo, a la presión p_1 y relación de vacíos e_0 , la adición de agua produciría, por lo tanto, que la relación de vacíos disminuyera a e_1 , con el correspondiente asentamiento $H \Delta e_1 / (1 + e_0)$.

Entre los suelos que se comportan de esta manera están los loes, las arenas arcillosas sueltas, en las que la arcilla sirve simplemente como cementante, las arenas sueltas cementadas por sales solubles y algunos suelos residuales que provienen del granito.

Inversamente, si al añadir el agua a la segunda muestra se obtiene la curva c, situada enteramente arriba de la curva a, se dice que el

suelo se ha expandido. A una presión aplicada dada p_1 la relación de vacíos aumenta a e_1' , y la elevación correspondiente del terreno es $H \Delta e_1' / (1 + e_0)$. Los suelos que presentan este comportamiento en forma marcada son usualmente arcillas montmoriloníticas con índices de plasticidad elevados.

En el campo, la carga externa sobre una cimentación aumenta, ordinariamente, la presión en el suelo de p_1 a p_2 . El cambio en la relación de vacíos Δe_0 que resulta del aumento de presión combinado con la adición de agua puede también determinarse del par de pruebas, como se ilustra por la curva b para el suelo susceptible al colapso en la Fig. 5-2.

En la práctica, cuando menos dos factores complican la aplicación directa de las pruebas de consolidación en pares (conocidas como pruebas edométricas dobles) para estimar la magnitud del colapso o expansión. El primero de éstos es la imposibilidad virtual de obtener dos muestras idénticas. El segundo factor, fundamentalmente el más importante es la lentitud con la que puede cambiar el contenido de agua en el campo; en muchos casos, no se alcanza el equilibrio dentro de la vida de la estructura. Por lo tanto, los valores de Δe_0 que se calculan con la prueba edométrica doble pueden ser mayores que los cambios reales de la relación de vacíos abajo de la estructura.

5.3.2. PROYECTO DE CIMENTACIONES EN SUELOS COLAPSABLES SECOS

Las relaciones carga-asentamiento obtenidas en pruebas de carga en suelos colapsables, se ilustran en la Fig. 5-3. El comportamiento difiere con las diferentes humedades naturales. Sin embargo, en todas las pruebas, la relación es aproximadamente lineal a una presión crítica p_{or} , a la que los lazos de cohesión entre las partículas comienzan a romperse y el suelo a triturarse. A presiones mayores que p_{or} , el aumento de asentamiento para un aumento dado de carga se hace mucho mayor. Si la humedad natural es relativamente elevada puede ocurrir una falla súbita por esfuerzo cortante, como lo indican las curvas 1 y 2 en la Fig. 5-3. Si el contenido de agua natural es relativamente bajo, no ocurre una falla súbita; por el contrario, como lo demuestran las curvas

5 y 6, el volumen del suelo situado directamente debajo del área carga da, simplemente disminuye al romperse los poros llenos de aire.

