

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANALISIS COMPARATIVO DE LAS TEORIAS
DE CAPACIDAD PORTANTE POR CORTE
DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

TESIS

Para optar el título profesional de :

INGENIERO CIVIL

JOSE ALFREDO MEDINA SEMINARIO

Lima - Perú

- 2002 -

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

**ANALISIS COMPARATIVO DE LAS TEORIAS
DE CAPACIDAD PORTANTE POR CORTE DE
CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

PRESENTACION

El presente trabajo, ilustra desde un punto de vista teórico y práctico, los métodos principales y generales que se han desarrollado hasta hoy para resolver el problema fundamental de determinar la capacidad portante por corte de los suelos, efectuándose un análisis comparativo entre las soluciones de mayor uso en la actualidad.

El desarrollo de dichas soluciones ha tenido como base dos disciplinas de la Mecánica del Medio Continuo que se han usado principalmente para resolver teóricamente el problema, que son: la Teoría de Elasticidad y la Teoría de Plasticidad, como también metodologías de análisis aplicables para la determinación de la capacidad portante.

Existe amplia evidencia experimental, que sustenta los análisis teóricos presentados; son comunes los ensayos de carga a pequeña escala para diversas condiciones de cimentación.

Con esta investigación, no se pretende desarrollar una nueva solución, sino evaluar el panorama actual del problema de la determinación de la *capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales*.

Espero que esta tesis, sirva en cierto grado para orientar la aplicación de cada una de las soluciones planteadas por los investigadores.

José Medina S.

*A mi padre, en recuerdo de
su memoria.*

*A mi madre por su infinito
amor y desvelo.*

*A mis hermanos con
singular afecto.*

*A mi esposa, por su gran
apoyo y comprensión.*

INDICE

	pág
INTRODUCCION	6
CAPITULO I : FUNDAMENTOS DE LAS TEORIAS DE CAPACIDAD PORTANTE	
1.1 Generalidades	8
1.2 Conceptos Fundamentales de la Teoría de Elasticidad y la Teoría de Plasticidad aplicados a Suelos	18
1.3 Resistencia al Esfuerzo Cortante	37
1.3.1 Ecuación de Coulomb-Terzaghi	39
1.3.2 Concepto de Falla Mohr-Coulomb	42
1.3.3 Determinación de los parámetros de resistencia c y ϕ	50
1.3.4 Condición de plasticidad Mohr-Coulomb	51
1.3.5 Consideraciones reológicas	53
1.3.6 Aplicaciones de la resistencia al corte	58
1.4 Solución de Prandtl	67
CAPITULO II : TEORIAS DE CAPACIDAD PORTANTE	
2.1 Soluciones teóricas aproximadas para el cálculo de la capacidad portante	71
2.1.1 Ecuación de capacidad portante deducida de los estados de equilibrio plástico de Rankine	72
2.1.2 Solución teórica simplificada	77
2.1.3 Solución de Cotas Superior e Inferior	79
2.1.4 Teorema de los Estados Correspondientes	85
2.2 Teoría de K. Terzaghi	87
2.3 Teoría de G. Meyerhof	108
2.4 Teoría de B. Hansen	185
2.5 Teoría de A. Vesic	196
2.6 Otros Análisis	236

CAPITULO III : PRUEBAS DE CAMPO PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO

3.1	Generalidades	241
3.2	Ensayos de Campo	242
3.2.1	Prueba de Carga Directa	242
3.2.2	Ensayo de Corte Directo In-Situ	248
3.2.3	Veleta de corte	258
3.2.4	Ensayos de Penetración Estándar (SPT)	261
3.2.5	Ensayos de Penetración con Cono (CPT)	270
3.2.6	Otros Ensayos	276
3.3	Ventajas y limitaciones de las pruebas de campo	283

CAPITULO IV : ENSAYOS DE CARGA EN MODELOS DE CIMENTACION

4.1	Síntesis Correlativa de Ensayos de Carga a Pequeña Escala	285
4.1.1	Ensayos de Carga en Arena	286
4.1.2	Ensayos de Carga en Arcilla	305
4.1.3	Conclusiones	309
4.2	Referencia a un Modelo de Ensayo de Carga en Arena	315
4.3	Modelo de laboratorio empleado	
4.3.1	Descripción del Modelo	329
4.3.2	Ensayos de Carga realizados en el modelo	331
4.3.3	Comparación entre la capacidad portante calculada y observada	333
4.3.4	Conclusiones	341

CAPITULO V : ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA c y ϕ

5.1	Ensayo de Compresión no Confinada	344
5.2	Ensayo de Corte Directo	347
5.3	Ensayo de Compresión Triaxial	351

CAPITULO VI : CONDICIONES ESPECIALES DE CIMENTACION

6.1	Cimentaciones bajo condiciones especiales	352
6.2	Cimentaciones sobre suelos anisotrópicos	353
6.3	Cimentaciones sobre suelos estratificados	360
6.4	Incremento de la capacidad de carga por refuerzo del suelo con geotextil	380
6.5	Interacción entre cimentaciones adyacentes	390

**CAPITULO VII : ANALISIS EVALUATIVO-COMPARATIVO DE LOS
PRINCIPALES METODOS**

7.1 Objetivo del análisis	401
7.2 Desarrollo de la teoría de capacidad portante	402
7.3 Mecanismos de falla	403
7.4 Factores que intervienen en la determinación de la capacidad portante	404
7.5 Alcances y aplicabilidad de la soluciones	412
7.6 Comparación de resultados	413

**CAPITULO VIII : PROGRAMA DE COMPUTO PARA EL CALCULO
DE LA CAPACIDAD PORTANTE**

8.1 Descripción del programa	415
8.2 Ejemplos de Aplicación	427

CAPITULO IX : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 433

BIBLIOGRAFIA 441

ANEXOS

ANEXO A : ENSAYOS DE CARGA DIRECTA

ANEXO B: ENSAYOS DE CARGA EN MODELOS DE CIMENTACION

ANEXO C: ENSAYOS DE LABORATORIO

INTRODUCCION

Un cimiento es la base de soporte de una estructura, constituye la interfase a través de la cual se transmiten cargas al subsuelo y deben ser diseñadas de acuerdo a criterios de serviciabilidad y resistencia.

Históricamente los sistemas empleados para el diseño de las cimentaciones estuvo basada en la experiencia de condiciones similares. La práctica durante siglos fue "si funcionó antes deberá funcionar de nuevo; si se cayera, hacer la próxima cimentación más ancha o más profunda". Desafortunadamente, no se puede tomar tal actitud, tan literalmente en el clima político y económico de hoy, ya que en la actualidad los edificios son mucho mas grandes y mas sofisticados, cuya construcción está lejos de ser económica. De esto se concluye que se debe evitar la falla de la cimentación, pero al mismo tiempo no llegar a sobredimensionarla. La experiencia juega un papel muy importante en la ingeniería del suelo.

La mayoría de ingenieros pueden realizar un estimación razonable de los probables tipos de cimentación, en base a una inspección inicial del lugar y los resultados cuantitativos de unas cuantas perforaciones. Sin embargo, dichas estimaciones deben ser sustentadas por análisis más detallados.

El problema en cuestión, se resume a responder la pregunta ¿Cuál es la máxima presión que el suelo puede resistir dada una cimentación, antes que falle?, a la cual denominamos "**capacidad portante**" del suelo.

En la actualidad, existen diversas metodologías y aproximaciones teóricas para la estimación de la capacidad portante basados en la teoría de mecánica de suelos para obtener la relación entre los esfuerzos en falla, las propiedades relevantes del suelo y la geometría de la cimentación. Esta compleja relación solo se puede resolver haciendo un número de hipótesis simplificadoras. En consecuencia, la importancia de cualquier método analítico está gobernada por la magnitud en que estas suposiciones sean concordantes con la situación en estudio. ¿Qué hipótesis pueden ser aceptables en un caso y no aceptables en otro?. Por eso se debe tener cuidado en la selección del método analítico para una situación en particular. La práctica de la ingeniería moderna requiere una estimación razonable de los tipos de cimentación y costos mucho antes que la construcción tome lugar; por esta razón, las aproximaciones comúnmente halladas, se basan en métodos analíticos teóricos.

Los métodos más empleados que vamos a tratar, tema de la presente tesis, son la teorías de Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, las cuales establecen una ecuación general deducida de la falla por corte del suelo, dependiendo de las propiedades mecánicas del suelo y de las características físicas de la zapata.

Se trata entonces, de dilucidar el panorama actual, exponiendo los alcances y restricciones de los métodos mencionados, dando las recomendaciones necesarias para la elección del método adecuado de acuerdo a las condiciones del lugar en estudio.

El cálculo de la capacidad de carga, constituye pues, el marco básico del diseño, es así que en todo proyecto de cimentación, el paso más importante es, sin duda, determinar la máxima carga que se puede aplicar al suelo, sin perder la estabilidad del conjunto, es decir, que se produzca la rotura del suelo o un asentamiento excesivo.

CAPITULO I

FUNDAMENTO DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD PORTANTE

1.1 Generalidades

El análisis de la capacidad de carga representa un paso importante en la evaluación de la estabilidad y economía de las cimentaciones superficiales, en unión con el análisis de asentamientos, que se realiza para asegurarse de que las cimentaciones se comporten en forma satisfactoria, desde un punto de vista estructural y utilitario, el cálculo de la capacidad de carga constituye el marco básico del diseño.

Es así, que en todo proyecto de cimentación, el paso más importante es, sin duda, determinar la máxima carga que se puede aplicar al suelo, sin que produzca la rotura del suelo o asentamiento excesivo.

En este capítulo se presenta el fundamento base de las teorías más generales, que se pueden aplicar a nuestro caso específico para resolver el problema fundamental de determinar la capacidad de carga de los suelos con fines del diseño de cimentaciones.

Los principales esfuerzos teóricos para resolver el problema de la Capacidad de Carga, tienen como base hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis; en algunas otras teorías, especialmente en las que corresponden a esfuerzos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo, bajo condiciones de deformación plana; esta solución desarrollada en el marco de la Teoría de la Plasticidad, supone al medio, rígido-plástico perfecto.

Métodos de Análisis

Actualmente, los análisis de cimentaciones pueden realizarse de acuerdo a los siguientes métodos, ampliamente usados :

- 1.- Método de la Superficie de Deslizamiento
- 2.- Método de Equilibrio Límite
- 3.- Método de Análisis Límite
- 4.- Método de Elementos Finitos

Los primeros tres métodos se emplean asociados con problemas de estabilidad donde se requiere la determinación de la capacidad portante. En cambio, si es de primer interés el asentamiento o distribución de esfuerzos en la masa de suelo, se debe emplear el cuarto método. En los siguientes párrafos se resumen los tres primeros métodos:

El método de la superficie de deslizamiento considera la construcción de una familia de curvas de deslizamiento en la vecindad de las cargas de la zapata. Estas curvas de deslizamiento que representan las direcciones de los esfuerzos de corte máximos, forman una red conocida como el campo de líneas de deslizamiento. El campo de líneas de deslizamiento plástico está rodeado por regiones que son rígidas. Para problemas de deformación plana, se aplican dos ecuaciones diferenciales de equilibrio plástico y una ecuación para la condición de campo dada para resolver

los tres esfuerzos desconocidos. Estas ecuaciones son escritas con respecto a coordenadas curvilíneas que coinciden con las líneas de deslizamiento. Si las condiciones de entorno de la cimentación están dadas solo en términos de esfuerzos, estas ecuaciones son suficientes para dar la distribución de esfuerzos sin referencia a la relación esfuerzo-deformación. Sin embargo, si los desplazamientos o velocidades se especifican sobre parte del entorno, entonces la relación constitutiva debe emplearse para relacionar los esfuerzos a las deformaciones, tornándose más complicado el problema. Aunque las soluciones pueden ser obtenidas analíticamente, los métodos gráficos y numéricos son a menudo necesarios (Ver Sokolovski 1965; Brinch Hansen 1961, 1970). Los métodos descritos en textos publicados por Terzaghi(1943) y Taylor(1948), o los métodos desarrollados por Meyerhof (1951) son clasificados aquí como métodos de equilibrio límite. Se pueden describir como aproximaciones en la construcción del campo de líneas de deslizamiento. La solución requiere que las hipótesis se realicen teniendo en cuenta la forma de la superficie de falla y la distribución normal de esfuerzos a lo largo de una superficie. La distribución de esfuerzos satisface generalmente la condición de campo y la ecuaciones de equilibrio estático en sentido general. Por ajuste, es posible encontrar una ubicación más crítica que la asumida en la superficie de deslizamiento a partir de la cual se puede calcular la capacidad portante de la zapata.

Además de las condiciones de campo, el método de Análisis Límite considera la relación esfuerzo-deformación del suelo en forma ideal. Esta idealización, establece los teoremas límites sobre los cuales se basa el Análisis Límite. Los métodos establecen una cota superior e inferior a la verdadera solución. La solución por cota superior se calcula a partir del campo de velocidades cinemáticamente admisible y satisface las condiciones de velocidad límite y continuidad, excepto en ciertas superficies de discontinuidad donde la velocidad normal debe ser continua, pero la velocidad tangencial puede estar sujeta a un salto al atravesar una vecindad. En forma similar, la solución por cota inferior se

determina a partir de un campo de esfuerzos estáticamente admisible que satisface las condiciones límites de esfuerzos, violando en estado de equilibrio, la condición de falla.

Los métodos descritos están relaciones de alguna manera. La mayoría de las soluciones de la línea de deslizamiento dan campos de velocidad cinemáticamente admisibles, por eso se pueden considerar como soluciones por cota superior, siempre que se satisfagan las condiciones límite de velocidad. Si el campo de esfuerzos dentro de la zona plástica se puede extender a la región rígida de manera que el equilibrio y condiciones de campo sean satisfechas, la soluciones constituyen entonces una cota inferior. Por eso, las soluciones de líneas de deslizamiento pueden ser soluciones exactas. Shield (1955) lo ha demostrado en muchos casos. El extenso trabajo realizado sobre el análisis de estabilidad, incluyendo el uso del método de la línea de deslizamiento, se resume en el libro de Sokolovski (1965).

Los métodos de equilibrio utilizan la filosofía básica de la regla de la cota superior, es decir se asume una superficie de falla y se busca la menor respuesta. Sin embargo, no se considera la cinemática del suelo y las condiciones de equilibrio son satisfechas en sentido limitado. Por eso, las soluciones de equilibrio límite no son necesariamente una cota superior o cota inferior. Sin embargo, cualquier solución por cota superior a partir del análisis límite obviamente será una solución por equilibrio límite. A pesar de eso, el método ha sido el más ampliamente usado obedeciendo a su simplicidad y una razonable aproximación

El método mismo de análisis límite tiene muchos aspectos resaltantes que atrae a los investigadores e ingenieros. La formulación del problema es generalmente simple, asegurando siempre la solución analítica. En problemas simples se ha demostrado que se obtienen respuestas razonables cuando se comparan a las soluciones de equilibrio límite. Es notable la capacidad para proporcionar un medio para limitar la verdadera solución. Finalmente, el método es eficiente y puede extenderse para resolver problemas de cimentaciones más difíciles para las cuales otros métodos han fallado.

Parámetros que gobiernan el suelo

La capacidad portante de las zapatas depende no solo de las propiedades mecánicas del suelo (cohesión y fricción ϕ), sino también de las características físicas de la zapata (ancho B, profundidad Df, longitud L y rugosidad δ). Para un material de Coulomb, Cox (1962) ha demostrado que para una zapata de base lisa en la superficie de un suelo sin sobrecarga, los parámetros fundamentales asociados con las ecuaciones características de esfuerzos son ϕ y $G=\gamma B/2c$, donde γ es el peso unitario del suelo. Cuando G es pequeño, el suelo se comporta esencialmente como un medio cohesivo, sin peso. Si G es grande, el peso del suelo, en lugar de cohesión es una fuente principal de resistencia. Para la mayoría de los casos, se puede esperar que ϕ tome valores de 0 a 40 y G de 0.1 a 1.0. Estos límites hacen que c varíe de 500 a 1000 psf y que el ancho de la zapata varíe de 3 a 10 ft. La capacidad portante adimensional q_0/c depende solo del ángulo de fricción interna ϕ , el parámetro G, ángulo de fricción en la base, relación de profundidad D/B y dimensiones de la base B y L.

Para la mayoría de las cimentaciones, la capacidad portante de zapatas sobre suelos, ha sido calculada por el método de la superposición sugerido por Terzaghi (1943), en el cual se suma la contribución a la capacidad portante de diferentes suelos y parámetros de carga. Estas contribuciones están representadas por la siguiente expresión:

$$q_0 = cN_c + qN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma$$

Donde q_0 es la presión promedio sobre la superficie de contacto cuya área es A, q es la presión de sobrecarga en la base de la cimentación y los factores de capacidad portante N_c , N_q y N_γ , representan los efectos del suelo debido a la cohesión, superficie de carga y peso unitario del suelo, respectivamente. La ecuación anterior, es válida para cimentaciones continuas, sujetas a cargas centradas verticales. Sin embargo son muy comunes otras geometrías.

Los parámetros N son solo función del ángulo de fricción interna. Los métodos cuasi empíricos de Terzaghi asumen que estos efectos pueden superponerse directamente, considerando que el comportamiento del suelo en la región plástica es no lineal. La razón para emplear el método simplificado (superposición) es principalmente las dificultades matemáticas encontradas cuando se emplean los métodos convencionales de equilibrio.

Definiciones

Antes de abordar el tema, conviene definir algunos conceptos generales que emplearemos en el transcurso de la investigación.

Cimentación superficial.- Es aquella que tiene una profundidad D menor o igual al ancho de la cimentación B ; sin embargo, algunos autores definen como cimentación superficial cuando la profundidad es dos o tres veces el ancho de la base, despreciándose los efectos por rozamiento lateral.

Tipos de Cimentación Superficial

- **Cimentaciones aisladas.**- soportan una componente estructural simple, generalmente una columna, y pueden ser de forma cuadrada, rectangular, circular y etc.
- **Cimentaciones combinadas.**- soportan un grupo de columnas muy cercanas.
- **Cimentación continua.**- cimentación que soporta la carga de un muro.
- **Plateas.**- zapata relativamente grande y rígida que soporta una estructura completa.

Capacidad de Carga del suelo.- La capacidad de carga de los cimientos depende en general de la configuración, resistencia al corte y compresibilidad del terreno de cimentación en el sitio y el funcionamiento de las estructuras. Se requiere determinar un valor de la presión media que puede aplicarse en el contacto suelo-cimentación para dimensionar los cimientos en función de la magnitud de las cargas. Esta presión constituye

la presión portante admisible es una medida de la capacidad de carga de la cimentación para un determinado lugar.

Presión portante permisible.- es la máxima presión que puede transmitir la cimentación al suelo de soporte, sin producir efectos nocivos, es decir que no se presente falla por corte del suelo y no se produzcan asentamientos intolerables para la estructura.

Capacidad portante última.- Es la presión que podría causar la falla por corte al suelo de soporte abajo y adyacente a la zapata.

Capacidad portante admisible.- es la presión de cimentación que asegura que no se presentará un posible falla por corte del suelo de cimentación.

Capacidad Portante Ultima Neta (qu_n).- La capacidad portante última neta se define como la carga última por unidad de área de la cimentación que puede ser soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el mismo terreno en el nivel de cimentación. Suponiendo que la diferencia entre el peso unitario del concreto usado en la cimentación y el peso unitario del suelo excavado es despreciable se tiene:

$$qu_n = qu - q_0$$

Se debe resaltar que la capacidad portante admisible de cimentaciones superficiales es casi siempre controlada por criterios de asentamientos y muy pocas veces por criterio de falla por corte. Sin embargo, con respecto a la seguridad contra falla por corte, la carga estructural permisible sobre una cimentación se calcula como sigue (método de diseño por esfuerzo permisible).

$$qa - p_0 = \frac{qa_n}{F_s} \quad qa_n = \frac{qa_n}{F_s}$$

$$\left[\frac{W_{(D+L)} + W_F + W_{SB}}{A} \right] = \frac{qu - q_0}{F_s} + q_0$$

Factor de seguridad

Significado y justificación :

El factor de seguridad se emplea para que los esfuerzos de trabajo en el suelo de soporte queden suficientemente alejados de una región peligrosa de los esfuerzos donde posiblemente ocurrirían colapsos o desplazamientos grandes y nocivos a la cimentación.

Se acostumbra adoptar el Factor de Seguridad (Tomlinson, 1969) como un "seguro" contra:

- Variaciones naturales en la resistencia al corte y otras características del suelo de soporte.
- Incertidumbre en la precisión o confiabilidad de los métodos teóricos o empíricos para evaluar las capacidades de carga. Las hipótesis o suposiciones simplificadas e idealizadas de la teoría geotécnica se acomodan difícilmente a las complejas condiciones reales.
- Deterioros locales menores en la capacidad portante del suelo de soporte producidos por la construcción o por eventos posteriores. Una alteración significativa o daño severo en el suelo de soporte, constituye una condición que puede no resultar cubierta por el factor de seguridad, en cuyo caso es necesario replantear la determinación de la capacidad portante.
- Asentamiento excesivo ocasionado por la influencia del suelo cuando la cimentación se encuentra próxima a sufrir una falla por corte.

Definiciones del factor de seguridad :

El factor convencional de seguridad que comúnmente se aplica en el cálculo de cimentaciones, es el que resulta de la definición propia de capacidad portante admisible, como :

$$q_a = \frac{q_u}{FS}$$

Sin embargo, es preferible a veces que el factor de seguridad divida la capacidad portante última neta, para obtener una capacidad portante admisible neta, de acuerdo a :

$$q_{an} = \frac{q_{un}}{FS} = \frac{q_u - \bar{q}}{FS}$$

Otro tipo de factor de seguridad, para la capacidad portante de cimentaciones superficiales que también es empleado a menudo es el factor de seguridad con respecto a la falla por cortante (FScorte), donde la cohesión y el ángulo de fricción están dados por :

$$c_d = \frac{c}{FScorte}$$

$$\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{FScorte}\right)$$

En la mayoría de los casos, un valor de FScorte = 1.4-1.6 es preferible en lugar de factor mínimo 3-4 sobre la capacidad portante última neta.

Un factor de Fscorte = 1.5 resulta equivalente al factor empírico de ajuste de los parámetros de resistencia al corte propuesto por Terzaghi para cubrir el caso de falla por corte local del suelo.

La capacidad portante admisible podrá ser calculada de acuerdo a la ecuación general de capacidad portante, empleando c_d y ϕ_d como parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Existe el concepto propuesto por Brinch Hansen (1967), de coeficientes parciales de seguridad, aplicándose por separado factores a las cargas y a los parámetros de resistencia al corte del suelo. Las cargas de trabajo se multiplican por factores de sobrecarga para obtener las cargas nominales, a partir de las cuales se evalúan los esfuerzos nominales. Al aplicar factores parciales de seguridad a los parámetros c y ϕ de resistencia al corte del suelo, se puede calcular la capacidad portante nominal de un cimiento, que es la medida de su resistencia nominal. El criterio diseño consiste en que los esfuerzos nominales no deben exceder las resistencias nominales. Es decir, que se debe diseñar para un equilibrio en el estado nominal de la falla.

Actualmente en la Ingeniería de Cimentaciones, prevalece el concepto tradicional del Factores Totales de Seguridad, aunque se han venido utilizando con creciente intensidad los métodos Estadísticos y Probabilísticos, para el manejo de los problemas de incertidumbre y decisión en la ingeniería.

Factores de Seguridad aceptables

De acuerdo a las experiencias generales y consensos de opinión sobre la "buena práctica", se acepta normalmente un factor de seguridad entre 2 y 3 para determinar la capacidad portante de cimentaciones superficiales; sin embargo, es posible consultar muchos criterios particulares sobre valores aconsejables, en función de la naturaleza de las cargas, la variabilidad del suelo y los riesgos involucrados.

En el siguiente cuadro, se presentan factores de seguridad recomendables para obtener la capacidad portante admisible del suelo considerando el tipo de estructura que se apoyará en él.

Tabla N°1.-Factores de Seguridad para Capacidad Portante de Suelos

Estructura	Factor de Seguridad
Muros de Retención	2
Excavaciones Temporales	2
Puentes en ferrocarril	4
Puentes en carreteras	3.5
Silos	2.5
Almacenes	2.5
Departamentos / Oficinas	3
Luces Industriales	3.5
Edificios públicos	3.5
Zapatatas	3
Lósas	3
Cimentaciones profundas con pruebas de carga	2
Pilas manuales con análisis de ecuación de olas	2.5
Cimentaciones profundas sin pruebas de carga	3
Suelos multicapas	4

1.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE LA TEORÍA DE ELASTICIDAD Y PLASTICIDAD APLICADAS A SUELOS

1.2.1 Teoría de Elasticidad

La Teoría de la Elasticidad, se aplica a los problemas de cimentaciones en forma análoga al diseño estructural, es decir, primeramente, se encuentran los esfuerzos que un cierto sistema de cargas exteriores produce en los puntos de la masa de suelo; en segundo lugar se encuentra la resistencia del suelo a ese tipo de esfuerzos.

La Teoría de la Elasticidad necesita de muchas precisiones que la delimiten y conformen, según distintos submodelos para que se ciña a las condiciones particulares de cada modelo real.

Dejando de lado la Elasticidad No Lineal, distinguimos la elasticidad isotrópica y la anisotrópica, siendo de mucho interés para la mecánica de suelo la anisotropía transversal u ortotrópica.

En efecto, el suelo, desde su proceso de formación dentro del campo gravitatorio terrestre con la dirección vertical como preferencial, está marcado por este tipo de anisotropía. La forma de las partículas del suelo, aplanadas en su fracción más fina coadyuva a ello.

Dentro de la elasticidad Isotrópica, el modelo más desarrollado ha sido lógicamente el más simple, el llamado espacio de Boussinesq, que se define como un ente que sustituye al terreno. Para las aplicaciones prácticas dicho espacio está limitado únicamente por un plano horizontal, constituyendo entonces el semiespacio de Boussinesq. este es elástico, homogéneo e isótropo. Al decir elástico lo entendemos en sentido restringido, es decir, suponemos que se cumple la ley de hooke y que el coeficiente de elasticidad es el mismo en tracción que en compresión. Suponemos también que la materia que constituye el semiespacio tiene resistencia suficiente para seguir respondiendo elásticamente bajo las tensiones que se produzcan en todos y en cada uno de los puntos del semiespacio.

Uso racional de la Teoría de la Elasticidad

La distribución de esfuerzos en masas de tierra es a menudo estimada empleando la distribución correspondiente de un medio elástico lineal con condiciones de entorno aproximadamente aquellos en el problema de interés. En algunos casos, la teoría elástica es también empleada para estimar el desplazamiento.

Aplicabilidad para el cálculo de esfuerzos

Masa homogénea.- Cuando las condiciones de entorno del modelo analítico elástico lineal aproxima las condiciones de entorno in-situ, la distribución de esfuerzos interpretada a partir de las medidas de campo corresponde razonablemente bien con la predicción con la teoría de la elasticidad, probablemente debido a pequeñas deformaciones y a un factor de seguridad alto contra el colapso.

Medio estratificado.- Los datos concernientes a la distribución de esfuerzos dentro de un medio estratificado es muy limitado. Se tiene reportados muy pocos estudios en la literatura y aquellos no están de acuerdo muy bien con las predicciones de la teoría elástica multicapa.

En resumen, la teoría elástica es satisfactoria para masas homogéneas pero no para sistemas estratificados. Sin embargo, aún así se emplea en pavimentos para estimar esfuerzos en sistemas estratificados, aún cuando se reconoce que las predicciones no son aproximadas. Asimismo la teoría elástica desempeña un papel fundamental en el cálculo de los asentamientos. Y lo que es más importante los resultados de esta teoría, nos permiten entender el fenómeno del asentamiento, proporcionando las bases para establecer métodos aproximados de cálculo de asentamientos a efectos prácticos.

Modelos teóricos

La Mecánica del Suelo tiene como finalidad básica predecir las reacciones de este medio frente a las cargas que le transmiten las edificaciones, o más general aún, determinar cómo ha de comportarse frente a las sollicitaciones mecánicas. Este comportamiento se materializa en una modificación de su estado inicial de tensiones y deformaciones. Por lo tanto, es en la predicción del cambio de tensiones y deformaciones en una masa de suelo por efecto de una variación de sus sollicitaciones mecánicas, donde radica el objeto de la Mecánica del Suelo.

Las ciencias físicas tratan en general de explicar la naturaleza mediante su simulación por un modelo matemático. El modelo matemático es tanto mejor, cuando más exactas son las predicciones que realiza del comportamiento real y cuánto más fenómenos pueden explicar. En su último grado de abstracción la realidad física viene sustituida por el modelo matemático, es ya el modelo matemático.

La Mecánica del Suelo como una parte de las ciencias físicas que tratan de explicar el mundo real, estudia o debe estudiar su comportamiento mediante la creación de modelos matemáticos que sean capaces de predecir las reacciones del terreno frente a unas determinadas sollicitaciones. Dada la complejidad de la realidad física del terreno, no puede esperarse que un único modelo matemático sirva para explicar todas las facetas de su comportamiento. Para los distintos fenómenos podrá ser necesario aplicar modelos distintos que incluso, puedan llegar a ser contradictorios en sus hipótesis, sin que ello signifique un contrasentido.

Tres etapas se presentan en el estudio de la realidad :

- 1.- La observación fenomenológica
- 2.- La creación del modelo
- 3.- El contraste del modelo con la realidad

Las tres etapas son básicas para las ciencias físicas y en particular para la Mecánica del Suelo. Ninguna debe hipertrofiarse en detrimento de las otras ni tampoco debe ser eliminada.

Cuando la Mecánica del Suelo comenzó a organizarse como un cuerpo de doctrina se encontró con un modelo matemático, la teoría de la elasticidad muy perfeccionado, que se había desarrollado a lo largo del siglo XIX. La teoría de la elasticidad que había nacido y sobre todo crecido como un ejercicio intelectual y académico, encontró así un extenso campo de aplicación inmediata, constituyendo un ejemplo más de que el conocimiento científico, aunque a veces parezca que sólo tiene un interés intrínseco al propio conocimiento, siempre a la larga tiene consecuencias y aplicaciones que le trascienden.

La teoría de la elasticidad constituyó para la naciente Mecánica del Suelo un fructífero modelo aplicable a un extenso grupo de fenómenos. Fue la segunda etapa del esquema que hemos presentado para el estudio de la realidad. La primera etapa, es decir la observación fenomenológica, lo constituía la experiencia sobre el comportamiento del suelo acumulada por los ingenieros civiles a lo largo de generaciones.

Cuando un terreno se deforma existe un nivel de la deformación a partir del cual, la magnitud de ésta no está ligada a los esfuerzos aplicados, sino que crece en el tiempo sin precisar para ello ningún incremento de dicha fuerza. Se dice que el terreno se halla en rotura y entonces no puede aplicarse en absoluto el modelo elástico. Sin embargo, en muchos suelos antes de llegar a este punto existen estados en los que es muy aproximado suponer que hay una correspondencia entre las deformaciones y las fuerzas aplicadas. Aunque esta hipótesis nunca es rigurosamente exacta, nos permite establecer la existencia de una relación biunívoca entre las tensiones del terreno y las deformaciones producidas. Siempre que esto ocurra nos hallamos en régimen elástico, siendo éste el sentido con que suele utilizarse este término de la Mecánica de

Suelo. En resumen, podemos suponer que en determinadas circunstancias, algunos suelos tienen un comportamiento que en principio puede ajustarse a un modelo elástico.

Ahora entra en juego la tercera etapa del conocimiento científico. Hay que contrastar las predicciones del modelo con la realidad, precisar en qué casos y en qué condiciones la teoría de la elasticidad es capaz de predecir el comportamiento del suelo con suficiente aproximación. Por lo pronto, para que esta teoría pudiera ser válida, el suelo debe estar alejado de la rotura, es decir, que debe estar sometido a un nivel de tensiones bajo. Habrá que precisar entonces que se entiende por niveles bajos de tensión, precisión que dependerá del tipo de suelo, y por ello podrán existir suelos, como de hecho ocurre en las arcillas normalmente consolidadas, a los que el modelo elástico no sea aplicable en absoluto para ningún nivel de tensiones.

El desarrollo de la tercera etapa sirve por lo tanto, para delimitar el campo de aplicación, la aproximación que pudiera esperarse.

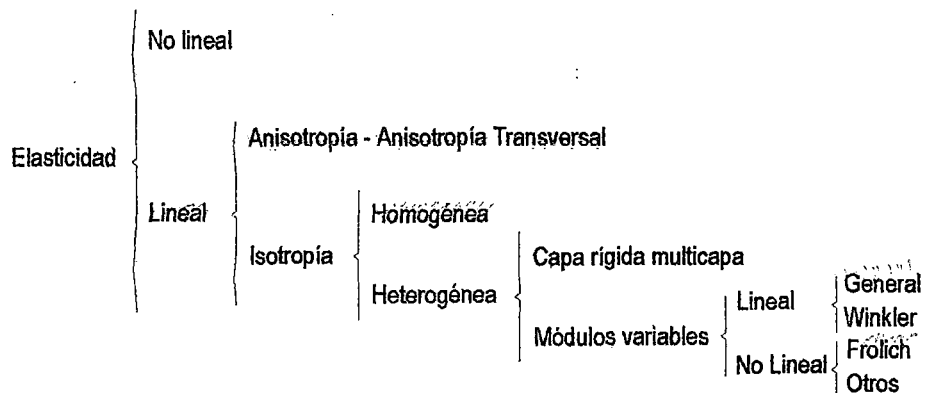


Fig. 1.- Clasificación de los modelos teóricos

Modelos elásticos

La Teoría de la elasticidad necesita muchas precisiones que la delimiten y conformen, según distintos submodelos para que se ciña a las condiciones particulares de cada problema real (Fig. 1).

Dejando aparte la elasticidad no lineal que, aunque se presenta muy prometedora, véanse por ejemplo los trabajos de Kondner (1964) sobre la respuesta hiperbólica, distinguimos la elasticidad isotrópica y Anisotrópica. Dentro de este último modelo tiene mucho interés para la mecánica del suelo la anisotropía transversal u ortotrópica.

En efecto el suelo, ya desde su proceso de formación dentro del campo gravitatorio terrestre con la dirección vertical como preferencial, está marcado por este tipo de anisotropía. La forma de las partículas del suelo, aplanadas en su fracción más fina coadyuva a ello.

Por desgracia, aunque la elasticidad con anisotropía transversal está muy desarrollada teóricamente, desde un punto de vista práctico está poco sistematizada bajo la forma de ábacos y tablas para su aplicación inmediata a los problemas del ingeniero civil y sobre todo necesita de la definición de una parámetros geotécnicos para los que no existen métodos.

La elasticidad isotrópica está caracterizada por dos parámetros. Schofield y Wroth (1968) insistían que, siendo en general los problemas tensodeformacionales que se presentan en la Mecánica del Suelo de tipo tridimensional, deberían tomarse como parámetros básicos, el módulo de rigidez transversal G y el módulo de compresibilidad K , con lo cual, al dar entrada a unos parámetros de significado intrínseco (deformación volumétrica y distorsional), se simplificarían los tratamientos matemáticos.

Sin embargo, pese a todas estas razones, hemos de ceñirnos al tratamiento tradicional mediante los parámetros básicos del modelo de Young E y el coeficiente de Poisson ν , que sólo hacen una llamada a la elasticidad unidimensional, ya que la inmensa mayoría de las tabulaciones y fórmulas existentes se refieren a estos dos parámetros. Los mayores inconvenientes a este tratamiento los encontraremos al estudiar medios heterogéneos.

Dentro de la elasticidad isotrópica, el modelo más desarrollado ha sido lógicamente el más simple, el llamado espacio de Boussinesq. Recibe el nombre de espacio de Boussinesq un ente que sustituye en primera aproximación al terreno. Para las aplicaciones prácticas dicho espacio está limitado únicamente por un plano horizontal, constituyendo entonces el semiespacio de Boussinesq. Este es elástico, homogéneo e isótropo. Al decir elástico lo entendemos en el sentido restringido, es decir, suponemos que se cumple la ley de Hooke y que el coeficiente de elasticidad es el mismo en tracción que en compresión. Suponemos también que la materia que constituye el semiespacio tiene resistencia suficiente para seguir respondiendo elásticamente bajo las tensiones que se produzcan en todos y en cada uno de los puntos del semiespacio.

Esta representación del terreno es sumamente simplificada, pero es la única para la cual tenemos resueltos de una manera general los problemas de distribución de tensiones de allí su gran importancia. Todos sabemos que el suelo no continúa indefinidamente en profundidad. Siempre aparece, más o menos profundo, dependiendo de las circunstancias geológicas de cada emplazamiento, el sustrato rocoso (Fig.2). Para ceñirse a la realidad el semiespacio de Boussinesq debe, entonces sustituirse por un modelo isótropo no homogéneo, que llamaremos "capa elástica sobre base rígida".

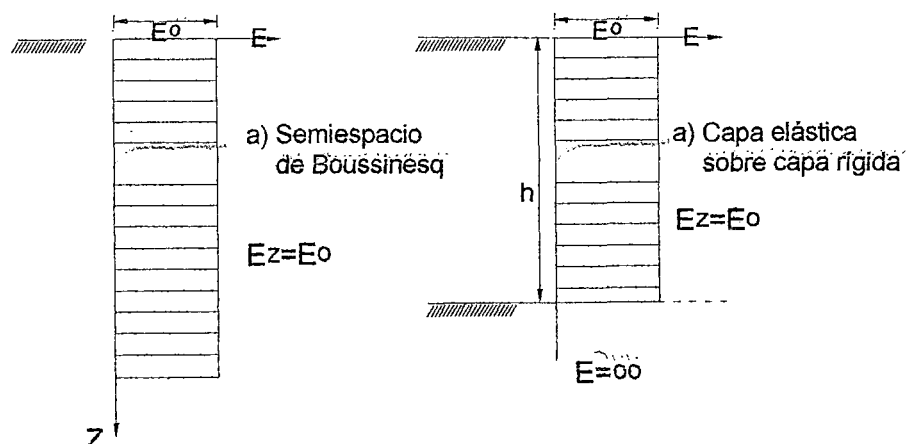


Fig.2.- Modelos elástico simples

El espacio de Boussinesq supone que el suelo es homogéneo. La teoría de la capa elástica sobre la base rígida admite que la capa elástica es homogénea en todos sus puntos, así como la base rígida. Sin embargo es también un hecho de experiencia que las propiedades del suelo varían en profundidad. En general cuando ésta aumenta, el terreno es más compacto más resistente y menos deformable. Es decir, que para simularlo por un modelo elástico habría que ir aumentando su Módulo de Young con la profundidad (Fig.3). Del coeficiente de Poisson no podemos decir nada, en general se le supone constante. Ese es uno de los dos inconvenientes, que ya hemos señalado, de la desacertada y rutinaria elección de parámetros básicos.

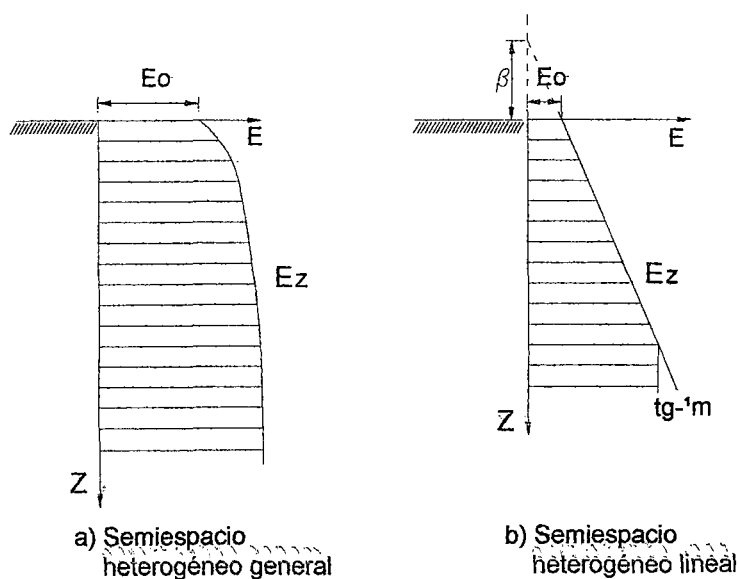


Fig.3.- Modelos elástico homogéneo y heterogéneo

El semiespacio de Winkler se define como un medio en el que los desplazamientos verticales de los puntos de la superficie bajo una presión p son proporcionales a la presión, con un coeficiente de proporcionalidad K_s llamado coeficiente de balasto o módulo de reacción vertical.

El espacio isótropo, se puede considerar como un espacio infinito, modelo de interés práctico escaso, o como un semiespacio limitado por un plano.

Dentro de la teoría de la elasticidad, existe toda una serie de modelos numéricos más complejos que los anteriores, en que el semiespacio se divide en varias capas elásticas con características distintas, dispuestas o no, sobre una base rígida. Es la teoría de multicapas que tiene gran aplicación en el estudio de pavimentos.

1.2.2 Teoría de Plasticidad

Las deformaciones elásticas, se caracterizaban por una recuperación completa en la configuración no deformada una vez que se retiran las cargas aplicadas. Además, las deformaciones elásticas solamente dependen de la magnitud de la tensión y no de la historia de tensiones o deformaciones previas. Cualquier cambio de forma como respuesta de un medio continuo a las cargas aplicadas, o a las condiciones ambientales, que no obedezca las leyes constitutivas de la elasticidad clásica, se considera como una deformación inelástica. En particular, las deformaciones irreversibles que resultan de mecanismos de deslizamientos, o de dislocaciones a una escala atómica, y que por lo tanto conducen a cambios dimensionales permanentes, son conocidas como deformaciones plásticas. Tales deformaciones únicamente tienen lugar a intensidades de tensión por encima de un cierto valor umbral conocido como límite elástico o tensión de fluencia, que aquí se denota por σ_y .

En la teoría de la plasticidad, la cuestión fundamental consiste en la formulación matemática de las relaciones tensión deformación adecuadas para la descripción fenomenológica de las deformaciones plásticas, y en la adopción de un criterio de fluencia apropiado para predecir el comienzo del comportamiento plástico. Por el contrario, el estudio de la deformación plástica desde un punto de vista microscópico pertenece al dominio de la física del estado sólido.

La frase flujo plástico se usa ampliamente para designar a una deformación plástica continua. No obstante, a diferencia del flujo de

un fluido, un flujo plástico continuo se puede referir a una cantidad de deformación. Desde luego, un sólido en estado "plástico" puede soportar tensiones cortantes aun estando en reposo.

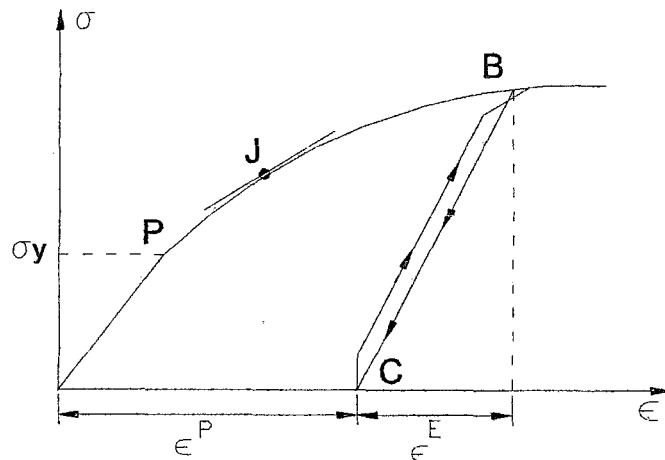


Fig.4.- Diagrama tensión-deformación

Muchos de los conceptos básicos de la plasticidad se pueden introducir de una forma elemental considerando el diagrama tensión-deformación de unos ensayos de tensión (o compresión) uniaxial correspondiente a un material hipotético como se indica en la Fig. 4. En este diagrama, σ es la tensión nominal (fuerza/sección original), mientras que la deformación ϵ se puede representar ya sea por la deformación (de ingeniería) convencional definida por :

$$\bar{\epsilon} = (L - L_0) / L_0$$

Donde L es la longitud instantánea de la probeta y L_0 la longitud original, o por la deformación natural (logarítmica) o real definida por

$$\bar{\epsilon} = \ln(L / L_0) = \ln(1 + \bar{\epsilon}) = \bar{\epsilon} - \bar{\epsilon}^2 / 2 + O(\bar{\epsilon}^3)$$

Para deformaciones pequeñas, estas dos medidas de la deformación son casi iguales como se ve en la Fig.5 y a menudo se puede despreciar la diferencia.

El punto límite P, correspondiente al límite elástico σ_y , separa a la curva tensión deformación de la Fig. 4, en un campo elástico y un campo plástico. Desafortunadamente, este punto no siempre se encuentra bien definido. Algunas veces se toma en el límite de proporcionalidad que está situado en el extremo superior de la parte inicial recta de la curva. En ocasiones se puede también elegir un punto J, conocido como límite elástico aparente de Johnson que se define como la tensión correspondiente al punto en que la pendiente de la curva alcanza el 50% de su valor inicial. También se usan varios métodos equivalentes para definir este punto límite, uno de los cuales es la tensión que produce deformación permanente del 0.2%.

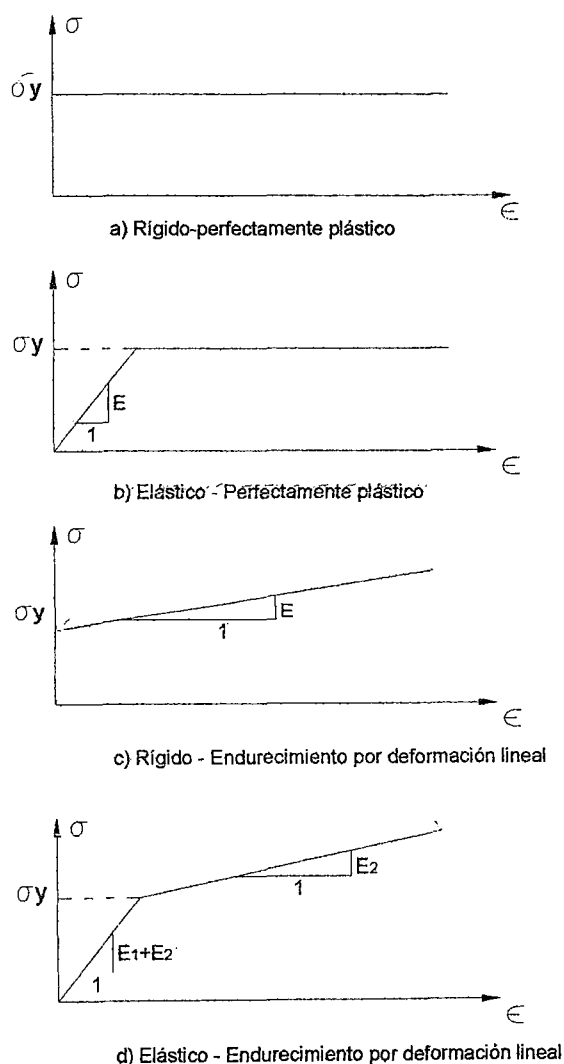


Fig.5.- Comportamientos plásticos

En el campo elástico inicial, que puede ser lineal o no lineal, un aumento de la tensión da lugar a que el punto representativo del estado tensión deformación se desplace hacia arriba a lo largo de la curva y una disminución de la tensión o una descarga da lugar a que dicho punto se desplace hacia abajo a lo largo del mismo camino. Por lo tanto, en el campo elástico existe una relación biunívoca tensión deformación.

En el campo plástico, la descarga a partir de un punto tal como el B de la Fig.4, da lugar a que el punto representativo de la tensión siga el camino BC que esencialmente es paralelo a la recta elástica inicial de la curva. En C, cuando la tensión es nula, queda una deformación plástica permanente ϵ^P . La deformación elástica recuperable desde B se señala por ϵ^E en la figura 4. Si se vuelve a cargar desde C volviendo hacia B seguiría muy estrechamente el camino BC pero una curvatura en B, y con un pequeño anillo histerésis debido a la pérdida de energía en el ciclo de carga y descarga. Después de volver a B es necesario un aumento de carga para originar una deformación posterior, condición que se conoce como endurecimiento por trabajo o endurecimiento por deformación. Está claro, por lo tanto, que en el campo plástico las tensiones dependen de las cargas aplicadas o de la historia de deformación del material.

Aunque se reconoce que la temperatura tiene una influencia definitiva en el comportamiento plástico de un material real, es costumbre en la mayor parte de la plasticidad suponer condiciones isotérmicas y considerar a la temperatura como un parámetro. De igual modo, es una práctica común en la plasticidad tradicional despreciar cualquier efecto que tuviera la velocidad de deformación en la curva tensión deformación. Según esto, se supone que las deformaciones plásticas son independientes del tiempo y separadas de fenómenos tales como la fluencia y relajación.

Comportamiento plástico idealizado

Gran parte de la teoría tridimensional que analiza el comportamiento plástico se puede considerar como una generalización de ciertas idealizaciones de la curva tensión deformación unidimensional de la Fig.2, acompañadas cada uno de un modelo mecánico sencillo. En los modelos, el desplazamiento de la masa representa a la deformación plástica y la fuerza F a la tensión.

En la Fig.5(a), la respuesta plástica y el endurecimiento por deformación se han omitido, mientras que en (b) se incluye la respuesta elástica, previa al límite elástico, pero no así el endurecimiento por deformación. En ausencia del endurecimiento por deformación la respuesta plástica se denomina perfectamente plástica. Las representaciones (a) y (b) son especialmente útiles para el estudio de la deformación plástica restringida en la que no son posibles deformaciones grandes. En la Fig.5(c) se ha omitido la respuesta elástica y se ha supuesto que el endurecimiento por deformación es lineal. Esta representación, así como la (a), se ha usado ampliamente para analizar el flujo plástico no restringido.

Las curvas tensión deformación de la Fig.5 aparecen en el contexto de las curvas de tensión. La curva de compresión para una probeta no deformada previamente (sin historia de deformación plástica) se toma como la imagen de la curva de tensión respecto al origen. No obstante, si se aplica una tensión reversible (tensión a compresión o viceversa) a un material real, que ha sido endurecido por deformación se observa una disminución definida en el límite elástico. Este fenómeno se conoce como efecto Bauschinger.

Las hipótesis más importantes contenidas en la Plasticidad son las siguientes:

- 1.- El material es homogéneo e isótropo
- 2.- No se consideran efectos en el tiempo
- 3.- No se consideran fenómenos de histéresis en la curva esfuerzo deformación

4.- No se consideran efectos por temperatura

Estas hipótesis implican al ser aceptadas algunas características de comportamiento de los materiales plásticos que, al no ser cumplidas estrictamente por los suelos.

Conceptos fundamentales de la Teoría de Plasticidad Aplicados a Suelos

La aplicación de la Teoría de la Plasticidad a un problema práctico requiere de aceptar para el material de que se trate un criterio de fluencia; es decir, se precisa establecer de antemano un nivel de esfuerzos para el cual se admite que ocurrirá la fluencia indefinida de dicho material. En Mecánica de Suelos ha sido usual aceptar como criterio de fluencia la ley de Mohr-Coulomb; es decir, el suelo fluye indefinidamente en todo punto en que el esfuerzo cortante alcance el valor :

$$\tau = s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

a no ser que exista alguna restricción en la vecindad del punto o zona plastificada, en cuyo caso la fluencia indefinida puede ser impedida.

Es importante, en la Teoría de la Plasticidad, el estudio del campo de velocidades de desplazamiento de los puntos de un material dentro de la zona de fluencia plástica; del estudio de la distribución de dichas velocidades y de acuerdo con la hipótesis de la teoría es posible concluir que las líneas de falla gozan de la importante propiedad de deformación a lo largo de ellas mismas es nula. También tienen la característica de que a lo largo de ellas, un desplazamiento tangencial implica un desplazamiento normal, ligados ambos por la relación de que el normal es igual al tangencial por $\tan \phi$. estas condiciones, mas la dilatancia, en unión a las condiciones de frontera del problema, bastan para definir por completo el campo de velocidades de desplazamiento de los puntos

medio, siempre y cuando se conozca también la distribución de las líneas de falla.

Puede demostrarse en teoría, que un medio sólo puede sufrir movimientos de rotación o traslación como cuerpo rígido, cuando la superficie de deslizamiento y la líneas de falla sean rectas o espirales logarítmicas (en un suelo cohesivo la espiral se transforma en un arco de círculo) Estos tipos de movimientos son frecuentes en los mecanismos de falla utilizados en la Mecánica de Suelos y concretamente en temas de Capacidad de Carga.

Un estado de esfuerzos es estáticamente admisible cuando satisface las condiciones de equilibrio, las de fronteras impuestas por el problema concreto de que se trate y cuando el nivel de esfuerzos en todo punto es tal que la condición de fluencia no se ve sobrepasada.

En un material perfectamente plástico los niveles de esfuerzo no pueden aumentar sin límite al aumentar las sollicitaciones externas; al alcanzarse la condición de fluencia las deformaciones aumentan a esfuerzo constante. Por lo tanto, un medio plástico sujeto a cargas crecientes, debe llegar a una situación tal que el pequeño aumento de los esfuerzos produzca el flujo plástico. Tal condición crítica recibe el nombre de estado de colapso plástico y el sistema de cargas que la produce se llama sistema de cargas límite. La distribución de velocidades de deslizamiento en el momento del colapso plástico es el mecanismo de colapso o de falla.

Un campo de velocidades de deformación es cinemáticamente admisible si proviene de un campo de velocidades de desplazamiento que satisfaga las condiciones de frontera, la relación entre los desplazamientos normales y tangenciales a lo largo de las líneas de falla antes mencionadas y la condición de que la velocidad de deformación a lo largo de las mismas líneas de falla sea nula.

En los anteriores conceptos se basan dos teoremas de interés fundamente en las aplicaciones de la Teoría de la Plasticidad a los suelos.

Primer Teorema

Entre todas las distribuciones de esfuerzos estáticamente admisibles, la distribución real es, la que corresponde al factor de seguridad máximo. es decir, si se calcula un factor de seguridad igual o mayor que uno para un sistema de cargas actuantes sobre el suelo en estudio haciendo uso de una cierta distribución de esfuerzos estáticamente admisible, el factor de seguridad real, correspondiente a la distribución de esfuerzos real, será mayor que el calculado. Con mayor razón el mismo sistema de cargas pero, con magnitudes menores para estas, conducirá a una situación estable.

Segundo Teorema

Entre todos los campos de velocidades de deformación cinemáticamente admisibles, el campo real es el que corresponde al factor de seguridad mínimo. es decir, si se calcula un factor de seguridad menor o igual que uno para un sistema de cargas actuantes sobre el suelo en estudio, haciendo uso de una distribución de velocidades de deformación cinemáticamente admisible, el factor de seguridad real correspondiente a la distribución de velocidades de deformación real, será menor que el calculado. Con mayor razón, el mismo sistema de cargas, pero consideradas de mayor magnitud, conducirá a una situación inestable.

El primer Teorema de Colapso Plástico permite calcular una cota inferior del sistema de carga límite; es decir, permite calcular un valor límite de sistema de cargas tal que, para cualquier valor de las cargas menor que las calculadas, el sistema es estable.

De la misma forma, el Segundo Teorema de Colapso plástico permite calcular una cota superior del sistema de carga límite, o sea un sistema de cargas tal que cualquier otro con cargas mayores produce el colapso plástico de la estructura.

Equilibrio plástico en suelos

Un cuerpo de suelo se encuentra en un estado de equilibrio plástico si cada parte de éste se encuentra próxima a la falla. Rankine (1857) investigó las condiciones de esfuerzos correspondientes a los estados de equilibrio plástico que se pueden desarrollar simultáneamente a lo largo de una masa de suelo que actuando solo por gravedad. Los estados de Equilibrio Plástico considerados por Rankine son llamados Estados de Equilibrio Plástico de Rankine. Una discusión de los estados de Rankine sobre una masa semi-infinita sirve como una introducción a los estados más complicados de equilibrio plástico encontrados en relación con problemas prácticos.

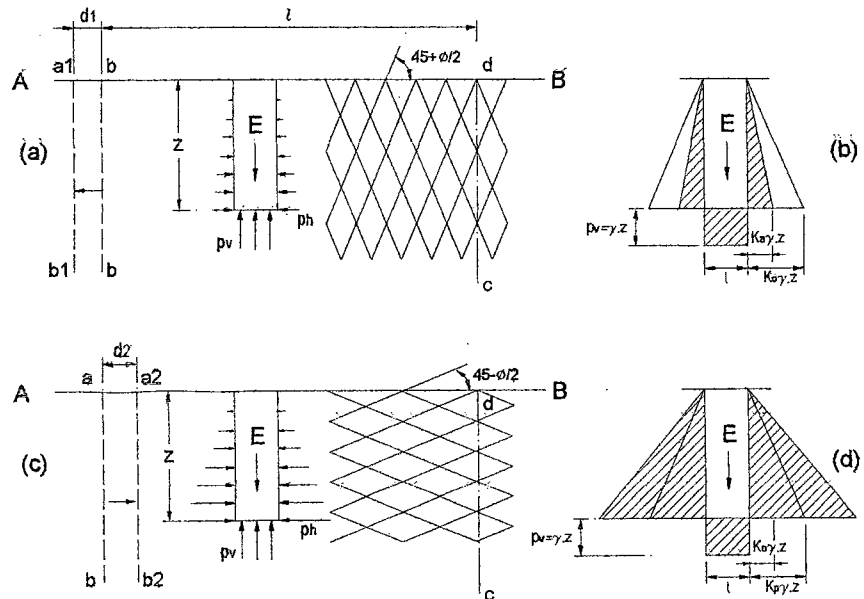


Fig.6.-Estados activo y pasivo de Rankine en una masa semi-infinita de arena

En la Fig.6, se ilustran los estados de Rankine, donde AB representa la superficie horizontal del terreno de una masa de arena semi-infinita con un peso unitario γ , y E representa un elemento de la arena a una profundidad z y cuya sección transversal tiene un área igual a la unidad. Como el elemento es simétrico con referencia a un plano vertical, el esfuerzo normal sobre la base es:

$$p = \gamma \cdot z$$

es un esfuerzo principal. Como consecuencia los esfuerzos normales p_h sobre los lados verticales del elemento a la profundidad z son también esfuerzos principales.

La relación entre los esfuerzos principales mayor y menor en un material sin cohesión no puede exceder el valor:

$$\frac{p_1}{p_3} = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Como el esfuerzo principal vertical p_v en la masa de arena mostrada en la Fig.6a puede ser el mayor o menor de los esfuerzos principales, la relación $K=p_h/p_v$ puede asumirse un valor entre los límites:

$$K_a = \frac{p_h}{p_v} = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{y} \quad K_p = \frac{p_h}{p_v} = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Luego que una masa de arena ha sido depositado por un proceso natural o artificial K tiene un valor K_0 intermedio entre K_a y K_p , y :

$$p_h = K_0 p_v$$

Donde K_0 es una constante empírica conocida como el coeficiente de presión en reposo. Este valor depende de la densidad relativa de la arena y el proceso mediante el cual se ha formado el depósito. Si este proceso no involucra compactación artificial por vibración, el rango de K_0 es de aproximadamente 0.40 para arenas sueltas y 0.50 para arenas densas. La vibración en capas puede incrementar el valor hasta cerca de 0.8.

Para cambiar el valor de K para una masa de arena de K_0 a algún otro valor, es necesario dar a la masa total la oportunidad de estirarse o recortarse en una dirección horizontal. Como el peso de la arena sobre una sección horizontal permanece invariable, la presión vertical p_v no se altera. La presión horizontal $p_h=K.p_v$, sin embargo, decrece si la masa se estira y se incrementa si ésta se comprime. Tanto como la masa se estire, cualquiera de la

secciones verticales ab y cd se mueven aparte, y el valor de K decrece hasta ser igual a K_a . La arena se encuentra en el estado conocido como Estado Activo de Rankine. En este estado la intensidad de la presión horizontal a cualquier profundidad es igual a :

en donde K_a es llamado el coeficiente de presión activa. En la Fig.6b, Se muestra la distribución de la presión sobre los lados y la

$$P_h = K_a p_v = K_a \gamma \cdot z = \gamma \cdot z \cdot \frac{1}{N_\phi}$$

base del elemento E. El estrechamiento de la masa no tiene efecto sobre p_h , pero el deslizamiento ocurre a lo largo de dos familias de superficies como se indica en el lado derecho de la Fig.6a. Tal superficie de deslizamiento interseca la dirección del esfuerzo menor principal con un ángulo de $45+\phi/2$. Debido a que los esfuerzos principales menores son horizontales, los planos de corte se elevan con un ángulo de $45+\phi/2$ con la horizontal. El patrón formado por los trazos de los planos de corte sobre una sección vertical paralela a la dirección del estrechamiento se conoce como patrón de corte. Una compresión horizontal de masa total de arena origina el desplazamiento de ab a cd, como se muestra en la Fig.6c. En consecuencia, la relación $K=p_h/p_v$ se incrementa. En cuanto K es igual a K_p , se dice que la arena se encuentra en el estado pasivo de Rankine. A cualquier profundidad z la presión horizontal es:

$$P_h = K_p p_v = K_p \gamma z = \gamma z N_\phi$$

en donde K_p es el coeficiente de empuje pasivo. Cuando el esfuerzo menor principal en el estado pasivo de Rankine, es vertical, las superficies de deslizamiento se elevan bajo un ángulo de $45-\phi/2$ con la horizontal, como se muestra en la Fig. 6c.

Los estados activo y pasivo de Rankine constituye dos estados limitantes para el equilibrio de la arena. cada estado intermedio, incluyendo el estado de reposo, es referido como estado de equilibrio plástico.

1.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La ley fenomenológica del esfuerzo cortante fue descubierta por C.A. Coulomb (1773) y ha sido estudiada en las últimas décadas por varios investigadores en diferentes países, mucho más que cualquier otra propiedad del suelo. Los siguientes párrafos contienen una breve discusión de las diferentes formas del esfuerzo de corte cuando se analiza la estabilidad de cimentaciones y algunos comentarios sobre el diagnóstico del problema específico para facilitar la selección de los parámetros de resistencia.

La ley de Coulomb es la siguiente :

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \dots \dots \dots (11)$$

donde :

s = esfuerzo unitario de corte

c y ϕ = parámetros que representan la cohesión y el ángulo de fricción interna del material, respectivamente.

σ_n = esfuerzo normal sobre la superficie potencial de deslizamiento.

La fuerza unitaria necesaria para movilizar la resistencia al corte friccional es :

$$s_\phi = \sigma_n \tan \phi \dots \dots \dots (12)$$

El valor de $\tan \phi$ es el coeficiente de fricción dado por Coulomb, entre dos superficies de deslizamiento en el instante que ocurre el desplazamiento relativo. En ese instante se moviliza la fricción estática entre las partículas o granos, después que el material entra en movimiento con una resistencia al corte más pequeña. La resistencia friccionante es llamada fricción residual ó dinámica, y es función de la velocidad diferencial entre las superficies. En caso de materiales granulares, el ángulo de fricción interna es una importante función de las dimensiones y forma de los granos, el arreglo del esqueleto estructural y el estado de compactación del material. La resistencia al corte debida a

la cohesión en los granos puede definirse como la resistencia al corte para esfuerzo normal cero, así tenemos:

$$s_c = c \dots \dots \dots (1.3)$$

El valor de c es una función del tipo de material cementante o minerales arcillosos, y del esfuerzo intergranular donde la cementación tiene lugar, es decir, de la historia de carga del sedimento.

La ligadura entre los granos en la estructura del suelo está dada por sustancias cementantes como carbonatos o silicatos, y por minerales arcillosos. La resistencia al corte en suelos impermeables es una propiedad física complicada que, sin embargo, puede aplicarse fácilmente cuando se comprenden estas limitaciones y propiedades mecánicas.

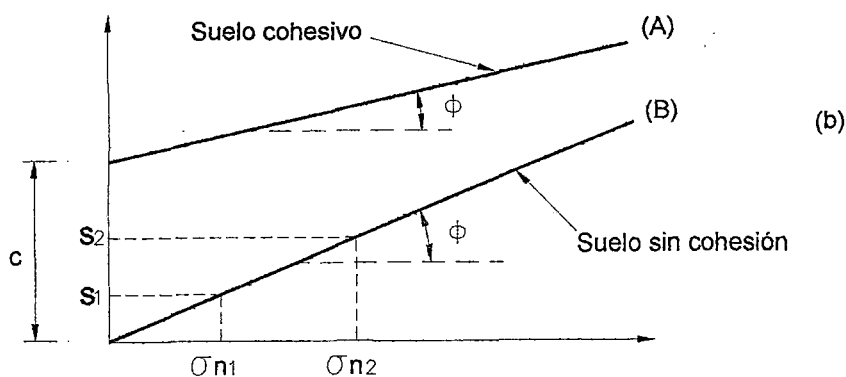
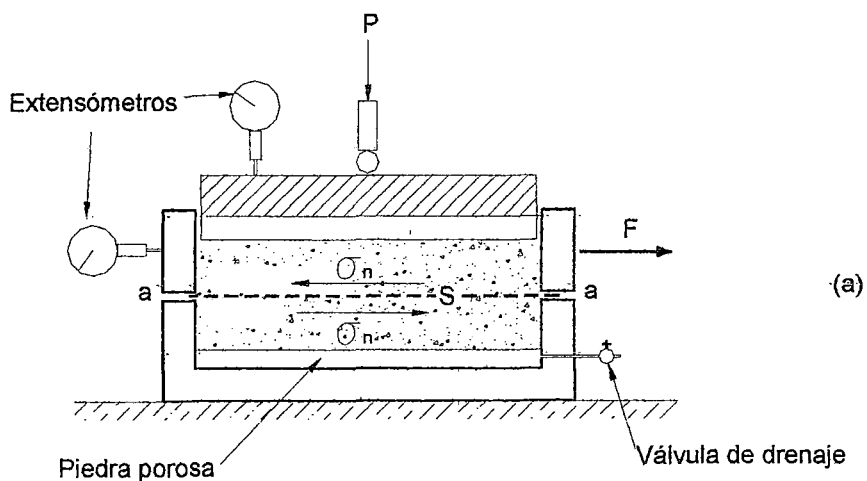


Fig. 7 Aparato de Corte Directo

1.3.1 Ecuación de Coulomb-Terzaghi

La ley fenomenológica de Coulomb puede ser investigada para materiales granulares no saturados por medio de un instrumento llamado aparato de corte directo, muy bien conocido en la Mecánica de Suelos elemental. En la práctica, se puede encontrar diferentes métodos de operación, dependiendo sobre ciertas modalidades y patentes de instrumentos de manufactura o de aquellos de variedad casera. Independientemente de los refinamientos ofrecidos por los diferentes diseñadores y constructores de este instrumento, los principios básicos son los mismos.

Evidentemente, hay otros factores importantes para considerar durante el ensayo. El factor más importante es el cambio de volumen sufrido por el espécimen ensayado durante el ensayo, este es medido con el extensómetro vertical. El valor de ϕ_d representa el ángulo real de fricción interna entre los granos, donde σ_n es el esfuerzo intergranular. Puede notarse, sin embargo, que para cada "set" de valores s y σ_n se obtiene una relación de vacío diferente, decreciente con el incremento de σ_n .

Cuando el material se satura en el caso de suelos impermeables, el esfuerzo normal aplicado no es transmitido inmediatamente a la estructura del suelo, debido a que el agua en los poros toma parte de la carga aplicada, de acuerdo a la teoría de consolidación fundamental; desarrollando presiones de poro cuando se alcanza el esfuerzo de corte en corte tiempo. Por eso, será necesario realizar el ensayo a una tasa suficientemente baja de aplicación de la carga para mantener dentro de pequeños valores del exceso de presión de agua, obteniéndose a cualquier instante durante el ensayo, esfuerzos intergranulares efectivos. El fenómeno de presiones de poro puede ser estudiado por medio de la teoría de consolidación de Terzaghi que considera un material formado por dos fases, la fase sólida y la fase líquida. El teorema establecido para materiales saturados es como sigue: La presión total aplicada es un suelo

saturado es en cualquier tiempo igual a los esfuerzos efectivos sumados a la presión de poros.

$$p = \sigma + \mu \dots \dots \dots (14)$$

donde p = presión total
 σ = esfuerzo integranular
 μ = presión del agua

Por eso, si la presión total permanece constante durante el tiempo del ensayo

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = - \frac{\partial \mu}{\partial t} \dots \dots \dots (15)$$

La expresión de arriba implica que durante el ensayo cualquier cambio en el esfuerzo efectivo produce un cambio igual y contrario en la presión hidráulica. Durante el ensayo en un material saturado impermeable, los esfuerzos efectivos cambian continuamente a partir del instante en que la carga es aplicada. Para comprender la ley de Coulomb para materiales saturados en las cuales la falla puede tener lugar durante el exceso de presión hidrostática en el material, se debe corregir la expresión de Coulomb, introduciendo el teorema fundamental de Terzaghi para esfuerzos efectivos. Por eso, obtenemos la ecuación de Terzaghi:

$$s_d = c_d + (p - \mu) \tan \phi \dots \dots \dots (16)$$

Los parámetros c_d y ϕ_d para un suelo pueden ser determinados si uno de los valores conocidos de μ en el preciso instante de la falla por corte, o realiza un ensayo con tal razón de carga que durante el ensayo y en falla $\mu = 0$. Además, a partir de las propiedades índice de los suelos se concluye que los parámetros c_d y ϕ_d definen la resistencia al corte son propiedades mecánicas específicas para cada tipo de material, dependiendo de los siguientes factores.

Cohesión :

1. Tipo de agente cementante : carbonatos, silicatos, minerales arcillosos
2. Historia de carga de sedimentos, es decir, contenido de agua, esfuerzos efectivos en los cuales el material fue previamente consolidado.
3. Esqueleto estructural

Angulo de fricción

1. Distribución del tamaño de granos
2. Forma de los granos
3. Densidad del suelo o compactación
4. Composición mineralógica, principalmente: en el caso de esfuerzos altos, la resistencia de los granos.

La determinación de la resistencia al corte de un sedimento es difícil y el aparato de corte directo no puede ser usado para mejorar la ventaja en determinar todos los tipos de resistencia al corte que representan el suelo. Las desventajas de este instrumento contra las ventajas de esta simplicidad son las siguientes :

1. Durante la distorsión del ensayo del especimen confinado en las cajas el estado de esfuerzos generado no es uniforme a lo largo del plano de corte. Es más el área de corte nominal es reducida. El efecto posterior, sin embargo, puede ser corregido.
2. Los resultados de los ensayos lentos realizados en suelos secos o semi saturados son aproximadamente válidos.
3. En materiales impermeables, para determinar solo el valor de c , el ensayo tiene a ser realizado rápidamente para evitar la consolidación; por eso, los resultados son afectados por las propiedades de viscosidad de los materiales arcillosos.
4. El ensayo no puede ser realizado lentamente y a volumen constante, desde que el agua bajo presión escapará en la

interface de las dos cajas, es decir, en la superficie potencial de deslizamiento, plano (a-a) en la Fig. 7a.

Estas dificultades y otras pueden ser evitadas usando una cámara de compresión triaxial de compresión por medio de cual se obtienen resultados más precisos, aunque a expensas de más tiempo de ensayo.

1.3.2 Concepto de Falla Coulomb-Mohr

El estado principal de esfuerzos en un punto ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) pueden ser presentados por el círculo de Mohr (Fig. 8), donde σ_1 representa el esfuerzo principal mayor y σ_3 el esfuerzo principal menor. Los esfuerzos efectivos normales correspondientes en los tres direcciones de coordenadas son $\sigma_z > \sigma_y > \sigma_x$. Para esfuerzo plano podemos escribir:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(180 - 2\alpha) \dots \dots \dots (1.7)$$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \dots \dots \dots (1.8)$$

El valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (\sigma_z + \sigma_x)/2$ representa la posición del centro del círculo de esfuerzos de el eje σ . El radio del círculo $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, es una medida de esfuerzo de corte. el ángulo α representa la inclinación del plano donde los esfuerzos τ y σ_n son aplicados. Además, los esfuerzos principales pueden ser también expresados como una función de σ_z , σ_x y τ :

$$\sigma_1, y, \sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x) \pm \sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2}{4} + \tau^2} \dots \dots \dots (1.9)$$

A veces es deseable encontrar el máximo y mínimo esfuerzo principal, a partir de valores conocidos como σ_z , σ_x y τ , respectivamente.

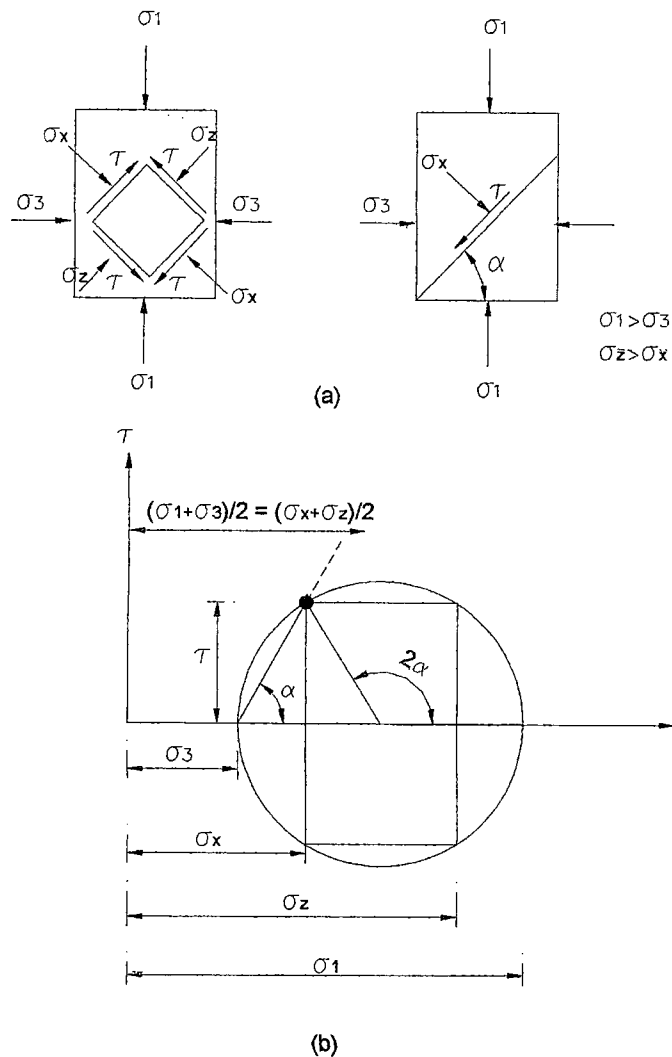


Fig. 8.- Círculo de Esfuerzos de Mohr

La ley fenomenológica de resistencia se presenta aproximadamente para todo propósito práctico y para cierto rango de nivel de esfuerzos por una línea recta de coordenadas s , σ_n (Fig.9b). Se asume que el espécimen está sujeto a un estado de esfuerzos principales iguales a σ_3 ; la representación gráfica será un punto con una abscisa σ_3 en el sistema de coordenadas. Ahora sumir que los esfuerzos verticales se incrementan de manera que se obtiene el esfuerzo principal $\sigma_3 + \Delta\sigma = \sigma_1$. Los esfuerzos τ y σ_n en un plano inclinado un ángulo α , se pueden obtener a partir de los esfuerzos en el círculo.

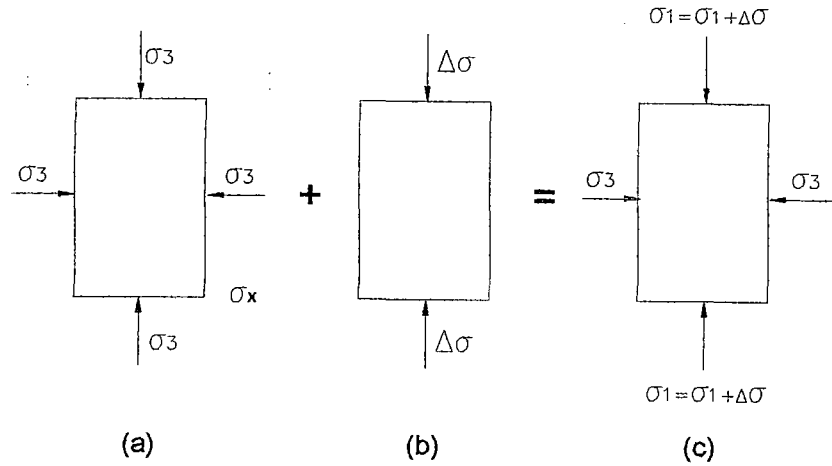


Fig. 9.- Aplicación de esfuerzos principales

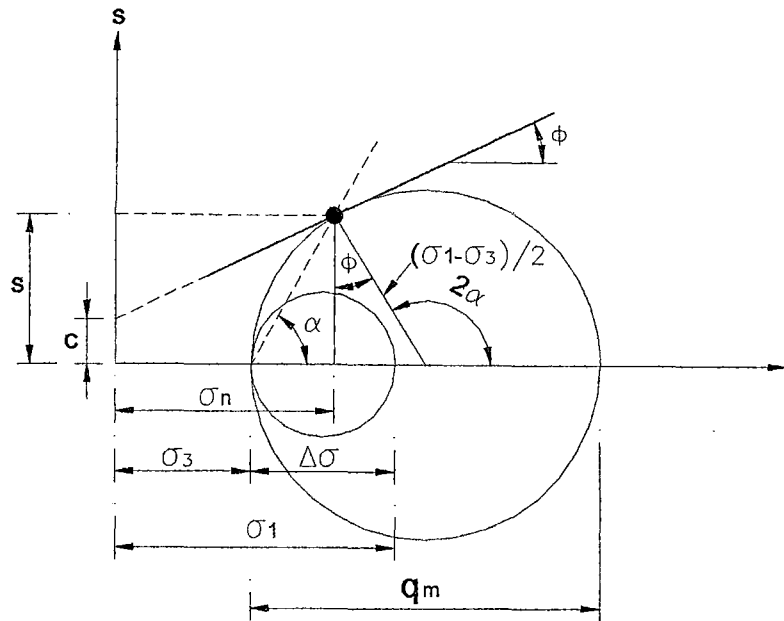


Fig. 10.- Concepto de falla Coulomb-Mohr

El incremento en los esfuerzos verticales $\Delta\sigma$ que induce los esfuerzos de corte en el suelo se conoce como esfuerzo desviador. este esfuerzo es incrementado a un máximo hasta que el suelo es llevado a la falla, cuando $\Delta\sigma = q_m$. En este instante el círculo de esfuerzos será tangente a la ley de resistencia al corte y ocurriendo la falla teóricamente sobre un plano con inclinación:

$$\alpha = 45 + \frac{1}{2}\phi \dots \dots \dots (1.10)$$

Por consiguiente, los esfuerzos sobre la superficie potencial de deslizamiento toman los siguientes valores:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi \dots \dots \dots (1.11)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi \dots \dots \dots (1.12)$$

y llamando $\sigma_3 = \sigma_c$ al esfuerzo e confinamiento efectivo y al esfuerzo principal mayor $\sigma_1 = \sigma_c + q_m$, se tiene:

$$\tau = \frac{1}{2} q_m \cos \phi \dots \dots \dots (1.14)$$

$$\sigma_n = \sigma_c + \frac{1}{2} q_m (1 - \sin \phi) \dots \dots \dots (1.13)$$

La resistencia al corte en diferentes estados de esfuerzo y condiciones volumétricas puede investigarse empleando cámara de compresión triaxial. Por consiguiente, de la ecuación de Coulomb-Terzaghi (ec 1.6), los parámetros de resistencia al corte pueden determinarse para las siguientes condiciones:

Resistencia al corte no drenada.- El espécimen es colocado en la cámara de compresión triaxial eliminando los efectos de las fuerzas de capilaridad. Con el sistema de drenaje abierto, se aplica un esfuerzo efectivo de confinamiento σ_{ci} , dando tiempo suficiente para permitir la consolidación bajo este esfuerzo de manera que $\mu=0$, Luego, se aplica un esfuerzo desviador q_m lentamente para mantener $\mu=0$, hasta la falla. Bajo estas condiciones, se obtiene un círculo de esfuerzos máximos donde los esfuerzos principales que determinan la falla son:

$$\sigma_3 = \sigma_c$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + q_m \dots \dots \dots (1.15)$$

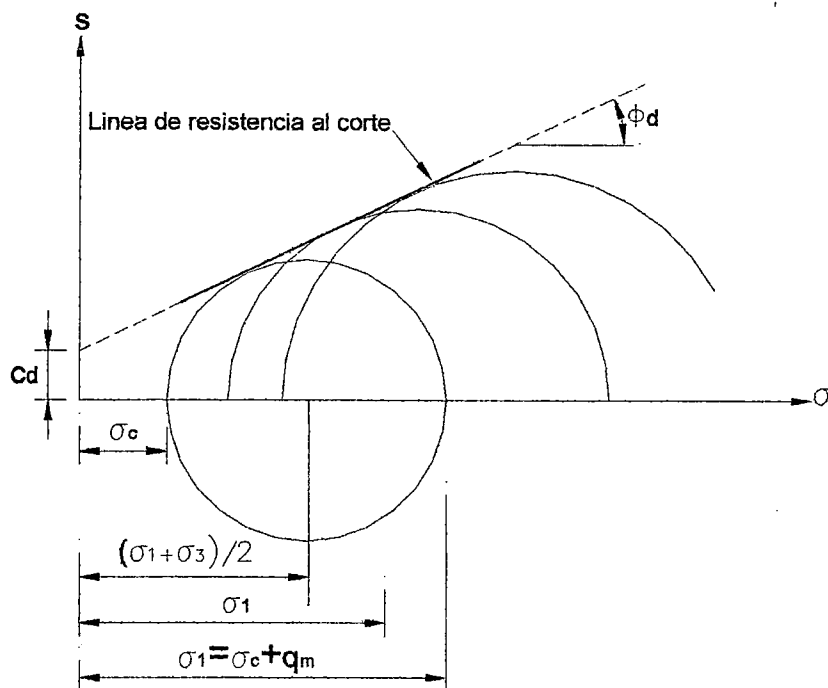


Fig. 11.- Resistencia al corte drenada en suelos cohesivos, $\mu=0$

Los valores son ploteados como círculos de Mohr con centro $\sigma_c + q_m/2$ y radio $q_m/2$ (Fig.11). El proceso se repite con otros especímenes con las mismas propiedades índice, obteniéndose un círculo de esfuerzos últimos para cada uno de ellos. La envolvente de todos los círculos de esfuerzos representa la ecuación de resistencia al corte. Por consiguiente, los parámetros de corte c_d y ϕ_d se pueden definir como los obtenidos en ensayo lento y drenado que demanda consolidación completa bajo los esfuerzos aplicados. Bajo estas condiciones, la ecuación de resistencia al corte es :

$$s_d = c_d + \sigma_n \cdot \tan \phi_d \dots \dots \dots (116)$$

Resistencia al corte no drenada consolidada.- Para obtener los parámetros de resistencia al corte, se realiza un ensayo aplicando un esfuerzo de confinamiento σ_c al espécimen de suelo y permitiendo la consolidación del material hasta $\mu=0$. De este modo, el sistema de drenaje está cerrado aplicándose un esfuerzo

desviador q_m hasta la falla. Durante la aplicación del valor de q_m , el ensayo es realizado a volumen constante, generándose una presión hidráulica μ en el espécimen, proporcionalmente al esfuerzo desviador aplicado. Entonces se puede escribir $\mu = a \cdot q_m$. En este caso, los esfuerzos totales aplicados para un estado específico son:

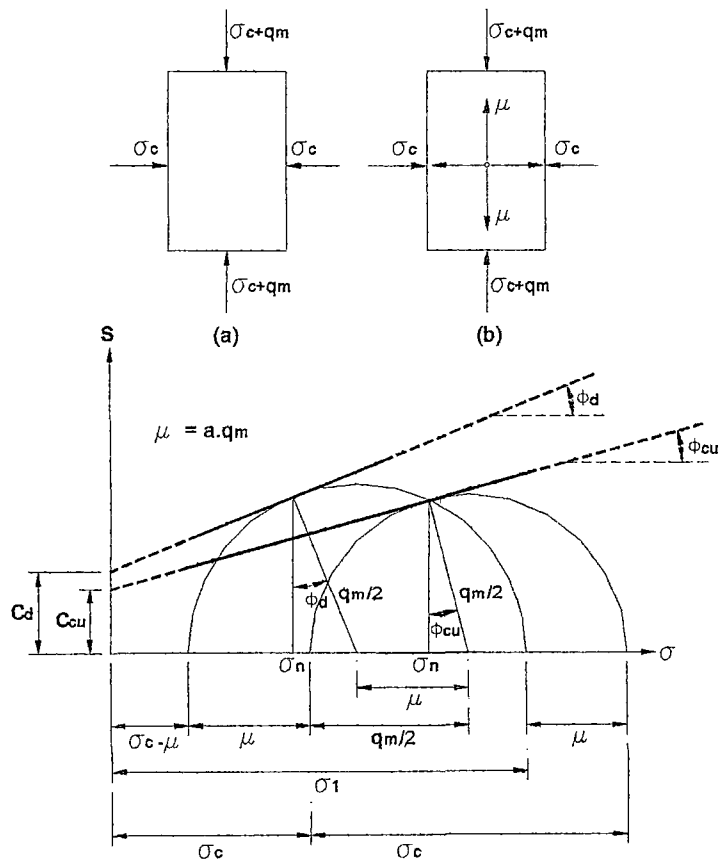
$$\sigma_3 = \sigma_c$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + q_m$$

Los esfuerzos efectivos alcanzados en falla son (Fig. 12):

$$\sigma_3 = \sigma_c - \mu$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + q_m - \mu$$



C_d, ϕ_d - obtenidos a partir de ensayos drenados $\mu=0$

C_{cu}, ϕ_{cu} - obtenidos a partir de ensayos consolidados no-drenados

Fig. 12.- Resistencia al corte consolidada no drenada en suelos cohesivos.

A partir de los resultados, se obtienen dos círculos de máximos esfuerzos, uno representa los esfuerzos efectivos cuando los valores μ son conocidos y el otro representa los esfuerzos totales aplicados. Cada círculo de máximos esfuerzos obtenidos tendrá una ecuación diferente para la resistencia al corte. Si los ensayos se realizan a volumen constante y aplicación lenta de q_m , es una manera de eliminar completamente el fenómeno de la viscosidad intergranular, entonces la ordenada de la resistencia al corte en el origen de los esfuerzos aplicados tendrán aproximadamente el mismo valor.

Por eso, la ley de resistencia al corte para esfuerzos aplicados en un suelo consolidado en falla a volumen constante se expresa por :

$$s_{cu} = c_{cu} + p_n \cdot \tan \phi_{cu} \dots \dots \dots (13.17)$$

Los parámetros de resistencia al corte c_{cu} y ϕ_{cu} representan la cohesión y el ángulo de fricción interna, y son parámetros de resistencia al corte aparentes que satisfacen este tipo de pruebas, y en correspondencia son válidos para falla por corte bajo las mismas condiciones en el campo.

Resistencia al corte no drenada.- Por medio de la cámara triaxial se puede realizar un ensayo a volumen constante a partir del inicio de los esfuerzos aplicados que son investigados. El espécimen de prueba saturado es introducido en la cámara y las fuerzas de tensión superficial son eliminadas, reduciendo a cero cualquier esfuerzo de confinamiento producido por la tensión superficial del agua. Es así que, el sistema de drenaje es colocado, aplicándose una presión de confinamiento. Bajo esta condición, la presión aplicada es tomada completamente por el agua mientras no haya cambio de volumen. Por eso, no se produce consolidación en el espécimen. El esfuerzo aplicado σ_c no se transmite como presión efectiva. El efecto es una presión de poro hidrostática $\mu = \sigma_c$. La aplicación de q_m , sin embargo, genera una presión de poro

adicional que puede escribirse como: $\Delta u = a \cdot q_m$ (Fig. 13). El espécimen ensayado falla con esfuerzos efectivos principales independientemente de los esfuerzos iniciales; $\sigma_1 = (1-a)q_m$ y $\sigma_3 = a \cdot q_m$. Por eso, la resistencia al corte del material es en este caso independiente de los esfuerzos aplicados y puede escribirse como:

$$s_u = \frac{1}{2} q_m \quad \text{o} \quad c_u = \frac{1}{2} q_m$$

Si en la naturaleza, el material es encontrado consolidado bajo los esfuerzos σ_z y σ_h , entonces:

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (\sigma_z + 2\sigma_h) \dots \dots \dots (118)$$

Llamando $K_0 = \sigma_h / \sigma_z$, podemos escribir:

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \sigma_z \dots \dots \dots (119)$$

Para cada valor de σ_c natural, se puede obtener un valor de c_u .

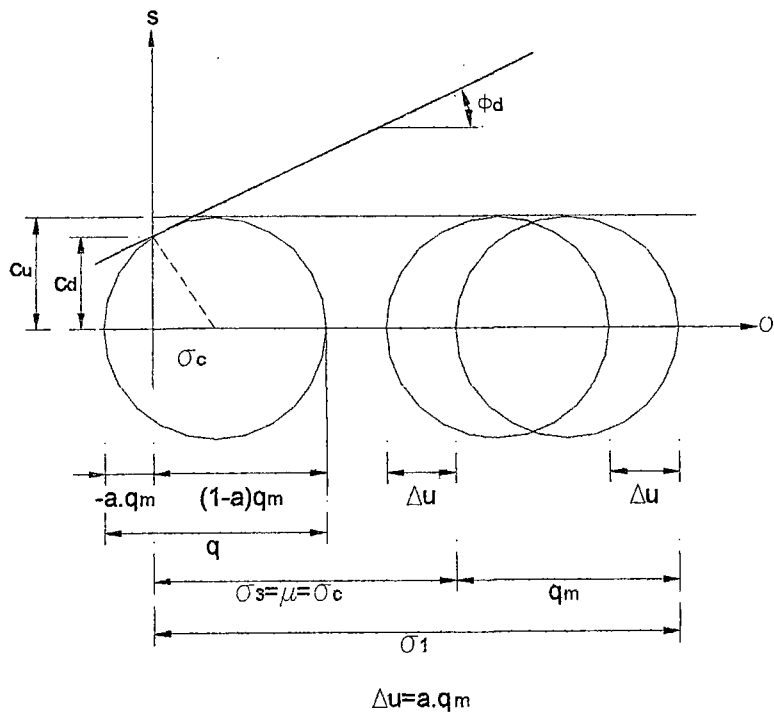


Fig. 13.- Resistencia al corte no drenada en suelos cohesivos

1.3.3 Determinación de los parámetros de resistencia promedio c y ϕ

Usando las ecuaciones de resistencia al corte $s = c + \sigma_n \tan\phi$ y sustituyendo en las expresiones (1.11) y (1.12) para los esfuerzos principales en el instante de la falla, obtenemos:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos\phi = c + \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin\phi \right] \tan\phi$$

Ordenando términos y realizando operaciones algebraicas tenemos:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = c \cdot \cos\phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin\phi \dots \dots \dots (1.20)$$

Nos permite definir:

$$c' = c \cdot \cos\phi$$

$$\sin\phi = \tan\alpha$$

Se puede obtener una ecuación de línea recta en un sistema de coordenadas, planteando como ordenadas $(1/2)(\sigma_1 - \sigma_3)$ y como abscisas $1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$, (Fig.14). La ordenada en el origen es c' y la pendiente de la línea recta es $\tan\alpha$. entonces:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = c' + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \tan\alpha \dots \dots \dots (1.21)$$

La ecuación dada arriba puede ser utilizada para representar los resultados promedios de los ensayos en un material con las mismas propiedades índice. Por eso, se puede obtener el ángulo de fricción interna promedio representativo de los ensayos, según:

$$\phi = \sin^{-1}(\tan\alpha)$$

y la cohesión:

$$c = \frac{c'}{\cos\phi}$$

Se puede observar de la geometría de la Fig.14(b), que un círculo de esfuerzo máximo es tangente a la línea de resistencia al corte,

obteniéndose por lo tanto, la ecuación de la línea recta a partir de la ecuación 1.21.

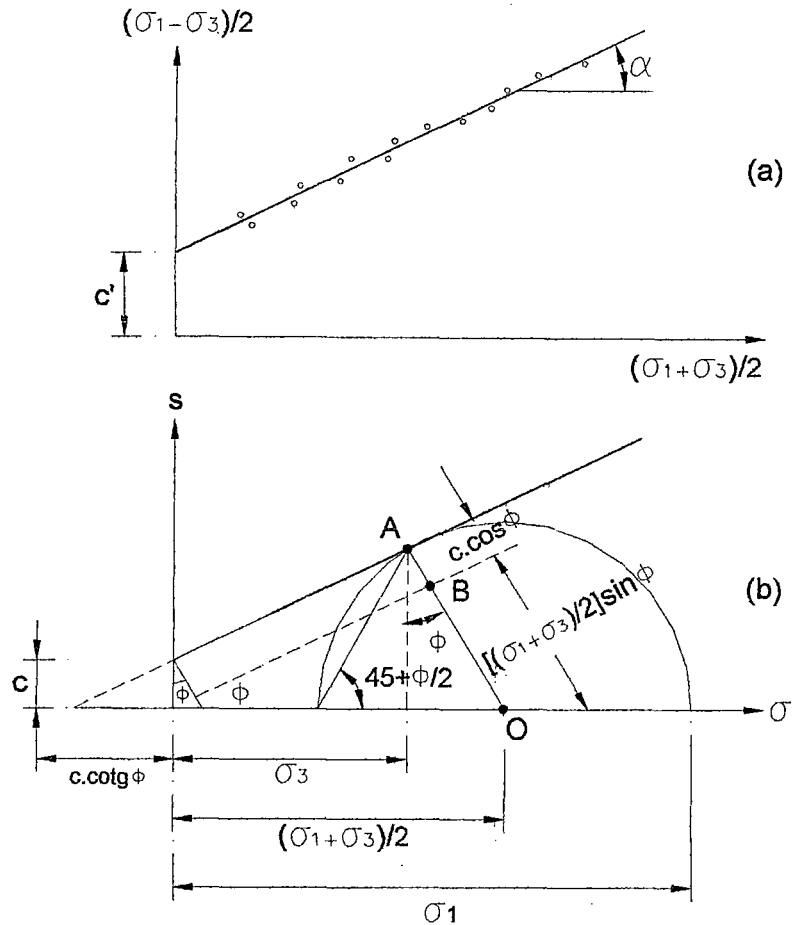


Fig.14.- Determinación de los parámetros de resistencia al corte promedio.

1.3.4 Condición de plasticidad Mohr-Coulomb

En el instante que la resistencia al corte es completamente movilizadada y representada por los círculos de esfuerzo máximo tangentes a la curva de resistencia al corte de Coulomb, se puede obtener condición Mohr Coulomb para una comportamiento plástico. Los círculos son caracterizados por su similaridad sobre la hipótesis aproximada que la ley de resistencia al corte es una línea

recta en un cierto rango del nivel de esfuerzos. Entonces, podemos establecer la condición:

$$\sin\phi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{c \cdot \cot\phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} \dots\dots\dots(122)$$

Haciendo transformaciones obtenemos:

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \cdot c + \sigma_3 \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \dots\dots\dots(123)$$

Usando la notación de Terzaghi, $N\phi$ es definido como el número de flujo.

$$N\phi = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots(124)$$

Entonces, la fórmula 13.23 es como sigue:

$$\sigma_1 = 2c\sqrt{N\phi} + \sigma_3 N\phi \dots\dots\dots(125)$$

Las ecuaciones de arriba expresan la tangencia del círculo de esfuerzos de Mohr con la ley de resistencia al corte de Coulomb. Los valores de σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente, necesario para cumplir estas condiciones de deformación plana o problemas de resistencia plana.

Notése, que en un material sin cohesión, obtenemos:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N\phi \dots\dots\dots(126)$$

Además, en un ensayo no drenado o a volumen constante, se asumir que el ángulo de fricción interna es igual a cero. Por eso

$$\sigma_1 = 2c + \sigma_3 \dots\dots\dots(127)$$

Para cualquier condición intermedia, los valores aparentes de los parámetros de corte correspondientes a c y ϕ pueden ser

sustituidos en la fórmula 1.25 para obtener la condición de falla o estado incipiente de flujo plástico.

1.3.5 Consideraciones reológicas

Es importante que la ingeniería de cimentación visualice las propiedades reológicas del suelo para lograr una mejor comprensión del comportamiento mecánico de sedimentos naturales durante la falla por corte, y a partir de este conocimiento, seleccionar apropiadamente la resistencia al corte que se aplique al problema específico, que se tiene bajo consideración.

El suelo es un material viscoso elasto-plástico y por esta razón es necesario considerar que está formado por elementos representativos de estas tres propiedades mecánicas. Además, el suelo es un material de dos fases, conteniendo una fase sólida y una fase líquida. El sólido está formado por dos tipos diferentes de elementos: materiales sin cohesión que dan resistencia al corte por fricción y materiales cohesivos que proporcionan ligaduras entre los granos formando el esqueleto de la estructura del suelo. La cohesión en caso de minerales arcillosos muestra un comportamiento de resistencia al corte plasto-viscoso importante de considerar en la ingeniería de cimentación. Se tiene que enfatizar el hecho que solo se obtiene la estabilidad física debida a la respuesta de los elementos elásticos, que en un arreglo tipo cadena proporciona al suelo granos con contactos firmes. En la rotura parcial de los contactos firmes, el material ingresa a un estado plasto-viscoso. Teóricamente, el comportamiento de la resistencia al corte bajo ciertas hipótesis puede establecerse como sigue:

- a) Los elementos elásticos asumidos tienen una falla frágil, alcanzada independientemente de la proporción en la cual el esfuerzo efectivo es aplicado, por eso, la verdadera resistencia de estos elementos pueden ser representados por $c_e = c_0 + s_e$ en que se es una función del número de contactos firmes entre los

granos, el estado de compactación, y los agentes cementantes contenidos en los sedimentos del suelo.

- b) Los elementos viscosos producirán una resistencia virtual que es función de la tasa en que se alcanza el nivel de esfuerzos en falla. Por eso, esta propiedad tiene la tendencia a resaltar la resistencia al corte del material. La siguiente relación se puede visualizar asumiendo una viscosidad lineal durante la falla, aplicando la ley de Newton:

$$s_\gamma = \phi^{-1} \cdot \gamma \dots\dots\dots(1.28)$$

En la cual γ es la razón de la deformación por corte y ϕ_f es una coeficiente representativo de la fluidez del material.

- c) El fenómeno plástico, implica que la resistencia al corte friccional debido al desplazamiento relativo de granos de suelo satisfará la ecuación Coulomb-Terzaghi.

$$s_\phi = (p - \mu) \tan \phi_d = \sigma \tan \phi_d$$

Por eso, la ecuación de la resistencia al corte total a partir del punto de vista reológico (Fig. 15) puede escribirse como sigue:

$$s = c_0 + s_e(\sigma_c) + s_\gamma(\phi_f, \gamma) + s_\phi(p, \mu, \phi_d) \dots\dots\dots(1.29)$$

La fórmula arriba mencionada incluye todos los efectos que pueden ser esperados afectar la resistencia al corte, para el caso de cohesión de suelo y resistencia friccional y permitiendo el estudio de diferentes tipos de resistencia al corte. In materiales sin cohesión, es decir, sin material cementante (Fig. 11) tenemos:

$$s = s_0(\sigma, \phi_d) \dots\dots\dots(1.30)$$

a partir de la cual se puede concluir que la cohesión aparente puede ser expresada por :

$$c_d = c_0 + s_e(\sigma_c) + s_\gamma(\phi_d, \gamma) \dots\dots\dots(1.31)$$

en donde:

c_0 = cohesión inicial real del sedimento

s_c = resistencia al corte debido a la compactación de los agentes de materiales cementantes, y es función de la relación de vacíos y la historia de carga;

s_γ = la resistencia al corte obtenida debido a la razón de la distorsión angular cuando el material es esforzado durante la falla. Para una tasa de deformación muy lenta, $s_\gamma = 0$.

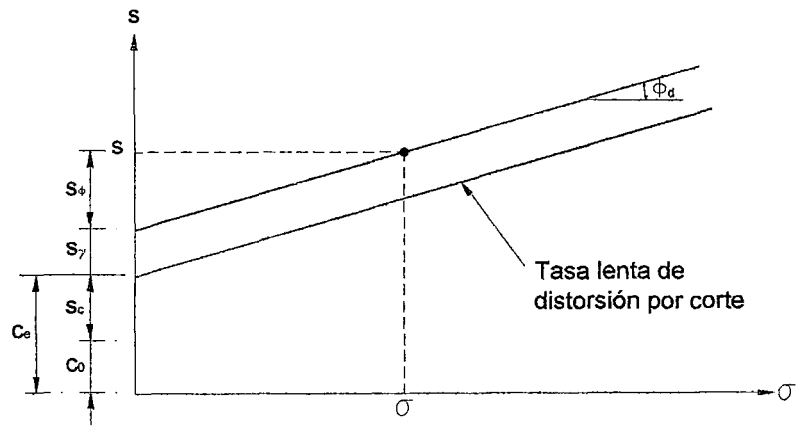


Fig.15.- Resistencia al corte total para tasa lenta de distorsión por corte

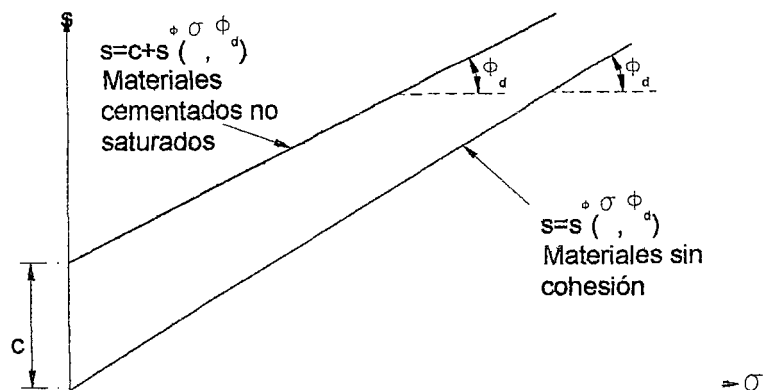


Fig.16.- Resistencia al corte determinada a partir de consideraciones reológicas.

Para materiales no saturados como arenas y limos, con agentes cementantes como carbonatos o silicatos, se puede escribir:

$$s_d = c_d + s_\phi(\sigma, \phi_d) \dots \dots \dots (1.32)$$

En materiales para los cuales la cohesión está dada por minerales arcillosos, la resistencia al corte está representada por 1.29. En tales casos se puede observar que la viscosidad juega un papel muy importante. Los términos s_γ y s_ϕ son afectados por la tasa de carga a la cual se realiza el ensayo. En consecuencia, la resistencia total por corte del material, es función de la tasa de distorsión por corte durante el ensayo y bajo condiciones de campo, de la tasa de aplicación de la carga.

A partir de más consideraciones, las diferentes formas tomadas por la ecuación de resistencia al corte reológica se puede estudiar en concordancia con la aplicación de esfuerzos que originan la falla::

a) Tasa muy lenta de distorsión y drenaje.

$$s_1 = c_0 + s_e(\sigma_c) + s_\phi(\sigma, \phi_d) \dots \dots \dots (1.33)$$

b) Tasa rápida de distorsión por corte y volumen constante ($p-\mu=0$)

$$s_{r0} = c_0 + s_e(\sigma_c) + s_\gamma(\phi, \gamma) \dots \dots \dots (1.34)$$

c) Tasa muy lenta de distorsión por corte y volumen constante ($p-\mu=0$):

$$s_{10} = s_c = +s_e(\sigma_c) \dots \dots \dots (1.35)$$

d) Para una aplicación intermedia de la tasa de carga y cambio de volumen, la expresión 1.29 es válida. (Fig. 15).

De la discusión anterior, se tiene claro que desde el punto de vista reológico, se pueden esperar diferentes valores de la resistencia al corte, dependiendo fundamentalmente de los siguientes factores:

1. La tasa de distorsión por corte al alcanzar la falla.

a) Por efectos plasto-viscosos

- b) Por efectos hidrodinámicos
2. Historia de carga
- a) Preconsolidación
 - b) Agentes cementantes mineralógicos.

El primer concepto que puede ser investigado con la ejecución de ensayos muy lentos de tal manera que asegure que $s_r=0$ y $\mu =0$. El segundo concepto reológico concerniente a la cohesión se puede estudiar de acuerdo a las siguientes consideraciones :

Tomar un material arcilloso y añadir suficiente agua hasta llegar al límite líquido; la relación de vacíos correspondiente será e_{LL} , obteniéndose bajo esta condición una pequeñísima resistencia al corte llamada $s_0=c_0$. Tomar varios especímenes de ensayo de este material y consolidarlos a los siguientes esfuerzos efectivos volumétricos: $\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \dots, \sigma_{ci}, \dots, \sigma_{cn}$, obteniéndose para cada uno, respectivamente las relaciones de vacío $e_1, e_2, e_3, \dots, e_i, \dots, e_n$. Plotear estos valores en un formato gráfico e vs σ_c , obteniéndose una curva típica de compresibilidad volumétrica. Este ensayo indica que la consistencia natural del material se ha incrementado de acuerdo a la reducción del contenido de agua., en consecuencia la relación de vacío también se ha reducido por efecto de la compactación inducida por el esfuerzo volumétrico σ_c . La cohesión real obtenida se puede medir en cada uno de los materiales por medio de un ensayo bajo las condiciones $s_r=0$ y $s_\phi=0$, implicando distorsión al corte muy lenta a volumen constante, es decir, preservando la relación de vacíos original del espécimen de ensayo de tal manera los esfuerzos efectivos durante el ensayo se mantengan igual cero en cualquier instante: $\sigma=p-\mu=0$. Estos valores así obtenidos, representan la verdadera cohesión obtenida para los diferentes valores de los esfuerzos de preconsolidación σ_{ci} , así tenemos:

$$c_e = c_0 + s_e(\sigma_e) \dots \dots \dots (1.36)$$

1.3.6 Aplicaciones de la Resistencia al Corte

A partir de la discusión básica de la resistencia al corte en los párrafos precedentes se concluye a partir de puntos de vista teóricos y prácticos, que se pueden obtener diferentes valores de esta propiedad del suelo, dependiendo de las condiciones físicas y geométricas desarrolladas en el instante de la falla por corte. Además, en materiales cohesivos, la resistencia al corte es una función importante de la historia de carga del material, es decir, del estado de esfuerzo en la cual el sedimento de suelo fue consolidado en el pasado, y de las ligaduras entre granos obtenidas por sustancias cementantes o minerales.

Entre los diferentes valores de resistencia al corte obtenidas, en la práctica de la ingeniería son más comunes los problemas de estabilidad típicas. La filosofía general discutida en los párrafos precedentes puede ser útil para investigar la resistencia al corte de los siguientes materiales:

a) Sin Cohesión

1. Permeable : arenas
2. Semi-impermeable: arenas finas y arenas limosas

b) Cementadas (no plásticas)

1. Permeable y semi-impermeable

c) Cohesivo (plástico)

1. Impermeable: arcillas y limos

Los sedimentos de suelo deberían de estudiarse en su estado natural en conexión con la ingeniería de cimentación, con la excepción de rellenos compactados artificialmente sobre la cimentación que será soportada. La determinación de la resistencia al corte dependerá de las características del problema específico, la estratigrafía, el sedimento de suelo, las condiciones hidráulicas y la razón a la cual el estado de esfuerzos es aplicado. es muy importante clasificar los diferentes problemas desde el punto de vista de la historia de carga.

Los problemas de ingeniería de cimentaciones pueden ser clasificados en dos grupos, a saber: (A) aquellos para los cuales el estado de esfuerzos aplicado produce falla en depósitos naturales previamente consolidados por la presión de sobrecarga. Para estos estudios, el ingeniero necesita muestra de suelo no disturbados representativas y conocimiento acerca de condiciones estratigráficas e hidráulicas en el sitio en cuestión. (B) Aquellos materiales usados para rellenos o terraplenes que soportan las cimentaciones.

GRUPO A:

a) En cimentaciones, la carga es aplicada, generalmente a una tasa lenta, sobre periodos que varían desde uno a varios meses, y ocasionalmente varios años. Para decidir sobre el esfuerzo de corte a ser empleado, las condiciones de estratigrafía con respecto a las superficies de drenaje deberían ser tomadas en consideración cuidadosamente, decidiendo si la falla puede ocurrir aproximadamente a volumen constante. Esta estimación es hecha teniendo en cuenta la permeabilidad del material, y estimación por medio de la teoría de consolidación el exceso de presión hidrostática inducida durante la aplicación de los esfuerzos o cambio en los esfuerzos efectivos, además de la existencia de presiones hidrostáticas que deberían ser investigadas por medio de observaciones de los niveles piezométricos del agua.

b) En las excavaciones, el estado de los esfuerzos en la masa de suelo es reducida. La velocidad de la excavación tendrá una influencia importante en la selección de la resistencia al corte. Este problema, sin embargo, en la mayoría de los casos, no incrementa la presión hidrostática. La presión hidráulica se puede investigar en el lugar por medio de las observaciones de los niveles piezométricos del agua.

c) Los rellenos y terraplenes, en general, incrementan el estado de esfuerzos similar al problema de carga del suelo por la construcción de cimentaciones. En este caso, es importante seleccionar el esfuerzo de corte de acuerdo a las condiciones establecidas por la construcción de problemas de los terraplenes o rellenos. Las cargas para este tipo de construcción son aplicada a una cierta tasa generalmente muy conocida. Por eso, es posible estimar el exceso de presión de poros generada por la aplicación de la carga y decidir sobre la resistencia al corte a emplear.

d) En depósitos sujetos a carga y por encontrarse en un estado de consolidación o para ciertas condiciones dinámicas del nivel de agua del subsuelo, el estado inicial de esfuerzos es estimado midiendo los niveles de agua por medio de piezómetros. En ocasiones, las condiciones hidráulicas pueden ser estimadas teóricamente con el uso de flujos netos cuando el problema esta bien definido y la permeabilidad del subsuelo es muy conocida.

e) El esfuerzo de corte para problemas a largo plazo está definido por la presión hidráulica in-situ y es posible cambiar con el tiempo, como el caso para la estabilidad natural de taludes, la capacidad de carga de pilotes por punta, pilotes por fricción y problemas de caras con fricción negativa.

GRUPO B:

El grupo B concierne con la estabilidad de rellenos y terraplenes que soportan cimentaciones de edificios. Generalmente están contruidos de materiales seleccionados con suficiente cohesión solamente, para permitir obtener buena compactación. En estos casos el material con bajo contenido de agua es colocado generalmente muy cerca al límite plástico de la fracción fina; por eso, no hay problema de consolidación debido al exceso de presión de agua; sin embargo, si los materiales se saturan después que los materiales son colocados, debido a que el agua pasa a través de ellos, la resistencia al corte puede considerablemente ser reducida.

El hinchamiento del material puede ser una de las causas. Bajo estas condiciones, es importante investigar las futuras condiciones en que serán trabajadas y seleccionar las propiedades de resistencia al corte correspondientes a las condiciones finales de campo. Los materiales granulares, que son considerados permeables, no representan problemas de resistencia al corte especiales.

El solo hecho de estudiar la resistencia al corte en materiales arcillosos naturales, es empleando muestras de suelo inalteradas. Para este propósito, considerar varias especímenes de ensayo de exactamente el mismo material cohesivo cuya resistencia al corte se quiere determinar. El material en estudio ha sido consolidado a largo plazo en la naturaleza bajo esfuerzo vertical efectivo σ_{0h} , correspondiente a la relación de vacíos e_0 .

Por eso, el esfuerzo efectivo volumétrico correspondiente a estas condiciones es :

$$\sigma_{c0} = \frac{1}{3}(1+2K_0)\sigma_{z0} \dots \dots \dots (137)$$

La magnitud de K_0 asume un valor del orden de 0.75 para depósitos de arcillas y arcillas limosas. Los especímenes son colocados en la cámara triaxial y los efectos de capilaridad son eliminados; debido a esto, el material sufre alguna expansión cuando se libera de la tensión capilar que aproximadamente mantuvo constante la relación de vacíos natural e_0 . Como el material se expande, este absorberá agua para elevar la relación de vacíos e'_0 y el correspondiente contenido de agua a w'_0 . Bajo estas condiciones se realiza un ensayo a volumen constante no drenado, obteniéndose la cohesión aparente c_u . Empleando otros especímenes de ensayo con igual propiedades índice, se realiza la reconsolidación bajo presión volumétrica σ_c , y ensayados hasta llevar a la falla a volumen constante, obteniéndose la curva de resistencia al corte.

En el rango de esfuerzos sobre σ_{c0} , la resistencia al corte obtenida se puede expresar como :

$$s_{cu} = c_{cu} + \sigma_c \tan[\phi_{cu}, \sigma_c] \dots \dots \dots (1.38)$$

Aquí, ϕ_{cu} es variable y función de σ_c . Para el valor σ_{c0} , equivalente al esfuerzo de sobrecarga, la resistencia al corte será casi idéntica a la obtenida a partir de ensayos de compresión no confinadas, y corresponden aproximadamente a los esfuerzos efectivos a los cuales el material es pre-comprimido en la naturaleza.

De lo anterior, podemos ver que en arcillas, excepto en casos de resistencia al corte a largo plazo, la resistencia al corte correspondiente al estado de efectivo de esfuerzos de confinamiento en el campo está dado por $s_{cu}=q_u/2$, es decir, es aproximadamente la mitad de la consistencia natural del material, implicando un ángulo aparente de fricción interna $\phi=0$. En caso de suelos remoldeados y reconsolidados bajo un estado de esfuerzos, los conceptos generales ya explicados se pueden aplicar; entonces:

$$s = \sigma_n \cdot \tan \phi_r \dots \dots \dots (1.39)$$

Este concepto tiene aplicación en la estimación de la fricción negativa en pilotes. Además, la consistencia natural, como se ha mencionado antes, puede ser medida por ensayos de resistencia a la compresión no confinada. Cuando el estado natural de esfuerzo es removido, el material sufrirá cierta expansión. El espécimen ensayado, sin embargo permanecerá confinado por esfuerzos de capilaridad inducidos en el esqueleto estructural : $\sigma_{cK} < \sigma_{c0}$

El valor de la resistencia a la compresión no confinada q_u bajo esta condición es ligeramente más pequeña que la que debería ser obtenida si los sedimentos son confinados a las condiciones naturales σ_{c0} , es decir:

$$[q_u] \sigma_{ck} < [q_u] \sigma_{c0} \dots \dots \dots (1.40)$$

Resistencia residual.- La resistencia al corte residual puede medirse después de alcanzar la máxima resistencia al corte. El fenómeno implica que la resistencia al corte experimenta una relajación del esfuerzo que puede mantenerse a cierta tasa de distorsión por corte por el fenómeno viscoso-plástico. En ensayos lentos la resistencia al corte residual puede tener los siguientes valores con respecto a la resistencia al corte última: 0.4 en arcillas plásticas y 0.6 en arcillas limosas. La resistencia al corte total a lo largo de la superficie de deslizamiento dependerá sobre la homogeneidad e isotropía del material y de las condiciones dinámicas del problema. Estas condiciones deberían ser cuidadosamente investigadas . La falla por corte última es el promedio estadístico de las resistencias al corte residuales, respectivamente, que pueden presentarse en el instante de la falla. Además es importante determinar la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento desde el punto de vista de la distorsión angular bajo condiciones últimas. Cuando el problema es de movimiento relativo continuo entre las superficies de deslizamiento, tales como en el caso de fricción negativa en pilotes o cualquier problema similar, la resistencia al corte empleada para analizar el problema específico es la resistencia al corte residual última obtenida en especímenes remoldeados de suelo bajo tasas de carga compatibles a las que el material estará sujeta en el campo.

Conclusiones

A partir de las discusiones presentadas en los párrafos anteriores concernientes a la resistencia al corte para diferentes tipos de sedimentos y problemas de estabilidad, se puede decir que en función de asignar un valor apropiado a la resistencia al corte del material en estudio, es necesario realizar primero un diagnóstico del problema bajo consideración. El diagnóstico debería ser realizado conociendo las propiedades ingenieriles de los depósitos de suelo y las circunstancias del medio ambiente.