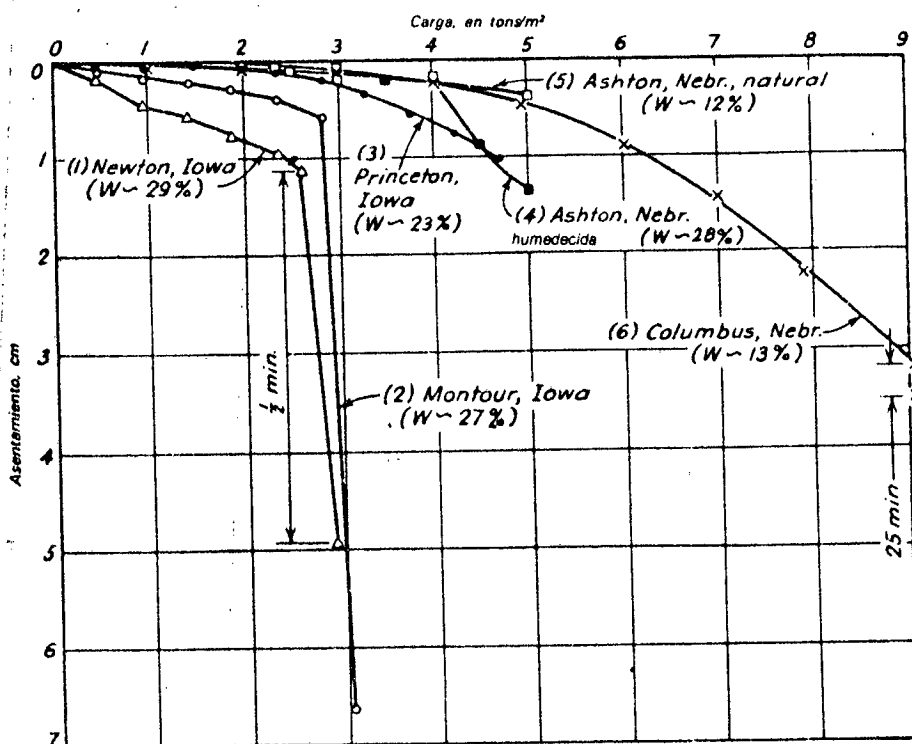


Figura 5-3. Resultados de la prueba de carga estándar en depósitos de loes en Nebraska y Iowa.

Si pueden tomarse medidas efectivas para que no aumente la humedad, las cimentaciones de zapatas o losas pueden dimensionarse, tomando como base los resultados de pruebas de carga en el campo o de pruebas de compresión confinada, en las que no se permita que el agua entre en contacto con la probeta. El valor de p_{cr} puede determinarse en cada prueba por medio de una gráfica semejante a la ilustrada en la Fig. 5-3.

En la mayor parte de las estructuras ordinarias no debe permitirse que la presión en el suelo exceda de p_{cr} / F , en la que el valor del coeficiente de seguridad F debe elegirse entre 2 y 3. Los asentamientos diferenciales y los totales de las cimentaciones bajo estas circunstancias, no excederán de los obtenidos en zapatas y losas bien proyectadas en arena. Aunque las presiones admisibles determinadas de esta manera pueden ser relativamente bajas, usualmente permiten hacer un proyecto económico.

5.3.3. CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS

El término suelos expansivos, implica no solamente la tendencia a aumentar de volumen cuando aumenta el contenido de agua, sino también la disminución de volumen o contracción si el agua se pierde.

De una manera general, el potencial expansivo de un suelo se relaciona con el índice de plasticidad. En la tabla 5-1, se indican varios grados de capacidad expansiva y los intervalos correspondientes del índice de plasticidad.

Tabla 5-1. Relación entre el potencial de expansión del suelo y el índice de plasticidad.

Potencial de expansión	Índice de plasticidad
Bajo	0 - 15
Medio	10 - 35
Alto	20 - 55
Muy alto	35 o más

El hecho de que un suelo con elevado potencial de expansión, se expanda en la realidad, depende de varios factores. El de mayor importancia es la diferencia entre la humedad de campo en el momento de la construcción y la humedad de equilibrio que se alcanzará finalmente con la estructura terminada. Si la humedad de equilibrio es considerablemente mayor que la humedad de campo, y si el suelo tiene una elevada capacidad de expansión, puede ocurrir esta en alto grado, evidenciada por el levantamiento del suelo o la estructura, o por el desarrollo de grandes presiones de expansión. Si la humedad de equilibrio es más baja que la humedad de campo, el suelo no se expandirá, sino, por el contrario, se contraerá.

5.3.4. MAL COMPORTAMIENTO DEBIDO A LA EXPANSION

Las consecuencias más perjudiciales de la expansión son más palpables en las localidades áridas y semiáridas, debido a que la humedad de los suelos cerca de la superficie es normalmente baja a causa de la evaporación. Sin embargo, aún en esas localidades, usualmente hay es-



taciones lluviosas, durante las cuales la precipitación excede a la evaporación. En consecuencia, en una zona cuya profundidad varíe de algunos centímetros a posiblemente 6 m, según la localidad, el suelo se expande y se contrae de acuerdo con un ciclo anual.

La profundidad de la variación estacional de humedad puede apreciarse en algunos lugares, inspeccionando pozos de gran diámetro. En la zona de variación, el suelo tiene una estructura en forma de bloque y los fragmentos presentan juntas de resbalamiento. Abajo de esa zona, la estructura es maciza e intacta y las juntas de resbalamiento son raras.

En la Fig. 5-4, se ilustra el daño típico a una estructura apoyada en zapatas. El piso interior apoyado en el suelo gradualmente se eleva, toma la forma de un domo irregular, y se agrieta. La arcilla expansiva bajo el piso ejerce presión tanto lateral como verticalmente. Por lo tanto, inclina los muros de las zapatas hacia afuera, lo que produce el agrietamiento de los muros exteriores de la estructura, especialmente en las esquinas. Ya que para producir grandes desalojamientos, es necesario bastante tiempo, los efectos perjudiciales pueden no aparecer inmediatamente después de la construcción, sino al cabo de varios años.

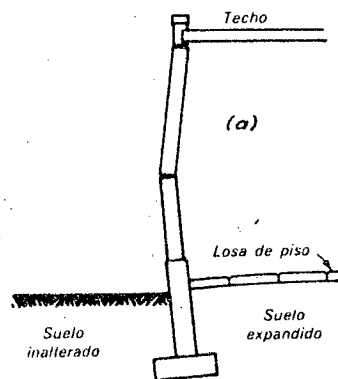


Fig. 5-4

5.3.5. PROYECTO DE CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS

Pueden usarse tres métodos generales para reducir o para evitar los efectos de la expansión. Estos son aislar la estructura de los materiales expansivos; proyectar una estructura que soporte sin daño la-

expansión y la eliminación de la expansión. Se utilizan los tres procedimientos, ya sea aisladamente o en combinación, pero el primero es el más difundido.

Como los suelos expansivos son usualmente firmes y no contienen agua libre, frecuentemente son un excelente terreno en el que pueden hacerse perforaciones para desplantar pilas a profundidades abajo de la zona de cambios estacionales. Donde los problemas de expansión sean agudos, es frecuente, incluso para apoyar viviendas familiares, construir pilas hormigonadas en el lugar, que terminan en campanas y funcionan como anclas, en materiales que no están sujetos a movimientos estacionales importantes. El hormigón con el que se llenan las perforaciones se refuerza en toda su longitud, incluyendo el tramo en campana, debido a que el suelo situado arriba, probablemente produzca una subpresión y crea fuerzas de tensión en las pilas. Las pilas se unen a contratabes de hormigón armado que, a su vez, soportan toda la estructura, incluyendo los pisos. Como la presión del suelo expansivo contra el lecho inferior de las contratabes, o contra los pisos en contacto con él, finalmente produce grandes fuerzas hacia arriba, deberán dejarse dispositivos para evitar el contacto o para eliminar la transmisión de fuerzas de compresión cuando se produzca la expansión. Este requisito, usualmente se satisface empleando moldes de cartón o de otro material quebradizo, sobre el cual se pueda colar el hormigón, pero que se rompa a cargas solamente un poco mayores que el peso del concreto fresco. Los detalles de este proyecto se muestran en la Fig. 5-5.