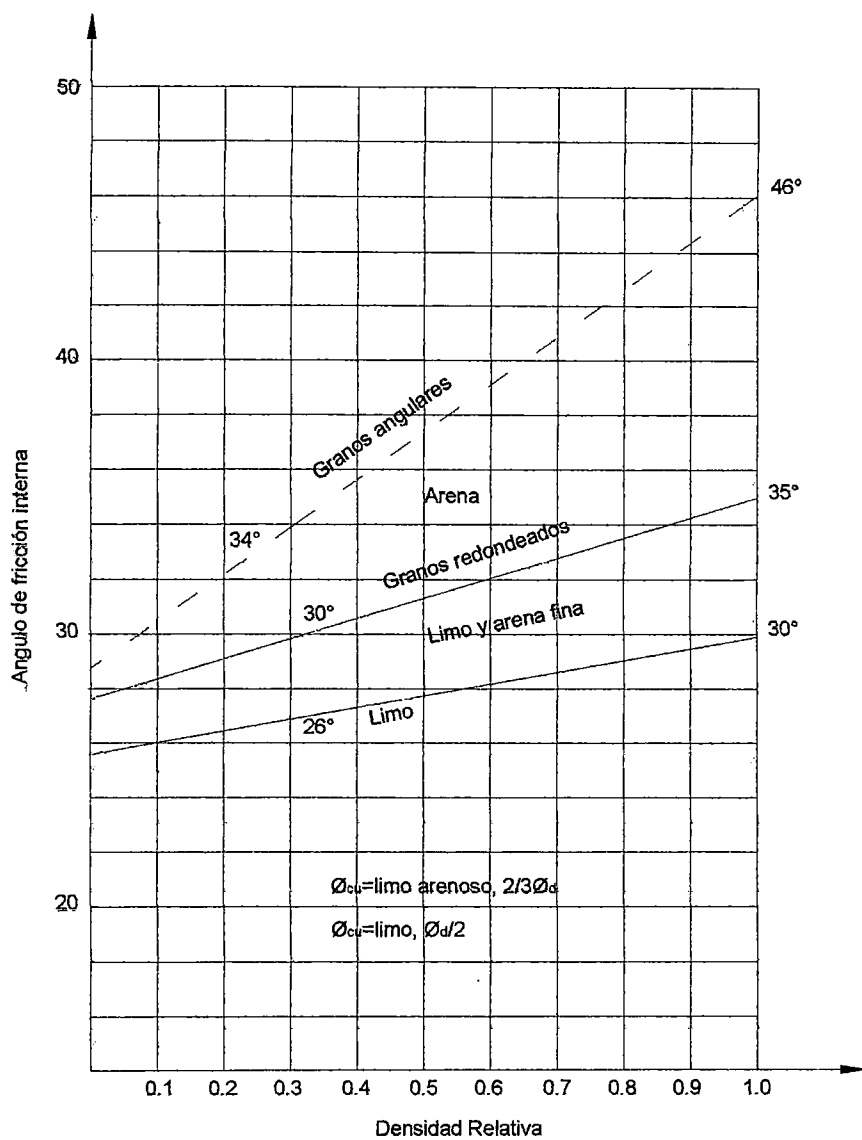


Fig. 17.- Angulo de fricción interna de materiales sin cohesión

- 1.- Estratigrafía e historia de carga
- 2.- Condiciones hidráulicas del subsuelo y superficies de drenaje
- 3.- Propiedades de permeabilidad y compresibilidad de los sedimentos, la consolidación producida en los sedimentos.
- 4.- Características geométricas y de carga del problema.
- 5.- Tasa de aplicación de carga.

Una vez que se ha realizado el diagnóstico, los ensayos de resistencia al corte se puede desarrollar una resistencia al corte muy cercana a la representativa de la condición de campo. El factor tiempo concerniente a la razón de aplicación del estado de esfuerzo no debería pasarse por alto. Esta información se debería considerar cuidadosamente en conjunto con la historia de carga de los sedimentos y drenaje que afecta la superficie potencial de deslizamiento. Además, la resistencia al corte debe ser visualizada para cada uno de los estratos en consideración, lo cual requiere conocimiento acerca del esfuerzo normal efectivo de la superficie de deslizamiento, cuando los parámetros reales c_d y ϕ_d son empleados. Para encontrar el valor de σ_n en la superficie potencial de deslizamiento, es necesario estimar la presión de poro en el suelo existente en el inicio de la construcción, y también el exceso de presión de agua que puede generarse debido a la aplicación de la carga y cambios que se espera pueden ocurrir en el futuro.

En la Fig. 17, se presenta un resumen de los ángulos de fricción interna de materiales sin cohesión. Se resalta que la forma de los granos, dimensiones y densidad relativa D_r , son factores importantes en la determinación del valor ϕ_d . De la Fig. 17, se puede interpolar valores para propósitos prácticos. Además, desde el punto de vista práctico para estimar la resistencia al corte en suelos semi-impermeables, se ha encontrado que el parámetro de resistencia al corte ϕ bajo condiciones consolidadas no drenadas asume los siguientes valores aproximados. en arenas finas limosas $\phi_{cu} = (2/3)\phi_d$ y en limos $(1/2)\phi_d$. Cuando la masa es un material

impermeable como arcillas y limos arcillosos, y la carga es aplicada sin permitir una importante consolidación del material, entonces la resistencia al corte puede ser medida por medio de ensayos de compresión simple que representan la consistencia natural del material arcilloso. La siguiente tabla presenta la clasificación normal en dichos casos.

Consistencia Natural	Esfuerzo de Corte
Muy blanda	< 0.125
Blanda	0.125-0.25
Semirígida	0.25-0.50
Rígida	0.50-1.0
Muy Rígida	1.0-2.0
Dura	>2.0

La consistencia natural puede estimarse en ocasiones para investigaciones preliminares por el tacto o con penetrómetro; sin embargo, requiere mucha experiencia de ingeniería de cimentación. Cuando la resistencia al corte residual requiere ser conocida aproximadamente, se puede estimar usando la relación q_r/q_u , con valores limitantes aproximados de 0.40 para arcillas de alta plasticidad y 0.6 para limos arcillosos. Además ensayos rápidos en arcillas y arcillas limosas muestran una resistencia al corte que está en el orden de 20% mayor cuando se comparan con ensayos realizados muy lentamente y a volumen constante; es decir, la resistencia al corte determinada a una razón alta de aplicación de carga da valores más altos debido a la resistencia de elementos viscoso intergranulares. En la práctica, sin embargo, este efecto no es generalmente determinado partir de los valores de los ensayos debido a se considera que compensa la disturbancia parcial que tiene lugar cuando obtenemos el material del terreno. Esto es parcialmente cierto, sin embargo, se requieren de observaciones muy cuidadosas.

1.4 SOLUCIÓN DE PRANDTL

La capacidad Portante de un sólido semi-infinito homogéneo e isotrópico bajo una presión de contacto uniforme actuando sobre una zapata continua infinita de base plana (esfuerzos bidimensionales) se obtiene por el método desarrollado originalmente por Prandtl (1920) para la solución del problema de una bota de metal uniformemente cargada que penetra a un plato de metal. Se asume un material sin peso, con deformaciones elásticas despreciables, deformaciones plásticas pequeñas, región plástica incompresible ($\nu=0.5$) y entorno rígido de la región plástica.

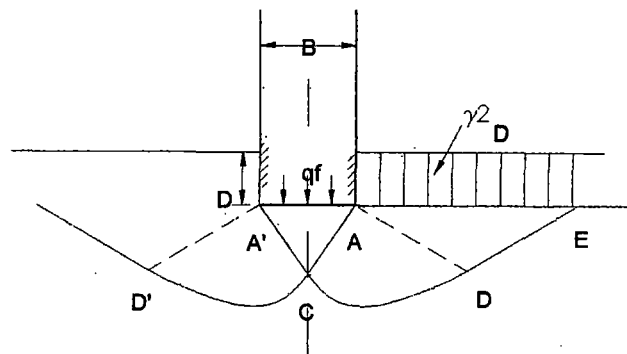


Figura 1.- Zonas de falla de acuerdo a la solución de Prandtl.

Considerando la región plástica (Fig.1), dividida en las regiones $A'AC$, ADC y AED y las regiones simétricas a ellas en el lado izquierdo, se eligen de esta manera, los límites de las zonas de falla en lugar de determinarse matemáticamente. A lo largo del segmento de línea $A'A$ actúa la presión de contacto uniforme q_f que es el esfuerzo vertical principal (mayor) desde la base de la zapata que se asume lisa, es decir no presenta efectos de fricción. El segundo esfuerzo principal (menor) actúa horizontalmente y alcanzando el estado activo de Rankine en la región $A'AC$. El segmento AE está sujeto a la sobrecarga (el peso del suelo $\gamma_2 D$ sobre el nivel del fondo de zapata); este es el menor esfuerzo principal actuando en la dirección vertical. El esfuerzo principal mayor es horizontal y la región AED se encuentra en el estado pasivo de Rankine.

Para la región restante ADC; encontramos el estado de esfuerzos que satisfacen la condición de falla por corte y asegura una continua transición entre la región A'AC y AED. Después de establecer las ecuaciones de equilibrio y la condición de falla por corte, Prandtl ha mostrado que la línea CD es una espiral logarítmica.

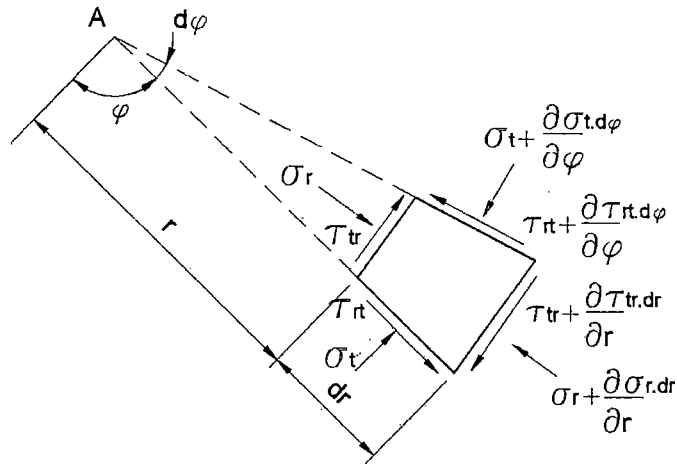


Figura 2.- Estado de esfuerzos en la zona ADC

En el caso de esfuerzos bidimensionales las ecuaciones de equilibrio en la zona ACD expresada en términos de coordenadas polares planas \$r\$, \$\varphi\$ con origen en A (Fig.2), resultan ser ecuaciones diferenciales de primer orden.

$$\sigma_r - \sigma_t + r \frac{\partial \sigma_t}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{\partial \varphi} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_t}{\partial \varphi} + r \frac{\partial \tau}{\partial r} + 2\tau = 0$$

Siguiendo la introducción de \$\tau_{rt} = \tau_{tr} = \tau\$. Estas ecuaciones son satisfechas para las funciones de esfuerzos.

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2}$$

$$\sigma_t = \frac{\partial^2 F}{\partial r^2}$$

$$\tau = \frac{1}{r^2} \frac{\partial F}{\partial \varphi} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 F}{\partial r \partial \varphi}$$

donde $F(r, \varphi)$ es la función de esfuerzos de Airy, elegida por Prandtl en la forma:

$$F = \frac{r^2}{2} f(\varphi)$$

Sustituyendo los esfuerzos σ_r , σ_t , τ , en la expresión de condición de falla por corte expresada en coordenadas polares, obtenemos la siguientes ecuaciones diferenciales de segundo orden con coeficientes constantes y para un lado derecho especial (Rektorys, 1969).

$$f + \frac{1}{4} f'' + c \cot \phi \sin \phi = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{4} f''^2 + f'^2}$$

La solución de la función desconocida f es la solución del problema en consideración. Naujoks (1963), publicó una solución detallada.

La presión normal de contacto uniforme, que representa la capacidad portante del suelo sin peso es:

$$q = \gamma_2 D \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi)} + c \cot \phi \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi)} - 1 \right]$$

En mecánica de suelos, la ecuación anterior es escrita en la forma

$$q = \gamma_2 DN'_q + cN'_c$$

donde:

$$N'_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{(\pi \tan \phi)}$$

o alternativamente:

$$N'_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{(\pi \tan \phi)}$$

Después de sustituir N'_q en N'_c obtenemos:

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi$$

Los factores de capacidad portante N'_q y N'_c , dependen solamente del ángulo de fricción interna ϕ . Considerando el material sin peso, debería aplicarse una presión uniformemente distribuida $\gamma_2 D$ (el peso de una capa de suelo de espesor D) sobre la superficie total alrededor de la zapata para soportar la presión de contacto uniforme sobre la zapata de ancho B .

En el caso particular en que $\phi=0$, la solución es :

$$q = \gamma_2 D + c(\pi + 2)$$

Para una zapata lisa en superficie :

$$q = c(\pi + 2)$$

La solución anterior carecería de verosimilitud física si no se le pudiese asociar con un campo de velocidades cinemáticamente admisible. Prandtl logró esto considerando que la región AA'C (Fig. 1), se mueve incrusta como cuerpo rígido moviéndose verticalmente como si formara parte del elemento rígido.

La solución de Prandtl es la base de todas la Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado aplicadas específicamente a suelos.

CAPITULO II

TEORIAS DE CAPACIDAD PORTANTE

2.1 SOLUCIONES TEORICAS APROXIMADAS PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Actualmente existe un número apreciable de esfuerzos teóricos realizados por diversos investigadores, para resolver el problema de la Capacidad de Carga de los Suelos. Una buena parte de las teorías tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl (1920), concerniente al problema del empotramiento de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana.

Las limitaciones que aún poseen las teorías frecuentemente usadas, no resultan de importancia práctica seria, pues la exactitud alcanzada aún en las soluciones aproximadas, está casi siempre limitada por nuestra habilidad para evaluar las propiedades mecánicas del suelo que deben introducirse en las fórmulas, más que por defectos de las teorías.

Algunas teorías reducen el problema a dos casos: la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos ($\phi=0$) y la de los suelos puramente

friccionantes ($c=0$), sin embargo las teorías más usadas actualmente, se presentan para el caso más amplio de suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$ y $\phi \neq 0$), que son las teorías de Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic para el caso de suelos homogéneos, isótropos, con cohesión y fricción, como veremos más adelante.

2.1.1 Ecuación de capacidad portante deducida de la condición de estado de Equilibrio Plástico de Rankine

La presión de hundimiento, q_u , de un cimiento continuo cimentado sobre un suelo homogéneo, cuando se presenta una falla general por corte, se puede determinar bajo la hipótesis de que se forman zonas en estado de equilibrio plástico, tal como se puede determinar en forma teórica y experimental. Estas zonas involucran superficie de falla curvas. En el estado de equilibrio plástico de Rankine se consideran superficies planas de deslizamiento; por lo tanto, este equilibrio no sirve para establecer una solución al problema planteado, sin embargo, se puede plantear una primera aproximación de la ecuación de capacidad portante aceptando dicho estado. La solución es muy simple y solamente requiere conocer la relación entre esfuerzos principales para un estado de equilibrio plástico de Rankine, cuya determinación se presenta a continuación.

El estado de equilibrio plástico de Rankine se puede identificar mediante un círculo de Mohr tangente a la envolvente de resistencia al corte del suelo (Fig. 1), caracterizada por el ángulo de resistencia al corte, ϕ y cohesión c . La condición de plasticidad se puede expresar de la siguiente manera :

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{CB}{OB} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}$$

De esta expresión se puede despejar el esfuerzo principal mayor, σ_1 , haciendo transformaciones trigonométricas convenientemente :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}} \dots \dots \dots (2.1)$$

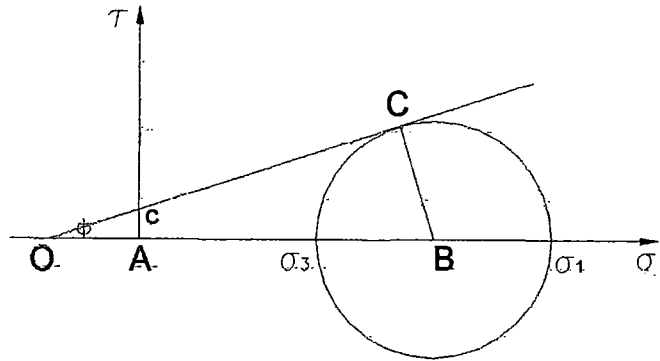


Fig.1.- Equilibrio plástico de Rankine

En 1943, Terzaghi le dio el nombre de flujo a la siguiente relación:

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.2)$$

La expresión de σ_1 queda :

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \dots \dots \dots (2.3)$$

La expresión para σ_3 es la siguiente :

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \dots \dots \dots (2.4)$$

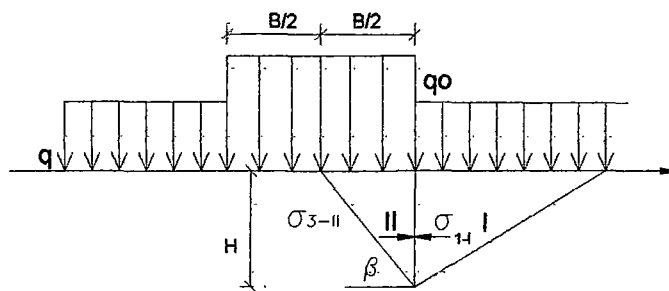


Fig. 2.- Mecanismo de falla supuesto

De acuerdo al mecanismo de falla supuesto (Fig.2) la capacidad portante q_u , depende de la resistencia pasiva desarrollada sobre el plano vertical límite entre las zonas. Las condiciones de equilibrio

plástico conjunto de las zonas I y II, y la solución del problema se muestra en la Fig.3, bajo las siguientes hipótesis simplificadoras:

- Cimiento continuo de ancho B y longitud infinita
- Suelo homogéneo con peso unitario γ . Envolvente de resistencia al esfuerzo al corte del suelo definida como se indica atrás.
- El suelo por encima del nivel de cimentación se reemplaza por la acción de una sobrecarga equivalente, q , y las superficie de falla no se extienden por encima de dicho nivel.
- Lateralmente a la zona II y confinándola, se forma una zona I en estado de equilibrio plástico pasivo de Rankine. El esfuerzo principal mayor es horizontal.
- Se supone que el ancho de la base de la zona II es igual a $B/2$,
- La presión uniforme vertical de hundimiento a nivel de cimentación es q_u .

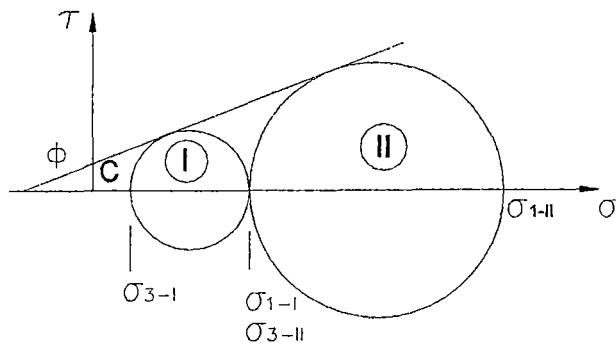


Fig.3.- Condiciones de equilibrio plástico

El ángulo β (Fig.2), que hace la superficie extrema de falla de la zona II, con la horizontal, se puede encontrar a partir de relaciones en el círculo de Mohr. Se puede mostrar que :

$$\beta = 45^\circ + \phi / 2$$

Es fácil determinar que la altura H, de la cuña vale :

$$H = \frac{B}{2} N_{\phi}^{1/2}$$

Se aplican las relaciones entre esfuerzos principales, deducidas antes (ec.2.3), a cada una de las zonas, al calcular los esfuerzos en la mitad de la altura H.

Zona I:

$$\sigma_{3-I} = q + \gamma \frac{B}{4} N_{\phi}^{1/2}$$

$$\sigma_{1-I} = \left[q + \gamma \frac{B}{4} N_{\phi}^{1/2} \right] N_{\phi} + 2cN_{\phi}^{1/2} = qN_{\phi} + \frac{\gamma B}{4} N_{\phi}^{3/2} + 2cN_{\phi}^{1/2}$$

Zona II :

$$\sigma_{1-II} = q_0 + \gamma \frac{B}{4} N_{\phi}^{1/2}; \quad \sigma_{3-II} = \sigma_{3-I} N_{\phi} + 2cN_{\phi}^{1/2};$$

Por equilibrio :

$$\sigma_{3-II} = \sigma_{1-I}$$

Igualando las dos expresiones indicadas para σ_{1-II} :

$$q_u + \gamma \frac{B}{4} N_{\phi}^{1/2} = \left(qN_{\phi} + \frac{\gamma B}{4} N_{\phi}^{3/2} + 2cN_{\phi}^{1/2} \right) N_{\phi} + 2cN_{\phi}^{1/2}$$

Despejando q_0 :

$$q_u = \gamma \frac{B}{4} \left(N_{\phi}^{5/2} - N_{\phi}^{1/2} \right) + 2c \left(N_{\phi}^{3/2} + N_{\phi}^{1/2} \right) + qN_{\phi}^2 \dots \dots \dots (2.5)$$

A pesar de las hipótesis poco exactas de partida, se llega a obtener una ecuación general de capacidad portante que tiene la misma estructura y todos los términos de las ecuaciones deducidas a partir de hipótesis más justas (superficies curvas de falla). Si se compara con la forma corrientemente adoptada para la ecuación general de capacidad portante:

$$q_u = cN_c + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + qN_q \dots \dots \dots (2.6)$$

los factores de capacidad portante resultan :

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} \left(N_{\phi}^{5/2} - N_{\phi}^{1/2} \right)$$

$$N_c = 2 \left(N_\phi^{3/2} - N_\phi^{1/2} \right)$$

$$N_q = N_\phi^2$$

Los valores de los factores de capacidad portante calculados mediante las ecuaciones anteriores resultan excesivamente conservadores por este motivo se prefieren valores exactos, como se determinan por otros métodos descritos posteriormente.

Suponiendo que el ancho de la base de la zona II es igual a B y se aplica el mismo procedimiento descrito, se llega a valores similares para los factores de capacidad portante, exceptuando el correspondiente a N_γ , que resulta mayor al determinado arriba y es igual a :

$$N_\gamma = \left(N_\phi^{5/2} - N_\phi^{1/2} \right)$$

Existen dos inconvenientes fundamentales en la solución anterior basada en los estados de Rankine. En primer lugar, la zona de falla real (Fig.2) está limitada por curvas, en lugar de dos superficies rectas. En segundo lugar, la solución anterior no considera los esfuerzos tangenciales que deben actuar sobre la línea vertical. Debido a este inconveniente la solución subestima groseramente la carga real.

Se han obtenido muchos tipos diferentes de soluciones con el fin de evitar satisfactoriamente estos inconvenientes. Se ha aplicado el método de la cuña con elementos limitantes por diversas combinaciones de rectas, círculos y espirales logarítmicas (Hansen, 1966). Otras soluciones han utilizado la integración de Kotter Sokolovski, 1965, Harr, 1966).

La mayoría de estas soluciones implican un cierto grado de aproximación, no sabiéndose con exactitud qué significado tiene una solución exacta a un problema de equilibrio límite, en un terreno real.

2.1.2 Solución teórica simplificada

Se obtiene una solución para la capacidad portante de un suelo con c y ϕ , de acuerdo a la Fig. 21.4, donde la superficie de falla que se muestra se basa sobre consideraciones teóricas y observaciones de modelos de cimentaciones (Jumikus, 1962), Ko y Davidson (1973). Cuando la cuña se desplaza dentro del suelo, las presiones laterales se desarrollan a lo largo de la línea ag , que tiende a trasladar el bloque agf horizontalmente contra la cuña afe . Las presiones a lo largo de la línea vertical af se muestran por los esfuerzos del bloque al lado derecho de la línea. Puede demostrarse empleando el Círculo de Mohr que la cuña agb desarrolla esfuerzos en las líneas de deslizamiento, como se muestra en el pequeño bloque de la figura, con $\alpha=45+\phi/2$ con la horizontal y zapatas con base lisa, de modo que ab es un plano principal. Análogamente, la cuña afe presenta líneas de deslizamiento con ángulos $\beta=45-\phi/2$ que salen a la línea ae (tomada como plano principal).

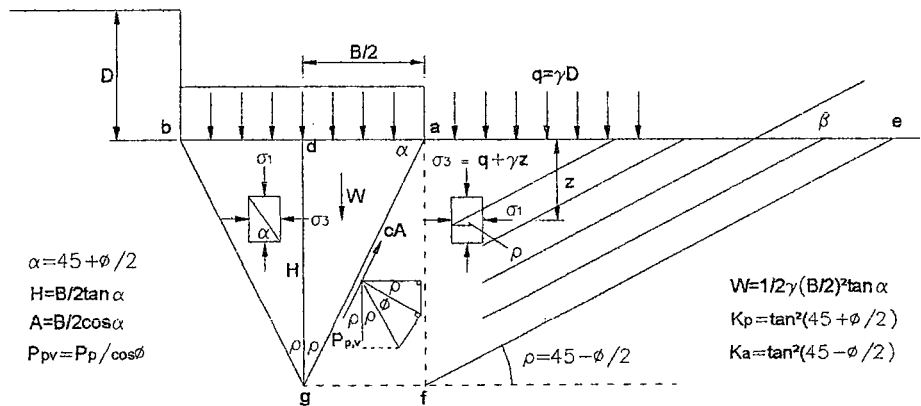


Fig.21.4 Derivación simplificada de la capacidad portante para un suelo con c y ϕ

A partir de los esfuerzos en el bloque, sobre la línea vertical ad (de longitud H) podemos calcular la presión total resistente como fuerza P_p por integración de la ecuación 2.3 :

$$P_p = \int_0^H \sigma_1 (dz) = \int_0^H [(\gamma \cdot z + \bar{q}) \tan^2(45 + \phi / 2) + 2c(45 + \phi / 2)] dz$$

De acuerdo a la definición dada en la Fig.21.4 para K_p e integrando (necesariamente σ_1) varia desde a a f basado en la profundidad z), obtenemos:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_p + qH \cdot K_p + 2cH \cdot \sqrt{K_p}$$

Para encontrar q_u , se debe sumar las fuerzas en la dirección vertical de la mitad de la cuña adg de ancho unitario empleando las fuerzas mostradas en la figura, de donde obtenemos:

$$\frac{\text{Presión en la zapata}}{q_u \times B/2} + \frac{\text{Peso de la cuña}}{\gamma B/2 \cdot H/2} - \frac{\text{Cohesión}}{cA \cos \rho} - \frac{\text{Presión Lateral}}{P_p / \sin \rho \cos \phi} = 0$$

Por reemplazo de valores para H y A como se muestra en la Fig. 21.4, se obtiene:

$$q_u = c \left[\frac{2K_p}{\cos \phi} + \sqrt{K_p} \right] + \bar{q} \frac{\sqrt{K_p} K_p}{\cos \phi} + \frac{\gamma \cdot B}{4} \left[\frac{K_p^2}{\cos \phi} - \sqrt{K_p} \right]$$

Reemplazando con factores N la expresión anterior queda:

$$q_u = cN_c + qN_q + \gamma \cdot BN_\gamma$$

Como puede verse, la expresión deducida igualmente a la deducida de los estados de rankine, subestima sustancialmente q_u por las siguientes razones:

- 1.- La zona afg es despreciada
- 2.- La interface de la zapata generalmente es rugosa y contribuye con un efecto friccionante.
- 3.-La forma del bloque $agfe$ define pobremente en la zona resistente el movimiento de la cuña en el suelo. Una espiral logarítmica define mejor la superficie de deslizamiento a partir de g a f y parcialmente a lo largo de f y e .
- 4.-La solución es para una zapata de ancho unitario de gran longitud, requiriéndose de factores de forma para considerar zapatas cuadradas, rectangulares.

5.-Del mismo modo en caso de cargas inclinadas se requieren factores de inclinación.

Las soluciones obtenidas anteriormente, constituyen una aproximación por defecto, excesiva para su empleo práctico, pero los resultados sirven para ilustrar el problema de la definición de la capacidad portante y explicar los siguientes puntos importantes que también son válidos para soluciones más exactas.

- 1.- Se produce un aumento importante de la capacidad de carga final como resultado de la profundidad de cimentación.
- 2.- Existe fuerte incremento de la capacidad de carga con el ángulo de fricción. La carga de la zapata, da lugar a esfuerzos tangenciales en el terreno y produce también esfuerzos normales que tienden a aumentar la resistencia al corte.

Obsérvese que la capacidad portante de una zapata sobre arena sería nula si el terreno careciera de peso.

2.1.3 Soluciones de Cotas Superior e Inferior

Debido a la complejidad del comportamiento real de los suelos, no se ha logrado encontrar una soluciones rigurosas al problema de la capacidad portante de las cimentaciones. Se han planteado soluciones aproximadas que en base a suposiciones respecto a la forma y la disposición de las superficies de deslizamiento (mecanismos de falla), dando origen a diversas soluciones para un problema dado.

Por esta razón, cuando se enfrenta una variedad de suposiciones conviene establecer funciones límite de la solución en lugar de indagar las respuesta correcta. Tales límites se conocen como soluciones de cota superior e inferior.

Para obtener las soluciones de cotas inferior y superior, se hace uso de dos importantes teoremas de la teoría de la plasticidad, que se pueden formular en síntesis según :

- 1.- Si existe un estado estáticamente admisible y seguro de esfuerzos para una condición de carga dada, no se presentará la falla bajo estas cargas.
- 2.- Se asume encontrar un estado cinemáticamente admisible de falla bajo cualquier condición de carga, la falla debe ser inminente o ya ha ocurrido.

Un estado cinemáticamente admisible y seguro es aquel en el cual la distribución de esfuerzos satisface las condiciones de equilibrio bajo las cargas dadas. Así, de acuerdo con el primer teorema, la falla no ocurre en tanto se pueda hallar un estado de esfuerzos que satisfaga la condición de equilibrio y no se excedan los esfuerzos de fluencia en ningún punto. Muchas de las soluciones corrientes conocidas, basadas en estados de equilibrio plástico o equilibrio límite, satisfacen las condiciones posiblemente conservadoras.

En un estado cinemáticamente admisible, la velocidad de desplazamiento es tal que la tasa de trabajo realizado por las cargas y fuerzas másicas es igual a la tasa de energía disipada por los esfuerzos. Así, no obstante que la forma de deformación admitida pueda ser incorrecta, se puede estar seguro de que las fuerzas que se suponen aplicadas constituyen una cota superior que no podrá ser sobrepasada por las verdaderas fuerzas capaces de producir la rotura del suelo.

Un enfoque como el tratado configura los métodos de estado límite, mediante los cuales es posible imaginar métodos alternativos basados en cada uno de los teoremas de las cotas superior e inferior. De este modo, por refinamientos progresivos de las soluciones superior e inferior, se puede llegar a la solución exacta, como por ejemplo el mecanismo de Terzaghi da una solución exacta para una cimentación continua, tal como veremos en los siguientes párrafos

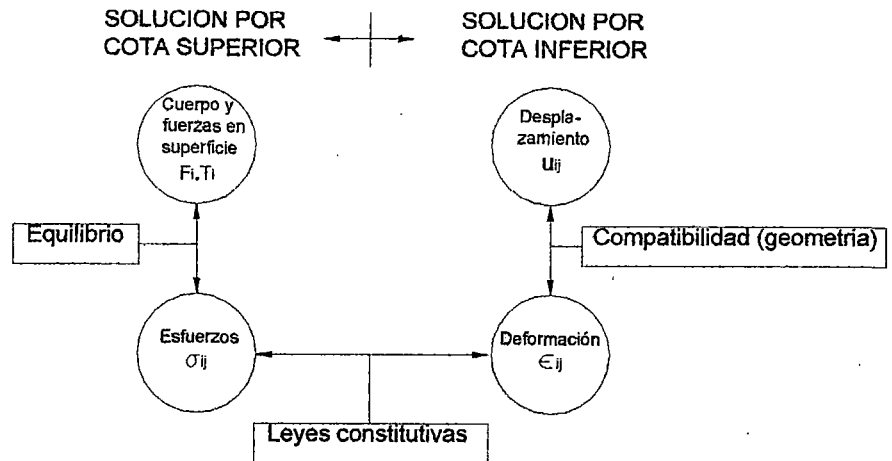


Fig.21.5.-Relación entre equilibrio, compatibilidad y tipo de solución

a. Solución de Cota Superior

Para la solución de un problema de mecánica de suelos se debe cumplir tres condiciones básicas, que son : ecuaciones de equilibrio de fuerzas, relaciones de esfuerzo deformación y ecuaciones de compatibilidad. En un material inelástico, sin embargo, hay una regla correspondiente a un tercer estado desarrollado en una solución cuando las cargas aplicadas son incrementadas gradualmente a partir de cero (la respuesta elástica inicial, el flujo plástico intermedio y el flujo plástico irrestricto). La solución completa para esta aproximación es embarazoso para todo menos para los problemas más simples y los métodos solo necesitan acondicionar la capacidad de carga aplicada en un manera más directa. El análisis límite es un método que es capaz de definir situaciones cerca de la carga de colapso sin llevar a cabo análisis elasto-plástico paso a paso.

En el método de Cota Superior la carga de colapso calculada a partir de un campo de velocidades cinemáticamente admisible cuyo tasa de trabajo externo excede la tasa de disipación interna, es siempre mayor que la carga de colapso actual.

En contraste con los procedimientos de equilibrio límite, el método de análisis límite considera la relación esfuerzo-deformación de un suelo, pero de manera idealizada. Esta idealización, denominada

normalidad, establece que teoremas límites sobre los que se basa el análisis límite. Dentro del contexto de esta hipótesis, la aproximación es rigurosa y las técnicas son competitivas

Cimiento Continuo sobre suelo cohesivo

Mecanismo de deslizamiento semicircular

La presión de hundimiento de un área cargada uniformemente en faja de largo infinito, se resuelve aplicando el teorema de la cota superior, considerando una superficie horizontal de un medio homogéneo de material puramente cohesivo, sin peso. Asumiendo un mecanismo de falla cilíndrico.

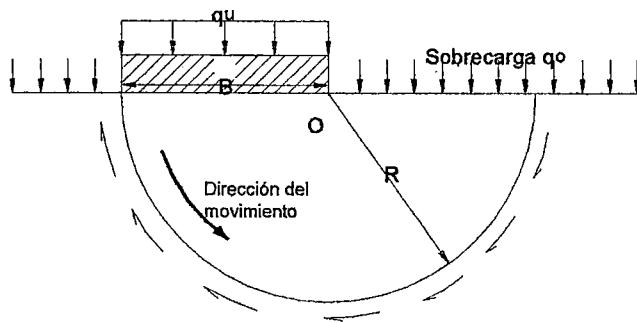


Fig.21.6.- Mecanismo de falla cilíndrico

El problema se resuelve para un ancho unitario típico. La aplicación del teorema de la cota superior consiste en igualar el trabajo realizado por la fuerza externa, W_c , al trabajo disipado en la superficie de rotura, W_d , donde la cohesión es c .

Se calcula el trabajo externo por giro $\Delta\theta$, en radianes, con centro en el punto O, así:

Fuerza externa = $q_0 r$; aplicada en el centro de la longitud r

Desplazamiento en el centro de $r (r/2) \cdot \Delta\theta$

Trabajo externo (fuerza x desplazamiento) :

$$W_r = q_0 r (r/2) \cdot \Delta\theta = \left(\frac{q_0 r^2}{2} \right) \Delta\theta$$

El trabajo disipado sobre la superficie de rotura se calcula de la siguiente manera:

Desplazamiento tangencial en superficie de rotura: $\Delta u_t = r \cdot \Delta \theta$

Diferencial de la superficie, sobre la superficie de rotura : $dS = r d\theta$

Diferencial de trabajo sobre la superficie de rotura : $dW_d = \Delta u_t \cdot c \cdot dS$

Reemplazando :

$$dW_d = c \cdot r \cdot \Delta \theta (r d\theta) = cr^2 \Delta \theta d\theta$$

Por integración se obtiene :

$$W_d = cr^2 \Delta \theta \int_0^{\pi} d\theta = cr^2 \Delta \theta \cdot \pi$$

Igualando $W_c = W_d$:

$$\frac{q_0 r^2}{2} \Delta \theta = c \cdot r^2 \Delta \theta \cdot \pi$$

Despejando, la solución es:

$$q_0 = 2\pi c$$

Como se trata de una cota superior, es mejor escribir:

$$q_0 \leq 2\pi \cdot c = 6.28c$$

La solución de Fellenius de acuerdo a un mecanismo óptimo de rotura rotacional es:

$$q_0 \leq 5.53c$$

Se llega a la misma solución, aplicando el equilibrio estático, según como sigue:

Considerando el mecanismo de falla circular de la Fig. 21.6, la falla ocasionará una rotación en el punto O. Para cualquier sobrecarga q_0 , que opone resistencia a la rotación, la presión neta será: $q - q_0$.

Entonces aplicando las ecuaciones de la estática:

Momento que origina la rotación:

$$(q - q_0 \times B) \times (1/2B)$$

Momento resistente a la rotación:

$$s \times \pi B \times B$$

En falla, se igualan ambas expresiones:

$$(q - q_0) \times B \times l/2B = s \times \pi B \times B$$

Presión neta en falla :

$$q_u \leq 2\pi \times \text{resistencia al corte del suelo}$$

igual a la solución obtenida antes.

El método de la cota superior da un valor alto de q_u que puede mejorarse al elegir una superficie de falla más admisible cinemáticamente.

b. Solución de Cota Inferior

En la solución por cota inferior se consideran mas regiones de esfuerzos, por lo tanto la carga de colapso calculada se incrementa. Se considera la siguiente solución aproximada por cota inferior para una cimentación continua, según se ilustra en la siguiente figura:

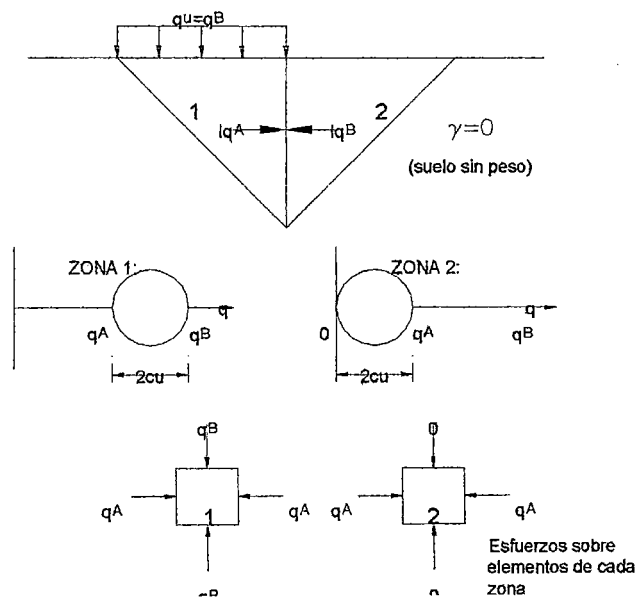


Fig.7.- Mecanismo de falla para solución por cota inferior

de la figura:

$$q_A = 2c$$

En la zona 1, que es compatible en la frontera de las dos zonas:

$$q_B = q_A + 2c = 4c$$

Aunque, la solución obtenida corresponde a un equilibrio elástico, el sistema obviamente no es cinemáticamente correcto. Por eso, es una solución de cota inferior.

Debe observarse que los métodos no dan ninguna explicación de los movimientos de la cimentación. Estos sin embargo, pueden ser calculados por otros métodos. También la solución de cota superior dependerá sobre el cambio correcto de la forma de falla.

El progresivo refinamiento de las soluciones por cota superior e inferior no pueden aproximar a la solución exacta. Por ejemplo, el mecanismo de Terzaghi da una solución exacta para una cimentación continua.

2.1.4 Teorema de los estados correspondientes

Este Teorema ha sido enunciado por Caquot permite, en la solución de problemas de equilibrio plástico, convertir el estudio de un medio con cohesión al estudio de un medio sin cohesión, lo cual representa una gran ventaja. Sanglerat (1969), presenta una demostración y la formula de la siguiente manera:

- 1) Para calcular el tensor de esfuerzos en el seno de un medio homogéneo cohesivo en equilibrio plástico, se calculará primero el tensor de esfuerzos en el seno de un medio ficticio que tenga la misma geometría. Este medio será no cohesivo y homogéneo y estará en equilibrio plástico. Tendrá el mismo ángulo de resistencia al corte que el medio cohesivo y estará sometido a las mismas fuerzas másicas. Sobre las zonas fronteras del medio no cohesivo ficticio existirán condiciones deducidas de las condiciones reales.
- 2) Para calcular el esfuerzo real, que actúa en un punto dado y sobre una cara dada del medio cohesivo, se restará del

esfuerzo ficticio (calculado como en 1) que actúa en el mismo punto sobre la misma cara, un esfuerzo normal constante cuya intensidad es:

$$H = c \cdot \cot \phi$$

El teorema significa que sobre una superficie libre horizontal, que soporta una sobrecarga uniforme vertical de intensidad q , las condiciones de borde imponen:

$$\sigma_z = q; \quad \tau_{zz} = 0$$

Las nuevas condiciones serán :

$$\sigma'_z = q + c \cdot \cot \phi; \quad \tau'_{zz} = 0$$

Se tendrá también una sobrecarga vertical uniforme pero esta vez de intensidad.

$$q' = q + c \cdot \cot \phi$$

Jimenez Salas et. al (1976) deducen la siguiente relación entre el factor de capacidad portante por cohesión, N_c y el factor de sobrecarga N_q . Se supone que a nivel de cimentación actúa una sobrecarga equivalente q , sobre un suelo sin cohesión y sin peso, con resistencia al corte definida por su ángulo de resistencia al corte, ϕ . La expresión para la presión última de una cimentación continua es la siguiente :

$$q_{01} = q N_q$$

donde N_q es el factor de capacidad portante del término de sobrecarga dependiente sólo de ϕ .

Si el suelo se considera ahora dotado de cohesión, se puede hallar la nueva presión última aplicando el teorema de los estados correspondientes de Caquot, así tenemos:

$$q_{02} + c \cot \phi = (q + c \cot \phi) N_q$$

despejando q_{02} :

$$q_{02} = c \cdot \cot \phi (N_q - 1) + q N_q$$

de donde resulta :

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

2.2 TEORIA DE K. TERZAGHI

Karl Terzagui (1943), fue el primero en presentar una teoría comprehensiva para la evaluación de la capacidad última de cimentaciones superficiales rugosas, adaptando a la Mecánica de Suelos los resultados de la Mecánica del Medio Continuo.

De acuerdo a esta teoría, una cimentación es superficial si el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimientto (profundidad de desplante, D_f), sin embargo, nuevos investigadores han sugerido que una cimentación con una profundidad D_f igual a 3-4 veces el ancho de la cimentación puede ser definida como una cimentación superficial.. En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimientto, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimientto se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q=\gamma D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimientto, en donde γ es el peso específico del suelo.

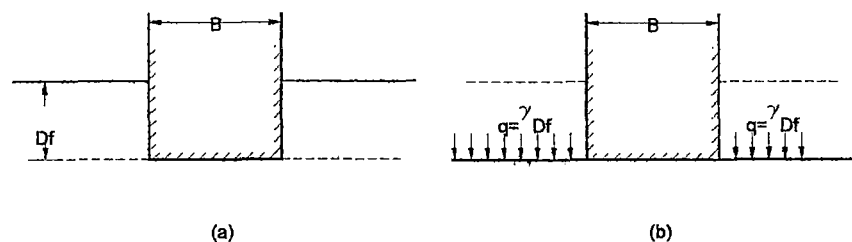


Fig.8.-Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimientto con una sobrecarga debida a su peso

Mecanismos de Falla

Basado en los estudios de Prandtl (1920), modificó la ecuación de capacidad portante desarrollada para una cimentación continua o infinita (es decir, con una relación ancho/longitud igual a cero), extendidas para un medio cohesivo y friccionante, propuso que el mecanismo de falla en el suelo, bajo carga última si la base de la zapata es perfectamente lisa, el mecanismo de falla es como se ilustra en la Fig.9a, por flujo plástico dentro de la región ubicada por encima de la curva $EDCD'E'$. Esta región se puede dividir en cinco zonas, una zona I y dos pares de zonas II y III. Los

patrones de corte de estas zonas, se presentan al lado izquierdo de la Figura 9.

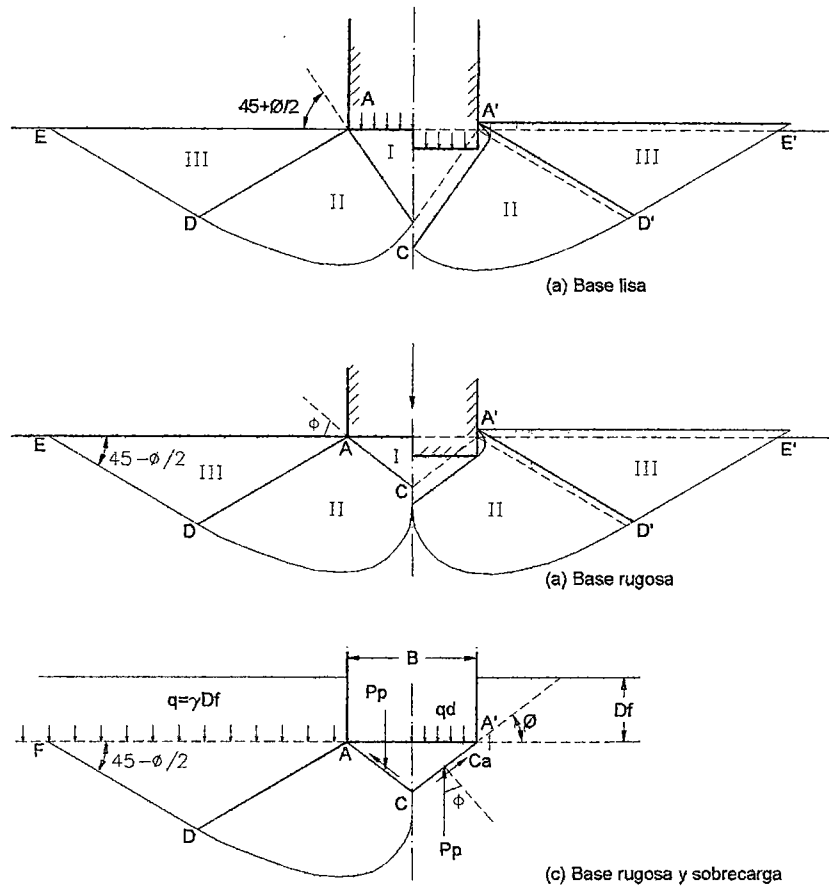


Fig. 9.- Fronteras de zonas de equilibrio plástico en el suelo bajo una zapata continua.

- 1.- La zona I (ABC) : representa el estado activo de Rankine, en forma de cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo, cuya frontera hace un ángulo con la horizontal de $45 + \phi/2$.
- 2.- La zona II (ACD) ubicada entre I y III, zona de deformación tangencial, es conocida como zona de corte radial porque las líneas que constituyen el patrón de corte irradian desde el extremo de la base de la cimentación. Estas líneas son casi rectas. La curva CD se puede asumir como espiral logarítmica, con centro ubicado en el borde de la zapata.

3.- La zona triangular III (ADE), es una zona que se halla en estado de presión pasiva de Rankine, cuya frontera hace un ángulo de $45-\phi/2$ con la horizontal, cuando la base de la cimentación es idealmente lisa y ϕ , cuando la base es rugosa.

Si se desprecia el peso de suelo ubicado dentro de la zona de equilibrio plástico ($\gamma=0$), las líneas radiales son perfectamente rectas y los arcos concéntricos son verdaderas espirales logarítmicas, como se muestra en la Fig. 9a. En cambio si se toma en cuenta el peso del suelo ($\gamma>0$) pero $\phi=0$, las zonas de corte radial son rectas y los arcos concéntricos son circulares y la capacidad portante correspondiente a la zapata está dada por la ecuación :

$$q_d = (2 + \pi) = 5.14c = 2.57q_u$$

donde :

c es la cohesión y q_u es la resistencia a la compresión no confinada.

El lado derecho de la Fig.9a muestra la deformación del suelo ubicado dentro de las zonas de flujo plástico. El suelo ubicado dentro de la zona I se extiende en una dirección horizontal. El suelo en la zona III es comprimida lateralmente. La superficie de esta zona se eleva a ambos lados de la zapata dando la impresión de que el suelo es empujado. Este efecto de aparente empuje ha sido llamado acción de borde.

Si la base de la zapata es rugosa, la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata previene el desplazamiento lateral. Por consiguiente, el suelo dentro de la región AA'C, Fig. 9b, permanece en un estado elástico, actuando como si fuera parte de la zapata y penetra el suelo como un cuña, moviéndose en forma vertical hacia abajo, donde cada superficie curva de deslizamiento dentro de la zona de corte radial posee una tangente vertical a la cara inclinada de la cuña. Las caras inclinadas son planos de corte radial que se elevan un ángulo ϕ con la horizontal. Por eso, si la base es rugosa, la frontera interior de la zona de corte radial se eleva no a $45+\phi/2$ como se muestra en la Fig. 9a, sino bajo un ángulo ϕ , como se muestra en la Fig. 9b Sin embargo, el patrón de corte en estas zonas y

en la zona pasiva de Rankine III es idéntica con la zona correspondiente en la Figura 9c.

Si $\phi=0$, las líneas de curvas de deslizamiento en las zonas de corte radial son arcos de círculos y la capacidad portante correspondiente está dada por la ecuación :

$$q_d = 5.7c = 2.85q_u$$

Las deformaciones del suelo asociado con el hundimiento de la zapata se muestran en el lado derecho de la Fig. 9b.

Cálculo de capacidad portante

La penetración del cimiento solo será posible si se vencen a las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; y éstas comprenden al efecto de la cohesión en las superficies AC y A'C y la resistencia pasiva del suelo desplazado actuante en dichas superficies.

Empleando superficies de falla formadas por espirales logarítmicas y efectuando el análisis propuesto por Prandtl (1920), es posible obtener una solución al problema de determinar la capacidad portante, que se torna aproximada si se toma en cuenta que la configuración de la superficie de falla real difiere de la teórica, supuesta en el modelo analizado, ya que los suelos reales tienen peso, son cohesivos y friccionantes, y la base del cimiento es rugosa.

Como se mencionó antes el efecto del suelo sobre el fondo de la cimentación se reemplazó por una sobrecarga equivalente igual a $q=\gamma D_f$ (donde γ =peso unitario del suelo).

Terzaghi planteó en base a los ensayos de Prandtl que la capacidad de carga de un cimiento para suelos con cohesión y fricción, es la suma de tres componentes que se calcula en forma separada y que representa respectivamente, las contribuciones de:

- 1.- La cohesión y fricción de un material sin peso que no lleva sobrecarga.
- 2.- La fricción de un suelo sin peso que soporta una sobrecarga q aplicada en la superficie.
- 3.- La fricción de un material con peso que no soporta sobrecarga.

En el instante que ocurre la falla, la presión en cada una de las superficies AC y AC' es igual a la resultante de la presión pasiva P_p y la cohesión C_a . Cuando se produce el deslizamiento en las caras, la resultante de la presión actúa bajo un ángulo ϕ con la normal a cada lado de la cara y en consecuencia, en una dirección vertical. Si se desprecia el peso del suelo dentro de AA'C, considerando el equilibrio de fuerzas verticales, se tiene que :

$$q_c B = 2P_p + 2C \operatorname{sen} \phi$$

donde q_c es la carga de falla en el cimiento por unidad de longitud

P_p empuje pasivo actuante en la superficie AC

c es la fuerza de cohesión actuante en AC.

como $C = c.B/\cos 2\phi$ (Fig. 9), se tiene que :

$$q_c = \frac{1}{B} (2P_p + cB \operatorname{tg} \phi) \dots \dots \dots (2.7)$$

El problema se reduce a calcular el empuje pasivo (P_p), que se produce en la superficie CA' cuando el cimiento trata de incrustarse en el suelo. Este empuje puede descomponerse en tres partes P_{pc} , P_{pq} y P_{py} , donde :

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 $q = \gamma D$

P_{py} es la componente de P_p debida a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento CDE, producidos por la masa de suelo en las zonas I y II.

Entonces la ecuación 2.7, se puede escribir como :

$$q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_{py} + \frac{1}{2} cB \operatorname{tan} \phi)$$

Terzaghi realizó en forma algebraica calculó los valores de P_{pc} , P_{pq} y P_{py} , e introduciendo los siguientes valores en la ecuación anterior:

$$N_c = \frac{2P_{pc}}{Bc} + \tan\phi$$

$$N_q = \frac{2P_{pq}}{B\gamma D_f}$$

$$N_\gamma = \frac{4P_p}{B^2\gamma}$$

se obtiene :

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

donde q_c es la presión máxima que puede soportar el cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla; o sea, representa la capacidad de carga última del cimiento. Se expresa en unidades de presión. N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de 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.

El trabajo original de Terzaghi no desprecia el peso de la cuña I, que se desplaza con el cimiento, al considerar el equilibrio de las fuerzas verticales que actúan sobre el mismo, considerando tal peso despreciable, lo cual corresponde a una presentación posterior y más simple de la teoría, hecha por el propio Terzaghi.

En realidad, la influencia del peso mencionado es ínfima, por lo que, cuando la Teoría se presenta en textos suele omitirse el término respectivo. En lo que sigue, empero y por respetar la presentación original del propio Terzaghi, el peso de la cuña I se hará intervenir en los cálculos.

Dicho peso vale :

$$\frac{1}{4} \gamma B^2 \tan\phi$$

La ecuación 2.7, se transforma en:

$$q_c = \frac{1}{B} (P_p + cB \tan\phi - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan\phi) \dots \dots \dots (2.8)$$

En la ecuación anterior, ha de calcularse P_p para valuar la capacidad de carga del medio.

La presión pasiva, debido al peso de un relleno puramente friccionante, con sobrecarga es, dentro de la Teoría de Rankine :

$$P_{py} = K_{py} \gamma z \dots \dots \dots (2.9)$$

Si el relleno fuera horizontal y el muro vertical, el valor de K_{py} sería :

$$K_{py} = \text{tg}^2(45 + \phi / 2) = N_\phi$$

Cuando la superficie sobre la que actúa la presión es inclinada como A'C, el valor de K_{py} es diferente, dependiendo del ángulo α .

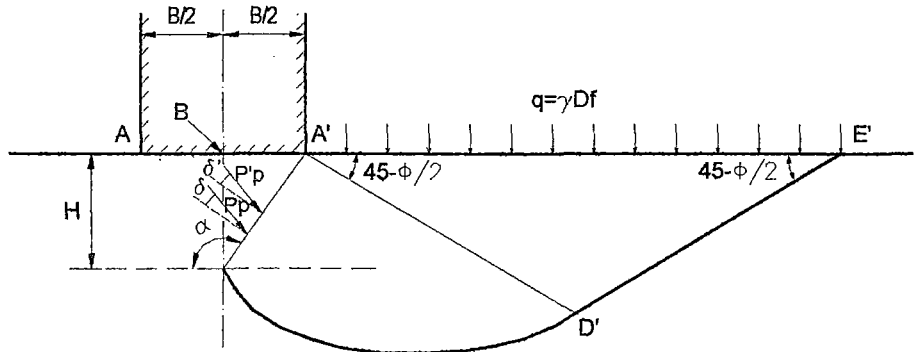


Fig.10.- Cálculo del término P_p

Por último, en un relleno friccionante y cohesivo, el aumento de presión pasiva causado por la cohesión es independiente de la profundidad z , y vale.

$$P_{pc} = K_{pc} c \dots \dots \dots (2.10)$$

En el caso de relleno horizontal y muro vertical se encontró :

$$K_{pc} = 2\sqrt{N\phi} = 2 \text{tg}(45 + \phi / 2)$$

Nuevamente este valor será diferente si la superficie sobre la que actúa la presión pasiva es inclinada.

En realidad, las expresiones arriba escritas para P_{pc} , P_{pq} y P_{py} son para presiones normales a la superficie en que se obran. Si la presión total no es normal a esta superficie, sino que forma con ella un ángulo δ , las expresiones anteriores proporcionan sólo la componente normal de las presiones. Por último si en la superficie en que actúan las presiones ocurre un contacto suelo con suelo, el valor del ángulo δ será ϕ (Fig. 10).

Así la presión pasiva normal será:

$$P_{pn} = cK_{pc} + qK_{pq} + \gamma zK_{py} \dots\dots\dots(2.11)$$

En la ecuación anterior, los dos primeros términos son independientes de z , en tanto que el tercero depende de aquella variable.

Llamando P'_{pn} a la parte de la presión normal que no depende de z y P''_{pn} a la que sí depende, se tiene :

$$P'_{pn} = c.K_{pc} + q.K_{pq} \dots\dots\dots(2.12)$$

$$P''_{pn} = \gamma zK_{py} \dots\dots\dots(2.13)$$

Las correspondientes componentes normales a la superficie A'C de los empujes pueden obtenerse integrando las expresiones anteriores en la longitud A'C, que es igual a $H/\text{sen}\alpha$. (Fig. 10).

$$P'_{pn} = \frac{1}{\text{sen}\alpha} \int_0^H P'_{pn} dz = \frac{H}{\text{sen}\alpha} (cK_{pc} + qK_{pq}) \dots\dots\dots(2.14)$$

aplicada a la mitad de A'C, y

$$P''_{pn} = \frac{1}{\text{sen}\alpha} \int_0^H P''_{pn} dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_{py}}{\text{sen}\alpha} \dots\dots\dots(2.15)$$

que se localiza a la altura de $H/3$, a partir del punto C.

Los correspondientes empujes pasivos (P'_p y P''_p) formarán un ángulo δ con las componentes anteriores.

Además de los empujes P'_p y P''_p , existe a lo largo de la superficie A'C otra fuerza debida al efecto de la cohesión del suelo, c . Esta fuerza vale.

$$C = \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha} \dots \dots \dots (2.16)$$

El empuje pasivo total será la resultante de P'_p , P''_p y C . La componente normal total de dicho empuje se obtendrá sumando las expresiones 2.14 y 2.15, de lo cual resulta :

$$P_{pn} = P'_{pn} = \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha} (cK_c + qK_{pq}) + \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_{py}}{\operatorname{sen} \alpha} \dots \dots \dots (2.17)$$

Considérese ahora, en primer lugar, el caso de un medio sin "cohesión" ($c=0$), en el que además, $Df=0$; o sea, en el que no existe sobrecarga. Este sería el caso de un cimiento superficialmente desplantado sobre arena.