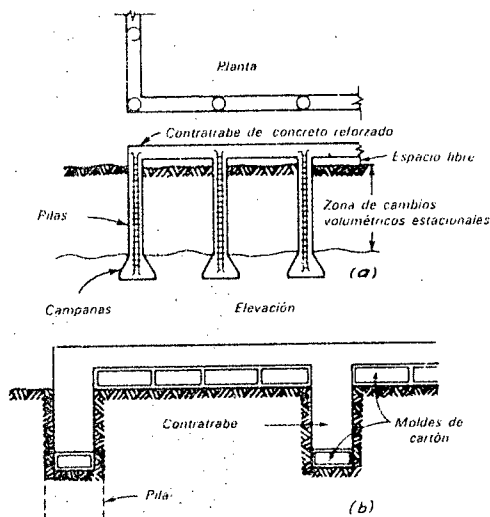


Fig. 5-5

5.4. CIMENTACIONES EN SUELOS HETEROGENEOS

5.4.1. INTRODUCCION

La mayor parte de los subsuelos son o estratos definidos o elementos más o menos lenticulares. Algunos componentes del depósito pueden ser materiales bastante resistentes e incompresibles, mientras que otros pueden ser relativamente débiles y compresibles. Apoyándose en la información preliminar, como la de los sondeos de exploración, combinada con las pruebas de penetración estándar y pruebas sencillas de laboratorio, es posible decidir si algunas partes del subsuelo son suficientemente fuertes e incompresibles para no requerir más estudio. La atención puede concentrarse entonces en las zonas más débiles o compresibles.

La tarea principal del proyectista, antes de que pueda elegir el tipo adecuado de cimentación, consiste en determinar la influencia de elementos que se consideran débiles. En general, esto puede hacerse calculando los esfuerzos en el subsuelo, en la suposición de que es uniforme y elástico. Después de haber evaluado las propiedades físicas de los materiales dudosos, apoyándose en los datos de exploración, puede determinarse la capacidad de éstos para resistir los esfuerzos sin fallar ni deformarse excesivamente. El resultado de esta investigación usualmente es suficiente para permitir la selección del tipo de cimentación adecuado. Ocasionalmente, pueden ser necesarios procedimientos de exploración más elaborados y pruebas en el suelo, para obtener la base de una buena decisión.

5.4.2. ESTRATOS BLANDOS SOBRE ESTRATOS FIRMES

Cuando la parte superior del subsuelo está compuesta de suelos blandos o sueltos, el carácter inadecuado de los materiales normalmente es evidente y rara vez pasa inadvertida la necesidad de proporcionar el apoyo adecuado. La decisión principal es si puede o no usarse una cimentación a base de zapatas. Esto puede determinarse calculando la capacidad de carga admisible del material superior, en la suposición de que se extiende a gran profundidad y estimando el asentamiento que se produciría por la consolidación de la parte blanda del depósito.

Si la carga de seguridad calculada es demasiado pequeña, o el asentamiento demasiado grande, las zapatas quedarían fuera de consideración. Una alternativa sería usar como apoyo pilotes o pilas. Otra posibilidad es reducir por excoavación el exceso de carga en el subsuelo y construir una cimentación flotante.

5.4.3. ESTRATO COMPACTO FIRME SOBRE DEPOSITO BLANDO

Las consecuencias de la presencia de un depósito blando a alguna profundidad abajo de estratos firmes, no son tan evidentes como las de los estratos blandos a poca profundidad. Si el depósito firme es relativamente delgado, las zapatas o las losas pueden ejercer suficiente presión para hacer fallar al suelo blando subyacente. Aún si la capa firme superior es lo suficientemente gruesa como para evitar este tipo de falla, el asentamiento de la estructura debido a la consolidación del depósito blando puede ser excesivo.

El factor de seguridad contra falla a través de la costra firme, puede estimarse conservadoramente determinando las presiones en la frontera superior del estrato blando. La presión máxima no debe exceder a la capacidad de carga admisible del material blando, determinada por los procedimientos estudiados en capítulos anteriores.

Si las zapatas están muy separadas y el estrato firme es extremadamente delgado con respecto al ancho de las mismas, el esfuerzo en el lecho superior del suelo blando puede disminuirse mucho aumentando el tamaño de las zapatas. Por otra parte, si las zapatas se colocan relativamente juntas y el estrato firme es comparativamente grueso, la distribución de presión en el lecho superior del estrato blando no puede alterarse radicalmente cambiando la presión de contacto.