Para este caso particular, la ecuación 2.8, queda

$$qc = \frac{1}{B} (2P_{py} - \frac{1}{4} B^2 \gamma \tan \phi) \dots \dots \dots (2.18)$$

Donde P_{py} es la parte de P_p que toma en cuenta únicamente efectos de peso. Para este caso particular, el empuje pasivo sobre la superficie AC, puede calcularse a partir de la expresión 2.17.

dividiendo el valor de la componente normal del empuje P_{pn} , entre $\cos \delta$, tenemos :

$$P_{py} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_{py}}{\operatorname{sen} \alpha \cos \delta} \dots \dots \dots (2.19)$$

En el caso analizado :

$$h = \frac{1}{2} B \tan \phi$$

$$\delta = \phi \text{ (por ser contacto suelo con suelo)}$$

$$\alpha = 180^\circ - \phi$$

con tales valores, la ecuación anterior queda :

$$P_{py} = \frac{1}{8} B^2 \frac{\tan \phi}{\cos^2 \phi} K_{py} \dots \dots \dots (2.20)$$

Substituyendo este valor en la ecuación 2.18 se obtiene :

$$q_c = \frac{1}{b} \left[\frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \right] = -\gamma B N_\gamma$$

donde :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \dots \dots \dots (2.21)$$

En la expresión anterior K_{py} puede obtenerse por medio del método de la espiral logarítmica, o por otro equivalente. Por lo demás debe notarse que puesto que α y δ dependen, para este caso particular, sólo de ϕ , K_{py} , N_γ serán función sólo de dicho parámetro.

Si el terreno en que se apoya el cimiento tuviera cohesión y D_f fuera diferente de cero, existiendo una sobrecarga q en el nivel del cimiento, la capacidad de carga del cimiento se calculará usando la ecuación 22.2, en la que, otra vez, habrá de evaluarse P_p , según la ecuación, introduciendo en ella de nuevo los valores.

$$H = \frac{1}{2} B \tan \phi$$

$$\delta = \phi, \quad \alpha = 180^\circ - \phi$$

De ello resulta :

$$P_p = \frac{P_{pn}}{\cos \delta} = \frac{B}{2 \cos^2 \phi} (cK_{pc} + qK_q) + \frac{1}{8} \gamma B^2 \frac{\tan \phi}{\cos 2\phi} K_{py} \dots \dots \dots (2.22)$$

y

$$q_c = c \left(\frac{K_{pc}}{\cos 2\phi} + \tan \phi \right) + q \frac{K_{pq}}{\cos 2\phi} + \frac{1}{2} \gamma B \tan \phi \left(\frac{K_{py}}{\cos 2\phi} - 1 \right) \dots \dots \dots (2.23)$$

Nótese que las ecuaciones 2.7 y 2.23 son únicamente válidas para la condición que se llamó falla general.

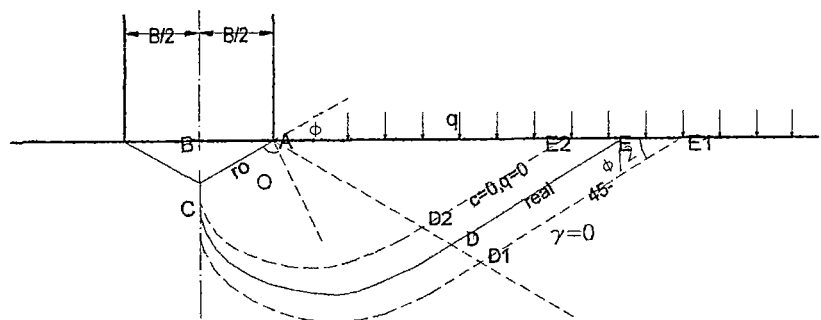


Fig.11.- Superficies de falla para diversas condiciones del suelo

En la Fig. 11, se muestra un cimiento continuo con base rugosa y aparece también la superficie de falla CDE, que se supone es sobre la que realmente ocurre la falla. Como se mencionó, Prandtl obtuvo la ecuación de dicha superficie para el caso de un medio rígido plástico perfecto y exento de peso propio ($\gamma=0$); la solución de Prandtl, dibujada en la Fig. 11, produciría una superficie tal como la que allí se muestra marcada con las letras CD1E1; esta superficie contiene a un arco (CD1) de espiral logarítmica, cuya ecuación es:

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \phi}$$

Donde θ es el ángulo central en radianes, formado entre la línea AC y el radio vector r . Para $\phi = 0$, la ecuación anterior deviene a un círculo de radio $r = r_0$.

También, para $\gamma=0$, la ecuación 2.23 queda:

$$qc = c \left(\frac{K_{pc}}{\cos^2 \phi} + \operatorname{tg} \phi \right) + q \frac{K_{pq}}{\cos^2 \phi} = cN_c + qN_q \dots \dots \dots (2.24)$$

donde el sentido de los símbolos N_c y N_q es evidente.

En la ecuación anterior q_c es la capacidad de carga del medio sin peso. Debe notarse que de los dos términos del segundo miembro tienen sentido físico por separado; el primero representa la capacidad de carga del medio sin sobrecarga ($q=0$ y el segundo, la carga que puede soportar el medio supuesto que su cohesión es nula.

En el caso $\gamma \neq 0$, $c=0$ y $q=0$ no se ha podido hasta el momento determinar matemáticamente la superficie de falla teórica que resuelve el problema. Por el método de la espiral logarítmica, por ejemplo, puede determinarse la forma aproximada de dicha superficie y, con tal base, puede garantizarse que se desarrolla mas alta que lo que indica la teoría analizada arriba. En la Fig. 11, esta superficie se ha dibujado a través de los puntos CD₂E₂. La

capacidad de carga para este caso, obtenida a partir de la ecuación 2.23 será:

$$q_c = \frac{1}{4} \gamma B \tan \phi \left(\frac{K_{py}}{\cos 2\phi} - 1 \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (2.25)$$

En el caso general se tiene: $c \neq 0$, $q \neq 0$ y $\gamma \neq 0$. Para este caso, la capacidad de carga del cimiento es ligeramente mayor que la suma de las dadas por las ecuaciones 2.24 y 2.25, según se desprende de análisis numéricos de casos específicos, puesto que para el caso general tampoco existe una solución teórica completa relativa a la superficie de falla, a la cual se llamará real, ocurre en una zona intermedia entre las dos superficies particulares que se han mencionado; en la Fig. 11 esta superficie real se trazó por los puntos CDE. De lo anterior Terzaghi concluye que es razonable considerar que la capacidad de carga real está dada por la suma de los tres términos antes analizados; o sea :

$$q_c = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (2.26)$$

Teniendo en cuenta que la mayoría de los casos la sobrecarga q es sólo debida al peso del suelo sobre el nivel de desplante, suele considerarse $q = \gamma D_f$ y, por consecuencia :

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (2.27)$$

Las curvas, para los factores de capacidad de carga N_c y N_q no fueron dibujados por Terzaghi a partir de los valores aproximados que se desprenden de la ecuación 2.23, sino que se calcularon a partir de otra solución matemática exacta de tales valores, obtenida por una aplicación de la función de esfuerzos de Airy hecha por Prandtl y Reissner para un medio sin peso, según las siguientes ecuaciones :

$$N_q = \frac{\left[e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi} \right]}{2 \cos^2(\pi/4 + \phi/2)} \dots \dots \dots (2.28)$$

$$N_c = c \operatorname{tg} \phi \left[\frac{e^{(3\pi/4 - \phi/2)\operatorname{tg} \phi}}{2 \cos^2 (\phi / 2)} - 1 \right] \dots\dots\dots (2.29)$$

Para el factor N_γ , propuso el siguiente factor :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \operatorname{tg} \phi \dots\dots\dots (2.30)$$

donde K_{py} = coeficiente de empuje pasivo.

El valor de este coeficiente puede obtenerse por medio del método de la espiral logarítmica, o por otro equivalente.

En la siguiente tabla, se dan los valores de los factores de capacidad de carga y del coeficiente de empuje pasivo

Tabla N°1.- Factores de capacidad portante según Terzaghi

ϕ (grados)	N_c	N_q	N_γ	K_{py}
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

Terzaghi no describe claramente la función matemática de K_{py} , sin embargo provee de valores de N_c , N_q y N_γ como función de ϕ , presentados en la tabla anterior, que se pueden correlacionar para obtener una expresión del valor de N_γ como función de ϕ con el fin de programar estas funciones. Por otra parte Donald Coduto propone la siguiente ecuación que arroja valores con un 10% de error con respecto a los valores dados por Terzaghi:

$$N_\gamma = \frac{2(N_q + 1)\operatorname{tg} \phi}{1 + 0.4 \operatorname{sen}(4\phi)}$$

Alternativamente, Kumbhojar provee una fórmula más compleja pero más precisa para N_γ .

Para el desarrollo del programa de cómputo, se ha correlacionado los valores de $K_{p\gamma}$, obteniéndose la siguiente expresión :

$$K_{p\gamma} = \exp(\exp(0.8516 * \exp(0.9502\phi))) \dots \dots \dots (2.31)$$

Al reemplazar la expresión anterior en N_γ , nos arroja valores muy cercanos a los dados por Terzaghi para ángulos menores a 45 grados.

En la Figura 13, se ilustran las variaciones de los factores de capacidad portante definidos por las expresiones 2.28, 2.29 y 2.30.

Corrección por el tipo de falla del suelo

Cuando una carga se aplica sobre una porción limitada de la superficie del suelo, la superficie se asienta. La relación entre el asentamiento y la carga promedio por unidad de área se puede representar por una curva carga asentamiento como se muestra en la Fig.13. Si el suelo es denso o rígido la curva carga asentamiento será similar a C1. La abscisa q_d de la tangente vertical a la curva representa la capacidad portante del suelo. Si el suelo es suelto o muy blando, la curva asentamiento será similar a C2, entonces la capacidad portante no está siempre bien definida, la cual se asume que es igual a q'_d desde el punto en que la curva se convierte en línea recta.

Ambos estados de los suelos producirán dos tipos de falla en los suelos.

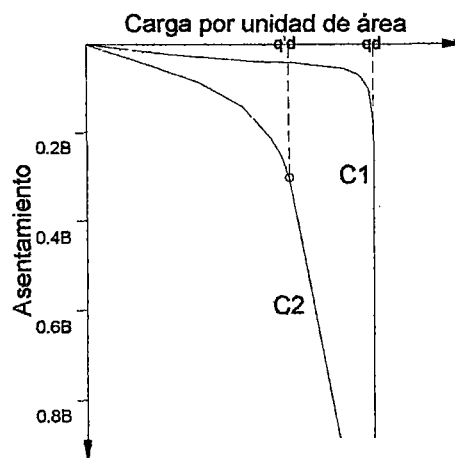


Fig.12.-Curvas asentamiento para suelos en estado rígido y suelto.

En determinado punto cuando la presión de cimentación alcanza un valor máximo q_u , sobreviene una falla súbita del suelo y la superficie de falla en el mecanismo de desplazamiento del suelo se extiende hasta la superficie del manto. Esta magnitud de la presión de cimentación, recibe el nombre de capacidad portante última. Cuando se presenta este tipo de falla se observa la extensión de la superficie de falla hasta la superficie del depósito, denominándose **Falla por Corte General**. Se aprecia un abombamiento considerable de la superficie alrededor de la zapata.

Si la cimentación considerada se apoya sobre un manto granular con densidad media o un material cohesivo de consistencia media, igualmente se presenta, igualmente se presenta un incremento del asentamiento con la falla pero en este caso, la superficie de falla en el suelo se va extendiendo gradualmente desde el eje vertical de la cimentación hacia fuera. Puede decirse que la superficie de deslizamiento no es completa sino que es parcial. Cuando la presión de la cimentación se hace igual a q_{ul} , el movimiento de la cimentación empieza a experimentar descuelgues súbitos sucesivos que pueden continuar hasta una intensidad q_u denominada capacidad portante última. Más allá de este punto el aumento de la carga vendrá acompañado de grandes incrementos en los asentamientos de la cimentación. Eventualmente, después de un movimiento considerable de la cimentación, la superficie de falla puede llegar a la superficie. Esta forma de fallar se denomina **Falla por Corte Local**.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla local, de un modo aproximadamente razonable para fines prácticos Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de "c" y " ϕ ", bajo la siguiente consideración :

$$c' = 2/3c \quad \text{y} \quad \tan\phi' = 2/3\tan\phi$$

Si se toma como ángulo de fricción interna ϕ' en lugar de ϕ los Factores de Capacidad de Carga adquieren los valores de N'_{c_0} , N'_{q_0} y N'_{γ_0} ; los gráficos correspondientes se presentan en la Fig. 13.

Tabla N°2.- Factores de capacidad portante según falla local

ϕ (grados)	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7	1.0	0.0	6.7
5	6.7	1.4	0.2	7.0
10	8.0	1.9	0.5	8.8
15	9.7	2.7	0.9	11.0
20	11.8	3.9	1.7	14.5
25	14.8	5.6	3.2	19.5
30	19.0	8.3	5.7	26.5
34	23.7	11.7	9.0	
35	25.2	12.6	10.1	36.5
40	34.9	20.5	18.8	52.5
45	51.2	35.1	37.7	79.0
48	66.8	50.5	60.4	
50	81.3	65.6	87.1	135.0

Igualmente para este caso, se ha correlacionado el valor de $K'_{p\gamma}$, dando como resultado la siguiente expresión que se empleará en el desarrollo del programa de cálculo de capacidad portante :

$$K'_{p\gamma} = 1.7794e^{1.1547\phi'} \dots\dots\dots(2.32)$$

Esta expresión nos arroja valores cercanos a los dados por Terzaghi, con un error no mayor de 4%, que para fines prácticos es despreciable.

La capacidad de carga última respecto a la falla por corte local queda dada por la expresión:

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

Capacidad portante de zapatas cuadradas y circulares

Para cimientos cuadrados o circulares, Terzaghi propuso, dando modificaciones de la expresión fundamental basado sólo en resultados experimentales, las siguientes expresiones semiempíricas, derivadas para una zapata circular con radio R apoyada sobre suelo denso o rígido:

$$q_u = 1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6RN_\gamma \dots\dots\dots(2.33)$$

La expresión correspondiente para zapatas cuadradas, es la siguiente :

$$q_u = 1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma BN_\gamma \dots\dots\dots(2.34)$$

Si $c > 0$, $\phi = 0$ y $D_f = 0$, obtenemos :

Tabla N°3.-Factor N_γ a partir de la correlación de los valores de Kp_γ dados por Terzaghi

ϕ grad	Falla General		Falla Local	
	$N_\gamma(\text{Ter})$	$N_\gamma(\text{corr})$	$N'_\gamma(\text{Ter})$	$N'_\gamma(\text{corr})$
0	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.50	0.50	0.20	0.18
10	1.20	1.28	0.50	0.47
15	2.50	2.60	0.90	0.93
20	5.00	4.99	1.70	1.72
25	9.70	9.64	3.20	3.09
30	19.70	19.53	5.70	5.55
34	35.00	36.28	9.00	9.01
35	42.40	42.78	10.10	10.20
40	100.40	104.77	18.80	19.46
45	297.50	298.60	37.70	39.16
48	780.10	614.44	60.40	61.50
50	1153.10	1041.72	87.10	84.40

En el siguiente gráfico, la curva del factor N_γ corresponde a los valores de la tabla anterior.

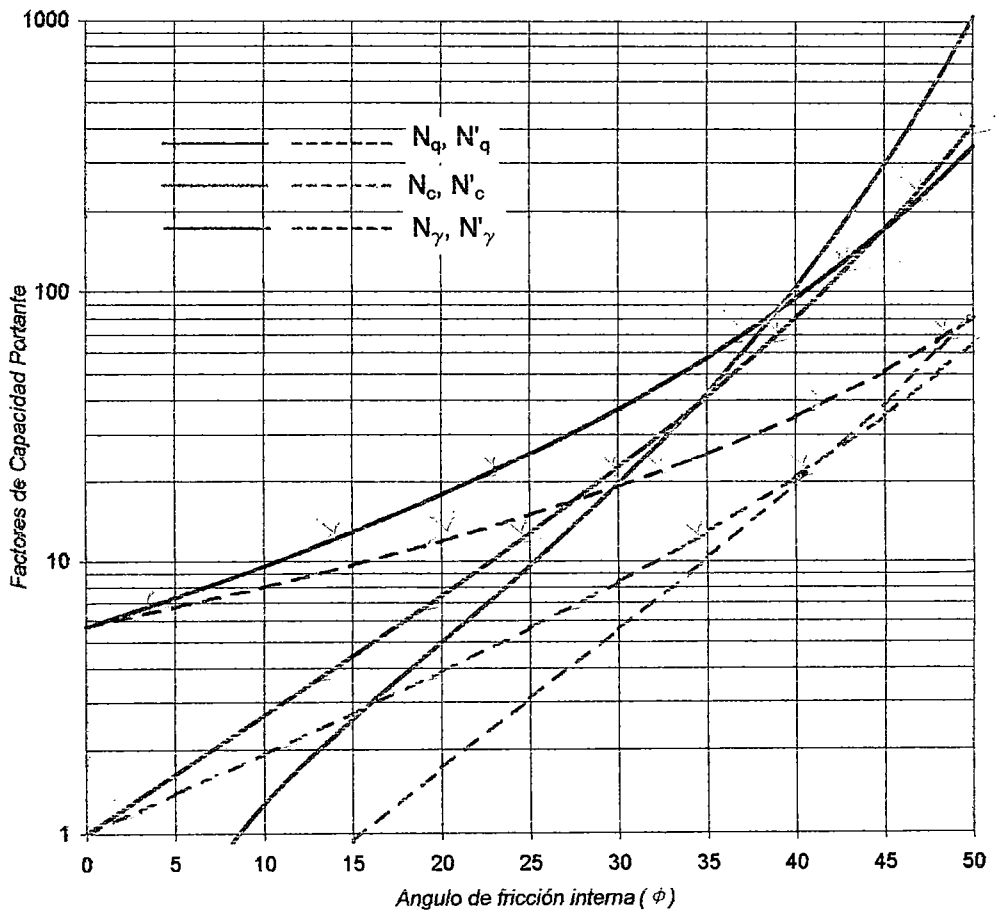


Fig.13.-Factores de capacidad portante para falla general y local (Terzaghi, 1943)

$$qd_r = qd_s = 7.4c = 3.7q_u$$

El cual es considerablemente mayor que el valor $q_d = 5.7c$. Por otro lado, si $c=0$ y $D_f=0$, la capacidad portante q_{dr} por unidad de área es considerablemente más pequeña que q_d para una cimentación continua con un ancho igual al diámetro de la zapata circular.

Si el suelo de apoyo es muy suelto o blando, los valores de N deberían ser reemplazados por los valores de N' , y el valor de c debe ser reemplazado por $c'=2/3c$, entonces las expresiones resultan:

zapatas circulares

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.6\gamma RN_\gamma \dots \dots \dots (2.35)$$

zapatas cuadradas

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots (2.36)$$

zapatas continuas

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots (2.37)$$

Para el caso de zapatas rectangulares, la ecuación de Terzagui para cimientos continuos, fue modificada por Shultz para considerar bases rectangulares con cualquier relación (B/L):

$$q_u = (1 + 0.2 \frac{B}{L})cN_c + \bar{q}N_q + \frac{1}{2}(1 - 0.2 \frac{B}{L})\gamma BN_\gamma$$

En la siguiente tabla, se presentan en los valores del factor N_γ dados por Terzaghi y calculados por fórmula aproximada (obtenida por correlación). Nótese que los valores del factor N_γ son muy cercanos hasta 45° .

Modificaciones de las ecuaciones de capacidad portante por efecto del nivel de agua

Las ecuaciones para la determinación de la capacidad portante última, han sido desarrolladas, basadas en la suposición de que el nivel de agua está ubicado debajo de la cimentación, dependiendo de la ubicación del nivel de agua se deberá hacer algunas modificaciones a las ecuaciones.

Caso I: El nivel de agua está ubicado de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, entonces el factor q en las ecuaciones de capacidad portante será de la forma:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

donde: γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo

γ_w = peso unitario del agua.

También el valor de γ en el último término de la ecuación debe ser reemplazado por:

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Caso II: Para el nivel de agua ubicado de manera que $0 \leq d \leq B$, el factor:

$$q = \gamma D_f$$

El factor γ en el segundo término de la ecuación de capacidad portante debe ser reemplazado por:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$$

Estas modificaciones se basan en la suposición de que no hay presión osmótica en el suelo.

Caso III: Cuando el nivel del espejo de agua está ubicado de manera que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto en la capacidad portante.

Crítica a la Teoría de Terzaghi

A la teoría expuesta, se le pueden formular varias críticas (Sanglerat, 1969) relacionadas con los supuestos idealizados de base y el carácter arbitrario de los mecanismos de falla asumidos. En resumen, las principales serían:

La primera se refiere a la forma de la cuña AOA', cuyos lados no son rectos como se supone, sino que presentan curvatura definida, sobre todo cuando la relación D/B es menor a 0.5, de acuerdo a experiencias

minuciosas en modelos reducidos. Además esta cuña es susceptible de subdividirse en zonas con diferentes condiciones de equilibrio plástico.

La segunda tiene que ver con la forma de determinar el empuje pasivo P_p , considerando la hipótesis de la superposición de diferentes estados de equilibrio, correspondientes a un medio con peso y que no está cargado y a un medio sin peso y con carga. En el caso del empuje pasivo las líneas de deslizamiento de los diferentes equilibrios presentan curvatura y están lejos de admitir superposición.

Se puede demostrar que el estado de equilibrio de un medio con peso y sin carga, no se puede resolver en forma analítica, debido a que no se puede obtener un mínimo, variando la ubicación del centro de la espiral logarítmica. (T. Kimura, Tokio, Inst. Tech.)

Finalmente, se ha asimilado el terreno por encima del plano de cimentación a una sobrecarga. Es bastante claro que las líneas de deslizamiento en el interior de los medios cargados se prolongan por encima del plano de cimentación y hacen que esta aproximación revista tanta mayor gravedad cuanto mayor sea la relación D/B .

A pesar de las críticas, en la práctica corriente de la ingeniería de suelos se sigue empleando la teoría de Terzaghi, por las siguientes razones:

- Este método representa una aproximación sencilla, cómoda y suficientemente exacta para muchas situaciones de la práctica corriente. La variación de los depósitos naturales de suelos y los medios para caracterizar los parámetros de resistencia al corte conducen con frecuencia a desviaciones más importantes de la realidad.
- Las comprobaciones experimentales demuestran que las predicciones realizadas en las fórmulas derivadas de la teoría clásica, con los debidos ajustes empíricos, quedan del lado de la seguridad.
- En la determinación de la presión portante permisible para las cimentaciones, deben de considerarse tanto el aspecto de posible falla por corte de suelo de fundación, como los asentamientos y deformaciones de los cimientos. Con frecuencia, el aspecto

asentamiento es determinante, y exige adoptar presiones portantes permisibles que implican grandes factores de seguridad relativos a la capacidad portante última por corte. En estas condiciones, no tiene sentido recurrir a métodos sofisticados para evaluar la capacidad portante por corte; es suficiente el uso de métodos simples derivados de la teoría clásica.

- El empleo de métodos sofisticados con base en hipótesis más rigurosas conduce en la práctica a un incremento considerable de las tareas analítico-numéricas que, por lo general, exige recurrir a herramientas computarizadas de cálculo.

2.2 TEORIA DE G. G. MEYERHOF

Capacidad portante en Material Cohesivo con Fricción Interna

George Geoffrey Meyerhof, realizó estudios teóricos y experimentales extendiendo el análisis de la teoría de la plasticidad a zapatas en superficie, superficiales y profundas, estableciendo mecanismos de falla y soluciones para zapatas con cargas inclinadas y excéntricas.

La capacidad portante de cimentaciones depende de las propiedades mecánicas del suelo (densidad, esfuerzo cortante y características de deformación), de los esfuerzos originales y las condiciones de humedad en la tierra, de las características físicas de la cimentación (tamaño, profundidad, forma y rugosidad) y de la forma en que la cimentación es colocada. En vista de las dificultades matemáticas el problema actualmente puede solo ser resuelto por métodos simplificados. Se consideran cargas verticales simples actuando en el centro de cimentaciones con una base horizontal descansando sobre material homogéneo de gran profundidad.

La capacidad portante de cimentaciones superficiales y a pequeña profundidad es generalmente estimada sobre la hipótesis de que el suelo es un material rígido (falla por corte general); para cimentaciones profundas, cuando las características de deformación vienen a ser de gran importancia, la compresibilidad del material es usualmente tomada en cuenta por una reducción empírica del esfuerzo de corte (falla por corte local). La influencia sobre las propiedades del suelo del método de colocación de la cimentación también se basa sobre evidencias empíricas.

Para un material que soporta esfuerzo cortante está dada por la ecuación :

$$s = c + p \tan \phi \dots \dots \dots (2.1)$$

(teoría de rotura Coulomb-Mohr).

donde c denota unidades de cohesión aparente

ϕ denota al ángulo de fricción interna o resistencia al corte y

p denota la presión normal sobre el plano de corte

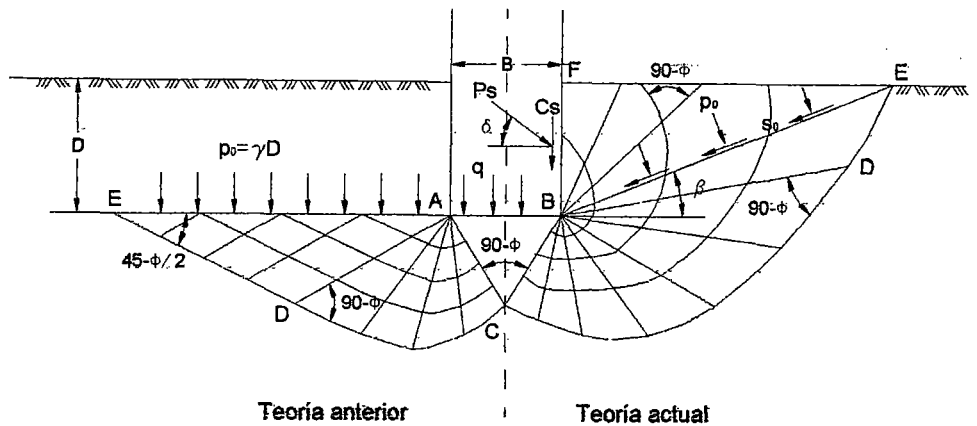


Fig.1.- Cimentación Superficial

Terzaghi (1943), demostró que la capacidad portante q de una cimentación superficial corrida de ancho B y a una profundidad D (Fig.1) puede ser representada por la expresión:

$$q = cN_c + p_0N_q + \gamma \frac{B}{2}N_\gamma \dots\dots\dots(2.2)$$

donde se conoce que :

p_0 presión en el nivel de la base

γ densidad del material

y N_c, N_q y N_γ son los factores de capacidad portante para una zapata superficial dependen de ϕ y la rugosidad de la base.

El análisis anterior está basado en la teoría de la plasticidad, y las zonas correspondiente de equilibrio plástico en el material se muestran en la Fig.1, para el caso de una cimentación rugosa. Por debajo, la zona central ABC, permanece en estado de equilibrio elástico y actúa como parte de la cimentación; a cada lado de esta zona hay dos zonas plásticas, i.e. una zona de corte radial, ACD y una zona de corte plano, ADE, similar en ambos lados bajo la superficie de la zapata. En el caso de cimentaciones superficiales se desprecia el esfuerzo de corte de la sobrecarga y solo es toma en cuenta, como una sobrecarga equivalente, p_0 , igual a γD . Se ha

encontrado que este método es conservativo y el mecanismo de falla supuesto generalmente no concuerda con el movimiento de la tierra observado (Meyerhof, 1948).

En intento de superar estas limitaciones el autor ha extendido los análisis previos del equilibrio plástico de la superficie de un cimiento superficial a profundo. De acuerdo a esta teoría la zonas de equilibrio plástico se equilibran con la profundidad a un máximo para una cimentación (Fig. 1): Para una profundidad dada, el tamaño de estas zonas varían con la rugosidad de la cimentación, y para una cimentación perfectamente lisa dos planos simétricos de corte son formados bajo la base. La extensión de las zonas el también ampliamente gobernado por el forma de la cimentación siendo mínimo para el caso de una cimentación circular.

En la capacidad portante última la región superior es una superficie de falla compuesta, generalmente se divide en dos zonas principales a cada lado de la zona central ABC (Fig. 1a), especialmente una zona de corte radial BCD y una zona mixta de corte BDEF en la cual el corte varía entre los límites del corte radial y plano, dependiendo ampliamente de la profundidad y de la rugosidad de la cimentación. El equilibrio plástico en estas zonas puede ser establecido de las condiciones iniciales de borde de la cimentación. Para simplificar el análisis, la resultante de las fuerzas de sobre la cimentación BF y el peso de la cuña adyacente BEF son reemplazados por los esfuerzos equivalentes p_0 y s_0 , normal y tangencial respectivamente, al plano BE. Este plano puede ser considerado como una "superficie libre equivalente" sujeta a los "esfuerzos en la superficie libre equivalente" p_0 y s_0 . La inclinación β de la "superficie libre equivalente" se incrementa con la profundidad de la cimentación y junto con la "esfuerzos en la superficie libre equivalente" forma por consiguiente un parámetro de esa profundidad.

Sobre estas bases, la capacidad portante puede ser representada aproximadamente por la ecuación:

$$q = cN_c + p_0N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \dots\dots\dots (2.3)$$

Esta expresión tiene la misma forma que la dada por Terzaghi, pero N_c , N_q y N_γ ahora son los factores de la ecuación general de capacidad portante los cuales dependen de la profundidad y forma de la cimentación así como del ángulo ϕ y la rugosidad de la base. Desde la investigación de la influencia del peso del material sobre las características del equilibrio plástico aún no ha pasado adelante el estado de formulación de las ecuaciones diferenciales, el problema actualmente puede ser resuelto solo en dos estados:

El primer estado es un tratamiento analítico basado en una extensión del Trabajo de Prandtl (1920) y Reissner (1924); este asume un material de peso despreciable y para una parte de la capacidad portante da la ecuación:

$$q' = cN_c + p_0N_q \dots \dots \dots (2.4)$$

El segundo estado es un tratamiento semi-gráfico basado sobre la extensión del trabajo de Ohde (1938); este toma en cuenta el peso del material, obteniéndose una expresión que es parte de la capacidad portante, tal como :

$$q'' = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \dots \dots \dots (2.5)$$

Para una cimentación con una base perfectamente lisa q' es la misma, pero :

$$q'' = \gamma \frac{B}{4} N_\gamma \dots \dots \dots (2.6)$$

Los cálculos realizados han demostrado que en la práctica la base puede tomarse siempre como perfectamente rugosa, pero la superficie lateral puede variar entre perfectamente rugosa y perfectamente lisa.

En cada caso los factores de capacidad portante son primero deducidos en términos de los parámetros de profundidad de la cimentación (β , p_0 y s_0); estos tres parámetros son determinados posteriormente explícitamente para cimentaciones de varias profundidades. Ha sido conveniente expresar la capacidad portante resultante por medio de la relación:

$$q = cN_{cq} + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q} \dots \dots \dots (2.7)$$

donde un término representa la influencia de la cohesión y el otro representa la influencia del peso del material. Los factores N_{cq} (dependientes de N_c y N_q) y $N_{\gamma q}$ (dependiente de N_γ y N_q) son los factores de capacidad portante resultantes. Debe observarse, que las expresiones dadas arriba dan solo la resistencia en la base de una cimentación; a ésta debe añadirse la fricción lateral para obtener la capacidad portante total de la cimentación.

Factores de capacidad portante N_c y N_q para cimentaciones continuas

El procedimiento dado arriba puede ilustrarse mediante el cálculo de la capacidad portante de una cimentación continua con base rugosa de ancho B. Como se indicó arriba los factores de capacidad portante son primeramente derivados en términos de los parámetros de cimentación (β , p_0 y s_0). Las zonas del equilibrio plástico corresponden al caso general dado en la Fig.2a, donde la superficie equivalente AE producida está inclinada β° y sujeta a los esfuerzos p_0 y s_0 , normal y tangencial respectivamente.

En el plano de corte la zona ADE, con un ángulo η en A, el equilibrio plástico requiere que a lo largo de AD y DE el esfuerzo de corte s_1 , bajo la presión normal p_1 , sea totalmente movilizado y sea igual a $c + p_1 \cdot \tan \phi$. Luego según el diagrama de Mohr:

$$\begin{aligned} \cos(2\eta + \phi) &= \frac{s_0 \cdot \cos \phi}{c + p_1 \tan \phi} \\ &= \frac{(c + p_0 \tan \phi) m \cos \phi}{c + p_1 \tan \phi} \dots \dots \dots (2.8) \end{aligned}$$

donde m denota el grado de movilización del esfuerzo de corte sobre la superficie libre equivalente ($0 \leq m \leq 1$).

y

$$p_1 = \frac{c + p_1 \tan \phi}{\cos \phi} [\sin(2\eta + \phi) - \sin \phi] + p_0 \dots \dots \dots (2.9)$$

donde η y p_1 pueden ser determinados mediante p_0 , s_0 y ϕ .

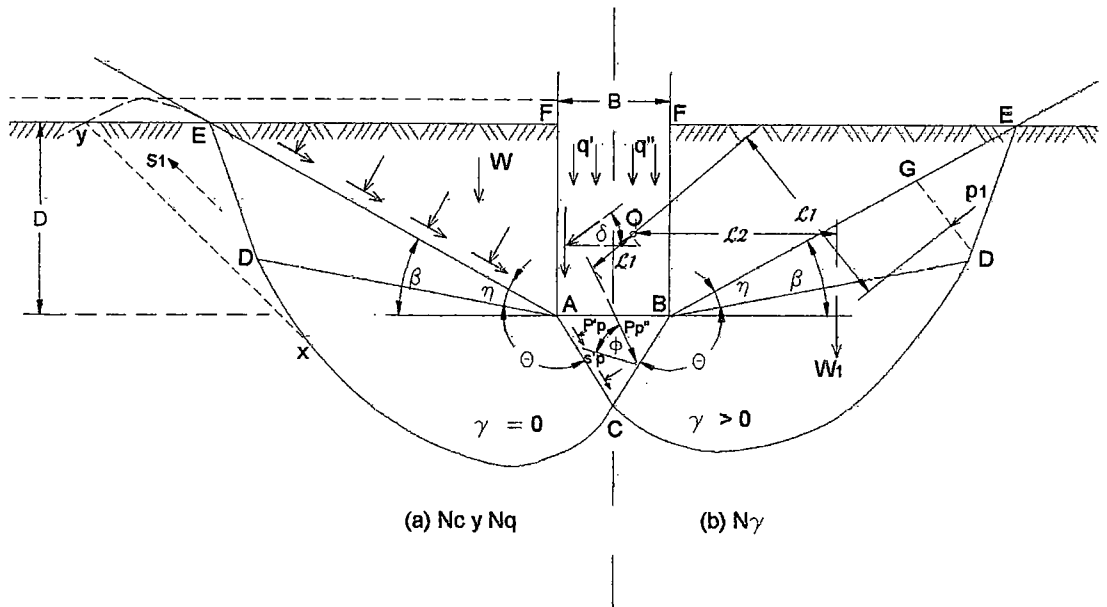


Fig. 2.- Determinación de los factores de capacidad portante para una cimentación continua de base rugosa.

En la zona de corte radial ACD (Fig.2), con un ángulo de $\phi=135^\circ+\beta-\eta-\phi/2$ en A, se demuestra (Prandtl, 1920) que CD es una superficie en forma de espiral logarítmica y a lo largo de esta superficie el esfuerzo de corte es totalmente movilizadado en secciones radiales. En particular, a lo largo de AC las componentes normal y tangencial del empuje pasivo son, respectivamente:

$$p'_p = (s_p' - c) \cot \phi \dots \dots \dots (2.10)$$

y

$$s'_p = (c + p_1 \tan \phi) e^{2\theta \tan \phi} \dots \dots \dots (2.11)$$

a partir de las cuales la capacidad portante es:

$$q' = p'_p + s'_p + \cot(45^\circ - \phi / 2) \dots \dots \dots (2.12)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.9) y (2.11) en (2.12):

$$q' = c \left[\cot \phi \left\{ \frac{(1 + \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} - 1 \right\} \right] + p_0 \left[\frac{(1 + \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} \right] \dots \dots \dots (2.13)$$

o, a partir de la ecuación (2.4)

$$q' = cN_c + p_0N_q$$

donde N_c y N_q tienen los valores dados en los corchetes.

Para evitar determinar los factores N_c y N_q en cada caso, han sido calculados para el límite inferior de esfuerzo cortante cero sobre la superficie libre equivalente ($m=0$) y para el límite superior de movilización total del esfuerzo de corte ($m=1$), dentro de los límites prácticos de β y ϕ . Los resultados (Figs. 3 y .4) muestran que ambos factores se incrementan rápidamente con β y ϕ y no son muy sensibles a los cambios de m . Es de interés observar que para $m=0$ el caso de $\beta=-90$ representa la compresión confinada (triaxial), mientras que para $-90 < \beta < 0$ la capacidad portante de una cimentación sobre es representada sobre un talud. El caso de $\beta=0$ ($m=0$) aplicado a una superficie de cimentación, y los factores correspondientes son idénticos a los derivados para N_c por Prandtl (1920) y para N_q por Reissner (1924). Para $0 < \beta < 90^\circ$ el problema de cimentaciones superficiales y profundas se presenta en la Fig. 2. El límite $\beta=90^\circ$ se aplica a cimentaciones muy profundas, y para el caso especial de $m=0$ el factor N_c también se ha obtenido en forma independiente (Jaky, 1948).

Factor N_γ para una cimentación continua

Una comparación entre los métodos generales de estimación de la capacidad portante muestran que el método de la espiral logarítmica (Ohde, 1938) es el más prometedor, dado que es riguroso si $\gamma=0$ y razonablemente cercano a los mecanismos de falla observados. También se ha mostrado (Meyerhof, 1948) que en función a obtener el mínimo factor N_γ , es preciso emplear un método semigráfico para ubicar el centro mas bajo de la espiral, debido a que toda restricción sobre su ubicación. (e.g. Terzaghi, 1943) está sujeta a objeciones. Por consiguiente este método se empleará abajo, dando solamente una aproximación a las

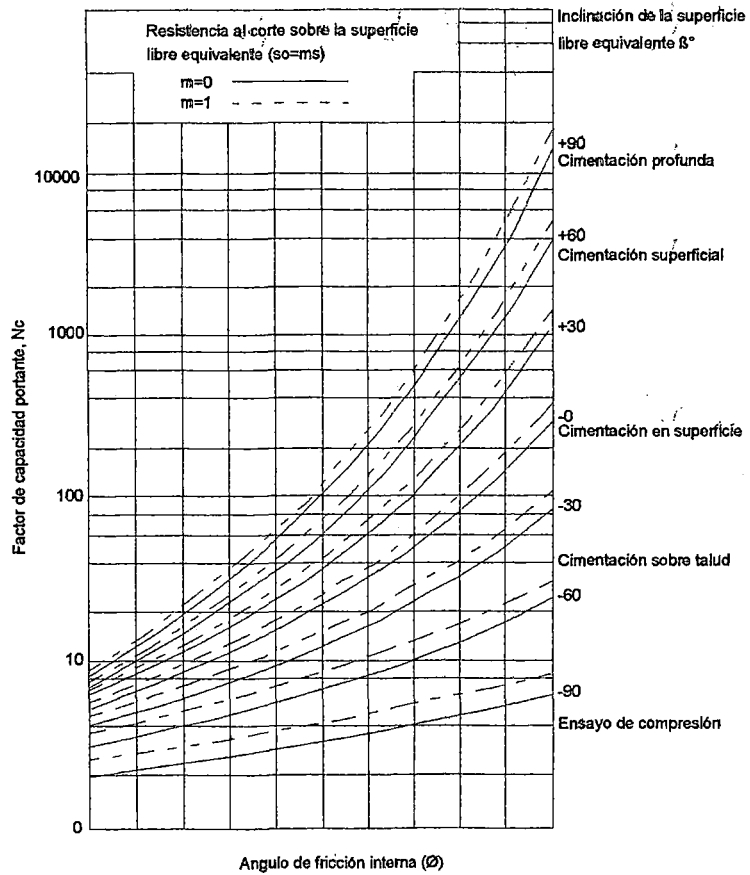


Fig.3.- Factor de capacidad portante N_c para cimentación continua

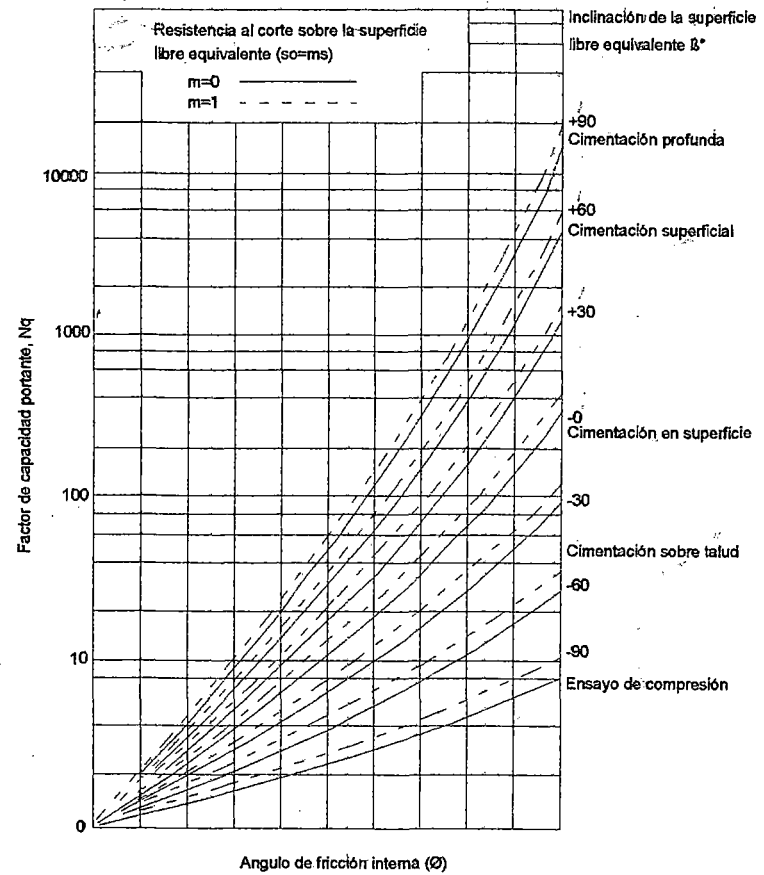


Fig.4.- Factor de capacidad portante N_q para cimentación continua

actuales zonas plásticas y la superficie de falla presente que no es continua necesariamente con la zona del plano de corte.

El procedimiento puede ser ilustrado con la determinación del factor N_γ de capacidad portante para una cimentación continua, como se dijo antes. Considerando las fuerzas a la derecha de la línea central de la cimentación (Fig.2b) el equilibrio plástico se encuentra por compensación de momentos alrededor del punto O, la resistencia P_1 debido al peso de la cuña DEG, lo cual se puede obtener con el diagrama de Mohr, el peso W_1 del segmento BCDG y la resultante P''_p actuando bajo un ángulo ϕ con la normal sobre la cara BC y $2/3BC$ desde B. Entonces:

$$P''_p = \frac{P_1 l_1 + W_1 l_2}{l_3} \dots\dots\dots(2.14)$$

Este análisis es repetido para diferentes centros O de la espiral hasta que se encuentre el mínimo valor de P''_p , el cual representa el empuje pasivo total. Este procedimiento es mas laborioso en la práctica debido a que se tienen que hacer como mínimo, unos doce intentos en cualquier caso, para determinar la resistencia mínima a partir de la cual:

$$q'' = \frac{\gamma B}{2} \left[\frac{4P''_p \sin(45^\circ + \phi / 2)}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan(45 + \phi / 2) \right] \dots\dots\dots(2.15)$$

o.

$$q'' = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

a partir de la ecuación (2.5) donde N_γ tiene el valor dado en los corchetes de la ecuación (2.15).

El factor N_γ ha sido calculado para los límites inferior y superior ($m=0$ y $m=1$) dentro de los límites prácticos de β y ϕ como se indicó antes. Los resultados (Fig.5) muestran que el factor se incrementa rápidamente con β y ϕ , y se encuentra que es prácticamente independiente de m . Se puede observar que para $-\phi < \beta < 0$ la capacidad portante de una cimentación sobre es representada sobre un talud. El caso $\beta=0$ ($m=0$) se aplica a una

cimentación en superficie y el factor es idéntico al derivado anteriormente (Meyerhof, 1948). Para $\phi=30$ el valor de $N_\gamma=22.9$ puede ser comparado con el cálculo numérico paso a paso realizado por Ohde (1938); aquí el determinó el empuje pasivo sobre una pared rugosa inclinada 30° , con una ligera pendiente del terreno ($\beta=-1.20^\circ$). El autor ha extendido su cálculo a $\beta = 0$, y ha obtenido entonces de la componente vertical del empuje pasivo el factor $N_\gamma=22.5$. La estimación aproximada sobre la base de la presente teoría tiene un margen de error del 2% para este caso. Para $0<\beta<90^\circ$ se presenta como antes el problema de cimentaciones superficiales y profundas.

Capacidad Portante Resultante de cimentación continua

Con el fin de aplicar las soluciones de arriba para estimar la capacidad portante de una cimentación continua a la profundidad D , es necesario relacionar los parámetros de profundidad (β , p_o y s_o) con D . Como primera aproximación esta relación se determina sobre la hipótesis que el nivel del terreno pasa a través de la intersección de la superficie de falla (correspondiente a los parámetros de arriba) y la superficie libre equivalente (punto E, Fig.2a). Se puede demostrar que la profundidad de la cimentación está dada por:

$$D = \frac{\sin\beta \cos\phi \cdot e^{\theta \cdot \tan\phi} B}{2 \sin(45^\circ - \phi / 2) \cos(\eta + \phi)} \dots\dots\dots(2.16)$$

donde β es la inclinación de la superficie libre equivalente

η y θ son los ángulos en el punto A del plano y la zona de corte radial, ADE y ACD respectivamente.

Los esfuerzos en la superficie libre equivalente correspondiente, pueden ser obtenidos a partir de las fuerzas sobre la cimentación y peso del suelo entre la cimentación y la superficie libre equivalente. Las fuerzas sobre la pared constan de dos componentes, adhesión C_a y empuje resultante P_s , actuando bajo un ángulo de fricción δ (Fig.2a). Considerando las fuerzas a la izquierda de la línea central de la cimentación, tenemos:

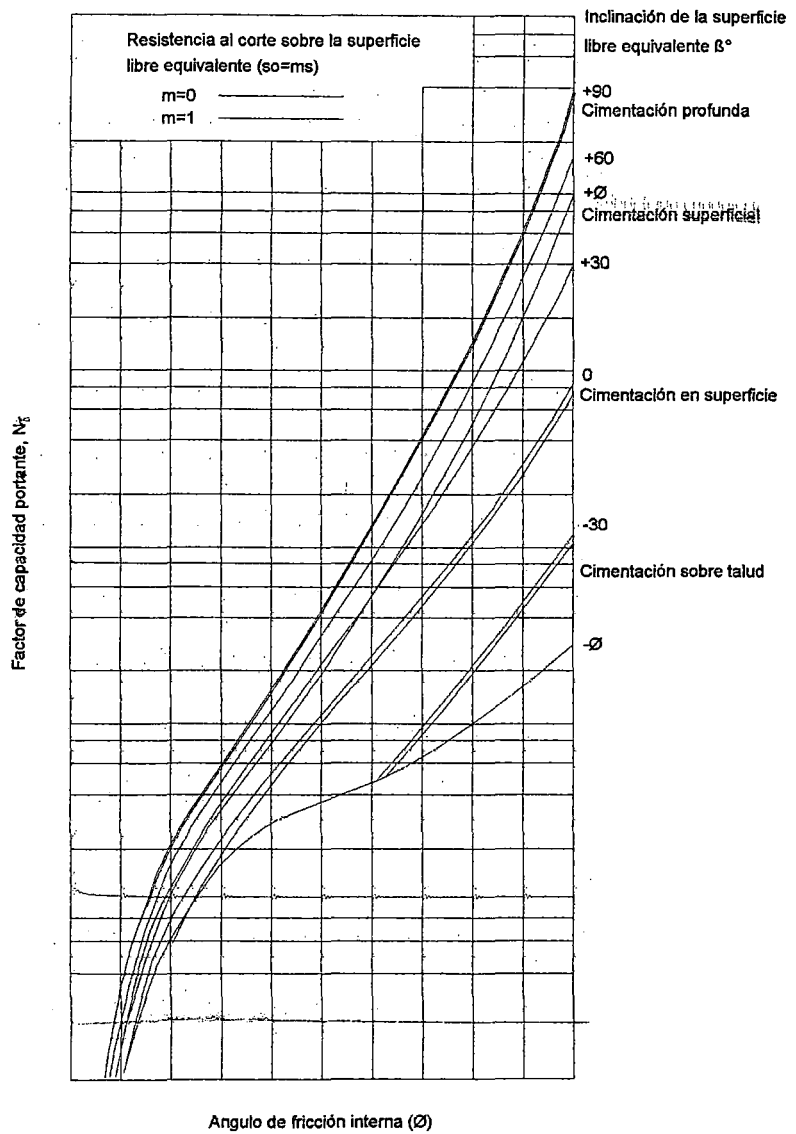


Fig. 5.- Factor de capacidad N_γ para cimentaciones continuas

$$C_a = c_a D \dots \dots \dots (2.17)$$

y

$$P_s = p_s D$$

$$K_s = \gamma \frac{D^2}{2 \cos \delta} \dots \dots \dots (2.18)$$

donde

c_a es la cohesión unitaria

p_s empuje de tierra promedio sobre los costados dentro de la zona de falla y

K_s es el coeficiente de empuje de tierra sobre los costados dentro de la zona de falla. Este coeficiente depende de las propiedades mecánicas del material y las características físicas de la cimentación.

El peso de la cuña de suelo AEF entre el costado y la superficie libre equivalente está dada por la ecuación:

$$W = \gamma \frac{D^2}{2} \cot \beta \dots \dots \dots (2.19)$$

Las componentes normal y tangencial, P_0 y S_0 , respectivamente, de la fuerza resultante sobre la superficie libre equivalente puede ahora ser determinada a partir de las fuerzas C_a , P_s y W cuyas magnitudes y direcciones son conocidas, y dan para los promedios de los esfuerzos sobre la superficie libre equivalente:

$$p_0 = \frac{P_0 \sin \beta}{D}$$

$$s_0 = \frac{S_0 \sin \beta}{D}$$

y para una cimentación profunda ($\beta=90^\circ$) los esfuerzos son:

$$p_0 = p_s \cos \delta$$

$$s_0 = c_a + p_s \sin \delta$$

donde los esfuerzos son determinados dentro de la altura de la superficie de falla dada por la ecuación 2.16, para $\beta=90^\circ$.

Cuando se aplican los resultados dados arriba para estimar la capacidad portante de una cimentación continua (ec. 2.3), debería recordarse que los factores N_c , N_q y N_γ fueron derivados para una superficie libre equivalente extendiendo una pendiente β mas allá del punto E (Fig.2). Sin embargo, debido a que la superficie del terreno es horizontal mas allá de este punto, la resistencia fuera de las zonas plásticas puede no ser suficiente para resistir los esfuerzos en la superficie de falla, particularmente en la parte superior, y se puede requerir una mayor profundidad de cimentación que la dada por la ecuación 2.16, para mantener los factores de capacidad portante.

Mecanismo y extensión de la falla

Además de una estimación de la capacidad portante de cimentaciones, la teoría nos da alguna indicación de la extensión probable de la superficie de falla. Se ha obtenido una solución del problema de capacidad portante en dos estados. El primer estado da como resultado la parte q' de la capacidad portante (factores N_c y N_q) bajo la hipótesis de un material sin peso, obteniéndose la superficie de falla correspondiente en forma analítica consistente de secciones planas y espirales logarítmicas. El segundo estado da como resultado la parte de la capacidad portante q'' (factor N_γ) debido al peso del material (en ausencia de la cohesión y esfuerzos en la superficie libre equivalente); la superficie de falla correspondiente se obtiene a partir de un método semigráfico y consistente en secciones planas y espiral logarítmica aproximadamente, aunque en realidad es una curva continua y suave. Esta superficie de falla es mucho más pequeña que la de arriba. En general, la superficie de falla correspondiente a la capacidad portante resultante q_r se encuentra probablemente se encuentra entre los límites dados arriba.

Los cálculos de prueba para una zapata circular sobre la superficie y a una gran profundidad, indican que la superficie de falla es aproximadamente circular; la extensión de la falla es mucho más pequeña que de una cimentación continua similar y es ligeramente afectada por el ángulo de fricción interna. Dado que el movimiento teórico del material en las zonas plásticas es paralelo a la superficie de falla, con el incremento de la profundidad de la cimentación, el movimiento del suelo cambia de dirección de abajo hacia abajo y hacia fuera a solamente hacia arriba, en cambio para una cimentación profunda es prácticamente vertical; los hacia la pared no se observan en la práctica. Cuando la pared es lisa, las partículas se mueven hacia arriba, en cambio si es rugosa las partículas son llevadas hacia abajo con un plano de corte en la inter-fase.

Efecto de las características de deformación del material sobre la condición de falla

Bajo la hipótesis de que el material es rígido (falla por corte general), el suelo en las zonas plásticas, y a cierta distancia mas allá de la superficie de falla, está comprimido y puede estar sujeto a cambios volumétricos, que acomodan el material desplazado alrededor de la cimentación. Esta deformación del suelo es particularmente importante cuando el material es muy compresible, o está confinado como en el caso de cimentaciones profundas, debido a que la extensión del equilibrio plástico a la parte superior de las zonas de falla teóricas generalmente está previsto (falla por corte local) y por lo tanto da una capacidad portante menor que la capacidad estimada. Se ha intentado un análisis de este difícil problema en base a modelos analíticos altamente idealizados; la presión en la cimentación se asume normal a la superficie de manera que los esfuerzos principales y deformaciones del material ocurre en la misma dirección (expansión bajo presión interna) en la vecindad (falla superficial) entre las zonas plásticas y elásticas es paralela a la cara de la cimentación, basado en las propiedades de esfuerzo y deformación del material; la presión resultante sobre la pared de la cimentación puede emplearse para estimar el coeficiente de presión de tierra K_0 .

De esta manera Terzaghi obtuvo una gruesa estimación de la capacidad portante de una cimentación circular profunda (pila) en material cohesivo con fricción interna. Despreció las deformaciones elásticas y representó la cimentación como un cilindro vertical con presión interna, con condiciones de esfuerzo en la región no deformada gobernada por el coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 . Para un material puramente cohesivo de peso cero Bishop, Hill y Matt (1945) han obtenido una solución del mismo problema. Despreciaron las deformaciones por consolidación y representaron la base de la cimentación mediante los límites de un cilindro vertical o una esfera bajo presión interna.

Las observaciones del movimiento del terreno en la falla (Meyerhof, 1950) han demostrado que las deformaciones asumidas ocurren en la práctica generalmente a alguna distancia de la cimentación, y que en los extremos el mecanismo de falla es similar al estimado sobre la base de un material rígido. Por lo tanto, parecería preferible, en la actualidad, usar la teoría de capacidad portante derivada para falla general por corte; y tomar la compresibilidad del material llevando a falla local por corte teniendo en cuenta por una reducción empírica de la resistencia al corte empleando un factor de compresibilidad.

Capacidad Portante de Material puramente Cohesivo

Muchos materiales no tienen prácticamente fricción interna ($\phi=0$) y su resistencia al corte esta representada por $s=c$, lo cual es una simplificación del análisis que presentamos a continuación.

Cimentación Continua

En la capacidad portante última de una cimentación continua con base rugosa, la región superior superficie de falla compuesta puede en general dividirse en zonas de corte plana y radial sobre cada lado de una zona central elástica bajo la base (Fig.6); para una base perfectamente lisa la última zona puede ser reemplazada por dos zonas de corte plano como antes. La capacidad portante puede ser representada por la ecuación:

$$q = cN_c + p_0 \dots \dots \dots (2.20)$$

para $\phi=0$, el factor $N_q=1$ y $N_\gamma=0$ (ecuación). Además,

$$N_c = 3\pi/2 + 2\beta + 1 + \sqrt{1-m^2} - \cos^{-1} m$$

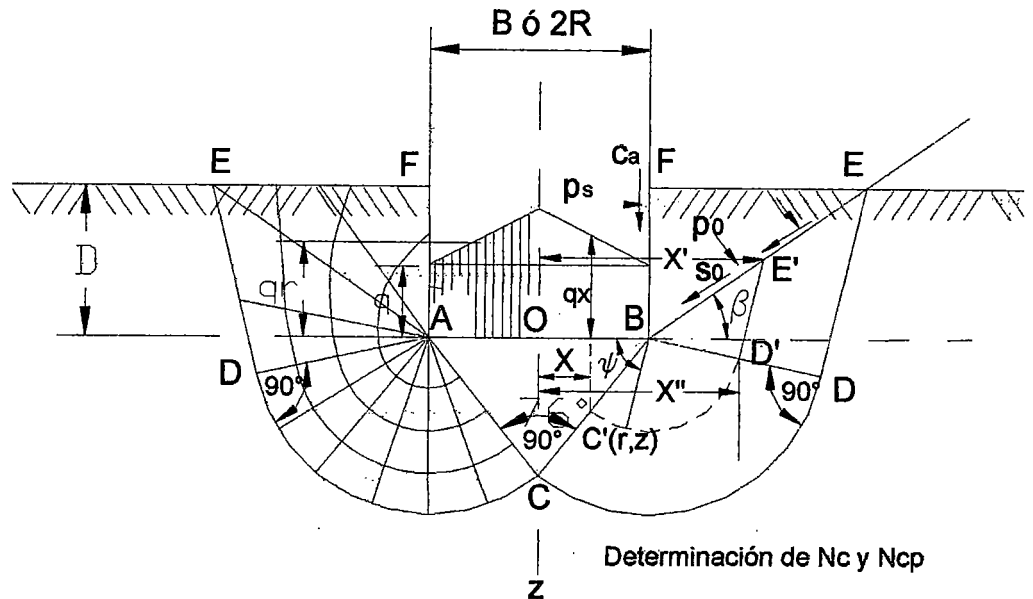


Fig. 6.- Zonas plásticas adyacentes a la cimentación con base rugosa en material puramente cohesionado

El factor N_c , que es independiente del grado de adhesión del material sobre la base, es directamente proporcional a la inclinación de la superficie libre equivalente. El factor ha sido calculado para los límites superior e inferior ($m=0$ y $m=1$), respectivamente) de los esfuerzos de corte sobre la superficie libre equivalente dentro de límites prácticos de β (Fig.7). Para ($m=0$) el factor varía desde un mínimo de $N_c=2$ (ensayos de compresión, $\beta=-90^\circ$) a un máximo de $N_x=3\pi+2=11.42$ (ancho de la viga completamente embebido, $\beta=180^\circ$); para $m=1$ los factores son mayores por $\pi/2-1$ que los correspondientes factores inferiores.

Para evitar la estimación en cada caso, de los esfuerzos en la superficie libre equivalente y verificar la resistencia más allá de la superficie de falla, se ha obtenido una solución completa a partir de los factores presentados

en los párrafos precedentes para la capacidad portante de una cimentación continua a una profundidad D , dada por la siguiente ecuación:

$$q = cN_{cq} + K_s \gamma D \dots \dots \dots (2.21)$$

de la ecuación (2.7), donde K_s puede tomarse como unidad y N_{cq} es el factor de capacidad portante resultante, lo cual depende de N_c y N_q , la última contribución relativamente pequeña.

Los resultados de este análisis se dan en la Fig.8 para una cimentación continua con base rugosa, y las condiciones limitantes para una cimentación completamente lisa o completamente rugosa ($c_a=0$ y $c_a = c$, respectivamente). Los factores correspondientes se incrementan con la profundidad con una tasa decreciente desde un mínimo de $N_{cq}=\pi+2=5.14$ para una cimentación en superficie a un máximo de $N_{cq}=2\pi+2=8.28$ ($c_a=0$) y $5\pi/2+1=8.85$ ($c_a=c$) para una cimentación profunda. Es de interés notar que en ambos casos la resistencia máxima es teóricamente alcanzada a una profundidad cerca de dos veces el ancho de la cimentación y permanece constante para mayores profundidades. En la base o punto de resistencia de la cimentación con una superficie rugosa se debe añadir la fricción lateral para obtener la capacidad portante total, tal como se muestra en la Fig. 8 para una superficie perfectamente rugosa. La distribución de la presión de contacto teórica en la base en falla, es uniforme para toda profundidad de cimentación.

Una rugosidad estimada de los efectos de las características de deformación del material (llevando a una falla local por corte), sobre los resultados superiores (basados en la falla general por corte), se obtiene al asumir que la base de una cimentación profunda puede ser representada por modelo analítico de un cilindro horizontal bajo presión interna. Una solución a este problema, ha sido obtenida por Bishop, Hill y Mott (1945), quienes encontraron que la presión máxima está dada por :

$$p = c(\log_e E_0 / 3c + 1) \dots \dots \dots (2.22)$$

donde E_0 es el módulo de elasticidad (tangente inicial).

Esta expresión puede ser modificada agregando la componente vertical, c , de la resistencia al corte circunferencial sobre el cilindro y la presión de sobrecarga γD para obtener la capacidad portante es una forma similar a la ecuación 2.21, se tiene:

$$q = cN_{cq} + \gamma D$$

$$N_{cq} = \log_e E_0 / 3c + 2 \dots \dots \dots (2.23)$$

Para una arcilla completamente saturada E_0/c varía en la práctica de 100 a 500 aproximadamente, resultando N_{cq} entre 5.50 a 7.00 comparado con el presente resultado de 8.28 ($c_a=0$) para un material rígido. Se tiene un valor de N_{cq} igual a 4.57, cuando se hizo una aproximación similar al modificar para una cimentación continua sobre la superficie de un material rígido N_{cq} igual a 4.57, comparado con el valor de Prandtl de 5.14, algunos resultados del modelo analítico son muy bajos. Este método alternativo aproximado muestra, sin embargo, que la compresibilidad de la arcilla reduce la capacidad portante de una cimentación continua profunda sobre el 20 por ciento aproximadamente.

Cimentación circular

En la capacidad portante última de cimentaciones de una cimentación circular el flujo plástico del material ocurre en los planos horizontal y vertical (radial). Normal al plano radial actúan esfuerzos de arco, que de acuerdo con la teoría de Mohr-Coulomb son iguales al esfuerzo principal menor. Sobre esa base se puede mostrar (Hencky, 1923) que en los planos radiales las zonas plásticas y la superficie de falla compuesta son de forma similar a, y algo más pequeño en tamaño que. los planos transversales de una cimentación continua correspondiente. Como primera aproximación a la solución del problema se asumirá que los dos casos son idénticos, de modo que para una base rugosa la región plástica puede ser dividida en general en zonas radial anular y plano de corte alrededor de una zona elástica central bajo la base (Fig. 6); para una base perfectamente lisa, la última zona tiene que ser reemplazada por una zona de corte plano como antes.

La capacidad portante puede ser representada por:

$$q_r = cN_{cr} + p_0 \dots\dots\dots(2.24)$$

donde N_{cr} es el factor de capacidad portante para una cimentación circular.

El procedimiento para la determinación de este factor es similar a lo señalado para una cimentación continua y se puede ilustrarse mediante la estimación de la capacidad portante de una cimentación circular con base rugosa de diámetro $2R$ (Fig.6). La ecuación diferencial para los esfuerzos en términos de coordenadas cilíndricas (r, z) fueron derivadas por Hencky (1923) y, tanto como se pueda relacionar al siguiente problema, ellos han sido resueltos por el autor dando una expresión para la presión de contacto en la falla q_x para un radio $r=x$,

$$q_x = q + c(\log_e \frac{x'}{x} - \int_{C'}^{E'} \frac{dz}{r} \dots\dots\dots(2.25)$$

$$= q + \Delta q \dots\dots\dots(2.25a)$$

donde q denota la presión promedio de contacto en la falla (capacidad portante) similar a la cimentación continua (ecuación 2.20).

Δq denota la presión de contacto debido a esfuerzos de arco en falla.

x y x' son coordenadas radiales de C' al inicio y E' al fin, respectivamente, de la línea de deslizamiento $C'D'E'$ (paralela a la superficie de falla CDE) que gobiernan la presión de contacto q_x .

Tenemos,

$$\int_{C'}^{E'} \frac{dz}{r} = \int_{45^\circ}^{180+\beta-\eta} \frac{\cos \psi}{1 - a \cos \psi} d\psi - \cot(\eta - \beta) \log_e \frac{x'}{x''} \dots\dots\dots(2.26)$$

$$x' = R(1 + a \cos \beta / \cos \eta) \dots\dots\dots(2.27)$$

$$y, \quad x'' = R(1 + a \cos(\beta - \eta)) \dots\dots\dots(2.28)$$

donde

$$a = \sqrt{2}(1 - x/R)$$

ψ denota el ángulo entre B y AB y el punto (r,z) (Fig 6) y otros símbolos igual que antes; de Δq , después de sustituir las ecuaciones (2.26) y (2.28) en (2.25) e integrando, equivale a :

$$c \left[\log_e \frac{1 + a \cos \beta / \cos \eta}{1 - a / \sqrt{2}} + \cot(\eta - \beta) \log_e \frac{1 + a \cos \beta / \cos \eta}{1 + a \cos(\eta - \beta)} + \frac{3\pi}{4} + \beta - \eta \right] - \frac{2}{\sqrt{1 - a^2}} \left[\tan^{-1} \left\{ \sqrt{\frac{a+1}{a-1}} \cot \left(\frac{\eta - \beta}{2} \right) \right\} - \tan^{-1} \left\{ \sqrt{\frac{1+a}{1-a}} (\sqrt{2} - 1) \right\} \right] \dots\dots\dots(2.29)$$

para $a < 1$.

Para $a > 1$ el último término de la ecuación (2.29) es reemplazada por :

$$- \frac{2}{\sqrt{a^2 - 1}} \left[\coth^{-1} \left\{ \sqrt{\frac{a+1}{a-1}} \cot \left(\frac{\eta - \beta}{2} \right) \right\} - \coth^{-1} \left\{ \sqrt{\frac{a+1}{a-1}} (\sqrt{2} - 1) \right\} \right]$$

Entonces la ecuación de la capacidad portante está dada por la ecuación:

$$q_r = q + \frac{2}{R^2} \int_0^R \Delta q x dx \dots\dots\dots(2.30)$$

de la ecuación (2.25a)

$$qr = cN_{cr} + p_0$$

de la ecuación (2.24), se tiene :

$$N_{cr} = N_c + \frac{2}{cR^2} \int_0^R \Delta q x dx \dots\dots\dots(2.31)$$

a partir de las ecuaciones (2.20) y (2.33), la integración debe ser realizada numéricamente con Δq dado por la ecuación (2.29).

La expresión para Δq de una cimentación circular perfectamente lisa, resulta mas compleja que la anterior y será omitida; su magnitud es de

cerca 1.5 de la de una cimentación perfectamente rugosa de modo que el factor N_{cr} es afectado por la rugosidad de la base. Los resultados de este análisis se muestran en la Fig. 7 para los límites de $m=0$ y $m=1$, como se hizo antes. Los factores de capacidad portante son casi directamente proporcional a β y son generalmente mayores que para las cimentaciones continuas teniendo en cuenta los esfuerzos radiales. En el mínimo ($N_{cr}=2$) y en el máximo ($N_{cr}=3\pi+2=11.42$) los factores correspondientes son los mismos porque los esfuerzos radiales son neutralizados. Para una cimentación perfectamente rugosa en superficie, el valor de $N_{cr}=5.71$ puede compararse con la solución de 5.68 obtenida por medio del cálculo numérico paso a paso (Ishlinsky, 1944). La estimación aproximada sobre el valor de $N_{cr}=6.18$ para una cimentación perfectamente rugosa sobre la superficie está sujeta al mismo porcentaje de error, este factor sería $6.14=\pi+3$, exactamente.

La capacidad portante de una cimentación circular a la profundidad D es determinada a partir de los factores dados arriba de la misma forma como se ha desarrollado para una cimentación continua, con la consideración adicional para los efectos de los esfuerzos radiales. Esta dada por la siguiente expresión:

$$q_r = cN_{cqr} + K_s\gamma D \dots \dots \dots (2.32)$$

donde N_{cqr} es el factor de capacidad portante resultante para una cimentación y $K_s \cong 1$ igual que antes.

Los resultados de este análisis están dados en la Fig. 8 para una cimentación circular con una base rugosa y las condiciones límites de una superficie perfectamente lisa y perfectamente rugosa ($c_a=0$ y $c_a=c$, respectivamente). Los factores correspondientes se incrementan con la profundidad a partir de un mínimo de $N_{cqr}=6.18$ (probablemente $\pi+3$), para una superficie de cimentación a un máximo de $N_{cqr}=9.34$ ($c_a=0$) y 9.74 ($c_a=c$) para una cimentación profunda mas allá de una profundidad de dos veces el diámetro de la cimentación- En la base o punto de resistencia de una cimentación con una superficie rugosa debe añadirse la fricción lateral para obtener la capacidad portante total, para la cual el factor se

muestra en la Fig. 8, para una superficie perfectamente rugosa. Es de interés notar que los factores para una cimentación circular tienen similares relaciones con la profundidad a aquellas que para una cimentación continua y son cerca de 20 por ciento mayores que para un cimentación superficial y cerca de 10 por ciento mayor para una cimentación profunda.

La presión de contacto teórica sobre la base en falla se incrementa de acuerdo con la ecuación (2.25) a partir de un mínimo valor (igual que para una cimentación continua) en el perímetro a un máximo valor en el centro de la cimentación. Esta distribución de la presión es prácticamente trapezoidal para todas las profundidades de cimentación como se indicó en la Fig. 6.

Una estimación gruesa de los efectos de las características de deformación, se puede obtener al sumir que la base de una cimentación profunda pueda ser representada mediante el modelo analítico de una esfera baja presión interna. Obtuvieron una solución del problema Bishop, Hill y Mott (1945), quienes hallaron la siguiente expresión para la presión máxima:

$$p = \frac{4}{3}c \left(\log_e \frac{E_0}{3c} + 1 \right) \dots \dots \dots (2.33)$$

la cual se puede modificar para obtener la capacidad portante en la forma de la ecuación 2.32

$$q_r = cN_{cqr} + \gamma D$$

$$\text{donde, } N_{cqr} = \frac{4}{3} \left(\log_e \frac{E_0}{3c} + 1.75 \right) \dots \dots \dots (2.34)$$

Para arcillas completamente saturadas con los límites previos de E_0/c el factor N_{cqr} varia de 7.00, a 9.00 comparado con el resultado de 9.34 ($c_a=0$) para un material rígido. De acuerdo con este método aproximado, la compresibilidad de la arcilla puede entonces reducir la capacidad portante de una cimentación circular por mas de 20 por ciento aproximadamente, que la hallada para un cimentación continua profunda.

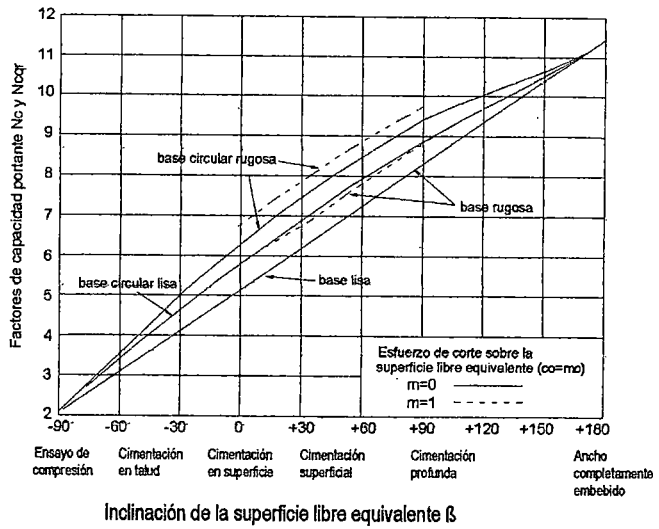


Fig. 7.- Factores generales de capacidad portante para cimentaciones continua y circular sobre material puramente cohesivo

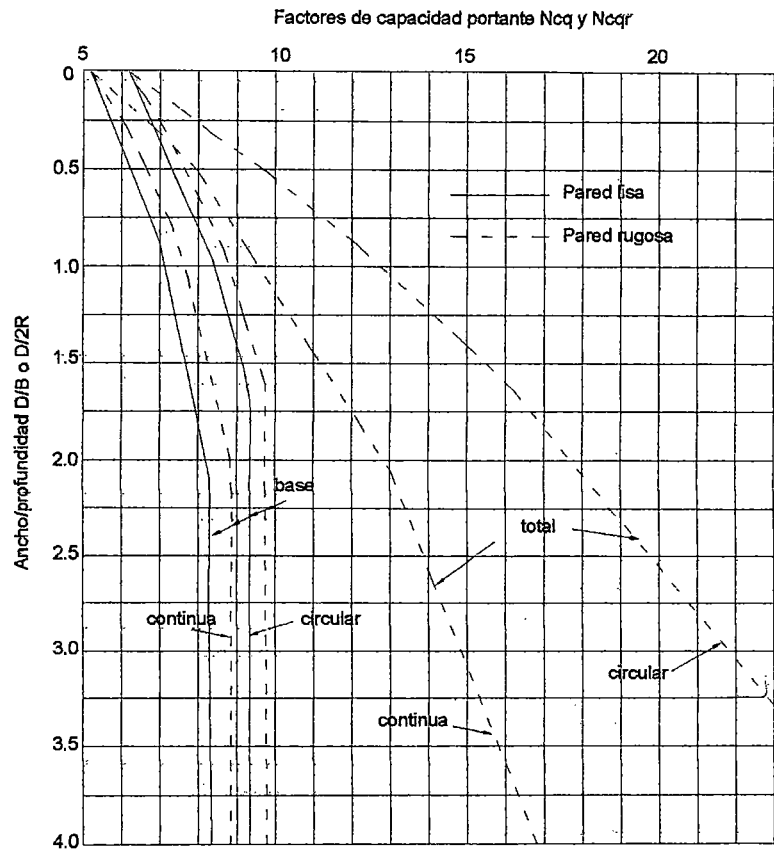


Fig. 8.- Factores de capacidad portante para cimentaciones circular y continua sobre material puramente cohesivo.

Cimentaciones Rectangular y Cuadrada

Sobre la hipótesis hecha, que las zonas plásticas y superficies compuestas de falla de cimentaciones continuas y circulares son idénticas es una sección transversal, se puede obtener una solución para la capacidad portante de cimentaciones rectangulares de Longitud L y ancho B, con extremos semicirculares de radio R=B/2. Considerando que las zonas plásticas son continuas, los esfuerzos en la parte central de longitud L-B son los mismos como las de una cimentación continua con la adición de esfuerzos longitudinales que no, sin embargo, afectan el equilibrio plástico. Los esfuerzos últimos son iguales a los esfuerzos en arco de las dos partes extremas en que los esfuerzos son idénticos a los de una cimentación circular.

La capacidad portante de una cimentación rectangular a una profundidad D está dada por la ecuación :

$$q_1 = cN_{cql} + K_{sy}D \dots\dots\dots(2.35)$$

donde N_{cql} es el factor de capacidad portante resultante para una cimentación rectangular. Empleando las ecuaciones (2.20) y (2.32) en las partes central y final de la cimentación respectivamente, se puede mostrar que :

$$N_{cql} = \left[1 + \left(\frac{N_{cqr}}{N_{cq}} - 1 \right) \left(\frac{\pi}{4} + 0.17 \frac{B}{L} \right) \frac{B}{L} \right] N_{cq} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$= \left[1 + \left(\frac{N_{cqr}}{N_{cq}} - 1 \right) \frac{B}{L} \right] N_{cq} \quad ,aproximamente\dots\dots\dots(2.36a)$$

$$o' \quad .N_{cql} = \lambda N_{cq} \dots\dots\dots(2.36b)$$

donde N_{cq} y N_{cqr} son los factores para una cimentación continua y circular, respectivamente, (Fig. 8) y λ denota el factor de forma cuyo valor está dado dentro de las ecuaciones (2.36) y (2.36a).

No se dispone de una solución teórica para la capacidad portante, q_s , de una cimentación cuadrada, pero no difiere apreciablemente de una cimentación circular, de modo que :

$$q_s = q_r, \text{aproximadamente}$$

$$N_{cqs} = N_{cqr} \dots \dots \dots (2.37)$$

Empleando los mismos métodos, la capacidad portante de una cimentación rectangular con extremos cuadrados está dada en la ecuación (2.36a). Como la razón N_{cqr}/N_{cq} varía de 1.10 a 1.20 dependiendo de la profundidad de la cimentación y rugosidad de la cara lateral.

$$N_{cql} = (1 + 0.15B / L) N_{cq} \dots \dots \dots (2.38)$$

de la ecuación (2.36a) del promedio para cualquier profundidad.

Capacidad Portante de Material sin Cohesión

Muchos materiales prácticamente no tienen cohesión ($c=0$) y su resistencia al corte está dada por $s = p \cdot \tan \phi$ con la consecuente simplificación del análisis, como sigue a continuación:

Cimentación continua

Las zonas plásticas sobre la superficie de falla compuesta es aproximadamente como se muestra en las Figs 1 y 2. La capacidad de una cimentación con base rugosa está dada por la expresión:

$$q = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + p_0 N_q \dots \dots \dots (2.39)$$

donde para $c=0$, $N_c=0$; el primer término viene a ser $\gamma B/4 N_\gamma$ para una cimentación con una base perfectamente lisa. Los factores N_γ (ec 2.15) y N_q (ec. 2.13 con $c=0$) fueron obtenidos anteriormente.

Para evitar estimar los esfuerzos en la superficie libre equivalente, en cada caso, se ha obtenido una solución completa para la capacidad portante de

una cimentación continua a la profundidad D , la cual está dada por la ecuación:

$$q = \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q} \dots \dots \dots (2.40)$$

a partir de la ecuación 2.7, donde $N_{\gamma q}$ es el factor de capacidad portante resultante, que depende de N_{γ} y N_q , la primera contribución más a poca profundidad y la última contribución a mayor profundidad.

Los resultados de este análisis para varios valores de ϕ se dan en la Figuras 9 y 10, para cimentación continua con base rugosa y las condiciones limitantes de una cara perfectamente lisa y rugosa ($\delta=0$ y $\delta=\phi$, respectivamente). Los correspondientes factores se incrementan rápidamente con la profundidad de la cimentación. A la profundidad de cero todas las curvas son tangenciales a la línea recta dando la relación capacidad portante-profundidad para ninguna resistencia al corte de la sobrecarga, la cual se encuentra que es muy conservativa en la práctica excepto para cimentaciones muy superficiales. A una mayor profundidad el factor N_q gobierna la capacidad portante y el factor resultante $N_{\gamma q}$ es entonces directamente proporcional a la profundidad y el coeficiente de empuje de tierra K_s cuyo valor teórico mínimo (K_a = coeficiente de presión activa) son también indicados. estas curvas pueden ser usadas para una cimentación con base lisa al dividir ambas coordenadas entre 2. En la base o punto de resistencia de la cimentación con una cara rugosa se debe añadir el efecto de la fricción, para obtener la capacidad portante total.

Los datos arriba muestran que el coeficiente de empuje de tierras, K_s , sobre la cara dentro de la zona de falla tiene una importante influencia sobre la capacidad portante teórica de suelos material sin cohesión. este coeficiente depende principalmente de la densidad, resistencia y características de deformación del material, historial de esfuerzo-deformación del suelo (que pueden ser representados por el coeficiente de reposo K_0), y los métodos de instalación y características físicas de la cimentación. Los valores de K_s se encuentran entre los coeficientes de empuje de tierras activo (mínimo) y pasivo (máximo).

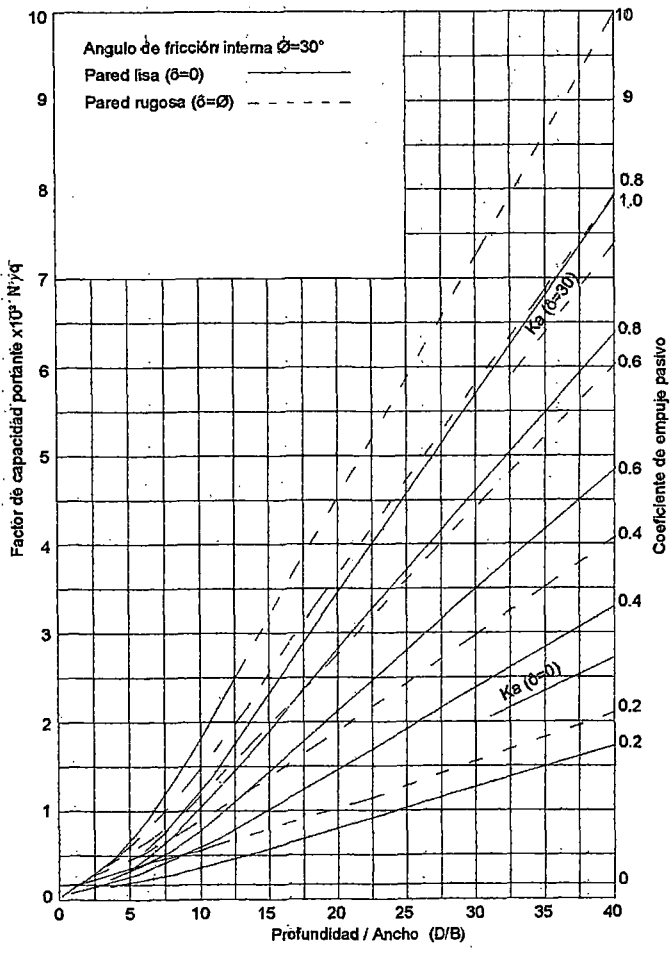


Fig. 9.- Factor de capacidad portante para cimentación continua sobre material sin cohesión

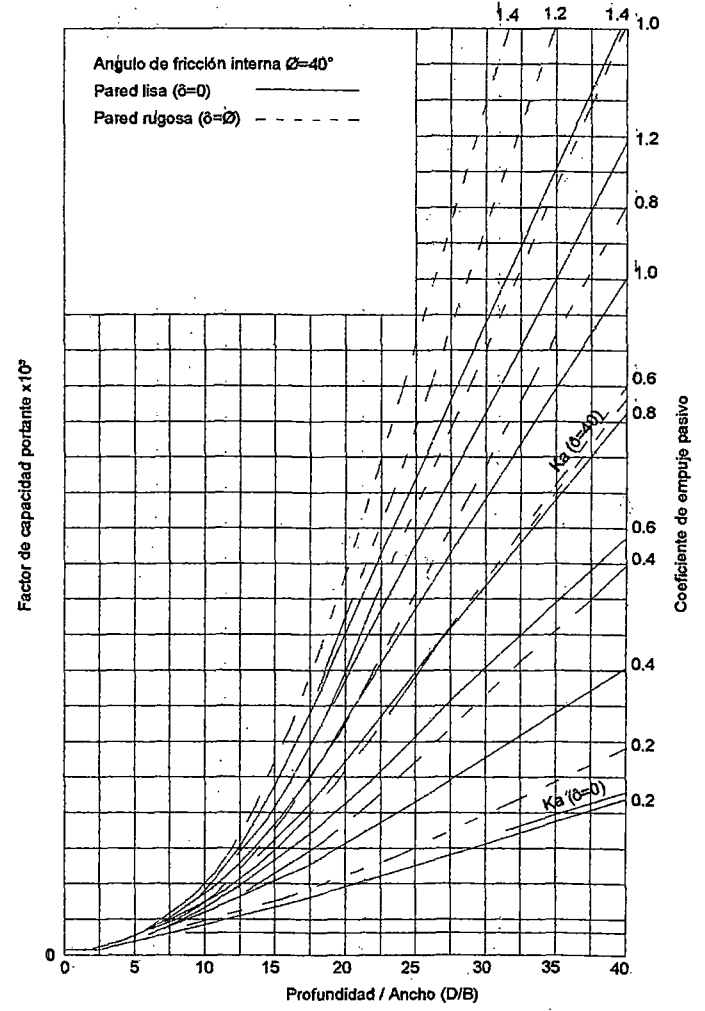


Fig. 10.- Factor de capacidad portante para cimentación sobre material sin cohesión

La capacidad portante de material sin cohesión es directamente proporcional a la densidad γ (ec.2.40), que puede variar desde un máximo para un material saturado a un mínimo de cerca de la mitad del valor de un material completamente sumergido. En el último caso la ecuación 2.40, resulta entonces:

donde:

γ' denota densidad sumergida

γ_w densidad del agua

La presión de contacto teórica sobre la base en falla es trapezoidal, con un máximo en el centro para una cimentación superficial y un máximo en el extremo para una cimentación profunda.

Cimentación circular

Debido a las dificultades matemáticas Meyerhof, planteó soluciones tentativas empleando un método gráfico de secciones radiales sobre las que los esfuerzos radiales son iguales al esfuerzo principal menor. Para una cimentación circular rugosa sobre la superficie, se encontró que los planos radiales la pero superficie de falla teórica es aproximadamente circular y corte el nivel del terreno a una distancia desde perímetro cerca al diámetro de la zapata; lo mismo es para material puramente cohesivo. Las zonas plásticas son entonces mucho más pequeñas que para una cimentación continua y no parecen variar apreciablemente con el ángulo de fricción interna.

En vista de la forma casi circular de la superficie de falla el método del círculo de fricción (Krey, 1936) se ha empleado para estimar el factor de capacidad portante $N_{\gamma} = q_r / \gamma R$ para $\phi = 30^\circ$ y 45° .

Teniendo en cuenta la naturaleza tentativa de las aproximaciones, es preferible, modificar los factores de capacidad portante teóricos para cimentaciones continuas en material sin cohesión por un factor empírico λ para áreas circulares de otras formas.

Capacidad Portante de Cimentaciones bajo cargas inclinadas y excéntricas

G. Meyerhof extiende su teoría de capacidad portante de cimentaciones bajo una carga central al caso de cargas inclinadas y excéntricas. Primero, hace un análisis para cimentaciones con cargas verticales excéntricas el cual es comparado con los resultados de los ensayos de laboratorio sobre modelo de zapatas sobre arcilla y arena. En segundo lugar la teoría es extendida a cimentaciones con cargas inclinadas céntricas.

Capacidad Portante de Cimentaciones con Carga Excéntrica

Cuando una cimentación soporta una carga excéntrica, esta se inclina hacia el lado de la excentricidad, y la presión de contacto bajo la base es generalmente tomada decreciente linealmente hacia el talón a partir de un máximo en el pie. En la capacidad última de la cimentación la distribución de la presión de contacto no es aún aproximadamente lineal, se obtiene una solución muy simple del problema al asumir que la distribución de la presión de contacto es idéntica a la indicada previamente (Meyerhof, 1951), para una cimentación cargada céntricamente, pero de ancho reducido.

Así, para una cimentación continua horizontal de ancho B y profundidad D que soporta una carga vertical Q con una excentricidad e sobre la base (Fig. 11), se puede asumir que la carga actúa céntricamente sobre una cimentación de ancho de contacto efectivo igual a :

$$B' = B - 2e \dots \dots \dots (2.41)$$

Si se ignora la anchura restante $B-B'$, lo cual es un poco conservativo, las zonas correspondientes de equilibrio plástico en el material sobre el lado de la excentricidad son las mismas como para una cimentación cargada céntricamente similar.. Sobre esta

base para un material de densidad γ , cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ la capacidad portante puede ser representada por:

$$Q = \bar{q}B \dots \dots \dots (2.42)$$

ó

$$Q = qB' \dots \dots \dots (2.43)$$

donde :

$$q = cN_{cq} + \gamma \frac{B'}{2} N_{\gamma} \dots \dots \dots (2.44)$$

N_{cq} y N_{γ} son los factores de capacidad portante resultantes para una carga centrada (Meyerhof 1951) y dependen principalmente de ϕ y la relación (D/B') de la cimentación.

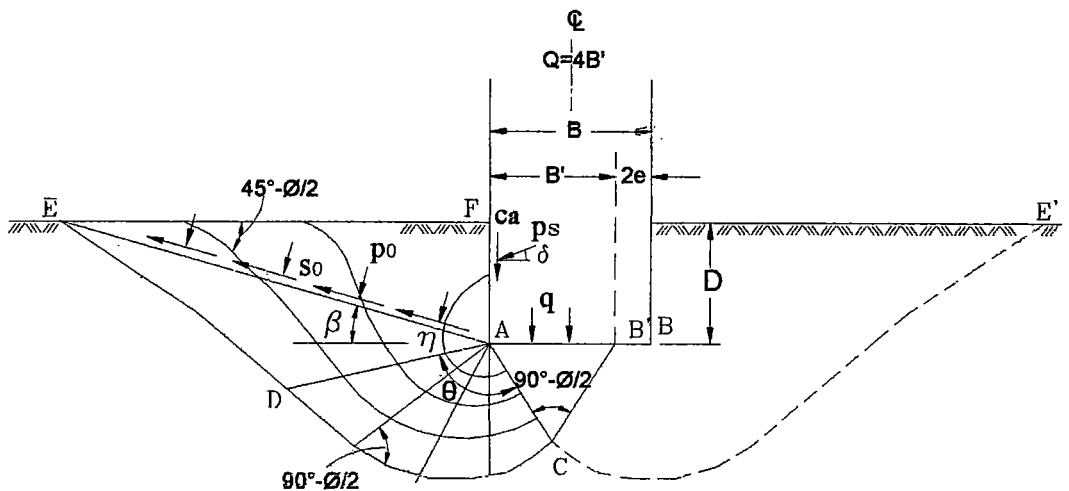


Fig. 11.- Zonas plásticas cerca de la cimentación con carga excéntrica

Las expresiones dadas arriba dan solamente la resistencia en la base a la cual debería adicionarse la fricción lateral ($C_a + P\cos\delta$, ver Fig.11) sobre la pared para obtener el total de la capacidad portante de la cimentación.

El procedimiento sugerido puede extenderse a una cimentación de forma rectangular de longitud L y ancho B , soportando una carga Q con excentricidades e_x y e_y sobre los ejes principales y otras áreas

como se muestra en la Fig. 12 para encontrar el área de contacto efectiva mínima A' (con una línea límite que cruza la base) de manera que el centroide coincide con el punto de aplicación con de la carga. Entonces

$$Q = \lambda q A' \dots\dots\dots(2.45)$$

donde λ es el factor de forma (Meyerhof, 1951), dependiente de la relación promedio longitud/ancho (L'/B') del área de contacto, y q esta dado por la ecuación 2.44.

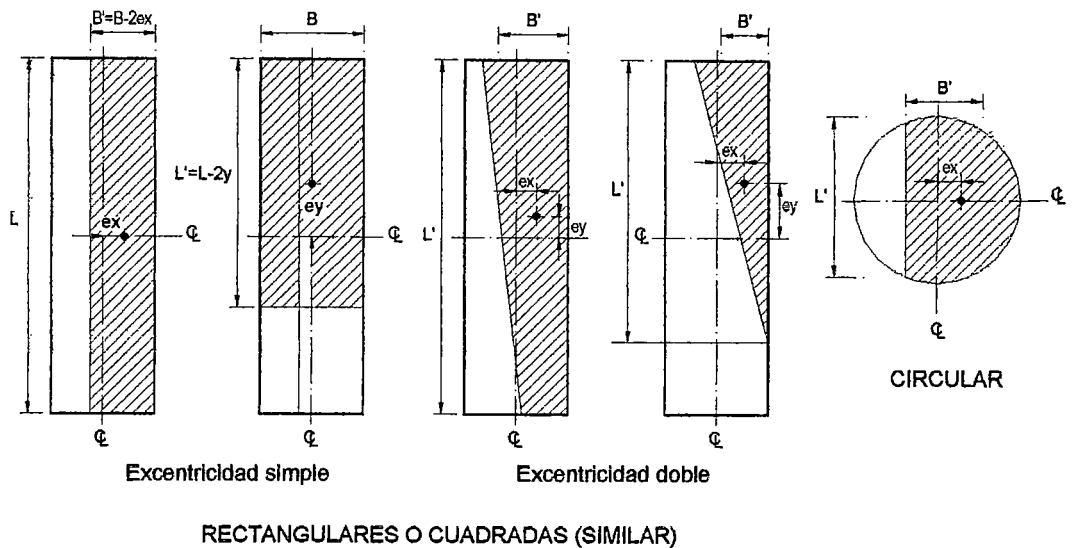


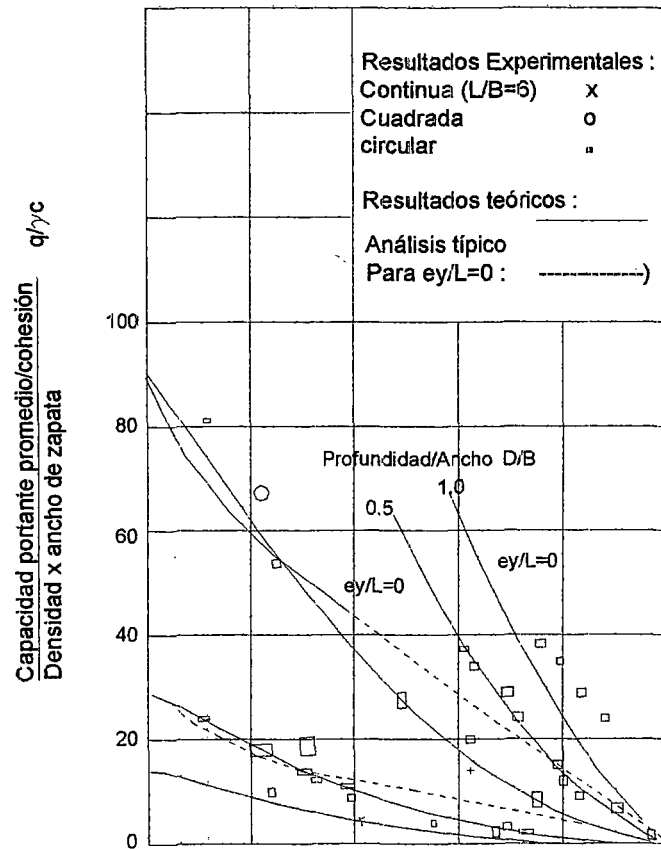
Fig. 12.- Area de Contacto Efectiva de cimentaciones con carga excéntrica

Para cimentaciones cuya profundidad es aproximadamente mayor que su ancho se inducen fuerzas laterales apreciables sobre la excavación por inclinación bajo la carga. Estas fuerzas modifican las zonas plásticas e incrementan la capacidad portante; sus efectos pueden ser estimados como para grupos de pilotes rígidos en cantiliver (Terzaghi, 1943).

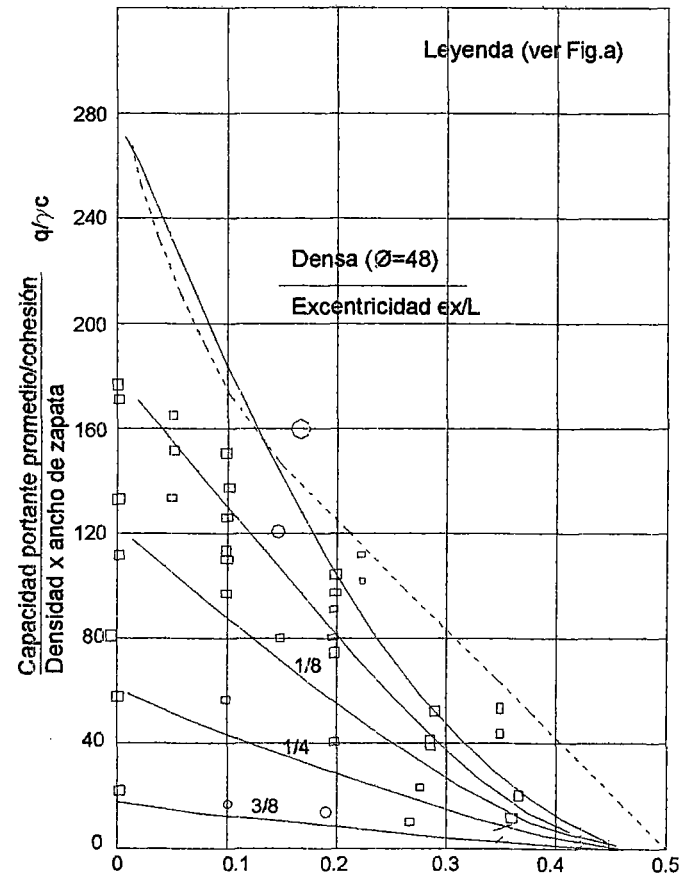
Experimentos.- Ramelet y Valdeperre (Bélgica), 1950, hicieron experimentos con zapatas con carga excéntricas. Cargaron zapatas circulares y cuadradas mayores de 16 pulgadas de ancho a varias profundidades en arena compacta, cuyo ángulo de fricción interna en el caso particular desafortunadamente no fue determinado. Los resultados experimentales para cimentaciones en superficie y superficiales son consistentes con la teoría tomando $\phi=44^\circ$ (Fig. 13), que sería un ángulo razonable. Las zapatas superficiales fueron solamente ensayadas con excentricidades relativamente grandes cuando la teoría es conservativa porque desprecia la resistencia debida a las fuerzas laterales sobre la pared de excavación.

A fin de verificar la teoría cuando la resistencia al corte del suelo es conocida independientemente se hicieron algunos ensayos en el Building Research Station. Se cargaron zapatas de un metro de ancho y varias formas y llevadas a la falla bajo diferentes excentricidades sobre la superficie de arcilla blanda remoldeada de London y arena media Han River en estados suelta y densa (porosidades de 45 y 37 por ciento, respectivamente). El promedio de resistencia a, corte de la arcilla fue $c=2$ lb/pulg² y para la arena $\phi=36^\circ$ (suelta) y $\phi=48^\circ$ (densa) a partir de ensayos de corte directo y compresión no confinada, respectivamente. El procedimiento experimental de los modelos de ensayos fue similar al descrito previamente (Meyerhof, 1942, 1951).

Los resultados de los ensayos en zapatas sobre arcilla (Fig. 14) indicaron que el promedio de capacidad portante (máxima carga/área de zapata) decrece linealmente con incremento en la excentricidad hasta cero para $ex/B=0.5$; similarmente para cualquier excentricidad dada ex , la capacidad portante decrece con mayor excentricidad e_y . Estos resultados comparan convenientemente con las estimaciones cuando se permite un incremento en la capacidad portante debida a la penetración requerida para la movilización de la resistencia al esfuerzo cortante para zapatas cargadas céntricamente (Meyerhof, 1951).

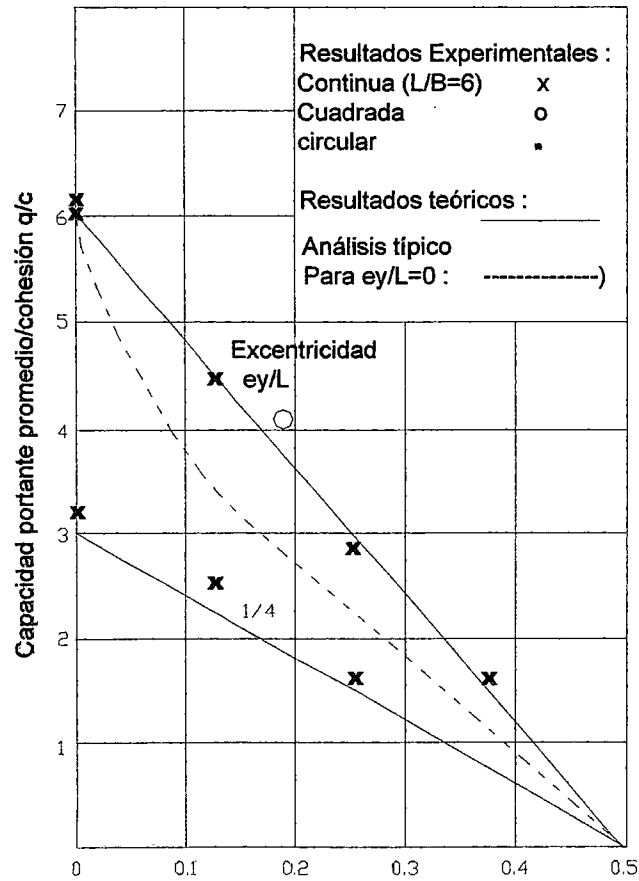


a) Densidad suelta y compacta



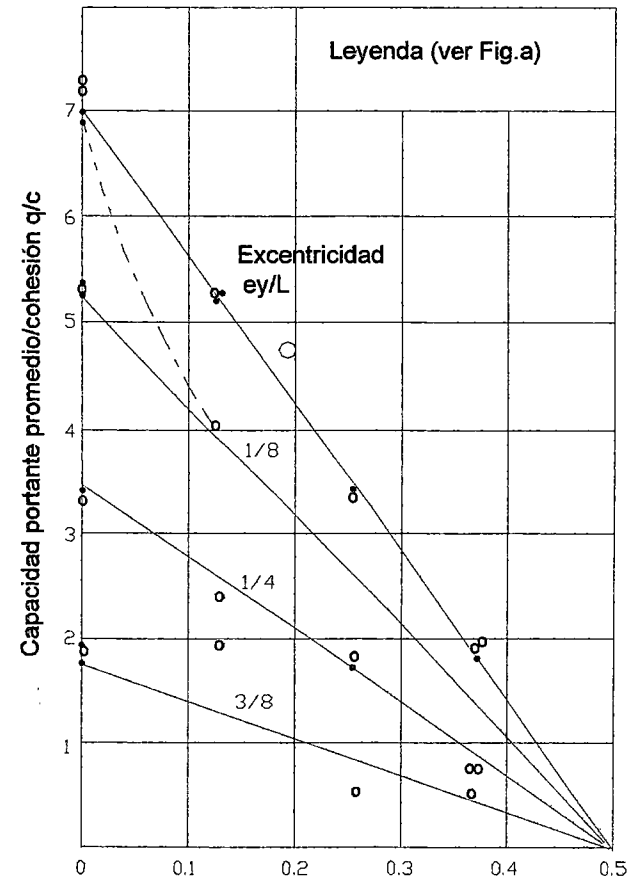
b) Compacidad densa

Fig.13.- capacidad portante de cimentaciones con cargas excéntricas verticales sobre arena



Excentricidad e_x/B

a) Zapata continua



Excentricidad e_x/B

b) Zapata circular y cuadrada

Fig.14.- Capacidad portante de cimentaciones con cargas excéntricas verticales sobre arcilla

La capacidad portante de zapatas circulares y cuadradas es cerca de 20 por ciento mayor que de zapatas continuas con la misma excentricidad, como se encontró para zapatas con cargas centradas (Meyerhof, 1951). Para excentricidades simples de carga el ancho de contacto o longitud en falla, estuvo dentro de los límites experimentales, dados por la ecuación 2.41, mientras que para excentricidades dobles de la carga el centroide del área de contacto en falla coincide con el punto de aplicación de la carga; como se había asumido en la teoría.

La capacidad portante promedio de la zapata en arena decrece aproximadamente en forma parabólica, con incremento en excentricidad hasta cero para $e_x/B=0.5$; para una e_x dada, la capacidad portante decrece aproximadamente en forma lineal con mayor e_y . Estos resultados están en buena concordancia con las estimaciones teóricas; para excentricidades grandes sobre arena densa la capacidad portante observada es algo mayor que la estimada debido al mayor ángulo de fricción interna con presión más pequeña sobre la superficie de falla. La capacidad portante de zapatas circulares y cuadradas es la misma que para las zapatas continuas sobre la superficie de material denso, como se ha encontrado (Meyerhof, 1951) para carga central similar. El método acostumbrado de análisis es adecuado para pequeñas excentricidades pero inseguro para grandes excentricidades debido al rápido decrecimiento de la capacidad portante con ancho efectivo más pequeño. El área de contacto en falla fue similar al de cimentaciones sobre arcillas, y para arena densa el ancho de la superficie de falla al nivel del terreno decrece prácticamente en forma lineal con mayor excentricidad que la esperada. Mientras que los ensayos sobre arcilla y arena indican que la "tercera regla media" es más bien arbitraria, soportan la práctica del diseño de cimentaciones superficiales con carga central si es posible desde que la parte fuera del área de contacto efectiva puede ser ignorada.

Capacidad portante de cimentaciones con carga inclinada

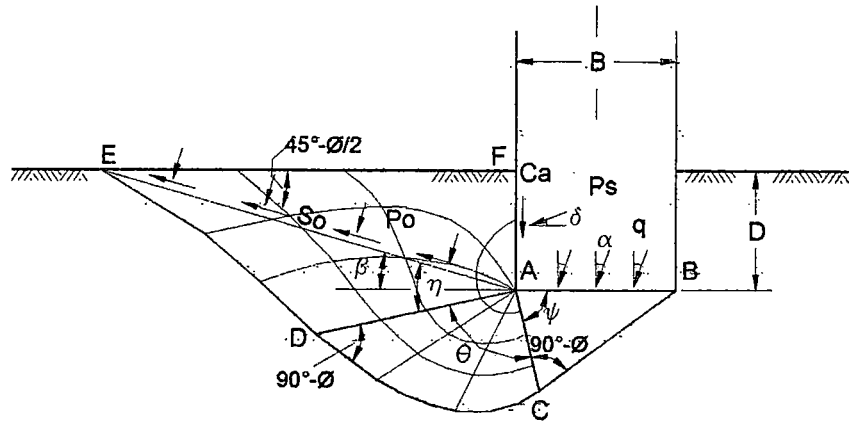
Teoría.- Bajo una cimentación con carga central inclinada un ángulo α con la vertical, la zona central de corte en la capacidad portante última es inclinada y las zonas adyacentes por consiguiente son modificadas. Se pueden considerar dos casos principales, que son : cimentaciones con base horizontal y cimentaciones con base normal a la carga (i.e. base inclinada un ángulo α con respecto a la horizontal). Las zonas de equilibrio plástico correspondientes se muestran en la Fig. 15.

La solución para una cimentación horizontal puede ser expresada en términos de la componente vertical de la capacidad portante:

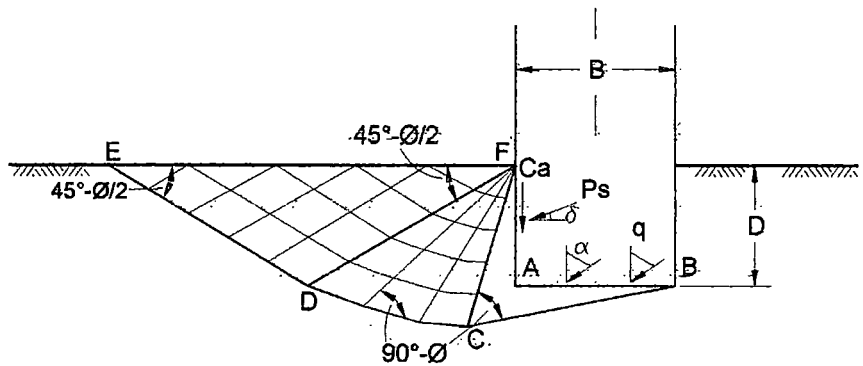
$$\begin{aligned} q_u &= q \cos \alpha \\ &= cN_{cq} + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q} \dots \dots \dots (2.46) \end{aligned}$$

donde los factores de capacidad portante N_{cq} y $N_{\gamma q}$ dependen de ϕ , D/B y α .

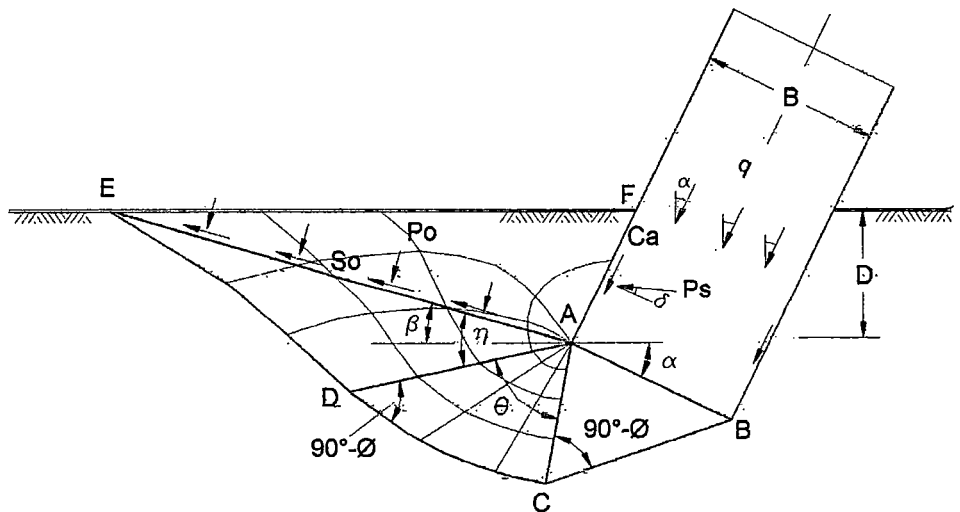
Estos factores de capacidad portante inclusive de cualquier superficie de fricción, están dados en la Fig. 16a y 17a para una cimentación continua superficial en materiales puramente cohesivos ($\phi=0$) y sin cohesión ($c=0$), respectivamente; decrecen rápidamente con mayor inclinación de α a cero para una zapata en superficie si $\alpha=90^\circ$ sobre material puramente cohesivo y si $\alpha=\phi$ sobre suelo sin cohesión, donde la falla ocurre por deslizamiento de la base. Debería notarse que para cimentaciones sobre arcilla la adhesión de la base c'_a puede variar entre 0 y c dependiendo del grado de reblandecimiento del suelo (Meyerhof, 1951), mientras que para suelo sin cohesión el ángulo de fricción en la base $\delta' \approx \phi$, los factores limitantes correspondientes están dados en la Fig. 16a y 17a.



(a) Base Horizontal con pequeña inclinación de la carga



(b) Base Horizontal con gran inclinación de la carga



(c) Base inclinada con carga normal

Fig. 15.- Zonas plásticas cercanas a una cimentación continua de base rugosa con carga inclinada.

La solución para cimentaciones inclinadas con base normal de la carga puede ser expresado en términos de la capacidad portante resultante :

$$q = cN_{cq} + \gamma \frac{B}{2} N_{q\alpha} \dots \dots \dots (2.47)$$

Los factores de capacidad portante, exclusivos de cualquier pared de fricción, están dados en las Figs. 16b y 17b para una cimentación continua superficial en materiales sin puramente cohesivos y sin cohesión, respectivamente; decrecen rápidamente con mayor inclinación α hasta los coeficientes de presión pasiva para una pared vertical lisa, para $\alpha=90^\circ$. Es de interés notar que para un α dado una cimentación inclinada tiene mayor capacidad portante que una base horizontal, lo que soporta la práctica del diseño de cimentaciones superficiales con una base normal a la carga resultante si fuera posible.

La capacidad portante de cimentaciones de otras formas bajo cargas inclinadas puede basarse sobre evidencias empíricas para obtener factores λ en conjunto con las ecuaciones (2.46) y (2.47) de acuerdo con las condiciones de entorno del problema.

Experimentos.- En vista de la limitada evidencia experimental previa la capacidad portante ha sido determinada para diferentes inclinaciones de una carga central sobre zapatas horizontales como antes. Con una base rugosa sobre la misma arcilla y arena (pero compacta con porosidad de 38 y $\phi=45^\circ$). En los ensayos sobre arcilla la carga inclinada que incrementa en la falla; en los ensayos sobre arena se aplicó una mantuvo constante mientras la carga horizontal aplicada por un segundo anillo provisto fue incrementada en falla. En ambos casos la zapata permaneció sensible horizontal a través de los ensayos.

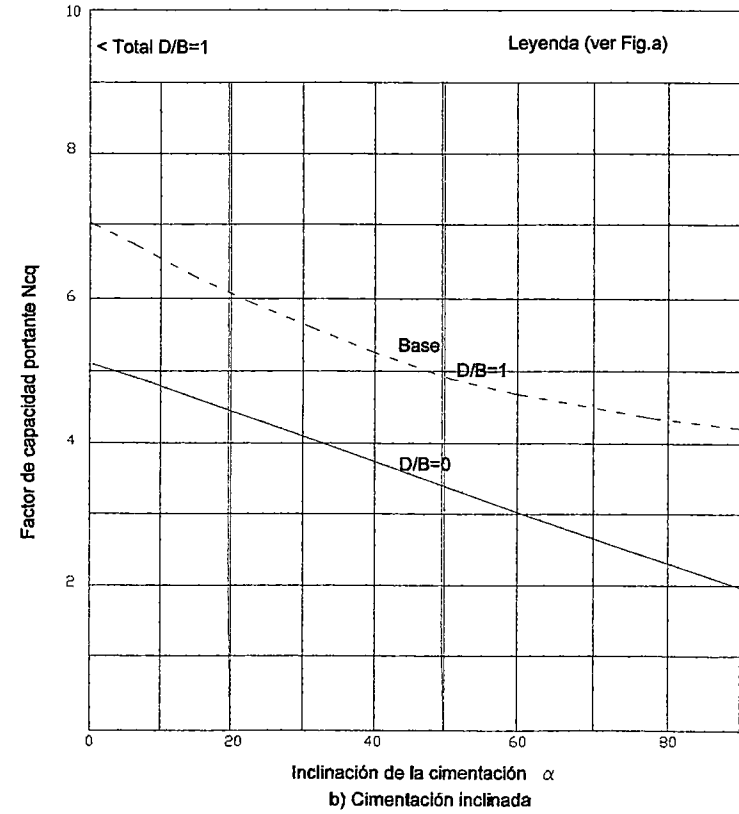
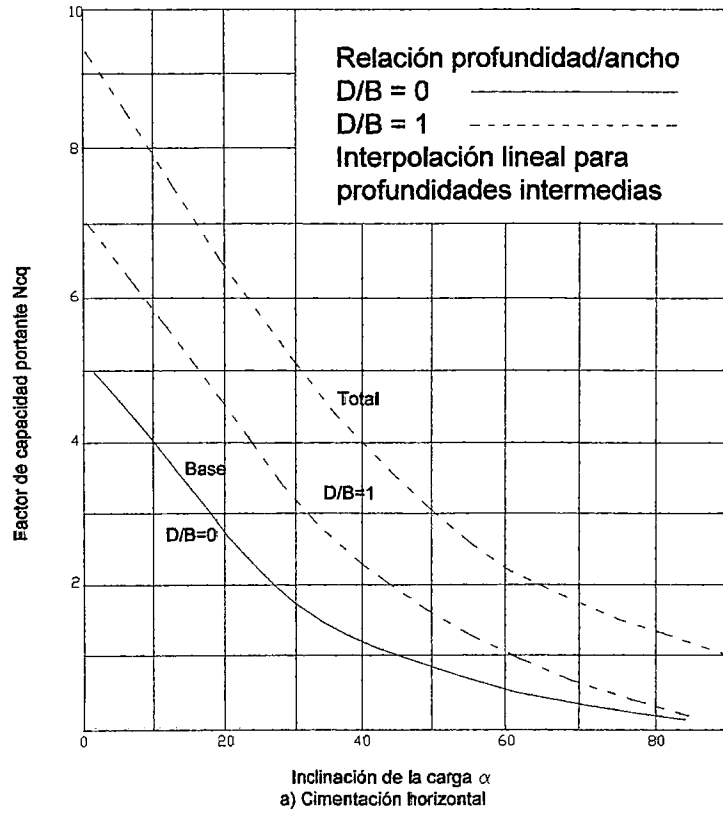


Fig. 16.- Factores de capacidad portante para cimentación continua con carga inclinada en material puramente cohesivo

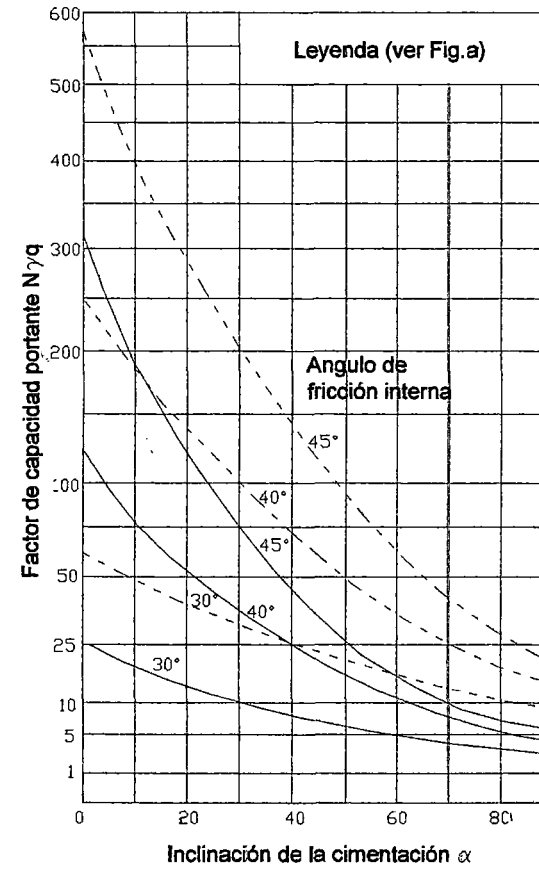
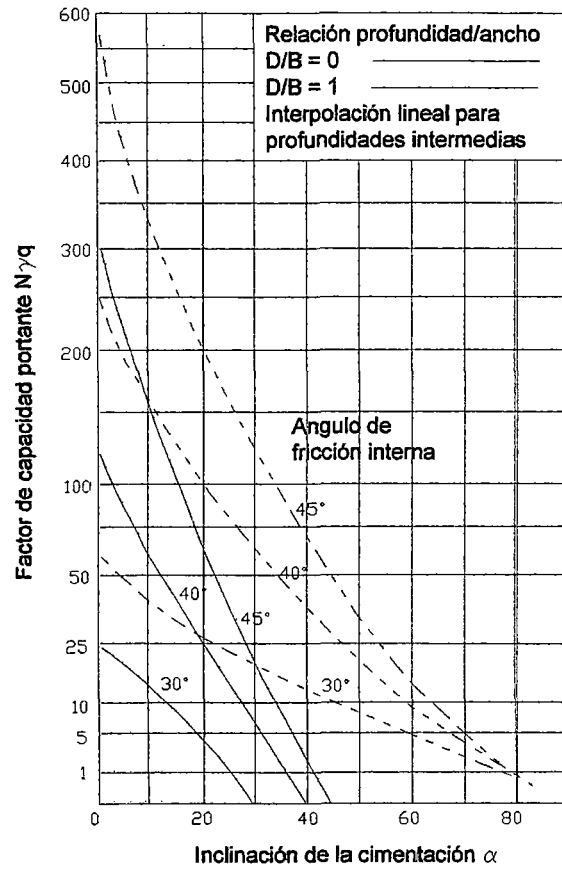


Fig.17.- Capacidad portante de cimentaciones con cargas excéntricas verticales sobre arcilla

Los resultados de los ensayos de zapatas continuas sobre arcilla están en concordancia razonable con las estimaciones. La capacidad portante de zapatas cuadradas fue de 20 por ciento mayor que las continuas de pequeñas inclinaciones y se halló previamente (Meyerhof, 1951) para cargas verticales, la diferencia viene a ser pequeña para una inclinación que excede cerca de 25° cuando la falla ocurre por deslizamiento como se podría esperar teóricamente.