Aún cuando no se exceda la carga de seguridad en el suelo blando que está debajo del estrato firme, el asentamiento de una zapata o losa puede ser excesivo. El cálculo del asentamiento puede hacerse por los procedimientos ya descritos en conexión con los estratos de arcilla confinados.

Si el asentamiento calculado no es excesivo y si el estrato firme es lo suficientemente grueso para impedir una falla por falta de

capacidad de carga, las cimentaciones pueden proyectarse como si el depósito blando no estuviera presente.

5.4.4. MANTOS DUROS Y BLANDOS ALTERNADOS

Si el depósito contiene varios estratos débiles, pueden hacerse cálculos de capacidad de carga y de asentamiento para cada uno de ellos. Si la estructura no puede apoyarse en zapatas desplantadas cerca de la superficie del terreno, pueden usarse pilotes o pilas para transmitir las cargas a uno de los estratos firmes a suficiente profundidad para que proporcione una cimentación satisfactoria. Esta profundidad puede determinarse tomando como base los resultados de los cálculos. La elección entre pilotes y pilas, o del tipo de pilote que debe usarse, depende de la dificultad que pueda experimentarse al hacer el hincado a través de los estratos firmes sobre el estrato de apoyo. La profundidad de hincado de los pilotes en estos depósitos, rara vez puede predecirse con precisión, y las conclusiones a que se llegue deben considerarse como provisionales, hasta que se hayan hincado efectivamente los pilotes.

La excavación para compensar parte o todo el peso de la estructura puede permitir la construcción de una losa de cimentación. Esta alternativa debe considerarse al analizar el uso de pilotes o pilas.

5.5. CIMENTACIONES SOBRE ROCA

5.5.1. BASES PARA EL PROYECTO

Como la mayor parte de las rocas intactas, sin meteorizar, son más fuertes y menos compresibles que el concreto, la determinación de las áreas de apoyo adecuadas o de las presiones admisibles sobre estos materiales, es cuestión de rutina y hasta puede ser innecesaria. Sin embargo, las masas de roca intacta, sin zonas meteorizadas, juntas u otros defectos, se encuentran sólo en raras ocasiones. La existencia o la localización de defectos específicos permanece a menudo desconocida hasta que la roca queda al descubierto por la excavación, o hasta que ocurre un comportamiento imprevisto de un pilote durante su instalación. Debido a que las incertidumbres de este tipo son inherentes a las

cimentaciones en roca, la función principal del proyectista es elegir un tipo de cimentación que pueda adaptarse o modificarse para satisfacer las diferentes condiciones más susceptibles de presentarse y elegir las modificaciones adecuadas cuando se conozcan las condiciones reales.

En las cimentaciones sobre roca, el asentamiento no suele ser una limitación para el diseño, pues dada la rigidez del material, suele ser completamente despreciable. La resistencia del material al esfuerzo cortante tampoco suele ser condición crítica en una roca, considerada masiva. Los problemas emanan de dos fuentes; por un lado de los defectos, tales como grietas o fisuras, que la roca pueda tener - y por otro, de los altos esfuerzos que soporta la estructura propiamente dicha que constituye la cimentación, emanantes de las altas presiones de contacto que se toleran.

La resistencia de una roca suele obtenerse de una prueba de compresión simple o suele estimarse, y luego calcular $c = q_u / 2$. Con este valor de c , la capacidad de la roca puede calcularse con alguna de las teorías de capacidad de carga indicadas en el capítulo IV, utilizando una expresión del tipo $q_c = c N_c$. Una vez calculada la capacidad de carga a la falla, puede usarse un factor de seguridad del orden de 3 para obtener la capacidad de trabajo.