La capacidad portante observada en las zapatas continuas sobre arena conforme con las estimaciones teóricas y se aproxima a cero para una inclinación igual al ángulo de fricción interna $\phi=45^\circ$, como se podría esperar teóricamente.

La capacidad portante observada en las zapatas continuas sobre arena conforme con las estimaciones teóricas y se aproximan a cero para una inclinación igual al ángulo de fricción interna $\phi=45^\circ$, como se podría esperar. la capacidad portante de zapatas cuadradas fue de 30 por ciento menos que las continuas para carga vertical, como se encontró previamente (Meyerhof, 1951), para cargas en superficie sobre arena compacta, la diferencia decrece a cero, mas allá de una inclinación de cerca de 15° . El presente análisis fue también verificado al observar que el ancho de la superficie de falla al nivel del terreno decrece invariablemente a mayor inclinación de la carga y aproximándose a cero para $\alpha = 45^\circ$

Capacidad portante de cimentación con carga inclinada

La región sobre la superficie de falla de una cimentación continua rugosa con carga inclinada bajo un ángulo α respecto a la vertical, se asume que es dividida en una zona central elástica ABC, una zona radial de corte ACD y una zona de corte mixta ADEF (Fig. 15a). Los esfuerzos en estas zonas pueden hallarse y mostrados (Meyerhof, 1951) para una carga vertical, por reemplazo de la resultante de las fuerzas sobre la pared AF y el peso del suelo adyacente de la cuña AEF por los esfuerzos equivalentes p_0 y s_0 ,

normal y tangencial, respectivamente, al plano AE inclinado un ángulo β con respecto a la horizontal. Sobre estas bases, la componente vertical de la capacidad portante puede, en primera instancia, ser representada por:

$$q_0 = q \cos \alpha$$

$$= cNc + p_0 Nq + \gamma \frac{B}{2} N\gamma \dots \dots \dots (2.48)$$

ó

$$= q'_v + q''_v$$

donde

$$q' = cNc + p_0 Nq$$

$$q'' = \gamma \frac{B}{2} N\gamma$$

y N_c , N_q y N_γ son los factores de capacidad portante.

Determinación de N_c y N_q : En la zona ABC con ángulo ψ en A, el esfuerzo cortante s'_p bajo la presión normal p'_p sobre AC es $s'_p = c + p'_p \tan \phi$. De aquí en el diagrama de Mohr tenemos:

$$q'_v = \frac{c + p'_p \tan \phi}{\cos \phi} [\sin(2\psi - \phi) + \sin \phi] + p'_p \dots \dots \dots (2.51)$$

$$q'_v = -\frac{c + p'_p \tan \phi}{\cos \phi} \cos(2\psi - \phi) \cot \alpha \dots \dots \dots (2.52)$$

a partir de aquí, se puede determinar ψ con valores de α , ϕ , c y p'_p se obtiene de las siguientes ecuaciones.

En las zonas ACD y ADE con ángulo $\theta = 180 + \beta - \eta - \phi$ y un ángulo η , respectivamente, en A, como se ha demostrado que (Meyerhof, 1951):

$$p'_p = [(c + p_1 \tan \phi) e^{2\alpha \tan \phi} - c] \cot \phi \dots \dots \dots (2.53)$$

y

$$p_1 = \frac{c + p_1 \tan \phi}{\cos \phi} [\sin(2\eta + \phi) - \sin \phi] + p_0 \dots \dots \dots (2.54)$$

donde η puede determinarse a partir de la relación s_0/p_0 , sustituyendo en las ecuaciones (2.53) y (2.54) en (2.51)

$$q'_v = c \left[\cot \phi \left\{ \frac{[1 + \sin \phi \sin(2\psi - \phi)]}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} e^{2\theta \tan \phi} \right\} \right] + p_0 \left[\frac{1 + \sin \phi \sin(2\psi - \phi)}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} e^{2\theta \tan \phi} \right] \dots (2.55)$$

ó

$$q'_v = cN_c + p_0 N_q$$

de la ecuación 2.49, donde N_c y N_q tienen los valores dados en los corchetes dados arriba.

La componente horizontal q'_h de la capacidad portante no puede exceder la resistencia al corte sobre la base,

$$q'_h = q \sin \alpha = q'_v \tan \alpha \leq c'_a + q'_v \tan \delta' \dots \dots \dots (2.56)$$

donde c'_a = adhesión unitaria en la base

y δ' = ángulo de fricción en la base

Para inclinaciones más grandes cuando q'_h gobierna, la ecuación (2.55) debe reemplazarse por :

$$q'_v = \frac{c'_a}{\tan \alpha - \tan \delta'} \dots \dots \dots (2.57)$$

que se obtiene a partir de la ecuación 2.56.

Determinación de N_γ : La resistencia pasiva máxima P''_p bajo un ángulo ϕ con respecto a la normal sobre AC en la zona ACDE puede encontrarse por el método de cálculo numérico paso a paso (Cacuot y Kerisel, 1949) o por procedimientos semi-gráficos (Meyerhof, 1951) basados sobre el método de la espiral logarítmica. Entonces puede demostrar que:

$$q''_v = \frac{\gamma B}{2} \left[\frac{2P''_p}{\gamma B^2} \left\{ \frac{\sin 2\psi}{\cos(\psi - \phi)} + \cos(\psi - \phi) \right\} - \frac{\sin \phi \cos(\psi - \phi)}{\cos(\phi)} \right] \dots (2.58)$$

o

$$q''_v = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \dots (2.59)$$

En la ecuación 2.50. N_γ tiene el valor dado en los corchetes de arriba. La solución anterior es válida solo para $\alpha \leq \delta'$ (ver la ecuación 2.56).

Determinación de la Capacidad Portante Resultante: La componente vertical de la capacidad portante resultante es:

$$q_v = cN_{cq} + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q} \dots (2.60)$$

donde N_{cq} (depende de N_c y N_q) y $N_{\gamma q}$ (dependiente sobre N_γ y N_q) son los factores de capacidad portante y son calculados a partir de las soluciones dadas arriba mediante la determinación de los parámetros de profundidad (β , p_0 y s_0) para varias profundidades D como se muestra para una carga vertical (Meyerhof, 1951). Para inclinaciones grandes α , cuando gobierna q_h , la componente horizontal de la presión pasiva de tierra sobre el frente de la cimentación es añadida a la resistencia al corte de la zona central ABCF (Fig. 15b). Ha sido por consiguiente conveniente incluir la fricción en la pared de la componente vertical de la presión pasiva sobre pared en los factores de capacidad portante.

Capacidad Portante de Cimentaciones con carga excéntrica inclinada

Teoría.- cuando una cimentación soporta una carga excéntrica inclinada se puede estimar la capacidad portante mediante la combinación de los métodos de análisis descritos arriba. Así, para una cimentación continua superficial con una excentricidad delantera de carga (α es positiva, i.e. excentricidad en dirección de la componente horizontal de carga) un ancho efectivo de contacto B' (ecuación 2.42) es usado en las ecuaciones (2.46) y (2.47) y la capacidad portante total está dada por la ecuación (2.43). Similarmente, para una doble excentricidad sobre un área rectangular u otra, el área de contacto efectiva y el factor de forma son usados en la ecuación (2.45). Si la excentricidad es posterior (α es negativo, i.e. la excentricidad en dirección opuesta a la componente horizontal de carga), la falla del suelo ocurre sobre el lado de la excentricidad (pequeña excentricidad, método como arriba empleando un α negativo en el análisis) o sobre el lado opuesto (gran excentricidad, método de arriba como con un α positivo); la capacidad portante está dada por la estimación más baja.

Experimentos

Se llevaron a la falla modelos de cimentaciones horizontales sobre arcilla y arena como en la sección 2 con un excentricidad delantera simple de $ex/B=0.25$ y diferentes inclinaciones de carga. La capacidad portante fue cerca de vez y media a la correspondiente a cimentación con carga centrada de acuerdo con la teoría, que fue sustentada por las áreas de contacto observadas y los mecanismos de falla. Los experimentos preliminares con una excentricidad posterior de carga se encontraron también en acuerdo razonable con los estimados.

Solución para Cimentaciones Continuas Inclinadas con Base Normal a la Carga

Para una cimentación continua con base rugosa de ancho B y profundidad D desde el extremo superior a la base inclinada un ángulo α con respecto a la horizontal (Fig.15c) las zonas son similares a las de una cimentación horizontal con $\psi=45^\circ+\phi/2$ y $\theta=135^\circ+\beta-\alpha-\eta-\phi/2$. Empleando las mismas aproximaciones como arriba, los factores de capacidad portante en la relación:

$$q = cN_c + p_0N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \dots \dots \dots (2.61)$$

son obtenidos por la sustitución de estos valores de ψ y θ en la ecuación 14. Similarmente se encontró que:

$$N_\gamma = \frac{4P' p \sin\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cos \alpha \dots \dots \dots (2.62)$$

donde p''_p es la resistencia pasiva máxima obtenida como se indicó anteriormente.

La capacidad portante resultante es:

$$q = cN_{cq} + \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma q} \dots \dots \dots (2.63)$$

la cual es determinada a partir de estas soluciones como se hizo antes, y los factores de capacidad portante están dados en las Fig. 16b y 17b.

En resumen, la teoría previa de capacidad portante de cimentaciones bajo una carga vertical céntrica ha sido extendida a cimentaciones con cargas excéntricas e inclinadas. La teoría, indica que la capacidad portante decrece rápidamente con mayor excentricidad e inclinación de carga, lo cual es sustentado por los resultados experimentales de ensayos de carga con modelos de zapatas sobre arcilla y arena.

Capacidad Portante de Cimentaciones sobre Taludes

Las construcciones son a veces construidas sobre taludes o cerca del borde de un talud. La teoría de capacidad portante desarrollada por (Meyerhof, 1951 y 1955), se puede extender y combinar con la teoría de estabilidad de taludes para cubrir tales condiciones de carga.

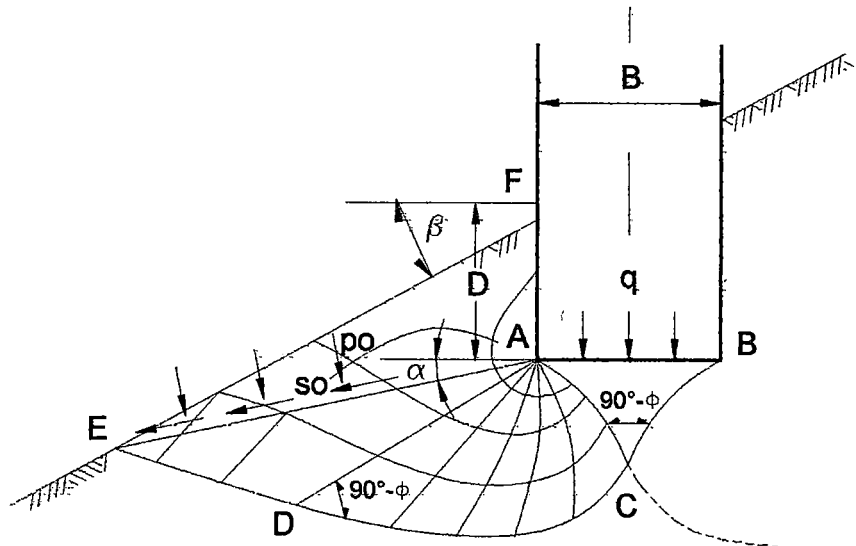


Fig. 18.- Zonas plásticas cerca de la cimentación en la superficie de un talud

Cuando una cimentación ubicada sobre un talud es llevada a la falla las zonas de flujo plástico sobre el lado del talud son más pequeñas que las de una cimentación similar sobre el nivel del terreno, entonces la capacidad portante correspondiente es reducida. La región sobre la superficie de falla de una cimentación continua rugosa superficial se asume que está dividida en una zona central elástica ABC, una zona de corte radial ACD y una zona de corte mixto ADEF (Fig. 18). Ignorando el pequeño efecto de la desbalanceada presión de tierra sobre la pared de la cimentación, lo que sería tomado en cuenta como para cimentaciones con cargas excéntricas e inclinadas (Meyerhof, 1953), los esfuerzos en las zonas de equilibrio plástico se pueden hallar como se encontró (Meyerhof, 1951) para una superficie de terreno horizontal, por reemplazo del peso de suelo de la cuña AEF por los esfuerzos

equivalentes p_0 y s_0 , normal y tangencial respectivamente, al plano AE inclinado un ángulo α con respecto a la horizontal.

La resistencia al corte para un material está dada por :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \dots \dots \dots (2.64)$$

donde c = cohesión aparente, ϕ = ángulo de fricción interna o resistencia al corte y σ = presión normal o corte plano.

La capacidad portante de una cimentación sobre un talud de inclinación β puede ser representada por (Terzaghi, 1943).

$$q = cN_c + p_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots (2.65)$$

o más generalmente (Meyerhof, 1951 y 1955)

$$q = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \dots \dots \dots (2.66)$$

donde γ =peso unitario de suelo B ancho de cimentación y N_{cq} y $N_{\gamma q}$ = factores de capacidad portante resultantes, dependiendo de β , ϕ y la relación profundidad/ancho (D/B) de la cimentación.

Estos factores de capacidad portante están dados en la Figs.19 y 20, para una cimentación continua en materiales puramente cohesivos (ϕ) y sin cohesión ($c=0$), respectivamente. Los factores decrecen con mayor inclinación del talud a un mínimo para $\beta=90^\circ$ grados sobre material puramente cohesivo y $\beta=\phi$ sobre suelos sin cohesión, cuando el talud es inestable. Para inclinaciones de taludes usados en la práctica ($\beta<30^\circ$) el decrecimiento en la capacidad portante es pequeña en el caso de arcillas pero puede ser considerable para arenas y gravas debido a que la capacidad portante de suelos sin cohesión se halla que decrece aproximadamente en forma parabólica con incremento en el ángulo de su talud.

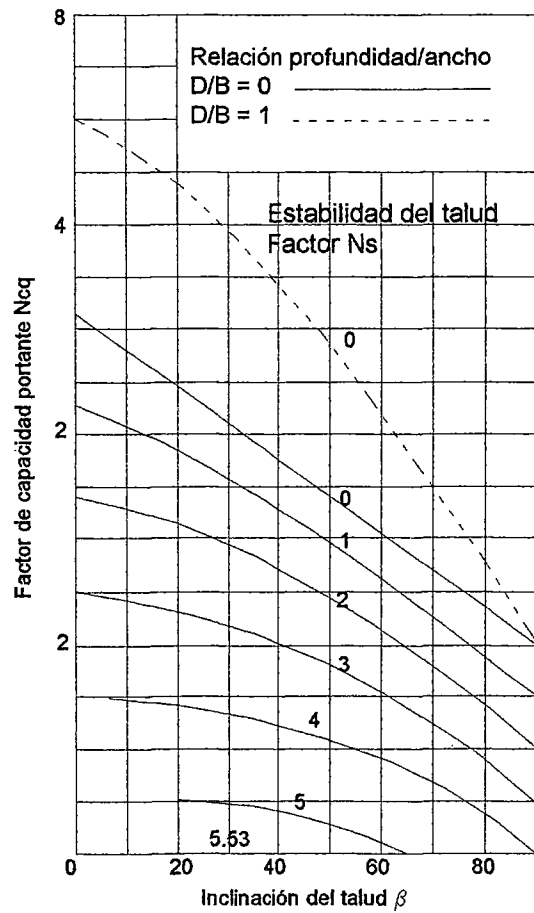


Fig. 19.- Factores de capacidad portante de una cimentación continua sobre un talud en material cohesivo.

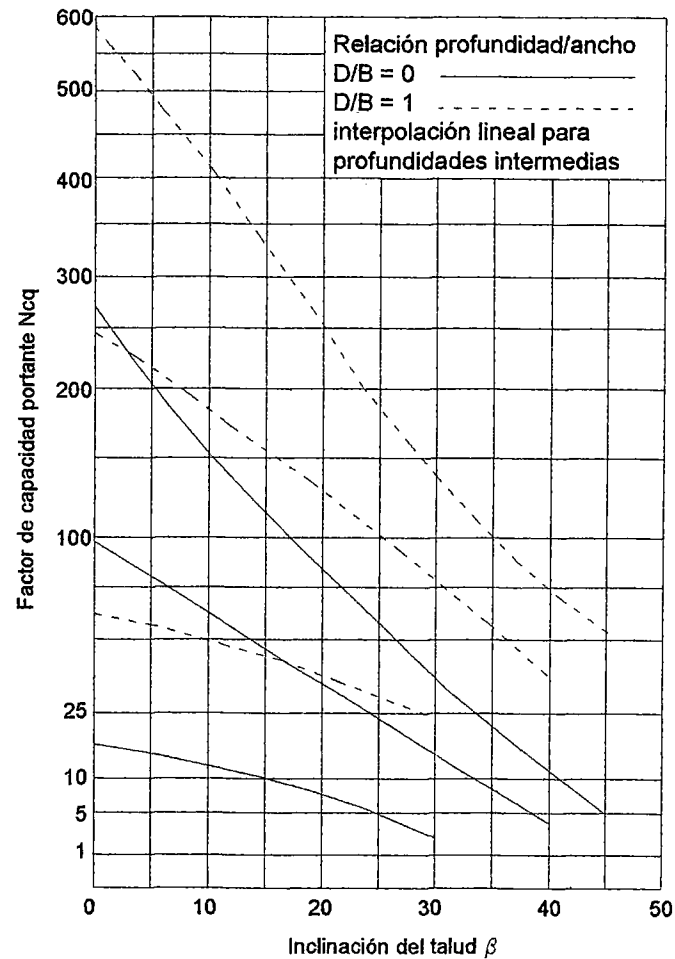


Fig. 20.- Factores de capacidad portante de una cimentación continua sobre un talud en material son cohesión.

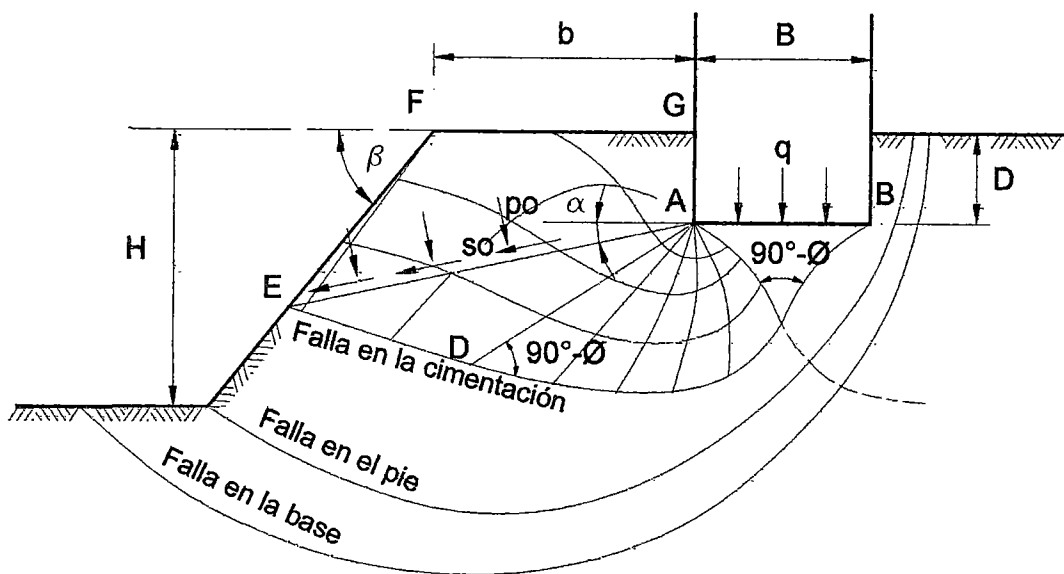


Fig. 21.- Zonas plásticas y superficies de deslizamiento cercanas a una cimentación continua sobre la cima de un talud.

La capacidad portante de una cimentación sobre material sumergido completamente bajo un nivel freático estático está dada por la ecuación 2.65 y con γ reemplazado por γ' = peso unitario del suelo. Si el agua percola a través del suelo, se requiere de un análisis de flujo neto para determinar los esfuerzos neutros sobre la superficie de falla, mientras la capacidad portante cae después de la rápida disminución del nivel de agua de una cimentación completamente sumergida puede estimarse a partir de la ecuación 2.66. Empleando un ángulo reducido de fricción interna igual a:

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi \right) \dots \dots \dots (2.67)$$

para taludes descargados (Terzaghi, 1943). La capacidad portante de cimentaciones de formas diferentes a continuas, pueden basarse sobre evidencias empíricas para obtener factores de forma en conjunto con la ecuación 2.66, teniendo en consideración las condiciones de frontera del problema. En materiales cohesivos con

ángulo de resistencia al corte pequeño o nulo, la capacidad portante de la cimentación puede estar limitada por la estabilidad de un talud con una superficie de deslizamiento intersectando el pie sobre la base de un talud, como se indica en la Fig. 21. Para taludes en la práctica en suelos puramente cohesivos de gran profundidad, la falla base de un talud descargado ocurre a la larga de una círculo de punto medio crítico (Fellenius, 1927) de modo que la cimentación bajo la sección del punto medio incrementa la estabilidad del talud y viceversa. El límite superior de la capacidad portante puede ser estimada a partir de la siguiente expresión:

$$q = cN_{cq} + \gamma D \dots \dots \dots (2.68)$$

donde el factor N_{cq} está dado en la parte superior de la Fig. 19. El límite inferior de la capacidad portante se obtiene si la cimentación descansa sobre la parte superior del talud como se ha considerado en la siguiente sección.

Capacidad Portante de cimentación sobre la corona un Talud

Cuando una cimentación ubicada sobre la parte superior de una talud es cargado hasta la falla, las zonas de flujo plástico en el suelo del lado del talud se muestran en la Fig. 21. para falla en la cimentación y para falla en el pie o base del talud. Para una cimentación continua rugosa superficial a una distancia b desde el extremo de una superficie horizontal superior de un talud, los esfuerzos en las zonas de equilibrio plástico para el caso de falla en la cimentación se puede encontrar como se ha indicado arriba para una cimentación sobre el talud. La capacidad portante de la cimentación puede ser representada por la ecuación 2.66 donde los factores de capacidad portante resultantes N_{cq} y $N_{\gamma q}$ dependen de b así como de β , ϕ y D/B de la cimentación. Estos factores de capacidad portante están dados en la Fig. 22 (parte superior) y 23 para una cimentación continua en materiales puramente cohesivos y sin cohesión, respectivamente. Mientras los factores

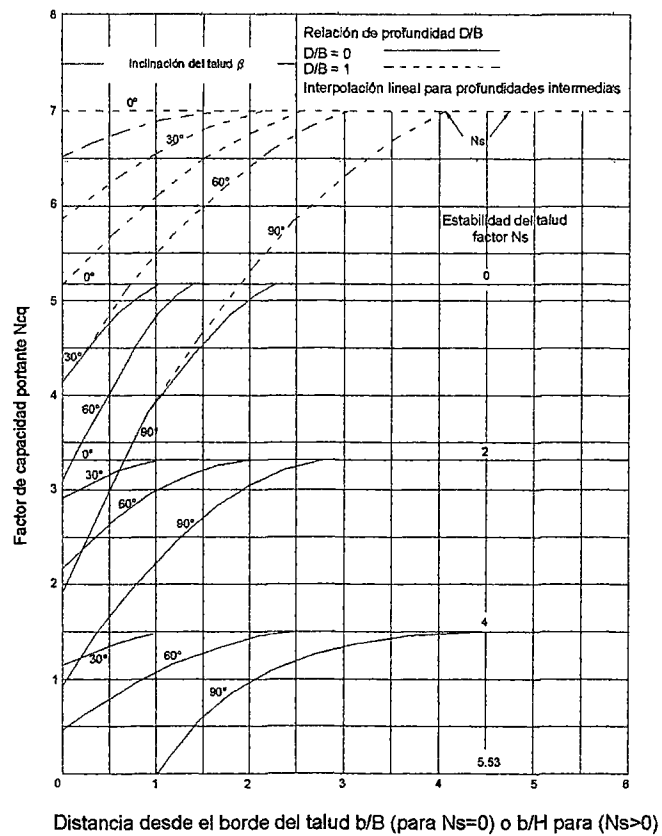


Fig. 22.- Factores de capacidad portante de una cimentación continua sobre la cresta de un talud de material cohesivo.

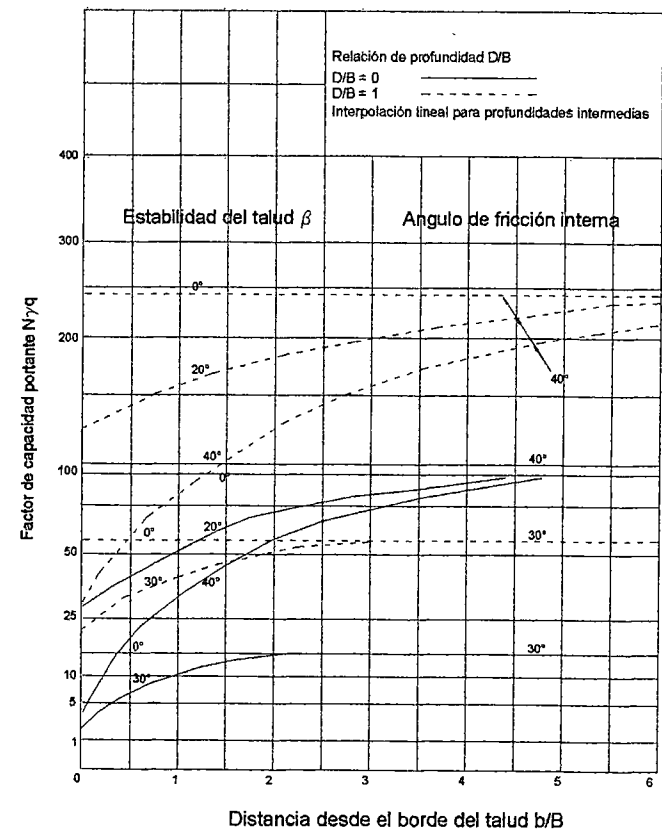


Fig.23.- Factores de capacidad portante de una cimentación continua sobre la cresta de un talud de material sin cohesión.

decrecen con mayor inclinación del talud, incrementan rápidamente con mayor distancia de la cimentación desde el borde del talud. Más allá de una distancia de 2 a 6 veces el ancho de la cimentación (dependiendo de ϕ y D/B) la capacidad portante es independiente de la inclinación del talud y viene a ser la misma como de la cimentación sobre una extensa superficie de terreno horizontal.

Un análisis para el caso de falla en el talud (a través de la base) bajo una cimentación cargada puede realizarse sobre la hipótesis de una superficie de deslizamiento cilíndrico como para taludes sin carga (Fellenius, 1927) y la carga promedio sobre el área de cimentación puede ser reemplazada por una sobrecarga uniforme.

Para una sobrecarga sobre el talud superior horizontal de un talud la solución de la estabilidad del talud ha sido obtenida sobre la base de parámetros dimensionales (JAMBU, 1954), y este análisis rápidamente puede extenderse hasta cubrir el caso de una cimentación ancha (ancho B mayor que la altura del talud H) a cualquier distancia desde el borde superior del talud. La capacidad portante de una cimentación sobre suelo puramente cohesivo a gran profundidad puede ser representada por la ecuación 2.68 donde el factor de capacidad portante N_{cq} depende de b así como β y el factor de estabilidad del talud

$$N_s = \gamma H / c \dots \dots \dots (2.69)$$

Este factor de capacidad portante, que está dado en la parte inferior de las Figs. 19 y 22, decrece considerablemente con mayor altura y a menor extensión, con inclinación del talud. Se encuentra que la capacidad portante decrece aproximadamente en forma lineal con mayor talud hasta cero a una altura igual a la altura crítica de un talud sin carga, como se esperaba. Para una altura dada e inclinación del talud la capacidad portante se incrementa con mayor distancia de la cimentación al borde superior del talud, y más allá de una distancia de 2 a 4 veces la altura del talud la capacidad portante es independiente del ángulo del talud. Las Fig. 19 y 22

también muestran que la capacidad portante de cimentaciones sobre el borde superior de una talud es gobernada por falla en la cimentación para una pequeña altura del talud (N_s se aproxima a cero) y por falla del talud para mayores alturas. La influencia de las condiciones del agua subterránea sobre la capacidad portante de cimentaciones sobre la parte superior de un talud puede ser tomada en cuenta como se mencionó arriba para cimentaciones sobre el talud. El efecto de una tensión de rotura sobre la capacidad portante sobre la parte superior de un talud de material cohesivo puede extenderse, con buena aproximación a partir de la ecuación 4 usando una cohesión reducida :

$$c' = \left(1 - \frac{0.8\beta \cdot z_c}{90^\circ H} \right) c \dots \dots \dots (2.70)$$

donde :

z_c = profundidad de tensión de rotura completamente rellena con agua, la cual es obtenida de los resultados, del análisis de taludes sin carga (Jambu, 1954).

El mecanismo de falla en la cimentación asumida en la presente teoría (Figs. 18 y 21) es sustentada con los resultados de un estudio del movimiento del suelo bajo nivel del terreno en ensayos llevados a cabo sobre modelos de zapatas en taludes de arena seca (Peynircioglu, 1948), sin embargo, las observaciones publicadas sobre la magnitud de la capacidad portante última de tales zapatas no parecen estar disponibles en la actualidad para comparación con los métodos propuestos de análisis.

Conclusión

La teoría de capacidad portante deducida para cimentaciones sobre el nivel del terreno horizontal, ha sido extendida y combinada con la teoría de estabilidad de taludes para cubrir la estabilidad de cimentaciones sobre taludes. La teoría indica que la capacidad portante de cimentaciones, en taludes o cercanas al borde superior de un talud decrece con la inclinación de la talud, especialmente para suelos sin cohesión; a mayor distancia del borde superior del talud, la capacidad portante será independiente del ángulo del talud. La teoría indica también que la capacidad portante de cimentaciones sobre la corona de taludes de arcilla, decrece considerablemente con mayor altura del talud y es frecuentemente gobernado por falla general del talud, mientras el mecanismo teórico de falla en la cimentación es soportada por observaciones previas de movimiento de suelo bajo modelos de zapatas y taludes de arena, aún no se dispone de información publicada sobre la capacidad portante última de cimentaciones en taludes en la práctica para verificación.

Influencia de la rugosidad de la base y condiciones de nivel freático sobre la capacidad portante última de cimentaciones

En base a los estudios del comportamiento de las cimentaciones en carga última, se ha desarrollado el método para la estimación de la capacidad portante partiendo de la investigación del suelo y el análisis teórico. De acuerdo con el procedimiento para un suelo simple y condiciones de cimentación, se establecen estimaciones suficientemente confiables, que pueden ser llevadas en muchos casos a la práctica.

Por otro lado, los métodos de análisis para condiciones especiales son aún controversiales. De acuerdo al método de Terzaghi (1943), la capacidad portante de una zapata continua lisa sobre arena es un poco mayor que de una base rugosa, sugiriendo lo opuesto para arcillas. Sin embargo, de acuerdo al análisis del autor (1951), la capacidad portante de una zapata perfectamente lisa sobre material sin cohesión es una vez y media la de base perfectamente rugosa, y la carga última de una zapata sobre suelo puramente cohesivo no afecta la rugosidad de la base. Por otra parte, se ha indicado (Terzaghi, 1925) que la capacidad portante de una cimentación sobre arena bajo el nivel de agua es cerca de vez y media que sobre arena seca, aunque Eastwood (1951), concluye a partir de ensayos de carga con zapatas angostas sobre arena, que la capacidad portante última sobre arena seca se reduce por lo menos 20% cuando la arena está sumergida.

Influencia de la rugosidad de la base sobre la capacidad portante.

Cuando una cimentación es cargada, la condición de equilibrio en el suelo alrededor de la base cambia gradualmente del estado elástico al estado plástico. La transición del estado elástico al estado plástico se inicia en los bordes de la zapata, desde donde el estado de equilibrio se extiende hacia abajo en una superficie curva hasta encontrar a cierta distancia abajo, el centro de la cimentación.

En la capacidad portante última las zonas de flujo plástico se elevan a su máximo, extendiéndose y cubriendo una zona elástica cerca del centro de la base.

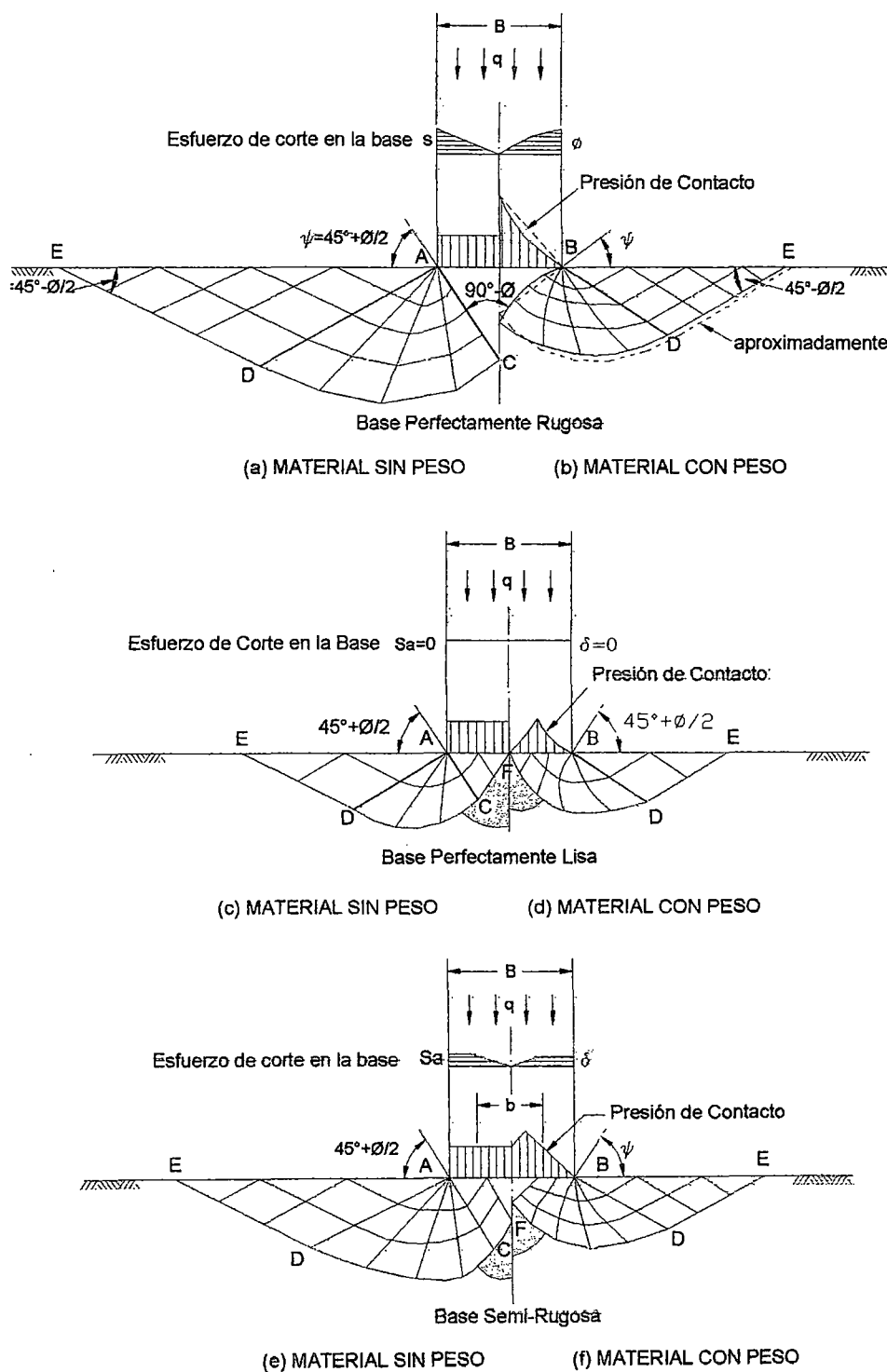


Fig.24.- Zonas plásticas para una cimentación continua en superficie

Material sin peso :

Prandtl en (1920) hizo un análisis completo de la capacidad portante de una cimentación continua perfectamente rugosa sobre la superficie de un material cohesivo sin peso con ángulo de fricción interna. Las correspondientes zonas de equilibrio plástico en el material satisfacen las ecuaciones de esfuerzos y deformaciones de la teoría de plasticidad se muestran en la Fig. 24a. Bajo la base es una zona central en forma de cuña ABC con ángulo base $\psi=45^\circ+\phi/2$, que permanece en un estado de equilibrio cuasi-elástico y actúa como parte de la cimentación. A cada lado de esta zona hay una zona de corte radial ACD y una zona adyacente de corte plano ADE.

Para un material el esfuerzo de corte esta por :

$$\tau = c + p \tan \phi \dots \dots \dots (2.71)$$

donde c = cohesión aparente

ϕ = ángulo de fricción de resistencia al corte

y p = presión normal o corte plano, la capacidad portante puede ser expresada como :

$$q_c = c N_c \dots \dots \dots (2.72)$$

Donde N_c = factor de capacidad portante para una superficie de zapata y depende de ϕ solamente. La distribución de la presión de contacto es uniforme sobre la base.

Un análisis similar para una zapata perfectamente rugosa fue inicialmente dada por Hencky (1923), quien mostró que dos zonas de corte plano simétricas con $\psi=45^\circ+\phi/2$ están formados bajo la base con zonas de corte radial y plana como en el análisis de Prandtl pero de mitad de tamaño (Fig.24c). La pequeña zona elástica cerca del centro de la base, donde no se puede desarrollar un estado plástico, y el material plástico (se indica en líneas punteadas (Fig.24c) entre la superficie de falla y la vecindad de esfuerzos actúa como parte de la cimentación (Hill, 1949). Para un

material que satisface la ecuación (2.71), la capacidad portante está también dada por la ecuación (2.72). El factor de capacidad portante N_c de una cimentación rugosa es idéntica con la de una cimentación perfectamente rugosa y la distribución de la presión de contacto es también la misma.

Basados sobre estas zonas limitantes de equilibrio plástico para una base perfectamente rugosa y perfectamente lisa y la similitud de los patrones de corte correspondientes, se pueden sugerir seguidamente, zonas de falla probables para una superficie de zapata semi rugosa, como se muestra en la Fig.24e. La zona central y las zonas plásticas adyacentes son intermedias en tamaño entre las consideradas por Prandtl y Hencky. Se puede asumir que las dimensiones de las zonas se incrementan en proporción directa al máximo (grado) de movilización n del esfuerzo cortante del suelo a lo largo de la base, i.e. ancho de base de la zona central.

$$b = nB, \quad \text{aproximadamente.....(2.73)}$$

$$n = \frac{\tau_a}{\tau} = \frac{c_a + q \tan \delta}{c + q \tan \phi} \text{.....(2.74)}$$

donde :

τ_a = esfuerzo máximo de corte en la base

c_a = adhesión en la base

y δ = ángulo de fricción en la base

Los esfuerzos de fricción en la base, se incrementan con la distancia desde el centro donde es cero, a un máximo al extremo de la zona elástica, y permanece constante con el máximo valor sobre las zonas de corte plano adyacentes bajo la base (Fig. 24e). La capacidad portante está dada por la ecuación 2.72, y es independiente de la rugosidad de la base. La distribución presión de contacto es uniforme sobre la base.

Para simular las condiciones de una zapata continua perfectamente rugosa bajo la superficie del suelo. Reissner (1924) reemplazó la

sobrecarga al nivel de la base por una sobrecarga uniforme γD donde γ = peso unitario del suelo y D = profundidad de la cimentación, el hizo una análisis completo de la parte correspondiente de la capacidad portante.

$$q_p = \gamma D N_q \dots \dots \dots (2.75)$$

donde N_q = factor de capacidad portante para la superficie de una zapata y depende de ϕ solamente,

Desde que las zonas de equilibrio elásticas y plásticas son idénticas a las de Prandtl (Fig.24a), los patrones de corte para una zapata de base perfectamente rugosa y semi-rugosa bajo la superficie también serán idénticas a las Figs.24c y 24e, respectivamente, y la capacidad portante está en todos los casos dada por la ecuación, dejando de lado la rugosidad de la base, pueden, en primera instancia, presentarse como (Terzaghi, 1943):

$$\begin{aligned} q' &= q'' + q_p \\ &= cN_c + \gamma D f N_q \dots \dots \dots (2.76) \end{aligned}$$

a partir de las ecuaciones (2.72) y (2.75) y la correspondiente presión de contacto en la base es nuevamente uniforme.

Este método ignora el esfuerzo de corte de la sobrecarga es necesariamente conservativo y no está en concordancia con los movimientos observado en el terreno sobre el nivel de la base. Una mejor aproximación a la capacidad portante de las cimentaciones bajo la superficie se obtiene por la extensión del análisis previo de Prandtl y Reissner a cimentaciones superficiales y profundas. En esta teoría extendida (Meyerhof, 1951), las zonas de equilibrio plástico se incrementan con la profundidad de cimentación a un máximo para una cimentación profunda. Para una profundidad dada el tamaño de estas zonas puede asumirse para variar con la rugosidad de la base en una manera similar a la variación mostrada

en la Fig.24a y 24e, y para una perfectamente cimentación lisa se forman dos zonas de corte simétricas bajo la base como en la Fig. 24c. En base a esto, la capacidad portante puede ser expresada por

$$q' = cN_{cq} \dots \dots \dots (2.77)$$

donde N_{cq} = factor de capacidad portante resultante dependiente de la profundidad de cimentación así como ϕ . Como antes, la capacidad portante es dependiente de la rugosidad de la base sobre la cual la presión de contacto esta distribuida uniformemente.

Material con peso.- Teniendo en consideración las dificultades matemáticas no se dispone de un análisis de una cimentación sobre material fuertemente cohesivo con fricción interna. El problema se resuelve al asumir un material sin peso hasta donde concierne la influencia de la cohesión (y sobrecarga) sobre la capacidad portante q' , se asume también que el material no tiene cohesión cuando se determina la influencia del peso de material sobre la capacidad portante q'' . Por eso, la capacidad portante total es, aproximadamente:

$$q = q' + q'' \dots \dots \dots (2.78)$$

donde q' está dado por la ecuación 2.71 o 2.76 y para zapatas en superficie.

$$q'' = \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} \dots \dots \dots (2.79)$$

O en forma más general, para una profundidad cualquiera:

$$q'' = \gamma \frac{b}{2} N_{\gamma q} \dots \dots \dots (2.80)$$

donde B = ancho de la cimentación.

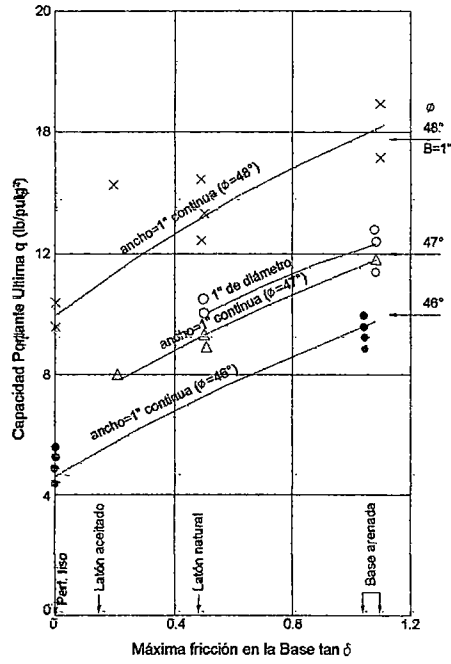
En las ecuaciones 2.79 y 2.80, N_{γ} es el factor de capacidad portante y depende de ϕ y la rugosidad de la base, y $N_{\gamma q}$ es el factor de

capacidad portante resultante dependiente de la profundidad de cimentación, del ángulo ϕ y de la rugosidad de la base.

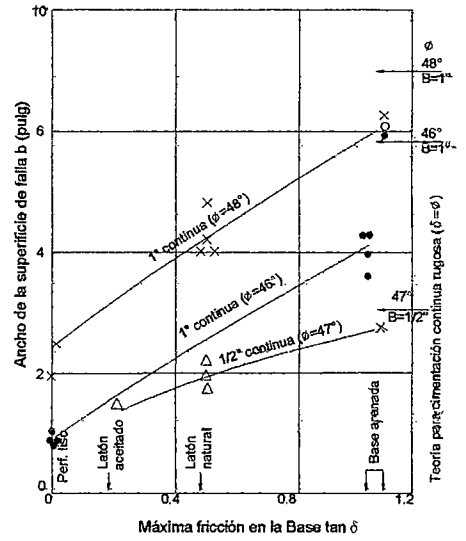
Lundgren and Mortensen realizaron un análisis de capacidad portante de una cimentación continua perfectamente rugosa sobre la superficie de un material sin cohesión, por cálculo numérico paso a paso para el caso especial de $\phi=30$. Este método satisfizo las ecuaciones de esfuerzo de la teoría plástica pero no necesariamente las ecuaciones de deformación, pudiendo supra estimar la capacidad portante; las zonas de equilibrio plástico correspondientes son como se muestran en la figura 2.20b. Bajo la base esta una zonal central cuasi-elástica que está limitada por dos superficies curvas intersectándose bajo un ángulo de $90^\circ-\phi$, y siendo tangente a la base cerca de los bordes ($\psi=0$). Las zonas de corte radial tienen curvas de deslizamiento, pero las zonas de corte plano son similares y aún más pequeñas que las de Prantl. La presión de contacto sobre la base se incrementa de cero en los bordes a un máximo en el centro de la zapata y la presión promedio da un factor de capacidad portante $N_\gamma=14.8$. En ángulo de fricción se incrementa prácticamente uniforme desde cero al centro de la zapata, hasta 30° a los extremos (Fig. 24b).

Se pueden realizar cálculos similares para otros ángulos de fricción interna, los factores de capacidad portante correspondientes pueden encontrarse por método aproximados sobre la hipótesis de que la zona central está limitado por dos superficies planas sobre las cuales la presión pasiva P_p es determinada analítica o semi-gráficamente. Basados en esta hipótesis, que sobre estima la capacidad portante, el ángulo ψ de la zona central ha sido tomado previamente como $\psi=\phi$ ó como $\psi=45^\circ+\phi/2$ (Meyerhof, 1951). Sin embargo, un método más racional sería variar el ángulo ψ de modo de hacer la capacidad portante mínima empleando:

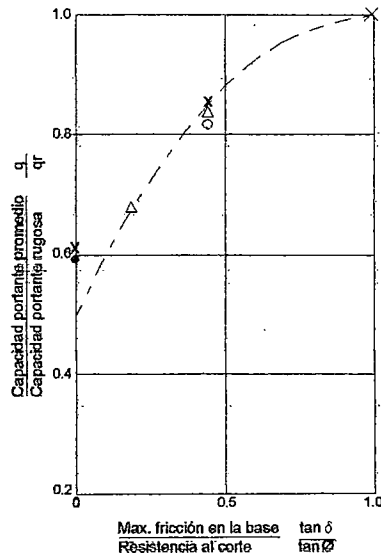
$$N_\gamma = \frac{4P_p \cos(\psi - \phi)}{\gamma B^2} - \frac{\tan \psi}{2}$$



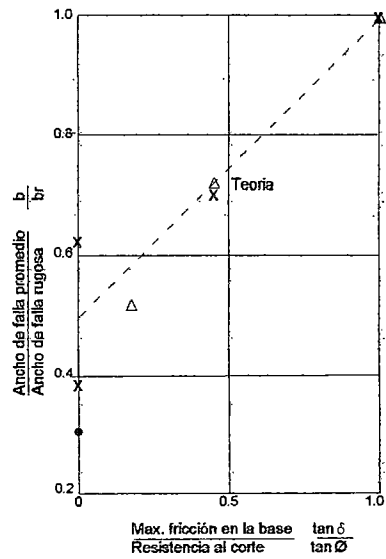
a) Relación entre capacidad portante y fricción en la base



b) Relación entre ancho de la superficie de falla y fricción en la base



c) Comparación de la capacidad portante observada y teórica



c) Comparación del ancho promedio observado y el ancho teórico

Fig. 25.- Capacidad Portante en modelos de zapatas sobre arena

Influencia de las condiciones del nivel freático sobre la capacidad portante

La variación de las condiciones del nivel freático en el suelo afectan principalmente la capacidad portante de suelos cohesivos por el cambio de la cohesión, el cual tiene que determinarse en cada caso. La importancia del peso unitario efectivo sobre la capacidad portante, se incrementa con el ángulo de fricción interna. Para suelos sin cohesión ϕ es prácticamente cambiado por las condiciones de nivel freático, que tienen, sin embargo, una influencia considerable sobre el peso efectivo y por ende sobre la capacidad portante.

Sumersión total

Terzaghi (1925), hizo un análisis de la influencia de la sumergencia sobre la capacidad portante para el caso de arenas, quien demostró que una zapata sobre un material completamente sumergido bajo una tabla de agua estacionaria, la capacidad portante es :

$$q = \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma \dots \dots \dots (2.81)$$

Si el agua percola a través del suelo y la cimentación se encuentra a una profundidad D bajo el nivel del terreno, se puede demostrar que:

$$q = (\gamma' - \gamma_w i) \frac{B}{2} N_\gamma q + \gamma_w D \dots \dots \dots (2.82)$$

donde γ_w = peso unitario del agua, i = gradiente hidráulico vertical promedio en la zona de falla (la gradiente hacia arriba es positiva y viceversa).

Los flujos netos para la cimentación impermeable indican que ocurren gradientes hidráulicos grandes cerca de los extremos y el gradiente teórico local es infinito. Los análisis muestran que bajo el flujo ascendente de agua local discurriendo alrededor del perímetro

de la cimentación reduce rápidamente la capacidad portante de zapatas en superficie para gradientes mayores de dos tercios, y para $\phi=30^\circ$ la presión de filtración promedio sobre la superficie de falla teórica, especialmente bajo la base, es cerca de 10% mayor y corresponde a la gradiente hidráulica "i" a una mayor distancia de la base. Con el incremento del ángulo de fricción interna y mayor profundidad de cimentación los efectos del escurrimiento local y mayor gradiente de presión sobre la superficie de falla decrece rápidamente, de tal manera que la influencia sobre la capacidad portante generalmente no es importante en la práctica.

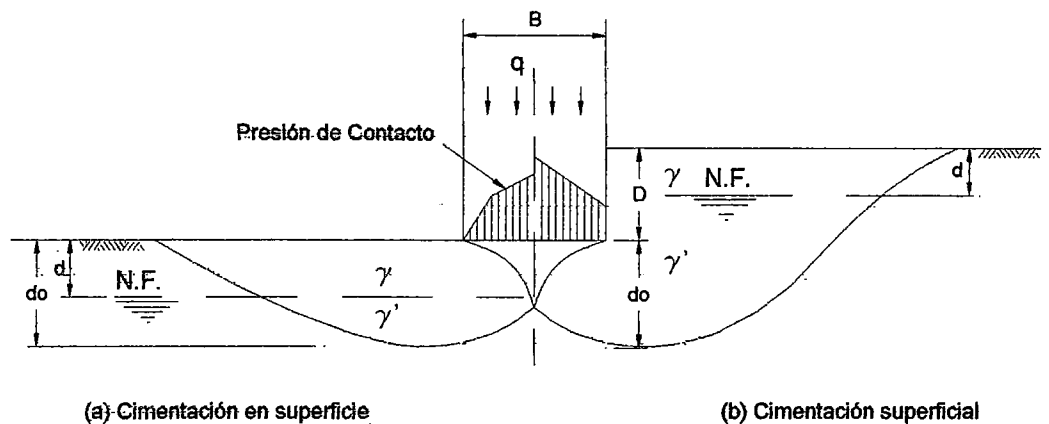


Fig. 26.- Cimentación rugosa sobre material parcialmente sumergido

Sumersión parcial

Si el nivel de agua se ubica bajo el nivel del terreno, la capacidad portante se encuentra entre los límites dados por las ecuaciones (2.80) y (2.82). Para una cimentación sobre la superficie de un material sin cohesión y un nivel de agua estacionario a una profundidad d (Fig.26), la capacidad portante total puede considerarse como la suma de dos componentes:

La primera parte es debido a la sumersión total del material (γ') al nivel del terreno y está dado por la ecuación (2.81); la distribución de la presión de contacto correspondiente es aproximadamente

triangular. La segunda parte de la capacidad portante se debe a la diferencia $(\gamma - \gamma')$ del peso unitario γ entre el nivel del terreno y el nivel freático y γ' bajo el nivel de agua. Esta parte se puede encontrar gráficamente mediante la determinación del empuje pasivo ΔP_p sobre la zona central bajo la base como se ha indicado abajo para un material de peso uniforme; la distribución de la presión de contacto correspondiente es trapezoidal. Despreciando cualquier cohesión aparente sobre el nivel de agua, la capacidad portante total es entonces:

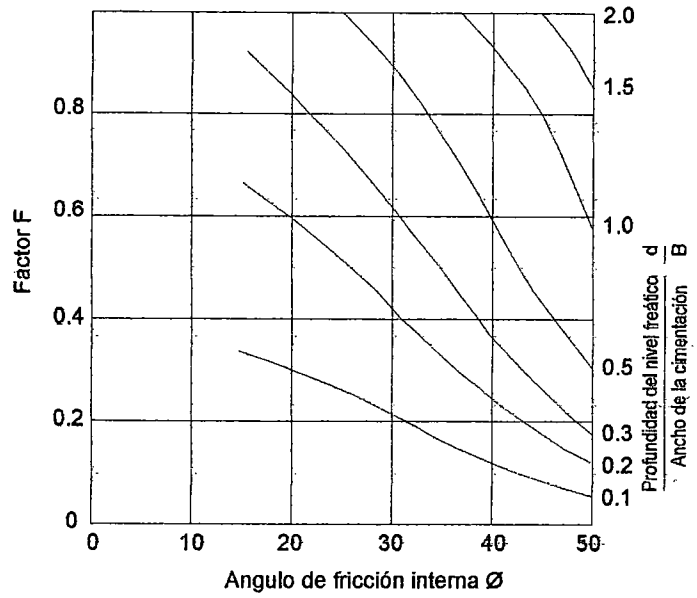
$$q = \left[\gamma' + F(\gamma - \gamma') \right] \frac{B}{2} N_\gamma \dots \dots \dots (2.83)$$

donde F es un factor que varía entre cero para materiales totalmente sumergidos y uno para una tabla de agua al nivel o por debajo de la zona de falla teórica.

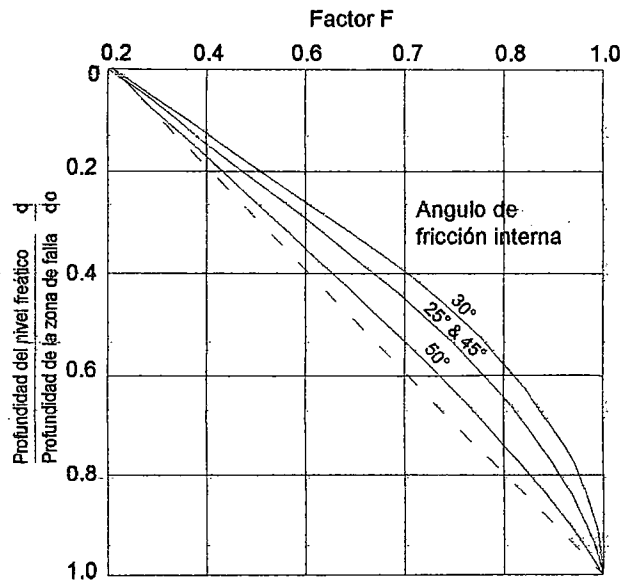
El factor F ha sido determinado por Meyerhof para una cimentación con una base perfectamente rugosa. Los resultados del análisis (Fig.27a) muestran que la capacidad portante solamente es afectada por una tabla de agua entre el nivel de la base y a una profundidad sobre dos veces el ancho de la cimentación, dependiendo de ϕ . Dentro de este límite el factor F se incrementa casi en proporción directa a la profundidad del nivel de agua (Fig.27b). Para una cimentación cuadrada o circular la profundidad de la zona de falla no excede cerca del ancho de la cimentación, aún para arena densa (Meyerhof, 1950); como una aproximación del lado de la seguridad, se sugiere un incremento lineal de F dentro de esta profundidad y la capacidad portante para $d \leq B$ es:

$$q = \left[\gamma' B + (\gamma - \gamma') d \right] \frac{N_\gamma}{2} \dots \dots \dots (2.84)$$

Si la cimentación está ubicada a una profundidad, $D/B \leq 1$, y la tabla de agua está entre el nivel de la base y del terreno (Fig. 26b), la capacidad portante se puede expresar con suficiente exactitud por:



(a) Relación debida entre el factor peso y el ángulo de fricción interna



(b) relación entre la profundidad del nivel de agua y el factor de peso.

Fig.27.-Influencia de la profundidad del nivel de agua sobre la capacidad portante de material sin cohesión parcialmente sumergido.

$$q = \frac{\gamma' B}{2} N_{\gamma} + \left[\gamma' D + (\gamma - \gamma' d) \frac{N_{\gamma}}{2} \right] \dots \dots \dots (2.85)$$

Análogamente, para un nivel de agua entre el nivel de la base y la profundidad de la zona de falla, la capacidad portante es:

$$q = \left[\gamma' + F(\gamma - \gamma') \frac{B}{2} \right] N_{\gamma} + \gamma D N_q \dots \dots \dots (2.86)$$

donde el factor F se da en la Fig.2.

Para una cimentación con $D/B > 1$ y un nivel freático entre el nivel del terreno y profundidad de la zona de falla, la capacidad portante se puede expresar como:

$$q = \left[\gamma' + \frac{(\gamma - \gamma') d}{D + d_0} \right] \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma_w (D - d) \dots \dots \dots (2.87)$$

donde d_0 = profundidad de la zona de falla bajo el nivel de la base; d_0 puede estimarse del valor de d/B para $F=1$, como se muestra en la Fig.27a.

Las teoría inicial de capacidad portante sobre cimentaciones continuas de base perfectamente rugosa o perfectamente lisa, ha sido revisada y combinada para sugerir un método para la estimación de la capacidad portante de una cimentación con algún grado de rugosidad de la base. Aunque la capacidad portante de un material sin peso es independiente de la fricción en la base, la capacidad portante de un material con peso se incrementa con la rugosidad. Para un material con peso, se han derivado factores de capacidad portante aproximados que son menores a los comúnmente empleados, aun para cimentación rugosa. Se han llevado a cabo algunos ensayos sobre modelos de zapatas con diferentes fricciones de base en arena, siendo los resultados consistentes con el análisis propuesto.

El análisis de flujo neto, muestra que bajo filtración ascendente, la capacidad portante de material sumergido es algo menor que el estimado a partir del gradiente hidráulico en virtud del flujo local alrededor de los bordes de la zapata y a mayor presión de filtración sobre la superficie de falla teórica. Se ha realizado un análisis de la capacidad portante de material sin cohesión parcialmente sumergido. La capacidad portante teórica se incrementa casi linealmente con la profundidad del nivel de agua bajo el nivel del terreno hasta una profundidad bajo el nivel de la base de una y media a dos veces el ancho de la cimentación, dependiendo del ángulo ϕ y de la forma de la cimentación.

Los ensayos de carga sobre modelos de zapatas a varias profundidades en arena totalmente sumergida bajo un nivel de agua estático son consistentes con la capacidad portante, siendo directamente proporcional al peso unitario efectivo del material. bajo el flujo ascendente de agua la capacidad portante fue reducida prácticamente linealmente con el incremento del gradiente hidráulico promedio, la divergencia de la teoría a gradientes más amplios se deben a flujos locales considerables alrededor de la base. La capacidad portante observada de zapatas sobre arena parcialmente sumergida se debió principalmente a la cohesión aparente debido a la pequeña escala de los experimentos. No obstante, los resultados de los ensayos no permiten una verificación de la teoría de capacidad portante aplicada a material cohesivo con ángulo de fricción interna grande.

Resumen de la Teoría de Meyerhof

Posteriormente a Terzaghi (1943), quien publicó su ampliamente conocida teoría de capacidad portante, que con su teoría de consolidación de arcillas y posterior análisis de asentamientos de arenas, se permitió una mejor comprensión de los fundamentos del comportamiento de las cimentaciones. Bajo este estímulo el estudio de la capacidad portante y asentamientos de cimentaciones en el campo amplificado por la investigación de laboratorio, ha resultado una aproximación más racional para el diseño de cimentaciones.

Cimentaciones Aisladas

La capacidad última de cimentaciones distribuidas sobre suelos uniformes pueden generalmente ser estimadas con suficiente aproximación sobre la base de la teoría plástica, y la relación teórica se puede representar por (Terzaghi, 1943):

$$q = Q / L = cN_c + \gamma DfN_q + \gamma N_\gamma \cdot \frac{1}{2} \dots \dots \dots (2.88)$$

donde B = ancho de cimentación

D = profundidad de cimentación

L = longitud de cimentación

c = cohesión aparente del suelo

γ = peso unitario efectivo del suelo

y N_c , N_q son los factores de capacidad portante que dependen principalmente sobre el ángulo de fricción interna o resistencia al corte ϕ del suelo.

Los factores de capacidad portante del suelo para una cimentación continua horizontal bajo una carga vertical son (Prandtl, 1920) :

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

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N_\phi$$

y aproximadamente, (Meyerhof, 1961)

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

donde

$$N_\phi = \tan^2\left(\frac{1}{2}\pi + \frac{1}{2}\phi\right)$$

Los factores de capacidad portante para cimentaciones continuas son en parte teóricos y semiempíricos para zapatas cuadradas y circulares (Meyerhof, 1951 y 1961) y se ilustran en la Figura 28. Aún no se dispone de factores de capacidad portante teóricos para cimentaciones rectangulares en función de B/L, pero se puede estimar por interpolación entre los factores para cimentaciones continuas (B/L=0) y circulares (B/L=1) en proporción directa a la relación B/L. Alternativamente, los factores de capacidad portante para cimentaciones rectangulares se puede obtener multiplicando los factores de las ecuaciones dadas arriba para cimentaciones continuas por los factores de forma empíricos :

$$s_c = 1 + 0.2N_\phi B / L$$

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

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1N_\phi B / L \quad (\phi > 10)$$

Debe observarse que para valores grandes del ángulo de fricción interna ($\phi > 30$) el factor experimental N_γ para cimentaciones circulares o cuadradas es más pequeño que en el caso de cimentaciones continuas, donde se espera un resultado opuesto según la teoría de la capacidad portante. Como se ha demostrado previamente (Meyerhof, 1961), esta diferencia puede explicarse por la influencia del esfuerzo intermedio principal, el cual en la condición de esfuerzo plano bajo cimentaciones continuas eleva la

Factores de Capacidad Portante N_q , N_c y N_γ
para zapatas continuas y cuadradas ($D < B$)

Tabla N°1

ϕ grad	Zapata Continua			Zapata Cuadrada		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	6.17	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.07	8.03	1.57	0.07
10	8.34	2.47	0.37	10.72	2.47	0.37
15	10.98	3.94	1.13	14.71	4.61	1.32
20	14.83	6.40	2.87	20.89	7.70	3.46
25	20.72	10.66	6.77	30.93	13.29	8.43
30	30.14	18.40	15.67	48.22	23.92	20.37
34	42.16	29.44	31.15	71.99	39.85	42.16
35	46.12	33.30	37.15	80.16	45.58	50.86
40	75.31	64.20	93.69	144.58	93.72	136.78
45	133.87	134.87	262.74	289.93	213.48	415.88
48	199.26	222.30	526.45	469.71	373.16	883.73
50	266.88	319.06	873.86	669.80	559.90	1533.50

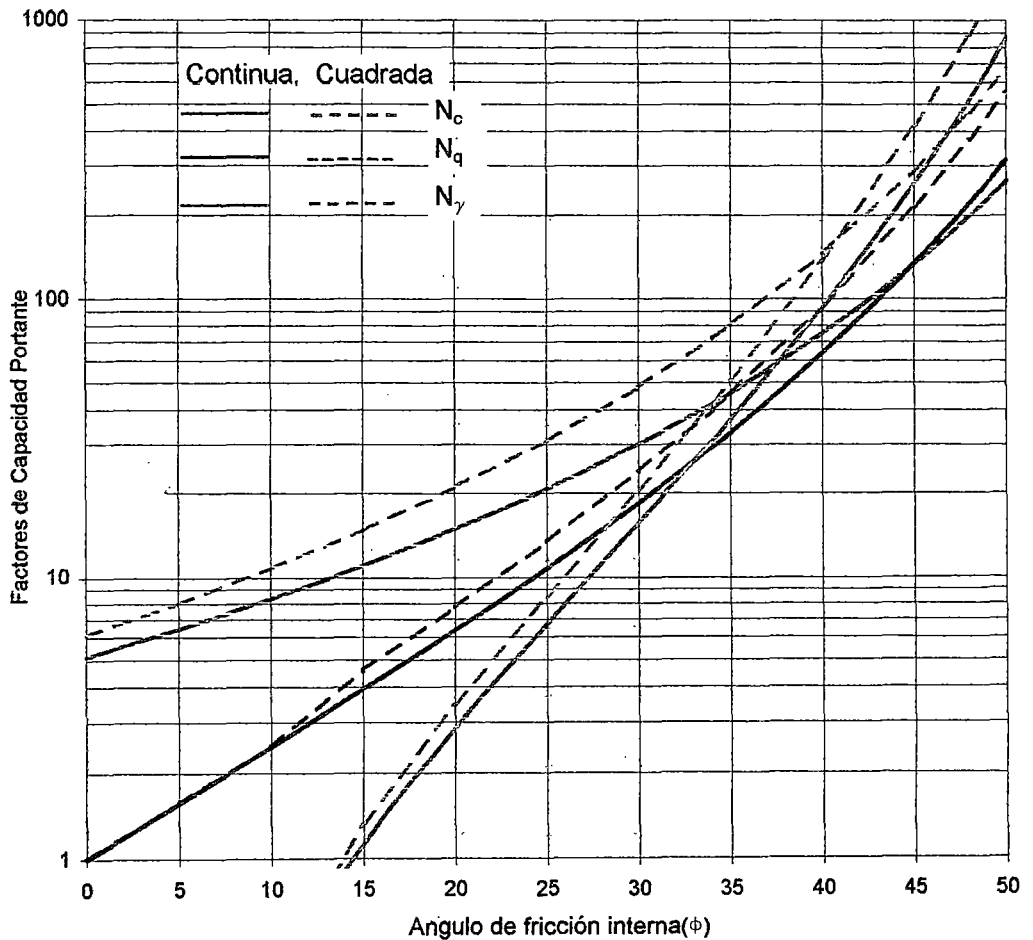


Fig. 28.- Factores de capacidad portante (Meyerhof, 1963)

capacidad portante para ángulos de fricción grandes considerablemente sobre el valor teórico. Mientras que los ángulos de compresión triaxial pueden, por consiguiente, ser usados para determinar los parámetros de resistencia para cimentaciones circulares o cuadradas, los ensayos de compresión y deformación plana deberían ejecutarse para determinar los parámetros correspondiente a cimentaciones continuas, cuando se obtenga buena concordancia entre la capacidad portante estimada y la observada.

Para cimentaciones rectangulares el ángulo de fricción puede ser interpolado entre los valores de los ensayos triaxial y deformación plana en proporción a la relación B/L de la cimentación. Considerando que el ángulo de fricción interna obtenido en el ensayo de deformación plana es 10 por ciento mayor que en el ensayo triaxial (Bishop, 1961; Bjerrum y Kummeneje, 1961), los ángulos de fricción para cimentaciones rectangulares están dados aproximadamente por:

$$\phi_r = (1.1 - 0.1B/L)\phi_t$$

donde ϕ_r = ángulo de fricción interna o resistencia al corte a partir de ensayos de compresión triaxial.

Si el suelo y condiciones de nivel freático varían bajo la cimentación, los valores promedio del peso unitario efectivo, cohesión aparente y ángulo de fricción del suelo dentro de la zona de falla deberían ser usados. esta zona se extiende a partir del nivel del terreno a una distancia bajo la base de aproximadamente el ancho de la cimentación para cimentaciones circulares o cuadradas y cerca de dos veces el ancho para cimentaciones continuas. En el caso de materiales estratificados con diferentes propiedades del suelo, la capacidad portante puede ser estimada aproximadamente a partir de los máximos esfuerzos verticales y las interfaces entre las capas (Terzaghi y Peck, 1948) desde entonces se han

elaborado más procedimientos en base a composición de zonas de falla pero aún no han sido desarrolladas suficientemente para el uso práctico.

Mientras los factores de capacidad portante desprecian la resistencia al corte del suelo sobre el nivel de la cimentación, el incremento correspondiente de la capacidad portante puede ser determinado a partir de factores de profundidad por la cual los factores individuales tienen que ser multiplicados (Skempton, 1951; Hansen, 1955). Para propósitos prácticos las siguientes expresiones, que corresponden a superficies de falla aproximadas y mucho ensayos de resultados (Meyerhof, 1951, 1955), son sugeridas para profundidades menores que el ancho de la cimentación. En el caso de materiales estratificados que tienen grandes diferencias en las propiedades del suelo, la capacidad portante puede ser groseramente estimada a partir del máximo esfuerzo vertical en las interfaces entre las capas (Terzaghi y Peck, 1948) debido a que los procedimientos más recientes elaborados sobre la hipótesis de zonas de falla no han sido suficientemente desarrollados para uso práctico.

Mientras que los factores de capacidad portante en las ecuaciones de capacidad portante desprecien la resistencia al corte del suelo por encima del nivel de cimentación, el incremento correspondiente de la capacidad portante puede estimarse a partir de factores de profundidad por los que los factores individuales tienen que ser multiplicados (Skempton, 1951; Hansen, 1955). Para propósitos prácticos las siguientes expresiones que corresponden a superficies de falla aproximada y muchos resultados de ensayos (Meyerhof, 1951, 1955) son sugeridos para profundidades menores que el ancho de la cimentación.

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{N_\phi} D / B$$

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

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1N_\phi D / B \quad (\phi > 10)$$

con símbolos como antes.

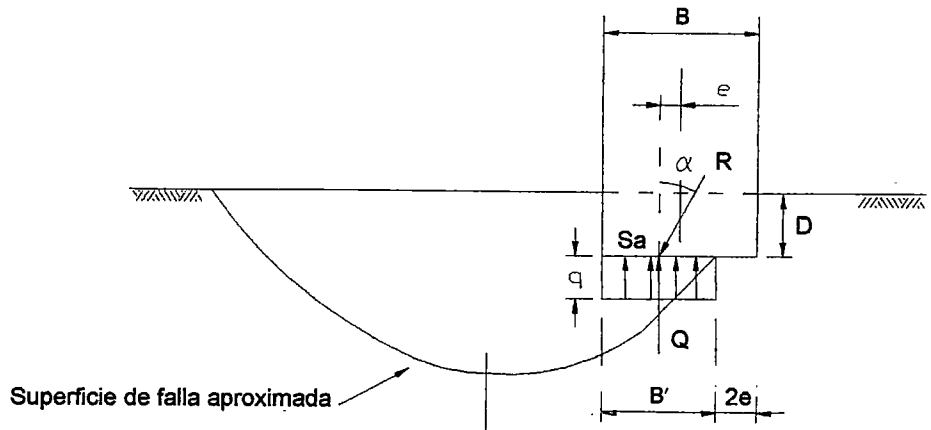


Fig. 29.- Base bajo carga excéntrica inclinada en falla

Las cimentaciones de edificios aporticados, muros de retención y estructuras similares están sujetas generalmente a cargas inclinadas y excéntricas, y estas condiciones de carga pueden substancialmente reducir la capacidad portante de las cimentaciones. Para permitir al excentricidad e de la carga resultante R sobre la base de una cimentación de ancho B (Fig. 29), se sugirió que un ancho efectivo de cimentación B' sea usado en la ecuación general y este ancho es dos veces la distancia de la carga al pie de la cimentación.

$$B' = B - 2e \dots \dots \dots (2.89)$$

Ensayos en modelos detallados han mostrado que este procedimiento está en el lado de la seguridad. El ancho efectivo experimental entre el valor arriba mencionado y el ancho estimado a partir de la distribución de la presión de contacto (trapecio o triángulo), el cual puede ser explicado teóricamente por mas aproximación en las zonas de falla (Hansen 1965). Para una doble excentricidad de la carga un área de contacto efectivo puede ser determinado de tal manera que este centro de gravedad coincide con la resultante de la carga. En este sentido se requiere de una línea recta de rotación cruce la base como el borde del área de

contacto efectiva, sino de un área rectangular de ancho B' y longitud L' basado en la ecuación 2.89, en ambas direcciones es suficientemente aproximado en la práctica.

La influencia de cargas inclinadas sobre la capacidad portante de cimentaciones aisladas puede rápidamente tomada en cuenta mediante el uso de factores de inclinación, que han sido deducidos a partir de cálculos más exactos (Schultze, 1952, Meyerhof, 1953a). En este sentido la influencia de la resistencia del suelo lateral sobre cimentaciones bajo la superficie es particularmente efectiva. Para cimentaciones rugosas la componente vertical de capacidad portante bajo una carga inclinada con un ángulo α respecto a la vertical (Fig. 29). puede se aproximado por los siguientes factores de inclinación (Meyerhof, 1956):

$$i_c = i_q = (1 - \alpha / 90^\circ)^2$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha / \phi)^2$$

La componente vertical de la capacidad portante en el caso general de cargas inclinadas es, por consiguiente aproximadamente :

$$q = Q / B' L' = d_0 i_0 c N_c + d_q i_q \gamma D N_q + d_\gamma i_\gamma \gamma B' N_\gamma \cdot \frac{1}{2} \dots \dots \dots (2.90)$$

Los ensayos de carga en modelos han mostrado que, como la inclinación de los incrementos de carga la capacidad portante de cimentaciones cuadradas se aproxima a las de cimentaciones continuas y la diferencia es despreciable cuando la falla ocurre por deslizamiento, como se esperarí. Es más, para una inclinación dada de la carga una cimentación inclinada con una base normal a la carga resultante da mayor capacidad portante que una cimentación horizontal (Meyerhof, 1953), y las bases inclinadas son, por consiguiente, preferibles para puentes en arco. Las relaciones teóricas de la capacidad portante de cimentaciones inclinadas se encuentra que son similares a las ubicadas sobre la superficie de

La teoría indica que la capacidad portante de tales cimentaciones decrece con mayor inclinación del talud, especialmente para suelos sin cohesión, mientras que para las cimentaciones sobre la cima de taludes de arcilla la capacidad portante decrece considerablemente con mayor altura del talud y es frecuentemente gobernada por falla en el talud.

A fin de resistir una carga inclinada, la cimentación se moverá e inclinará lo suficiente. En falla, el desplazamiento en la dirección de la carga es aproximadamente 5 a 20 por ciento del ancho de la cimentación con un ángulo de rotación de 1° a 5° de acuerdo a la densidad relativa o rigidez de del suelo y la profundidad de cimentación.

Modelos a escala natural sobre estructuras de acero han dado indicaciones valiosas y son mostradas que las cimentaciones acostumbradas pueden ser generalmente consideradas como bases de bisagras para condiciones fijas cuando se requieran de cimentaciones amplias o profundas (Meyerhof, 1960).

Si la rigidez de la cimentación es pequeña con relación a la rigidez del suelo, entonces se tiene el problema de cimentación elástica flexible, los cálculo allí son difíciles excepto bajo simples condiciones. En la práctica, se emplea con frecuencia una distribución uniforme de la presión de contacto o el método basado en el módulo de reacción subgrado (Terzaghi 1943). El diseño por resistencia última ha sido extendido a este caso, desarrollándose una teoría para estimar la capacidad portante. De esta manera se han obtenido soluciones relativamente simples para la carga última bajo varias condiciones y tamaños de zapatas. El método propuesto puede ser usado para la estimación del módulo reacción de subgrado y módulo de deformación del suelo, lo cual es confirmado por los resultados de los ensayos de carga sobre zapatas amplias y modelos de ensayos bajo cargas concentradas.

2.4 TEORIA DE B. HANSEN

Antecedentes

Brinch Hansen propuso en los últimos años (1970), una expresión conocida también como la Ecuación General de la Capacidad Portante de los Suelos, introduciendo factores adicionales a la fórmula de Terzaghi, para considerar efectos de inclinación e excentricidad de la carga, inclinación de la base, pendiente del talud, Sus hipótesis se basan en los trabajos realizados por Meyerhof para incluir los efectos antes mencionados.

De acuerdo con esta teoría la capacidad portante última para suelos con $\phi > 0$, para viene dada por la siguiente ecuación:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \gamma D_f N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \dots (2.1)$$

Para el caso de arcillas que fallan bajo condiciones drenadas ($\phi = 0$), B. Hansen, encontró que es más apropiado emplear constantes aditivas en lugar de factores, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$q_u = 5.14(1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a) - \bar{q} \dots \dots \dots (2.2)$$

En estas ecuaciones aparecen los términos "g" que consideran el efecto de los taludes y los factores "b" el efecto de inclinación de la base, cuya nomenclatura de esta ecuación es la misma que la ecuación general propuesta por Terzaghi, pero en forma análoga a la Teoría de Meyerhof.

Esta teoría está basada en pruebas experimentales, razón por la cual representa una buena alternativa para la determinación de la Capacidad Portante, usándose ampliamente en los Estados Unidos al igual que la Teoría de Meyerhof, obteniéndose adecuadas correlaciones con ensayos a gran escala, a pesar del pequeño número de pruebas realizadas de este tipo.

Mecanismo de falla

Hansen considera el desarrollo de tres zonas durante el proceso de equilibrio plástico hasta llegar a la falla. La zona triangular de empuje activo tiene un ángulo de $45+\phi/2$. La zona de corte radial se ajusta a una espiral logarítmica y la zona de empuje pasivo tiene un ángulo de $45-\phi/2$, según se muestra en la siguiente figura.

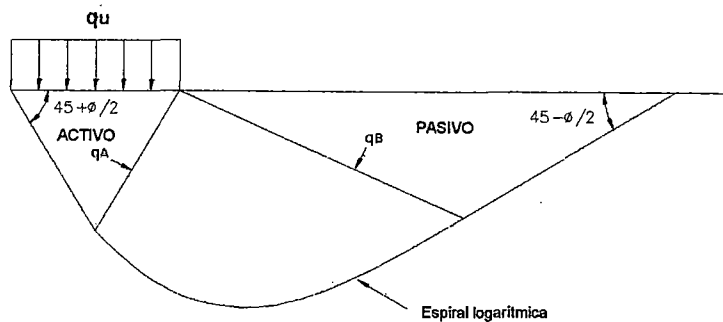


Fig.1.- Mecanismo de falla para una cimentación continua de base rugosa

Factores que afectan la capacidad portante :

Los factores base de capacidad portante sugeridos por Brinch en la Ecuación General de Capacidad Portante, se presentan en la siguiente tabla :

Tabla N°1.- Factores de Capacidad Portante

ϕ	N_c	N_q	N_γ
$\phi=0$	5.14	0.0	1.0
$\phi>0$	N_q-1	$N_\phi \cdot e^{\pi \tan(\phi)}$	$1.5(N_q-1)\tan\phi$

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

Nótese que los factores N_c y N_q son los mismos que los propuestos por Meyerhof, lo que no sucede con el factor N_γ .

Los valores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ , se presentan en la Tabla N°2, cuyos gráficos se muestran en la Fig. 1.

Tabla N°1 : Factores de Capacidad Portante N_q , N_c y N_γ
según Brinch Hansen

ϕ grad	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.19	0.00
1	5.38	1.09	0.00	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.01	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.02	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.05	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.07	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.11	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.16	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.22	0.27	0.14
9	7.92	2.25	0.30	0.28	0.16
10	8.34	2.47	0.39	0.30	0.18
11	8.80	2.71	0.50	0.31	0.19
12	9.28	2.97	0.63	0.32	0.21
13	9.81	3.26	0.78	0.33	0.23
14	10.37	3.59	0.97	0.35	0.25
15	10.98	3.94	1.18	0.36	0.27
16	11.63	4.34	1.43	0.37	0.29
17	12.34	4.77	1.73	0.39	0.31
18	13.10	5.26	2.08	0.40	0.32
19	13.93	5.80	2.48	0.42	0.34
20	14.83	6.40	2.95	0.43	0.36
21	15.81	7.07	3.50	0.45	0.38
22	16.88	7.82	4.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	4.88	0.48	0.42
24	19.32	9.60	5.75	0.50	0.45
25	20.72	10.66	6.76	0.51	0.47
26	22.25	11.85	7.94	0.53	0.49
27	23.94	13.20	9.32	0.55	0.51
28	25.80	14.72	10.94	0.57	0.53
29	27.86	16.44	12.84	0.59	0.55
30	30.14	18.40	15.07	0.61	0.58
31	32.67	20.63	17.69	0.63	0.60
32	35.49	23.18	20.79	0.65	0.62
33	38.64	26.09	24.44	0.68	0.65
34	42.16	29.44	28.77	0.70	0.67
35	46.12	33.30	33.92	0.72	0.70
36	50.59	37.75	40.05	0.75	0.73
37	55.63	42.92	47.38	0.77	0.75
38	61.35	48.93	56.17	0.80	0.78
39	67.87	55.96	66.76	0.82	0.81
40	75.31	64.20	79.54	0.85	0.84
41	83.86	73.90	95.05	0.88	0.87
42	93.71	85.37	113.96	0.91	0.90
43	105.11	99.01	137.10	0.94	0.93
44	118.37	115.31	165.58	0.97	0.97
45	133.87	134.87	200.81	1.01	1.00
46	152.10	158.50	244.65	1.04	1.04
47	173.64	187.21	299.52	1.08	1.07
48	199.26	222.30	368.67	1.12	1.11
49	229.92	265.50	456.40	1.15	1.15
50	266.88	319.06	568.57	1.20	1.19

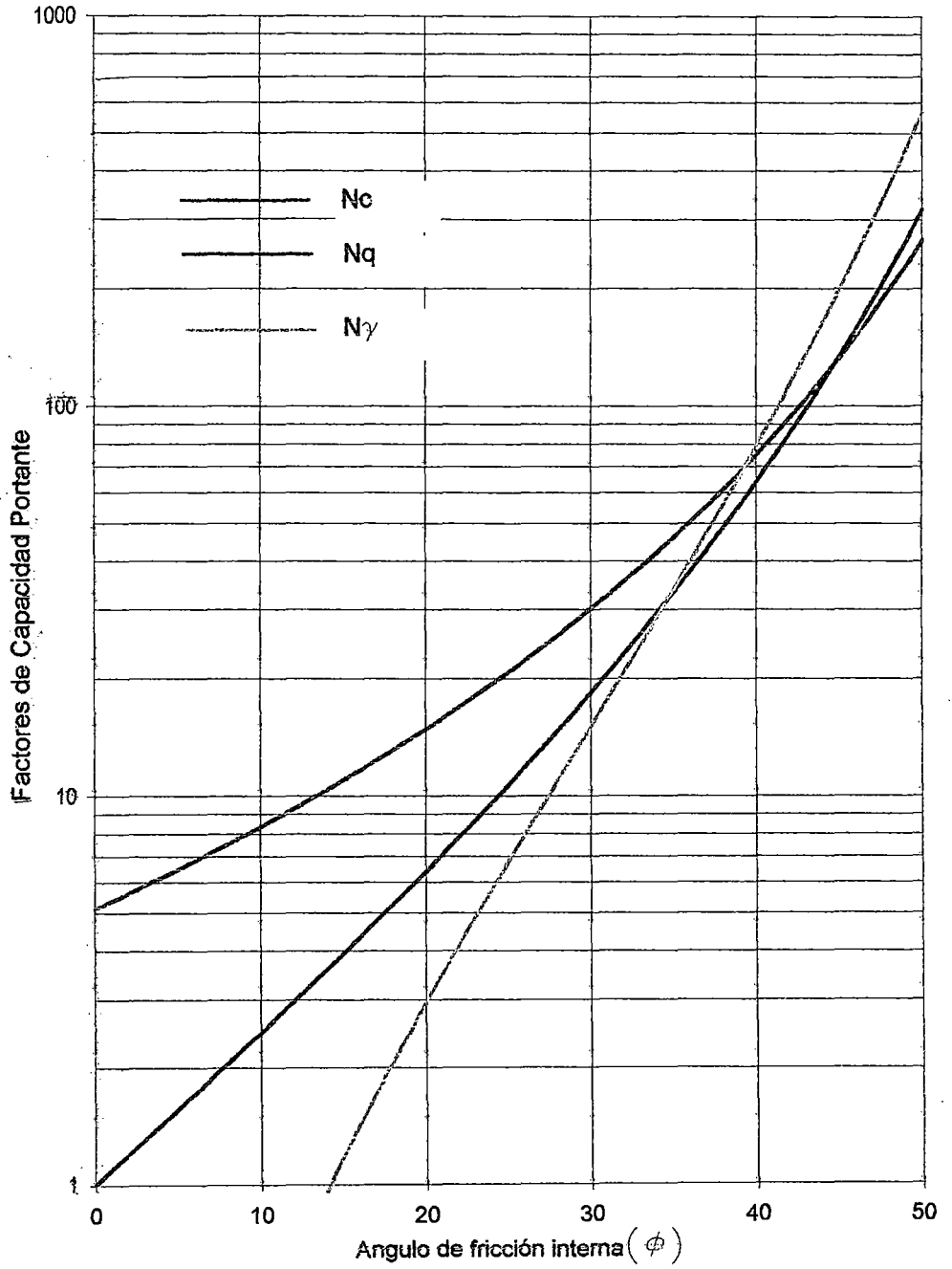


Fig.1 .- Factores de capacidad portante (Hansen, 1970)

Factores de forma (S)

El cálculo teórico de la carga de hundimiento de una cimentación de base cuadrada es sumamente complicado y discutible (V. Larkin, 1968 y Hansen 1970; Hansen y Cristensen, 1969). El problema se agudiza si se trata de cimentaciones de base rectangular y circular. Por ese motivo, el enfoque tradicional para realizar estos cálculos, es aplicar "factores de forma", a la solución de una cimentación continua.

Las expresiones de los factores de forma propuestos por Brinch Hansen, son las siguientes :

$$s_c = 0.2 \frac{B}{L} \quad (\phi = 0)$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad (\phi > 10)$$

$$s_q = 1 + (B/L) \text{sen } \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B/L)$$

De Beer (1970), tras una serie de ensayos cuidadosos en arena, ha encontrado las siguientes expresiones:

$$s_\gamma = \frac{1 + 0.2B/L}{1 + B/L}$$

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

$$s_c = \frac{N_q s_q - 1}{N_q - 1}$$

siendo B/L, la relación ancho/longitud de una zapata rectangular.

Para $\phi=0$, aplicando la regla de H'ospital, se tiene :

$$s_c = 1 + \frac{1}{\pi + 2} \frac{B}{L} = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

Una zapata circular, puede asimilarse a otra cuadrada de igual área para hallar la capacidad portante (V. Brown y Meyerhof).

Factores de profundidad (D)

La mayoría de las cimentaciones suelen ir enterradas. Si la profundidad de cimentación no es grande, es frecuente que se desprezice la resistencia del terreno situado por encima del plano de cimentación, que puede estar debilitado por las variaciones estacionales de humedad y temperatura y que además puede ser excavado parcialmente para la instalación de ductos, tuberías, etc. Por tal motivo es que a efectos de cálculo se sustituye dicho terreno por una sobrecarga equivalente q . Sin embargo, existen casos en que dicha resistencia contribuye de manera decisiva en la capacidad portante y merece ser tenida en cuenta, tales como cimentaciones para pozos y por supuesto en las cimentaciones profundas. Cuando se quiere tener en cuenta la resistencia del terreno situado por encima del nivel de cimentación, se puede recurrir a coeficientes de profundidad, d .

De acuerdo a estos factores, la ecuación de Hansen implícitamente permite cualquier relación de D/B , por eso puede ser empleada en el análisis de cimentaciones superficiales (zapatas) y profundas (pilas, caissons). El término qN_q , sugiere una gran incremento en q_u con una gran profundidad.

En la siguiente tabla, se presentan los factores de profundidad propuestos por B. Hansen :

Tabla N°3.- Factores de profundidad

d_c	$1+0.4 k (*)$	$\phi > 0$
	$0.4 k$	$\phi = 0$
d_q	$1+2\tan\phi(1-\text{sen}\phi)^2.k$	todo ϕ
d_γ	1.00	todo ϕ

* $k = D/B$ para $D/B \leq 1$

$k = \tan^{-1}(D/B)$ para $D/B > 1$

Estas expresiones generan una discontinuidad cuando $D/B = 1$; sin embargo, nótese el uso de \leq y $>$. Para $\phi = 0$, tenemos :

D/B	0	1	1.5	2	6	10	20	100
dc	0	0.4	0.42	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Notemos que el uso de $\tan^{-1} D/B$ para $D/B > 1$ controla el incremento de d_c y d_q estando en línea con las observaciones de q_{ult} parece aproximarse a un valor límite a alguna razón de D/B , donde el valor de D es denominada profundidad crítica

Corrección por excentricidad

Si una estructura transmite a la base de su cimentación una carga vertical P , y dos momentos M_x y M_y , según los ejes x e y , respectivamente, el sistema formado por estos tres esfuerzos serán estáticamente equivalente a una carga vertical excéntrica de valor P (Fig.2).

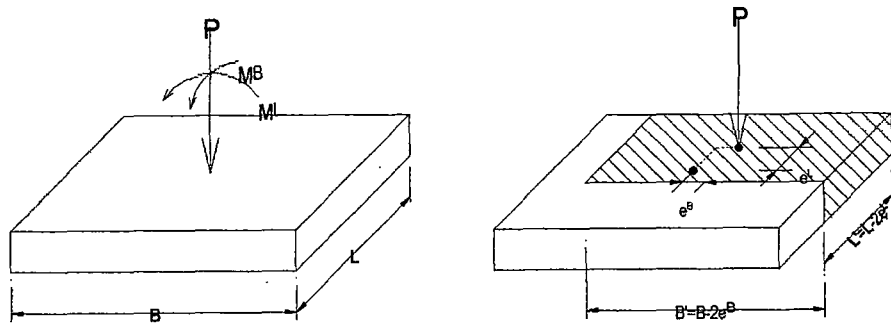


Fig. 2.- Momentos actuantes sobre una zapata

El centro de gravedad del área efectiva, ha de coincidir con la posición de la carga excéntrica, y seguir el contorno más próximo de la base real con la mayor precisión posible, y su forma ha de ser rectangular. La DIN 4017 admite también este cálculo.

El término B' que aparece en la Fig.2b, viene a ser el ancho reducido o ancho útil, debido a la excentricidad de la carga externa y está dada por la expresión:

$$B' = B - 2e$$

Para el caso de doble excentricidad se tendrá un área corregida A' de tal manera que:

$$A' = L' \cdot B'$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

Si la excentricidad es pequeña, el problema es idéntico a la distribución de tensiones sobre la sección recta de una rebanada en Resistencia de Materiales. Para una cimentación continua la distribución de tensiones se muestra en la Fig.3a.

Si la excentricidad es mayor, no se suelen admitir tracciones en el contacto con la base de la cimentación y se obtienen las presiones de la Fig.3b.

En ambos casos la distribución de presiones resulta de establecer el equilibrio de fuerzas y momentos en el contacto.

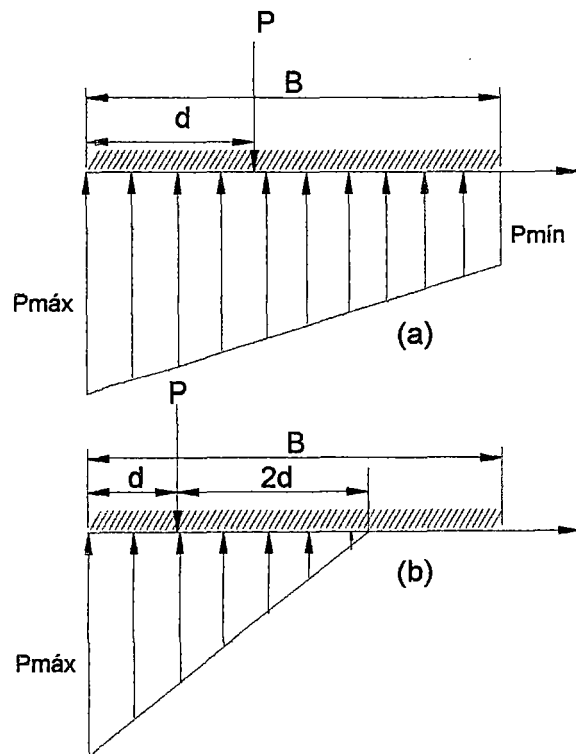


Fig.3.- Distribución de presiones bajo una cimentación rígida
a) excentricidad pequeña, b) excentricidad grande.

Corrección por inclinación de la carga (I)

Para el caso de carga inclinada, B. Hansen propone la siguiente ecuación (Fig.4) :

$$q_u = \frac{V}{A} = cN_c i_c + qN_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_\gamma$$

siendo i los coeficientes de inclinación.

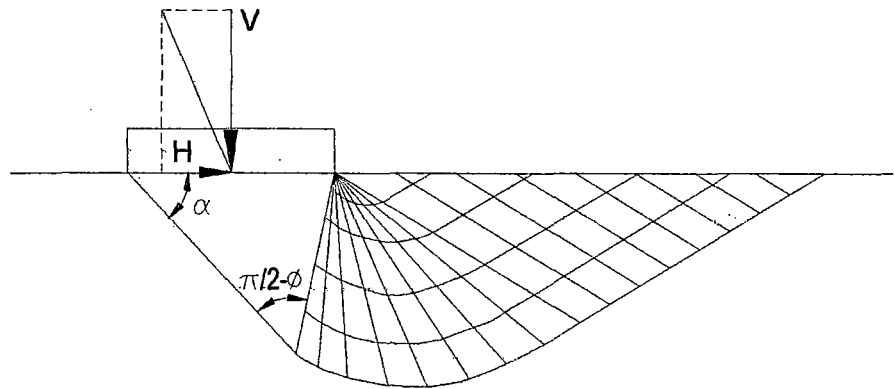


Fig.4.-Características de tensiones para el hundimiento de una zapata bajo carga inclinada en terreno sin peso ni cohesión.

El caso de carga inclinada, en terreno sin peso ni cohesión no ofrece dificultad particular, y fue resuelto por Schultze en 1952. Las características de tensiones se indican en la Fig.4, y el ángulo α puede deducirse inmediatamente de un círculo de Mohr, o de acuerdo a la expresión analítica siguiente:

$$\tan(\alpha - \phi / 2) = \frac{\sqrt{1 - (\tan\beta \cos\phi)^2} - \tan\beta}{1 + \frac{\tan\phi}{\sin\phi}}$$

El coeficiente de inclinación puede hallarse a partir de esta figura, y resulta ser igual a:

$$i_q = \frac{1 + \sin\phi \sin(2\alpha - \phi)}{1 + \sin\phi} e^{-(\pi/2 + \phi - 2\alpha)\tan\phi}$$

Así pues en definitiva, i_q es función de ϕ y β , siendo:

$$\tan\beta = \frac{H}{V}$$

Si existe además cohesión, al aplicar el teorema de los estados correspondientes de Caquot, se obtiene:

$$ic = \frac{N_q I_q - 1}{N_q - 1}$$

Al mismo tiempo, para el estado correspondiente sin cohesión será:

$$\tan \beta = \frac{H}{V + S.c. \cot \phi}$$

El valor de i_q puede obtenerse por la siguiente fórmula aproximada:

$$I_\gamma \approx \left(1 - \frac{H}{V + S.c. \cot \phi} \right)^2$$

Los factores sugeridos por B. Hansen para este efecto, son los siguientes :

$$I_c = I_q - \frac{1 - I_q}{N_a - 1}$$

$$I_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A.c. \cot \phi} \right)^5$$

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A.c. \cot \phi} \right)^5$$

Si el terreno está inclinado un ángulo α , con la horizontal:

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \alpha / 450)H}{V + A.c. \cot \phi} \right)^5$$

Limitaciones :

- $H \leq V \tan \delta + cA'$
- $I_q, I_r > 0$
- $\beta < \phi$
- $\theta + \beta \leq 90$

Corrección por inclinación del talud (G)

Los factores recomendados por el autor, para el caso de cimentaciones apoyadas en un terreno con pendiente θ (Fig.5), son los siguientes :

$$G'_c = \frac{\theta}{147}$$

$$G_c = 1 - (\theta / 147)$$

$$G_q = G_\gamma = (1 - 0.5 \tan \theta)$$

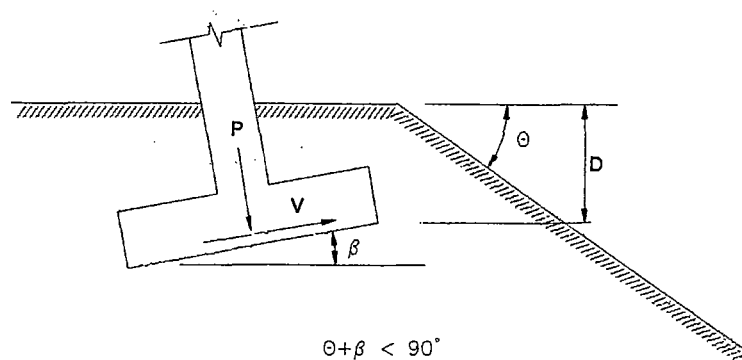


Fig.5.- Cimentación apoyada sobre un talud

Meyerhof resumió a ábacos el caso de cimentaciones apoyadas en taludes, como se vio en el capítulo anterior.

Corrección por inclinación de la base (B)

La gran mayoría de cimentaciones se construye con base horizontal; sin embargo, cuando la carga aplicada es inclinada bajo un ángulo considerable de inclinación respecto a la vertical, puede ser conveniente inclinar la base de la zapata el mismo ángulo de inclinación de la carga aplicada, de modo que sea perpendicular a la base.

$$B'_c = \theta / 147$$

$$B_q = B_\gamma = (1 - 0.5 \tan \theta)^5$$

$$B_c = 1 - \theta / 147$$

θ = inclinación de la base con respecto a la horizontal (positivo hacia arriba)

2.5 TEORIA DE VESIC

Antecedentes

Alexander Sedmad Vesic (1963), sugirió algunos hechos significativos en torno al problema de la capacidad de carga de los suelos, tanto en lo referente a los mecanismos de falla como a su cuantificación.

Este capítulo inicialmente presenta la discusión de la falla por capacidad portante del suelo, considerando el caso simple de una zapata superficial (Fig.1a), sujeta a una carga vertical estática o de tránsito Q . Si se registra el desplazamiento vertical "w" de la cimentación así como la carga Q , se obtiene una curva esfuerzo-deformación similar a la de la (Fig. 1b). La forma de esta curva generalmente depende del tamaño y forma de la zapata, la composición del suelo de soporte, y características, proporción y frecuencia de la carga. Normalmente, la curva indicará la carga última Q_0 que la cimentación puede soportar.

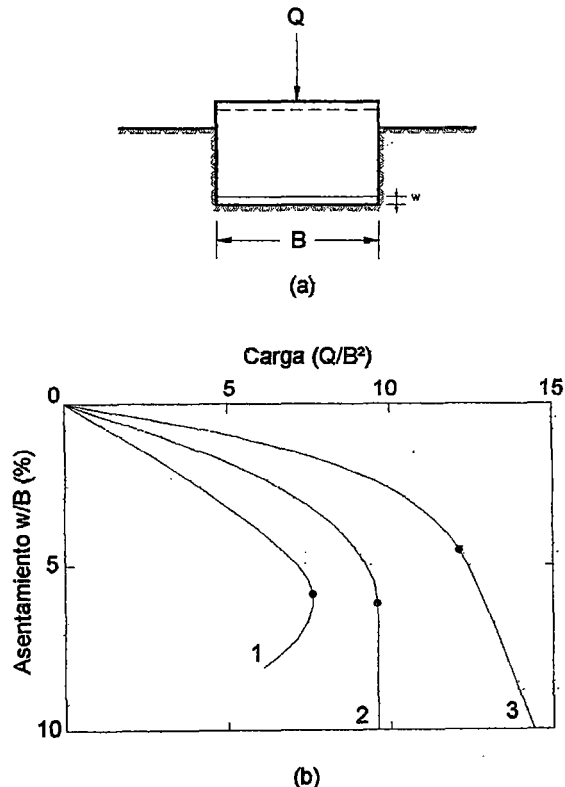


Fig. 1 : Relación Carga Asentamiento de una cimentación superficial

Se sabe de la observación del comportamiento de las cimentaciones sujetas a la acción de una carga, que la falla por capacidad portante ocurre generalmente como falla por corte del suelo que apoya la cimentación. Los tres principales modos de falla por corte bajo cimentaciones, han sido descritas en la literatura como :

- Falla por corte general
- Falla por corte local
- Falla por punzamiento

a) **Falla por Corte General.**- Se caracteriza por la existencia de un patrón de rotura bien definido, que consiste en una superficie de deslizamiento continuo, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno. En condiciones de prueba bajo carga controlada, ocurre una falla súbita y catastrófica con una inclinación sustancial del cimientto.

Cuando la prueba se hace con desplazamiento controlado, se observa que se define una carga máxima correspondiente a un desplazamiento pequeño, y que disminuye cuando los desplazamientos siguen aumentando. Para ambos modos de prueba se observa una expansión del suelo de los lados del cimientto aunque el colapso final ocurre de un sólo lado Fig. 2(a).

b) **Falla por Corte Local.**- Se caracteriza por un patrón de rotura que sólo se define claramente debajo de la cimentación Fig.2(b), y que consiste en una cuña y superficie de deslizamiento que empiezan en los bordes del cimientto, como en el caso de la rotura por corte general. Existe marcada tendencia al hinchamiento del suelo a los lados de la cimentación, la compresión vertical debajo de la cimentación es apreciable y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la masa del suelo. Solo en caso de un desplazamiento vertical considerable del cimientto, del orden de la mitad de sus ancho o del diámetro de la zapata, por lo menos,

puede llegar a ocurrir que las superficies de deslizamiento lleguen a aflorar a la superficie del suelo, pero aún en este caso no se produce colapso catastrófico, ni inclinación del cimiento y al seguir aumentando la carga, aquel se empotra movilizando la resistencia de estratos más profundos del suelo. Este tipo de falla representa realmente un tipo de transición entre la falla por corte general y por punzonamiento.

- c) **Falla por Punzamiento.**- En la Fig.2c, se tiene el mecanismo de falla por punzamiento. Esta falla se caracteriza por un patrón que no es fácilmente observable; al aumentar la carga. El movimiento vertical de la cimentación se debe a una compresión volumétrica del suelo bajo ella y cuando la penetración aumenta ocurre una ruptura vertical, por corte alrededor del cimiento. La superficie del suelo en torno al cimiento casi no se altera, por lo que no se observan movimientos previos a la ruptura.

Al seguir aumentando la carga, se sigue manteniendo el equilibrio del cimiento, tanto vertical como horizontalmente y no llega a producirse un colapso visible, salvo pequeños asentamientos bruscos del cimiento. Se requiere un aumento continuo de la carga vertical para mantener el movimiento de la cimentación en sentido vertical.

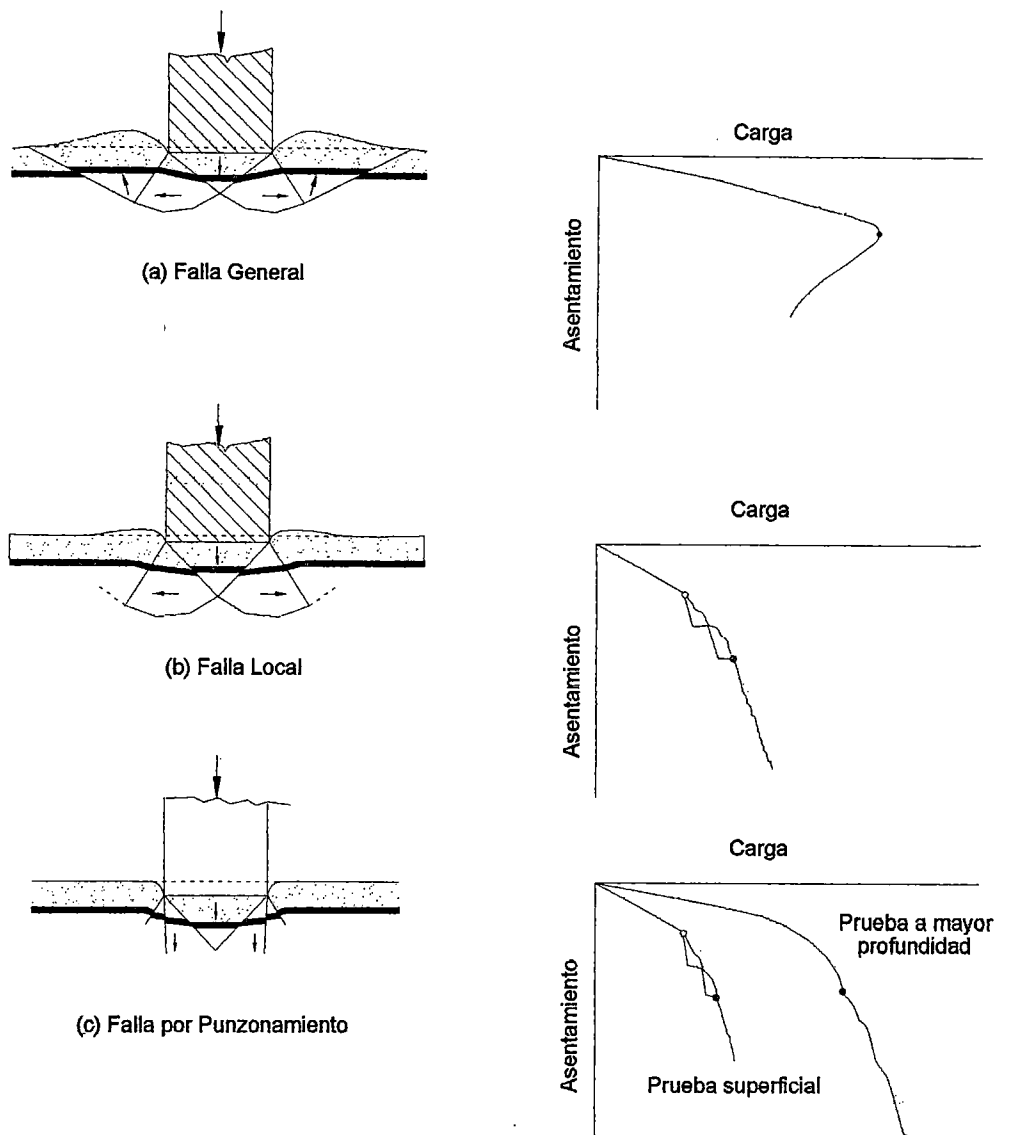
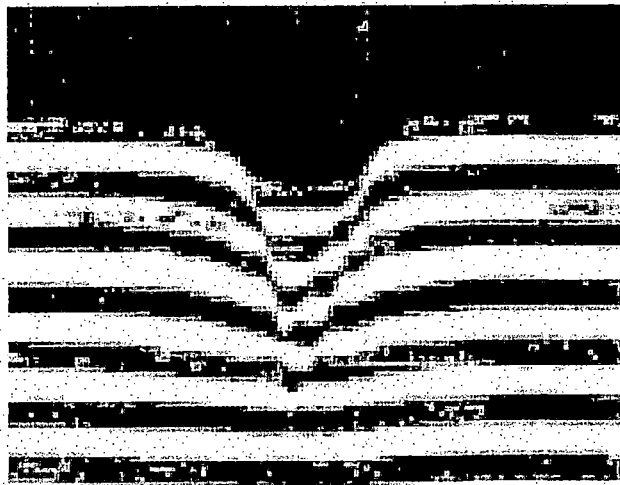
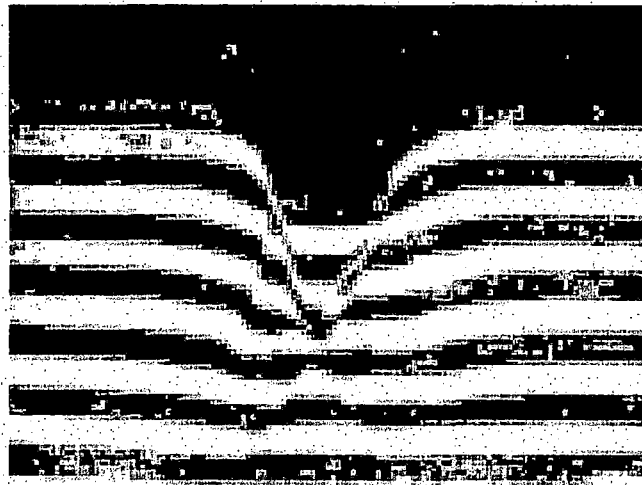


Figura 2.- Formas de Falla por Capacidad de Carga (Vesic,1963)

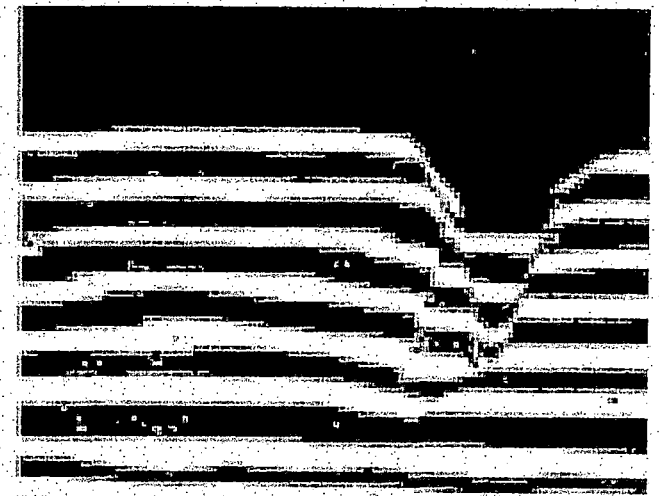
El tipo de falla que puede esperarse en un caso particular depende de ciertos factores que han sido parcialmente investigados, Vesic afirma que en términos generales, el tipo de falla depende de la compresibilidad relativa del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existente.



a) Falla por punzonamiento ($D_r=15\%$)



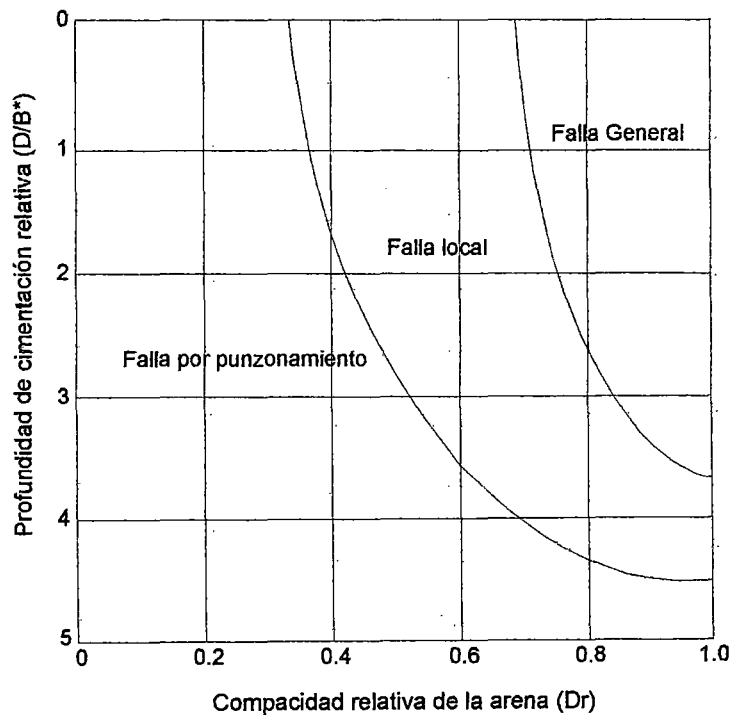
b) Falla por corte local ($D_r=47\%$)



c) Falla por corte general ($D_r=100\%$)

Fig. 3.- Tipos de falla característicos observados en modelos de zapatas rectangulares sobre arena seca (Dee Beer, Vesíc, 1968)

En un suelo prácticamente incompresible, con una resistencia al esfuerzo cortante finita, el tipo será de falla por corte general. En caso contrario, si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia el tipo de falla será por punzonamiento. Como ejemplo diremos que un cimiento se apoya sobre arena compacta fallará normalmente por corte general, mientras que el mismo cimiento se apoya sobre una arena suelta fallará por punzonamiento. Sin embargo es importante hacer notar que el tipo de suelo no determinó el tipo de falla, tal es así que el cimiento de referencia cimentado sobre una arena compacta puede fallar por punzonamiento, si se coloca a mayor profundidad, así la carga se aplica de manera transitoria y dinámica. Así mismo estacionamiento fallará por punzonamiento, si a la arena compacta sobre la que se apoya, la subyace un estrato compresible de arena suelta o de arcilla normalmente consolidada.



$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares
 $B^* = B/2BL(B+L)$ para zapatas rectangulares

Fig. 3.- Formas típicas de falla en arena

Igualmente, una cimentación sobre arcilla saturada, normalmente consolidada fallará por corte general y se carga de manera que no pueda ocurrir cambio de volumen; en tanto que puede fallar por punzonamiento, si se carga con lentitud suficiente para permitir que todo el cambio de volumen se produzca en el suelo sujeto a la carga.