Uno de los problemas prácticos que puede presentar la roca como material de cimentación es que se presente en un manto inclinado, sobre el que haya peligro de que deslice la cimentación. Esto puede ocurrir cuando la inclinación de la roca sea mayor que 30 grados, hasta cuyo límite puede decirse que las normales precauciones de construcción para lograr una buena adherencia entre la roca y el concreto de los elementos de cimentación, bastan para prevenir el peligro. En inclinaciones mayores debe recurrirse a anclajes, escalonamientos e ideas similares que combatan el riesgo de deslizamiento.

Si la roca sobreyace a suelos blandos, debe tenerse en cuenta que la deformación de éstos puede afectar a aquellas; el riesgo de que la capa de roca falle por flexión puede analizarse con las técnicas que sirven para diseñar un pavimento rígido.

En roca agrietada, fisurada o junteada, han de ser las zonas más débiles las que limiten las cargas de diseño a emplear en un caso dado y, en estos casos, conviene elevar el factor de seguridad que se utilice a valores del orden de 5 o aún mayores.

Un riesgo de importancia por su frecuencia en ciertos tipos de rocas como calizas, es la presencia de oquedades, o cavernas dentro de la profundidad que afecta la cimentación y bajo ella. Siempre deberá explorarse convenientemente el terreno de cimentación para excluir esta posibilidad. Si las cavernas existen y su techo ofrece peligro de no sustentar la cimentación, será necesario corregir el defecto, rellenándolas o prolongando la cimentación hasta su piso.

También exige cuidado el colocar un cimiento en un corte o talud de roca, especialmente si las grietas o juntas que ésta pudiera presentar tuviesen un echado hacia el corte o talud. En casos como éstos, el uso de banderillas metálicas de anclaje ha sido de utilidad.

En la Fig. 5-6 se presentan gráficamente algunos de los problemas frecuentes en cimientos sobre roca, con algunas soluciones usadas en la práctica.

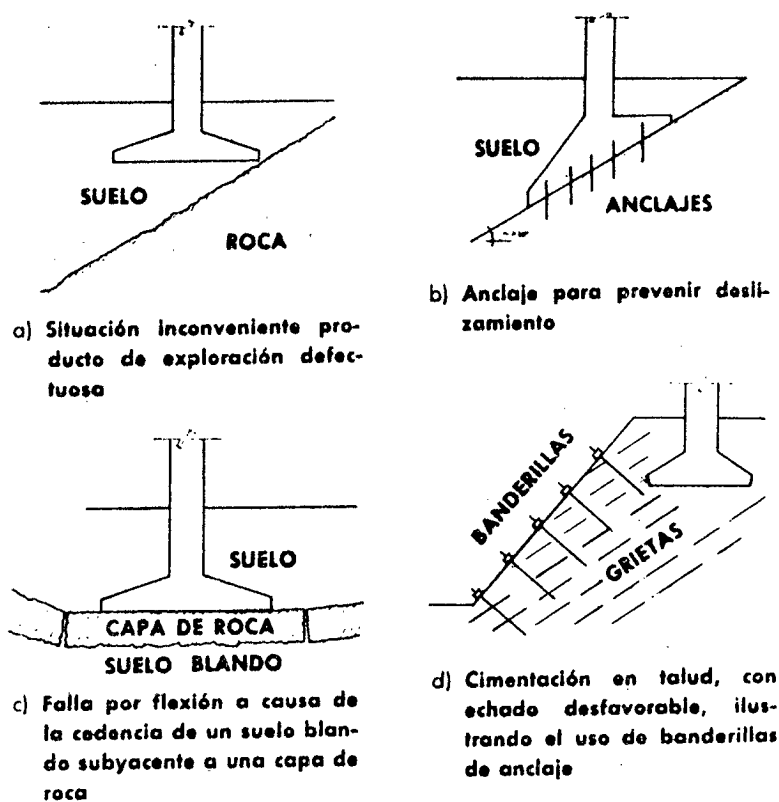


Fig. 5-6