A pesar de ser bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existen criterios numéricos generales que permitan predecir el tipo de rotura que se presentará. El único parámetro racional propuesto hasta ahora para la evaluación de la compresibilidad relativa de masas de suelo sujetas a cargas, es el índice de rigidez (I_r) que se define así :

donde :

$$I_r = \frac{G}{c + q \tan \phi} \dots \dots (1)$$

I_r = es el índice de rigidez

G = módulo de deformación tangencial

c y ϕ = parámetros de resistencia del suelo

Este índice que aparece en las soluciones del problema de expansión de cavidades dentro de un sólido infinito, se asocia con el supuesto comportamiento elastoplástico perfecto del suelo. Para tomar en cuenta también la deformación volumétrica media Δ en la zona plástica, se ha sugerido (Vesic et. al, 1965) que el valor dado por la ecuación 1 debe reducirse a $I_{rr} = \zeta_v I_r$, en que :

$$\zeta_v = \frac{1}{1 + I_r \Delta} \dots \dots \dots (2)$$

Se sabe que el índice de rigidez varía con el nivel de esfuerzos y las condiciones de carga (Vesic, 1965a). Un valor alto de I_{rr} , mayor de 250, implica de manera definitiva un suelo relativamente incompresible, mientras un valor bajo, por ejemplo de 10, implica un suelo relativamente compresible. Sin embargo, en ausencia de soluciones teóricas para un sólido elastoplástico, la única manera, que no sea semiempírica, de predecir el tipo de falla es utilizar el índice I_r . Más

adelante, al considerar la influencia de la compresibilidad del suelo, se indican otras posibilidades a este respecto.

Criterio de Carga Ultima

Es evidente que la "falla" de una cimentación se define solo en el caso de falla por corte general en que se alcanza la carga límite de rotura al mismo tiempo que aparecen líneas de deslizamiento en la superficie del suelo y sigue el colapso de la cimentación con un notorio hinchamiento del suelo al lado de la zapata. En contraste, el punto crítico en los otros dos tipos de falla (por corte local o por punzonamiento) no se define con precisión y resulta difícil de precisar. En caso de falla de cimentaciones en la superficie de una masa arenosa, por corte local o por punzonamiento, se ha observado (De Beer y Vesic, 1965) que puede presentarse una falla "inicial", que se caracteriza por una deformación plástica súbita y considerable bajo la zapata que puede ocurrir al inicio del proceso de carga, sin embargo, para observar esta falla inicial es necesario aplicar una carga controlada. Puesto que la mayoría de las pruebas de carga se efectúan con gatos hidráulicos, no puede observarse esta "falla inicial con incertidumbre" y, por tanto, su observación es el valor práctico limitado.

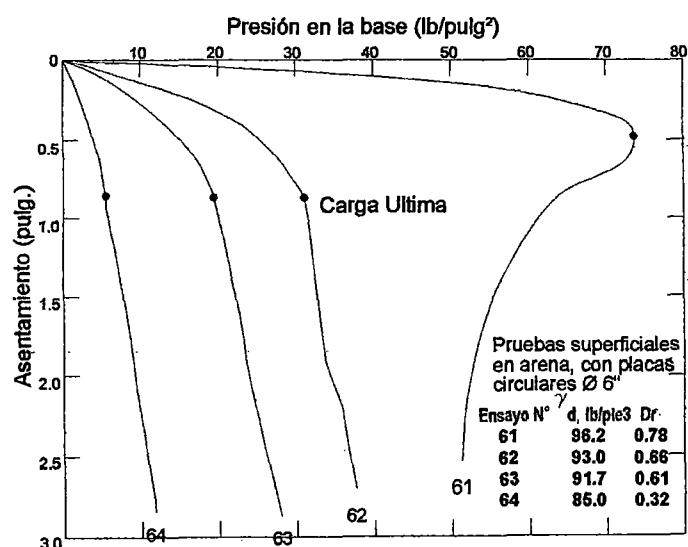


Fig. 5.- Criterio de Carga Ultima, basado en la pendiente mínima de la curva carga-asentamiento.

Un criterio versátil de la carga límite de falla que puede recomendarse para usos generales, es aquel que la define como el punto donde la pendiente de la carga asentamiento se vuelve horizontal, o bien, alcanza un valor mínimo constante (Vesic, 1963, ver Fig. 5). Otro criterio de carga límite muy conveniente, sugerido por Christiaens (De Beer, 1967), define la carga última en el punto donde la curva log carga – log asentamiento cambia de pendiente (Fig. 6). Sin embargo ambos requieren que en la prueba de carga se alcancen desplazamientos considerables, de preferencia del orden de 50 por ciento del ancho de la cimentación. Asimismo, es preferible desde un punto de vista práctico, establecer un criterio de asentamiento crítico, o sea, el asentamiento requerido para movilizar la carga límite de rotura, dicho criterio se justifica dentro de la filosofía básica de diseño de cimentaciones, que considera un asentamiento excesivo como falla de la cimentación.

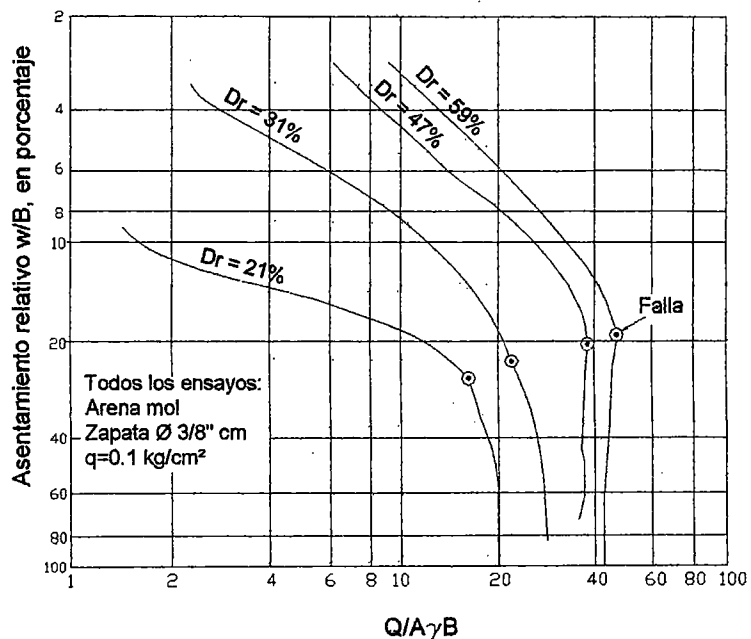


Fig. 6.- Criterio de falla límite basado en las gráficas del logaritmo del asentamiento vs el logaritmo de la carga.

Por tanto, es importante establecer la magnitud de los asentamientos que se requieren para movilizar las cargas límites. Observaciones hechas en arcillas saturadas (Skempton, 1961) indican que estos asentamientos pueden ser de 3 a 7 por ciento del ancho de la zapata, aproximadamente, en el caso de zapatas superficiales, aumentando hasta 15 por ciento en el caso de zapatas profundas. Para cimentaciones sobre arena, los asentamientos varían de 5 a 15 por ciento en el caso de zapatas superficiales y pueden alcanzar el 25 por ciento para zapatas profundas (Muhs y Kahl, 1954; De Beer y Vesic, 1958; Vesic, 1963; De Beer, 1967). Parece que existe una tendencia general hacia un aumento en los asentamientos límites con el tamaño de las zapatas (De Beer, 1965a, 1967), por lo que, es aconsejable llevar pruebas de carga de zapatas y placas sobre suelos sueltos y compresibles a asentamientos de 25 por ciento del ancho de la zapata como mínimo, excepto cuando la carga límite pueda observarse a deformaciones menores. Si no se puede definir la carga límite con certeza, es conveniente, en la práctica, adoptar un límite de asentamiento crítico, tal como 10 por ciento de la profundidad de la zapata (Se ha propuesto y utilizado en muchas ocasiones el mismo límite para pilotes hincados a golpes, Vesic. 1967).

Cálculo de la Carga Última

El cálculo de la carga límite de una cimentación superficial representa un problema de equilibrio elastoplástico, pudiéndose resolver en principio, lo casos de simetría axial y deformación plana. Para encontrar soluciones aceptables es seleccionar con criterio el modelo matemático que represente el comportamiento del suelo, o bien conocer sus relaciones constitutivas (esfuerzo, deformación, tiempo).

Los posibilidades de la predicción teórica de la carga límite, se reducen por ahora a los casos de suelos relativamente incompresibles o el caso de falla por corte general. Sin embargo en la práctica se usan las soluciones disponibles para suelos compresibles.

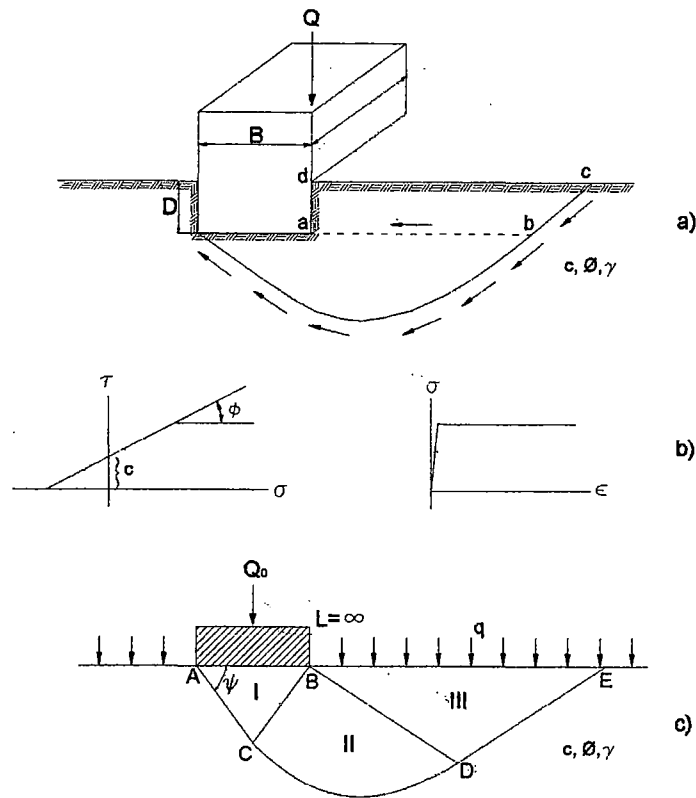


Fig. 7.- Problema de capacidad de carga de cimentaciones superficiales

Por lo general, el problema se formula como sigue (Fig. 6a): se considera una cimentación regular de ancho B y largo L , apoyada en una masa del suelo a una profundidad D . La masa del suelo es de extensión semi-infinita y homogénea, tiene un peso volumétrico γ y propiedades de resistencia al esfuerzo cortante definidas por una envolvente de Mohr recta con características de resistencia c y ϕ , y una curva de esfuerzo-deformación típica de cuerpo rígido-plástico (Fig. 7b). Se trata de determinar la carga máxima $q_0 = Q_0/BL$ que la cimentación pueden soportar.

Para resolver el problema se admiten las simplificaciones siguientes:

- a.- Se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de bc , del suelo que actúa como sobrecarga (Fig. 7a).
- b.- No se toma en cuenta la fricción entre la sobrecarga y la cimentación a lo largo de ad (Fig. 7a), ni también entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de ab .
- c.- Se supone que el largo L es grande comparado con el ancho B de la cimentación.

Es decir, el suelo superficial queda reemplazado por una sobrecarga $q=\gamma D$. Al mismo tiempo, se suponen condiciones de deformación plana.

Las simplificaciones de a y b , siempre conservadoras, se justifican en la mayoría de los casos. Por lo general, el suelo superficial carece de resistencia y se encuentra agrietado cuando la cimentación se coloca por medio de excavación y relleno. La simplificación c , que equivale a suponer la cimentación como una franja infinita de ancho B , se justifica estrictamente para $L/B > 10$ y en la práctica para $L/B > 5$. Las correcciones que se introducen para $L/B < 5$ y formas no rectangulares se consideran posteriormente.

El problema formulado según la Fig. 7c, se resolvió empleando los métodos de la teoría de la plasticidad. La solución básica disponible indica que el patrón de falla debe consistir en tres zonas: I, II y III. La I es una zona de Rankine activa, que empuja una zona de Prandtl radial II en sentido lateral y una zona de Rankine pasiva III hacia arriba. El límite inferior ACDE de la masa del suelo desplazada se compone de dos líneas rectas AC y DE, con inclinación de $45^\circ + \phi/2$ y $45^\circ - \phi/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente. La forma de la curva CD que las liga, depende del ángulo ϕ y la relación $\gamma B/q$. Para $\gamma B/q \rightarrow 0$ ("suelo sin peso") la curva sigue una espiral logarítmica, que degenera en un círculo cuando $\gamma=0$. En el caso general ($\gamma B \neq 0$), la curva queda entre una espiral y un círculo, siempre que $\phi \neq 0$. Para un suelo sin fricción ($\phi=0$), la curva

siempre tiene forma de círculo. Todas estas conclusiones fueron confirmados experimentalmente por De Beer, Vesic y otros, aunque el ángulo resultó un poco más grande de $45^\circ + \phi/2$, al menos para cimentaciones rectangulares largas sobre arena.

No se ha encontrado una solución analítica cerrada al problema así formulado, y probablemente no se encontrará, excepto en casos especiales. Para un suelo sin peso ($\gamma=0$), Prandtl y Reissner han demostrado que :

$$q_o = cN_c + qN_q \dots \dots \dots (3)$$

donde N_c y N_q son factores de capacidad de carga adimensionales, definidos por:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \dots \dots \dots (4)$$

Para un suelo cohesivo sin sobrecarga ($c=0$, $q= \gamma B$), puede demostrarse que:

$$q_o = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (5)$$

donde N_γ es un factor de capacidad de carga también adimensional, que sólo puede evaluarse numéricamente, y que varía considerablemente con el ángulo ϕ . Los valores numéricos, tomados de un análisis hecho por Caquot y Kerisel (1953), en que se supone que $\psi=45^\circ + \phi/2$, pueden aproximarse, con un error que deja un margen de seguridad (que no pasa el 10 por ciento para $15^\circ < \phi < 45^\circ$ ni el 5 por ciento para $20^\circ < \phi < 40^\circ$ por medio de la expresión analítica :

$$N_\gamma \approx 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi \dots \dots \dots (6)$$

Los valores N_γ para todos los casos intermedios, donde $c \neq 0$, $q \neq 0$ y $\gamma \neq 0$, se combinan en las ecuaciones 3 y 5 en :

$$q_0 = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots (7)$$

que se conoce como la ecuación de Terzaghi (Buisman, 1940, Terzaghi, 1943). Esta suposición no es estrictamente correcta, sin embargo lleva a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17 a 20 por ciento para $30^\circ < \phi < 40^\circ$, y que es igual a 0 para $\phi = 0$ (Lundgren y Mortensen, 1953; Hansen y Christensen, 1969).

En la Tabla N°1, se presentan los valores numéricos para los factores de capacidad portante N_c y N_q N_γ , cuyos valores se grafican en la Fig.8.

Existe una gran variedad de soluciones de este problema. Mientras las variaciones en los valores N_c y N_q que se proponen son insignificantes, las modificaciones en los valores N_γ , que dependen en gran parte de ψ son sustanciales, variando de la tercera parte al doble de los valores que se muestran en la Tabla anterior.

A pesar del intenso trabajo experimental sobre este punto, el problema de la determinación de los valores N_γ ha quedado sin solución durante mucho tiempo, debido a la dificultad de seleccionar un valor representativo para el ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ en el cálculo de la capacidad de carga. Ciertos autores (Meyerhof, 1953; Brinch Hansen, 1970) hacen uso del valor ϕ obtenido en pruebas de deformación plana, el cual según ellos, puede ser hasta 10 por ciento más grande que el valor obtenido en la prueba triaxial convencional. Esto contribuye a explicar los resultados de pruebas en placas rectangulares largas sobre la superficie del suelo, pero crea dificultades para la interpretación de los resultados de ensayos en placas circulares colocadas a cierta profundidad. Sin embargo, cabe hacerse la pregunta ¿hasta qué punto las condiciones de los esfuerzos de suelo, a lo largo de

una superficie de deslizamiento bajo una zapata circular, se aproximan más a condición $\sigma_2 = \sigma_3$ que a condiciones de deformación plana?

Más peso tiene el argumento que una falla por corte en el suelo debajo de la cimentación es un fenómeno de falla progresiva a niveles variables de esfuerzos (Muhs, 1963; De Beer, 1965a, b, 1967). Así, cuando la línea de deslizamiento ACDE en la Fig. 7c alcanza el punto E, empezando a movilizar la máxima resistencia al esfuerzo cortante, la resistencia del suelo donde la línea empieza (punto A) estará muy por debajo de la máxima. Además, el nivel de esfuerzos en el punto A es más alto que en E. Asimismo, en vista de la conocida curvatura de la envolvente de MOHR a bajos niveles de esfuerzos, el ángulo ϕ en el punto A debe ser menor que en el E. Deben tomarse en consideración estos hechos cuando se busca un valor ϕ representativo. Siguiendo estos lineamientos, De Beer ha sugerido (ref. 18) que las evaluaciones de la capacidad de carga deben de hacerse usando las características de resistencia correspondiente a un esfuerzo normal promedio igual a :

$$\sigma_0 = \frac{1}{4}(q_0 + 3q)(1 - \text{sen } \phi) \dots \dots \dots (8)$$

Mientras continua la discusión e investigación de estos y otros problemas relacionados con la evaluación de la capacidad de carga, existe marcada tendencia, tanto de ingenieros prácticos como de investigadores, por retener los factores Prandtl-Reissner y de Caquot y Kerisel (Tabla 1), como los más confiables que se tiene a disposición. Los factores de Terzaghi, anteriormente de uso general, aunque no muy diferentes numéricamente, se están abandonando, puesto que se basan en patrones de falla obviamente equivocados.

Tabla N°1 : Factores de Capacidad Portante N_q , N_c y N_γ
Alexander Vesic (1973)

Tabla N°2

ϕ grad	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.19	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.34	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.81	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.21	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.02	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.21	0.88	0.87
42	93.71	85.37	155.54	0.91	0.90
43	105.11	99.01	186.53	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.63	0.97	0.97
45	133.87	134.87	271.75	1.01	1.00
46	152.10	158.50	330.34	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.65	1.08	1.07
48	199.26	222.30	496.00	1.12	1.11
49	229.92	265.50	613.14	1.15	1.15
50	266.88	319.06	762.86	1.20	1.19

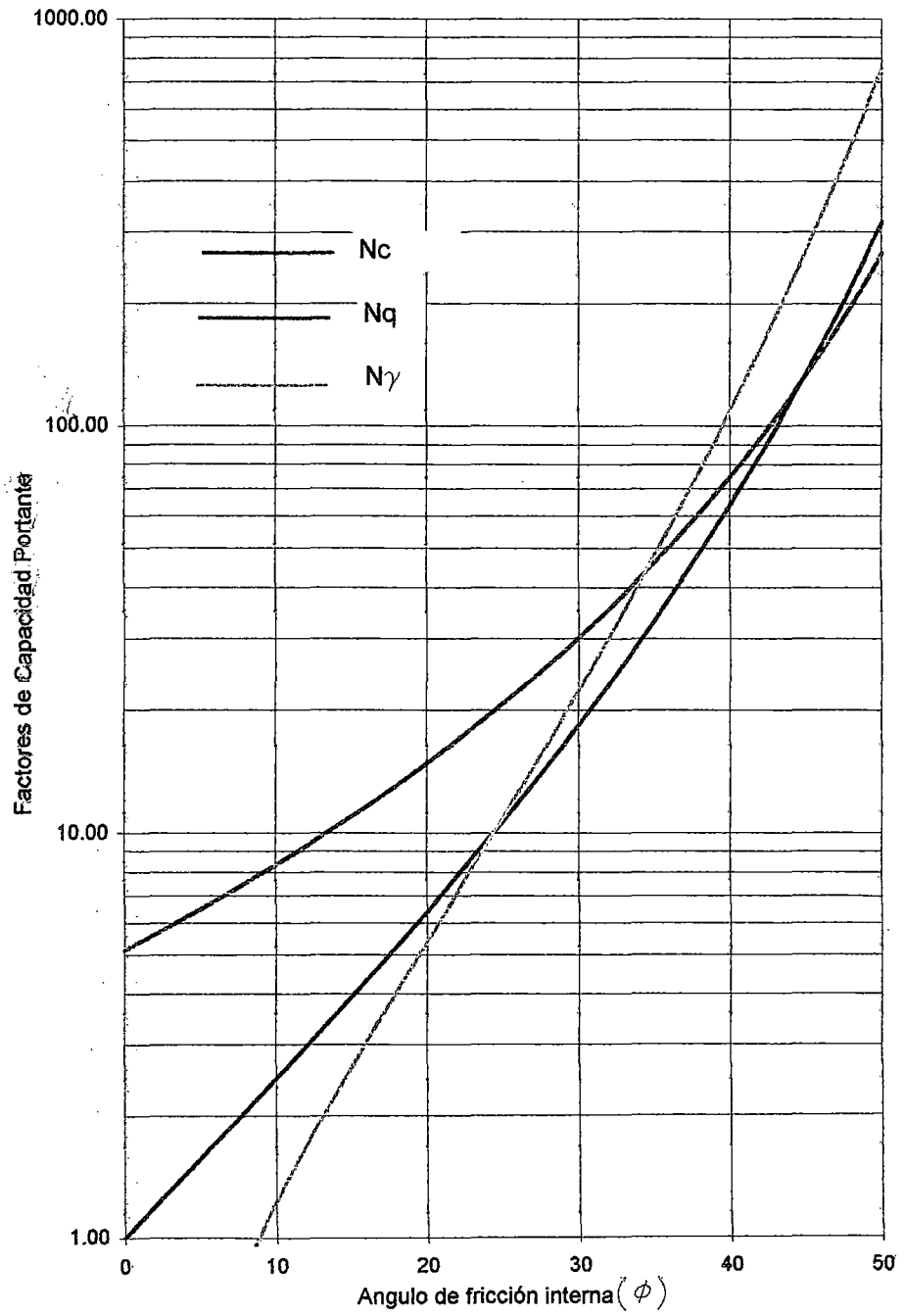


Fig.7.- Factores de capacidad portante (Vesic, 1973)

Efectos de la forma de la cimentación

Son considerables las dificultades matemáticas para llegar a soluciones en problemas de cimentaciones no rectangulares. Hasta ahora solo se ha resuelto el caso de una zapata circular con simetría axial (Ishlinskii, 1960; Cox, Eason y Hopkins, 1961). Las soluciones propuestas hacen uso de ciertas suposiciones en cuanto al comportamiento del suelo, que no se han comprobado experimentalmente ("plasticidad completa"), cuyos resultados difieren, al menos en parte, de las observaciones existentes (cf. Hansen y Crhistensen, 1969).

Por tanto, el método de evaluación del efecto de la forma de la cimentación ha sido en gran medida semiempírico. Con base en pruebas de carga comparativas en zapatas de diversas formas incluyendo rectángulos largos, se ha hecho de uso general la siguiente modificación de la ecuación 7:

$$q_0 = cN_c \zeta_c + qN_q \zeta_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \zeta_\gamma \dots\dots\dots(9)$$

En esta expresión, N_c , N_q y N_γ son los ya mencionados factores de capacidad de carga para una cimentación de longitud infinita, o para un rectángulo largo, mientras que ζ_c , ζ_q y ζ_γ , son parámetros sin dimensiones llamados factores de forma, que dependen también del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ del suelo, y de otros parámetros. Sin embargo, muchos se toman como constantes o simplemente como funciones de la forma geométrica de la cimentación. Expresiones para los factores de forma, basadas principalmente en experimentos extensivos que se llevaron a Cabo en Gante (De Beer, 1967), se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 2.- Factores de Forma

Forma de la base	ζ_c	ζ_q	ζ_γ
Rectangular	$1+(B/L)(Nq/Nc)$	$1+(B/L)\tan\phi$	$1 - 0.4B/L$
Circular o cuadrada	$1+(Nq/Nc)$	$1+\tan\phi$	0.60

Efecto de la inclinación y excentricidad de la carga

Las discusiones precedentes han considerado en caso de cimentaciones sujetas a cargas verticales centradas. Si la carga es inclinada o excéntrica, o, lo que generalmente sucede, inclinada o excéntrica, el problema se complica debido a la presencia de la componente horizontal P de la reacción de la zapata (Fig. 9a). La falla puede ocurrir por deslizamiento de la base de la cimentación o por corte general del suelo de soporte.

La componente horizontal de deslizamiento P, relativa a la componente vertical de reacción de la cimentación esta dada por la expresión :

$$P_{max} = Q \tan \phi + A' c_a \dots \dots \dots (10)$$

donde A' es el área de soporte efectiva de la cimentación, mientras que c_a y φ representan la adhesión y el ángulo de fricción entre el suelo y la zapata. Se puede ver de acuerdo a Schultze y Horn (1967), que δ = φ_f y que la adhesión en arcillas blandas es igual a la resistencia al corte no drenada.

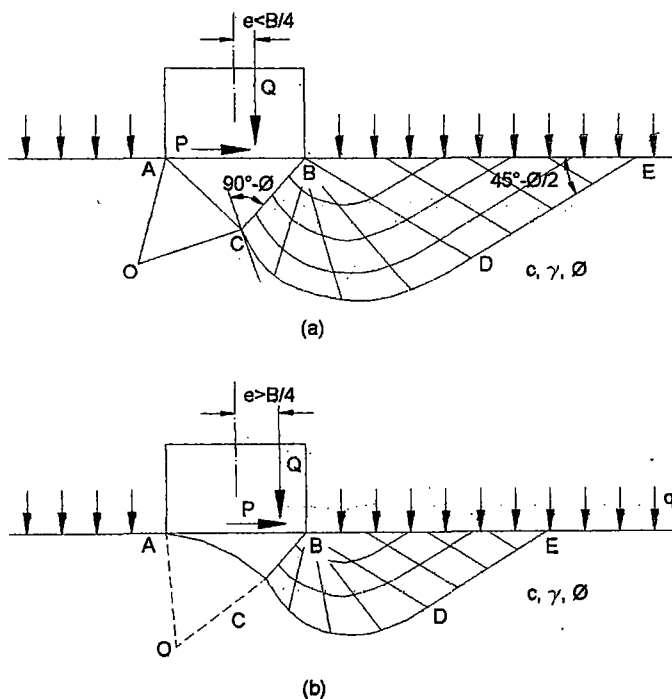


Fig. 9.- Patrones de deslizamiento teóricos bajo cargas excéntricas e inclinadas.

Se debe realizar un análisis similar al de una carga vertical centrada, para determinar la componente vertical última Q_0 que producirá la falla por corte general. Dicho análisis descubre, como antes, la existencia de tres zonas bajo la zapata, cuyo tamaño se puede reducir apreciablemente con el incremento de la inclinación y excentricidad de la carga (Fig.9 a, b). La zona I es una cuña elástica, ABC, que es de forma triangular con tal que la carga esté centrada (Schultze 1952; Sokolovsky, 1960). Para cargas excéntricas, el lado AC de los de la cuña toma la forma de círculo cuyo centro coincide con el centro de rotación de la zapata (Fig. 9 a, b) (Brinch Hansen, 1953, 1955).

Con tal de que la excentricidad de la carga sea menor que $B/4$, el centro de rotación permanece sobre el lado opuesta a la carga (Fig. 9a). Para $e=B/4$ el centro está exactamente bajo el extremo de la zapata, para mayores excentricidades se mueve más hacia el eje de la zapata causando el levantamiento del lado menos cargado de la zapata (Fig. 9b). (Por razones obvias, se debe evitar emplear en el diseño, la última condición). Para dar una adecuada seguridad contra el levantamiento del extremo de la zapata, se recomienda normalmente que la excentricidad no exceda de $B/6$.

Investigaciones teóricas y experimentales muestran que es conservador tomar en cuenta la excentricidad considerando un ancho efectivo $B'=B-2e$ de la zapata, en lugar del ancho actual (Be Beer, 1949; Meyerhof 1953). En la actualidad, podría ser conveniente introducir la influencia de la inclinación de la carga multiplicando los términos individuales de la ecuación 9 por los factores de inclinación ζ_{ci} , ζ_{qi} , $\zeta_{\gamma i}$ (Schultze, 1952; Brinch Hansen, 1961). De este modo, la ecuación de capacidad portante para el caso general de carga inclinada y excéntrica se puede escribir bajo la forma :

$$q_0 = \frac{Q_0}{B' L'} = cNc\zeta_c\zeta_{ci} + qN_q\zeta_q\zeta_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\zeta_\gamma\zeta_{\gamma i} \dots\dots\dots(11)$$

donde $L'=L-2e_L$, es la longitud efectiva de la zapata, que toma en cuenta la posible excentricidad de la carga e_L en la dirección longitudinal.

Basados en análisis rigurosos para el problema de deformación plana de una cimentación sobre suelo sin peso que soporta una carga centrada e inclinada (Fig. 9), Brinch Hansen (1961) propuso la siguiente expresión aproximada, para el facto ζ_{qi} :

$$\zeta_{qi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' \cot \phi} \right]^2 \dots\dots\dots(12)$$

A Partir del teorema de correspondencia se puede hallar (De Beer y Ladanyi, 1961).

$$\zeta_{ci} = \zeta_{qi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_c \tan \phi} \dots\dots\dots(13)$$

Se puede demostrar fácilmente (Vesic, 1970) que para $\phi=0$, la última expresión se pueden convertir en :

$$\zeta_{ci} = 1 - \frac{2P}{B' L' c N_c} \dots\dots\dots(14)$$

Un análisis similar para una zapata en superficie de un suelo con peso (Sokolovskii, 1960), sugiere el siguiente valor para el factor de inclinación de la carga ζ_{yi} :

$$\zeta_{yi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' c \cot \phi} \right]^3 \dots\dots\dots(15)$$

Estos valores son considerablemente más altos que los propuestos por Brinch Hansen (1961) y ligeramente más altos que los dados en los últimos cálculos por el Instituto Geotécnico Danish (Brinch Hansen 1970). Existe buena concordancia con los resultados experimentales sobre el tema (Giraudet, 1965).

A partir de las expresiones 12 y 15, se han derivado análisis de deformación plana, que deben ser aplicados, estrictamente hablando, solo al caso de una cimentación muy larga bajo cargas inclinadas en la dirección del lado más corto B de la cimentación. Sin embargo, el caso de cargas inclinadas en la dirección del lado más largo L de la cimentación es de igual o de mayor interés en la práctica. La evidencia experimental sobre el tema, es amplia a partir de los ensayos DEGEBE con modelos a gran escala de cimentaciones superficiales sobre arena (Muhs y Weiss, 1969) sugieren que hay una diferencia distinta en los efectos de inclinación de la carga en los dos casos. Por eso, la dirección de la inclinación de la carga así como la relación B/L de los lados de la zapata tienen efecto de factor de inclinación. Quedan aun por realizar investigaciones mas detalladas, sugeridas (Vesic, 1970) que la expresión 12 y 15 puede ser reemplazada por :

$$\zeta_{qi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' c \cot \phi} \right]^m$$

$$\zeta_{yi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' c \cot \phi} \right]^{m+1} \dots\dots\dots(16)$$

donde el exponente m es igual a :

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \dots\dots\dots(17)$$

como la dirección de la inclinación de la carga está en la dirección del lado más corte B de la cimentación. En el caso contrario, cuando la inclinación está en la dirección de lado más largo L de la cimentación, la exponente en las expresiones 12 y 15 es :

$$m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \dots\dots\dots(18)$$

De acuerdo a las ecuaciones 12 y 13, la expresión 14, válida para $\phi=0$, viene a ser :

$$\zeta_{ci} = 1 - \frac{mP}{B' L' cN_c} \dots\dots\dots(19)$$

Los factores ζ_{ci} para otros valores de ϕ se pueden hallar, de la misma manera, con la ecuación 13.

Si la inclinación de la carga está en la dirección n , haciendo un ángulo θ_n con la dirección del lado de longitud L de la cimentación se sugiere interpolar entre los exponentes m_L y m_B y seleccionar para el análisis un exponente determinado como :

$$m_n = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \text{sen}^2 \theta_n \dots\dots\dots(20)$$

Para formas diferentes al rectángulo, el área efectiva de la cimentación puede determinarse del rectángulo equivalente, construido de modo que su centro geométrico coincide con el punto de aplicación de la carga y está próximo al borde del área de la base actual.

En la siguiente figura, se muestran algunos ejemplos de diferentes áreas con un área rectangular equivalente.

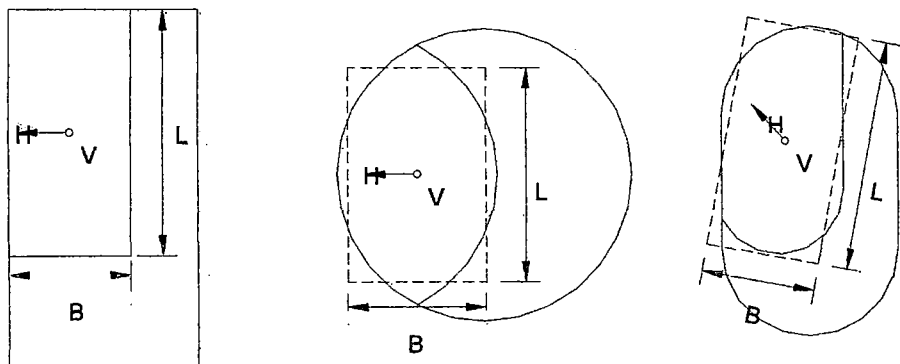


Fig.10.- Areas efectivas y equivalentes de una cimentación.

Efecto de la inclinación de la base y de la superficie del terreno

Existen situaciones en la práctica de la ingeniería donde la cimentación puede estar inclinada para facilitar la transmisión de reacciones horizontales más grandes. Asimismo, a menudo la superficie del terreno bajo la cimentación superficial se coloca inclinada con respecto a la horizontal. Ambas situaciones se muestran en la Fig.10, donde el ángulo de base inclinada se denota por α y la pendiente del talud por ω , de signo positivo hacia abajo. Como en el caso de carga inclinada, se ha encontrado conveniente introducir estos dos efectos multiplicando los términos individuales de la ecuación de capacidad portante (ec.9) con factores de inclinación de base ζ_t y/o factores de inclinación del terreno ζ_g , análogos a factores ζ_i en la ecuación 11 (Horsvlev, 1970; Brinch Hansen, 1970). Sobre la base de ensayos realizados por Meyerhof (1953) para suelo sin peso y para zapatas en superficie sobre suelo con peso (Brinch Hansen, 1970), se propone la siguiente expresión para el factor de inclinación :

$$\zeta_{qt} = \zeta_{gt} = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2 \dots \dots \dots (21)$$

Para encontrar ζ_{ct} se puede emplear, como anteriormente, la expresión 13. El valor límite de ζ_{ct} para $\phi=0$ es:

$$\zeta_{ct} = 1 - [2\alpha / (\pi + 2)] \dots \dots \dots (22)$$

donde α se expresa en radianes. La ecuación 21 es muy aproximada y es algo conservadora para ζ_{qt} . Tiene la ventaja de alcanzar el valor límite correcto para ζ_{ct} , cuando $\phi=0$ (ecuación 22).

Para factores de inclinación del terreno, Brinch Hansen (1970) señaló que ζ_{gg} varía con ω , justo como el factor de inclinación de carga ζ_{qi} varía con $P/(Q+B'L'c \cdot \cot \phi)$. También se puede mostrar que, para propósitos prácticos, $\zeta_{yg} = \zeta_{qg}$. Entonces, podemos adoptar lo siguiente:

$$\zeta_{cg} = [1 - \tan \varpi]^2 \dots\dots\dots(23)$$

El factor cohesión ζ_{cg} puede encontrarse, igual que antes, a partir de la ecuación 13. El valor límite de este factor para $\phi=0$, es:

$$\zeta_{cg} = 1 - [2\varpi / (2\pi + 2)] \dots\dots\dots(24)$$

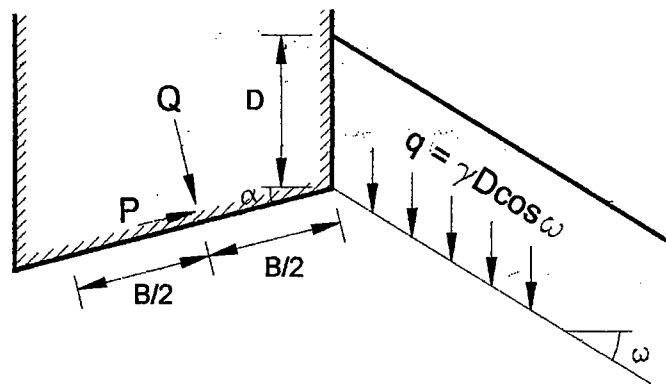


Fig. 11.- Cimentación con base inclinada y superficie del terreno en talud.

Se puede observar, sin embargo, que la existencia de inclinación del talud en el caso de suelo sin fricción ($\phi=0$) requiere la adición del tercer término (peso) en la ecuación de capacidad portante. Se puede demostrar que (Vesic, 1970) el valor de N_γ para este término es negativo e igual a :

$$N_\gamma = -2 \cdot \text{sen } \varpi \dots\dots\dots(25)$$

Las expresiones 21 a 26, pueden ser empleadas, teóricamente, si :

$$\alpha < 45^\circ \text{ y } \varpi < 45^\circ$$

También se requiere que :

$$\omega < \phi$$

Sin embargo, se debe tener presente que los análisis de los efectos del talud, a partir de las expresiones 23 y 24 para los factores propuestos, no toman en consideración los esfuerzos de resistencia existente en el terreno. Los efectos de estos terrenos pueden ser despreciables siempre que $0 < \omega < \phi/2$. Es aconsejable, para taludes próximos a $\phi/2$, realizar también un análisis de estabilidad, según los métodos convencionales.

También, es importante recordar, que los análisis que nos llevan a la adopción de los factores dados en las ecuaciones 21 a 25, están basados en la suposición de condiciones de deformación plana. Por eso, existe, estrictamente hablando, validez solo para zapatas de forma rectangular, con el eje principal paralelo al talud. Considerando la similitud mencionada entre factores de inclinación del terreno y factores de inclinación de carga, se espera que debe haber variación de los factores de inclinación de la carga con respecto a los factores de inclinación del talud con respecto a la forma de la cimentación similar a la presentada en la sección precedente. Sin embargo, aún no existen datos experimentales sobre este tema.

Efecto de la resistencia al esfuerzo cortante de la sobrecarga

Se mencionó anteriormente, que los análisis presentados no toman en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante de la sobrecarga. Normalmente esto se justifica, puesto que el suelo superficial es menos resistente que el estrato cargado. Sin embargo, en algunos casos el aumento de capacidad de carga esperado, que deriva de la resistencia al esfuerzo cortante de la sobrecarga, es de interés y requiere evaluarse. De nuevo puede formularse el problema como el de falla por corte general de un sólido rígido plástico en deformación plana, con la diferencia de que este se extiende arriba del nivel de la base de la cimentación (Fig 7a). En tal caso tampoco se ha logrado una solución exacta del problema. Meyerhof

y otros ha propuesto soluciones aproximadas. En muchos casos se presentan los resultados para el análisis en forma de "factores de profundidad" ζ_d , los cuales son parámetros sin dimensiones, análogos a los factores ζ_i de la ecuación 9, que indican el aumento en términos individuales de la capacidad de carga debido a la resistencia al esfuerzo cortante de la sobrecarga, sus valores pueden derivarse de las ecuaciones aproximadas que siguen, propuestas por Brinch Hansen, válidas para $D/B \leq 1$:

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 D / B \dots \dots \dots (26)$$

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

ζ_{cd} puede calcularse a partir de la siguiente ecuación de correspondencia:

$$\zeta_c = \zeta_q - \frac{1 - \zeta_q}{N_c \cdot \tan \phi} \dots \dots \dots (27)$$

De las ecuaciones 26 y 27, para $\phi=0$;

$$\zeta_{cd} = 1 + 0.4 D / B \dots \dots \dots (28)$$

Para $D/B > 1$, el cálculo de factores de profundidad es incierto y requiere suposiciones un tanto arbitrarias sobre las condiciones de esfuerzos que rigen en el suelo de sobrecarga. La correcta interpretación de los datos experimentales presenta dificultades, puesto que intervienen tanto los efectos de escala y de compresibilidad (que se verán en el siguiente sub ítem), como la incertidumbre respecto a la precisión en las condiciones de esfuerzo del suelo circundante. Al tratar de proporcionar una transición a cimentaciones profundas, Brinch Hansen ha propuesto tentativamente las ecuaciones siguientes para $D/B > 1$:

$$\zeta_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D / B) \dots \dots \dots (26a)$$

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

En combinación con la ecuación (27), esta nos da, para $\phi=0$;

$$\zeta_{qd} = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D / B) \dots \dots \dots (28a)$$

Obsérvese sin embargo, que el aumento en la capacidad de carga debido al "efecto de profundidad" ocurre cuando el método de colocación de la cimentación (hincado por golpes) da lugar a una compresión lateral importante. Existen pruebas confiables de que este efecto es casi nulo si las cimentaciones se hincan por medio de rotación o son enterradas y rellenadas, o bien, si los estratos de la sobrecarga son relativamente compresibles. Por tanto, no se aconseja introducir factores de profundidad en el diseño de cimentaciones.

Influencia de la compresibilidad del suelo y efectos de escala

Se hizo hincapié en el hecho de que todos los análisis límite se basan en la suposición de la incompresibilidad del suelo y en que deben aplicarse, estrictamente hablando, sólo a los casos donde se espera la falla por corte general. Se carece de métodos racionales para el análisis de falla por capacidad de carga de los otros dos tipos, característicos de los suelos compresibles.

Para satisfacer las necesidades imperantes en la práctica, Terzaghi (1943), propuso el empleo de la misma ecuación de capacidad de carga, con los mismos factores pero con características de resistencia reducidas c' y ϕ' , definidos como sigue :

$$\begin{aligned} \phi' &= \tan^{-1}(0.67 \tan \phi) \\ c' &= 0.67c \dots \dots \dots (29) \end{aligned}$$

Con este método se pueden obtener resultados satisfactorios en ciertos suelos, aunque no siempre del lado de la seguridad (cf. Vesic y Johnson, 1963). En el caso de arenas, una disminución pareja de ϕ es probablemente demasiado conservadora para falla por corte local o por

penetración. Además, implica un aumento brusco de la capacidad de carga en el punto de transición a falla por corte general, fenómeno que obviamente no ocurre jamás. De acuerdo con las observaciones hechas por el autor en zapatas pequeñas, en cuatro tipos de arena, se recomienda sustituir el factor 0.67, por uno de compensación que variará con la densidad relativa D_r , tal como :

$$0.67 + D_r - 0.75D_r^2 \dots\dots\dots(30)$$

y que debería aplicarse en el rango:

$$0 \leq D_r \leq 0.67 \dots\dots\dots(31)$$

Estas recomendaciones pueden tener cierta utilidad en la práctica, aunque el valor absoluto es limitado, ya que se basan en la dudosa premisa de que la compresibilidad de un suelo bajo una variedad de condiciones geométricas y de carga, se relaciona exclusivamente con sus características de resistencia c y ϕ , es decir, la filosofía del método ignora la existencia de efectos de escala que no sean los expresados en la ecuación 7.

Durante mucho tiempo se han observado, en fenómenos de capacidad de carga y de empuje de tierras, efectos de escala que difieren de los que las teorías clásicas de empujes de tierra prevén. Sin embargo, solo recientemente se ha llegado a entender el origen de estos fenómenos, debido en gran parte, a estudios de cimentaciones superficiales y profundas (De Beer, 1963, 1965b; Vesic, 1964, 1965a; Kerisel, 1967). Dichos estudios indican que, en cimentaciones superficiales, la resistencia media al esfuerzo cortante que se moviliza a lo largo de una línea de deslizamiento debajo de la cimentación, disminuye con el tamaño de la misma.

En realidad, hay tres razones independientes para la disminución de resistencia con el tamaño: a) la curvatura de la envolvente de Mohr, b) falla progresiva a lo largo de la línea de deslizamiento, y c) la presencia de zonas o estratos débiles que se encuentran en todos los suelos. La

aportación relativa de cada una de estas razones varía con el tipo de suelo y el tamaño de la zapata; el efecto total puede observarse en casi todos los suelos), tanto con respecto a las fuerzas de gravedad como a la resistencia del suelo, aumenta con el tamaño de la cimentación.

En vista de estos hechos, debe esperarse algún grado de disminución en los valores aparentes de los factores de capacidad de carga en todos los suelos. Probablemente, el caso más significativo es la disminución de los valores N_γ con el aumento del tamaño de las zapatas superficiales sobre arena. La Fig. 12, demuestra que esta disminución ha sido evidente en todos los estudios experimentales de importancia dirigidos a la solución del problema de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Puesto que la más grande de las zapatas ha sido de un metro cuadrado, hay gran interés, tanto práctico como teórico, en la posibilidad de establecer si los valores de N_γ que aparecen en la Fig. 12, tienden a asintoticarse a un mínimo.

Estudios recientes, llevados a cabo por el autor (Vesic, 1969), sugieren que los valores de N_γ para cimentaciones grandes, de dimensiones arbitrarias, pueden ser menores que los que se admiten normalmente. Se postula que la capacidad de carga de las zapatas grandes superficiales no puede ser mayor que la resistencia de cimentaciones profundas en el mismo suelo. (El postulado supone que la falla de una zapata muy grande sería por punzonamiento, como aparentemente fallan todas las cimentaciones profundas. Esto no es sorprendente si se considera el hecho ya mencionado de que la compresibilidad relativa de los suelos aumenta con el tamaño de la cimentación). En otros términos debe existir un límite superior de la capacidad de carga de todas las cimentaciones, que podría estar relacionado con la relación de vacíos del suelo en el momento de la falla.

Para poder hacer una evaluación adecuada de la influencia de la compresibilidad del suelo y de los efectos de escala relacionados, sería necesario disponer de una teoría de capacidad de carga basada en modelos más realistas de los suelos (por ejemplo, de un sólido elasto-

plástico). Como se carece de las soluciones exactas necesarias, se propone usar la teoría disponible basada en soluciones para un sólido rígido plástico, en conjunto con los factores de compresibilidad ξ_c , análogos a los factores ξ_i de la ecuación 9.

Para formular expresiones tentativas de factores de compresibilidad, puede suponerse que la presión límite normal a los lados de la cuña debajo de la cimentación (AC y CB, Fig. 7c) es igual a la presión que se requiere para expandir una cavidad cilíndrica, o en su caso esférica, dentro de la misma masa de suelo. Se ha demostrado la aceptabilidad de esta suposición, empleada por primera vez por Skempton, Gibson, para los casos de cimentaciones profundas, bajo condiciones especiales. Emplea esta suposición en combinación con las soluciones para la expansión de cavidades en un sólido elásto-plástico formuladas por el autor, se obtienen factores de capacidad de carga que pueden compararse con aquellos que se presentan en las Tabla 1. De esta manera se obtiene la siguiente expresión para el factor de compresibilidad ξ_q :

$$\xi_{qc} = e^{(-4.4+0.6B/L)\tan\phi+0.07.\text{sen}\phi.\log_{10}(2/Ir)^{(1+\text{sen}\phi)}} \dots\dots\dots(30)$$

ξ_{cc} para cualquier ϕ y I_r pueden derivarse de la ecuación de correspondencia 11. Para $\phi = 0$, se obtiene

$$\xi_{cc} = 0.32 + 0.12B / L + 0.60\log_{10} Ir \dots\dots\dots(31)$$

Tomando en cuenta la Ecuación 6, puede considerarse que, para fines prácticos,

$$\zeta_{yc} = \zeta_{qc} \dots\dots\dots(32)$$

Obviamente, el empleo de las ecuaciones 30 y 31 solo se justifica mientras los factores de compresibilidad sean menores de 1. En la Tabla 4, se presentan los valores numéricos de los factores de compresibilidad

ξ_{qc} para dos casos extremos. $B/L = 0$ franja infinita) y $B/L = 1$ (cuadrado), los que se ilustran en la Fig 13. En la Tabla 5, se presentan los valores del factor ξ_{cc} de acuerdo a la ecuación 30, para los dos mismos casos extremos

De la ecuación 30, puede obtenerse la magnitud del índice de rigidez para cualquier ángulo ϕ , y cualquier forma de cimentación, a partir de la cual es necesario reducir la influencia de los efectos de compresibilidad, Este índice de rigidez crítico se obtiene de :

$$I_r = \frac{1}{2} e^{(3.30-0.45B/L) \cot(45^\circ-\phi/2)} \dots\dots\dots(33)$$

En la siguiente tabla, se presentan los valores del índice de rigidez crítico para los casos de cimentaciones continuas y cuadradas.

Tabla 3. Valores de Índice de Rigidez Crítico

Angulo de resistencia al corte (ϕ)	Índice de Rigidez Crítico	
	Cimentación corrida B/L=0	Cimentación cuadrada B/L=1
0	13	8
5	18	11
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
40	592	225
45	1442	486
50	4330	1258

Tabla N°4.- Valores del factor de compresibilidad ζ_{qc}

B/L=1 (cuadrada)										
r	ϕ	1	2.5	5	10	25	50	100	250	500
0		1.000	1.000	1.000	(1.039)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5		0.772	0.852	0.917	0.988	(1.090)	1.000	1.000	1.000	1.000
10		0.587	0.703	0.806	0.924	(1.107)	1.000	1.000	1.000	1.000
15		0.437	0.562	0.679	0.821	(1.056)	1.000	1.000	1.000	1.000
20		0.317	0.433	0.548	0.694	0.948	(1.199)	1.000	1.000	1.000
25		0.224	0.322	0.423	0.557	0.801	(1.054)	1.000	1.000	1.000
30		0.152	0.228	0.310	0.422	0.634	0.863	(1.175)	1.000	1.000
35		0.098	0.153	0.214	0.300	0.468	0.655	0.918	(1.433)	1.000
40		0.059	0.096	0.137	0.197	0.317	0.456	0.654	(1.055)	1.000
45		0.033	0.054	0.080	0.117	0.194	0.284	0.417	0.692	(1.015)
50		0.016	0.027	0.041	0.061	0.104	0.155	0.231	0.393	0.587
B/L=0 (continua)										
r	ϕ	1	2.5	5	10	25	50	100	250	500
0		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5		0.733	0.808	0.870	0.937	(1.034)	1.000	1.000	1.000	1.000
10		0.528	0.632	0.725	0.831	0.996	(1.142)	1.000	1.000	1.000
15		0.372	0.478	0.578	0.699	0.899	(1.087)	1.000	1.000	1.000
20		0.255	0.348	0.441	0.558	0.762	0.964	(1.220)	1.000	1.000
25		0.169	0.243	0.320	0.421	0.605	0.796	(1.048)	1.000	1.000
30		0.107	0.161	0.219	0.299	0.449	0.610	0.831	(1.248)	1.000
35		0.064	0.100	0.141	0.197	0.307	0.431	0.603	0.941	(1.318)
40		0.036	0.058	0.083	0.119	0.192	0.275	0.395	0.638	0.916
45		0.018	0.03	0.044	0.064	0.107	0.156	0.229	0.380	0.557
50		0.008	0.013	0.020	0.030	0.051	0.076	0.113	0.192	0.287

Tabla N°5.- Valores del factor de compresibilidad ζ_{cc} para $\phi=0$

r	ϕ	1	2.5	5	10	25	50	100	250
1		0.440	0.679	0.859	1.039	1.000	1.000	1.000	1.000
0		0.320	0.559	0.739	0.919	1.157	1.000	1.000	1.000

Toda la información derivada de este análisis aproximado es tentativa y, en un sentido, cualitativa por naturaleza. La finalidad que llevó a la publicación de las ecuaciones 30 y 31, es permitir al diseñador que carece de otro método racional, evaluar numéricamente el orden de magnitud de la disminución de la capacidad de carga que puede esperarse a causa de los efectos de compresibilidad. Se espera que la evolución de las posibilidades de análisis del comportamiento elastoplástico de suelos por métodos numéricos, tales como la técnica del elemento finito, permita la predicción más precisa de los efectos de compresibilidad.

Influencia de la rugosidad de la base de la cimentación

Se ha sostenido en varias ocasiones que el patrón de falla de la solución de Prandtl (Fig. 7b), con sus extensiones subsecuentes, requiere una condición de rugosidad ideal de la base de la cimentación. se ha insistido en que la solución de Prandtl original no satisface las ecuaciones de compatibilidad y que debe emplearse el patrón de Hencky en su lugar, al menos en el caso de cimentaciones de base lisa. Este último patrón, usado por Meyerhof para evaluarlos efectos de la fisura de las bases, sugiere que la capacidad de carga de una cimentación lisa sobre la superficie de un suelo no cohesivo, debe ser solo la mitad de la capacidad de una cimentación rugosa. Sin embargo, experimentos hechos para verificar estos conceptos demostraron un efecto de rugosidad en la capacidad de carga casi nulo. Es importante agregar que no fue posible reproducir, en el curso de las pruebas, la cuña doble con superficies de deslizamiento iniciándose a la mitad de la cimentación. Se forró una sola cuña, muy parecida a la que se ilustra en la Fig. 7c, aún en los casos donde la cimentación estaba dividida longitudinalmente en dos o más zapatas que podían desplazarse lateralmente en sentidos opuestos (De Beer y Vesic, 1958) (Nadai, 1963) informa lo mismo de una experiencia similar en el punzonado de metales. Asimismo, los patrones usados por Hencky y Meyerhof son falsos, y no deben emplearse en el

cálculo de la capacidad de carga. Puede concluirse que el patrón de esfuerzo y deformación debajo de áreas comprimidas siempre da lugar a la formación de una sola cuña. La rugosidad de la cimentación tiene poco efecto sobre la capacidad de carga, siempre que la carga externa aplicada actúe en sentido vertical.

Influencia de la forma de la superficie de contacto

Las consideraciones anteriores se aplicaban a cimentaciones con áreas de contacto planas. La influencia del perfil vertical de las áreas de contacto ha sido investigada teóricamente por Biarez, Burel y Wack, Meyerhof, SChezy y otros. Existen datos experimentales de Schezy. Los primeros dos trabajos tratan de la capacidad de carga de zapatas largas rectangulares en forma de cuña. Los resultados demuestran que hay poca diferencia entre la capacidad de carga de cuñas y la de cimentaciones normales planas de las mismas dimensiones, mientras el ángulo de base ψ (Fig. 7c) sea menor de $45^\circ + \phi/2$. Las cuñas de ángulo ψ más pronunciado, tienen una capacidad de carga más grande, siempre que se haga la comparación usando para D la profundidad de la base de la cuña. El estudio de Schezy trata de los efectos de áreas de contacto de curvas. No se encontraron diferencias notables entre las capacidades de carga en áreas planas y convexas. Sin embargo, una concavidad ligera de las áreas de contacto dio lugar a un aumento significativo de la capacidad de carga. Puede explicarse la diferencia, tomando como D la profundidad de la cimentación cóncava. Se concluye que la forma de área de contacto no influye sobre la capacidad de la carga, mientras se tome D como la profundidad al borde de la cimentación y el perfil de contenido dentro de la cuña definida por $\psi = 45^\circ + \phi/2$ (cuña I, Fig. 7c).

Influencia del nivel freático

La localización del nivel freático puede producir efectos significativos en la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. En términos

generales, al sumersión de suelos dará lugar a la pérdida de toda cohesión aparente, debido a esfuerzos capilares o a uniones cementadas débiles. A la vez, se reducirá el peso volumétrico efectivo de los suelos sumergidos, aproximadamente a la mitad del peso del mismo suelo que se encuentra arriba del nivel freático. Asimismo, debido a la sumersión, los tres términos de la ecuación de capacidad de carga pueden sufrir una disminución considerable. Por esta razón, es de suma importancia llevar a cabo los análisis de capacidad de carga suponiendo el nivel freático más alto posible en el lugar durante la vida prevista de la estructura. Debe evaluarse el nivel más alto posible, tomando en cuenta la probabilidad de niveles altos debidos a una precipitación pluvial excepcional o bien inundaciones aunque estas no figuren en la estadística oficial.

En caso de que el nivel freático más alto quede comprendido dentro de $Z_w \leq B$, más abajo del nivel de la cimentación, el peso específico efectivo del suelo debajo de la base de la cimentación (γ en las ecuaciones 5 ó 7) debe tomarse como igual a:

$$\gamma = \gamma' + (Z_w / B)(\gamma_m - \gamma') \dots \dots \dots (34)$$

en que γ' es el peso específico sumergido y γ el peso específico húmedo, que corresponde al contenido de agua mínimo del suelo arriba del nivel freático (Meyerhof, 1955). En caso de que el nivel freático quede permanentemente más debajo de la profundidad $z_w = B$, γ debe tomarse como igual a γ_m . Para el nivel freático al nivel o arriba del nivel de la base de la cimentación, debe usarse el peso específico sumergido γ' .

Estas consideraciones se basan en la suposición de que las fuerzas de filtración que actúan sobre la estructura del suelo son despreciables. En caso de que existan filtraciones significativas en algún sentido, pueden influir sobre la capacidad de carga. Además, de la posible erosión interna del suelo (socavaciones, tubificación y otros fenómenos parecidos), la fuerza de filtración agrega un componente más a las fuerzas

gravitacionales. Este componente, que actúa en el sentido de las líneas de flujo, es igual a γ_{wi} , donde i es el gradiente hidráulico que provoca la filtración. Puede analizarse sencillamente el efecto de la filtración e la capacidad de carga, suponiendo que el flujo, a través de la zona del suelo involucrada en la falla, es paralelo y homogéneo. En tal caso, la suma vectorial del peso específico efectivo y las fuerzas de filtración definen tanto la dirección como la magnitud de un peso volumétrico ficticio γ que puede usarse en las ecuaciones. 5, 7 y 9, junto con los posibles factores por inclinación de base y por pendiente del terreno.

Efecto de la velocidad de carga

Todos los análisis de capacidad de carga que se han presentado en los párrafos anteriores son para condiciones de carga estática. Se supone tácitamente, que la carga en la cimentación Q (Fig. 1a) aumenta lentamente hasta provocar la falla, a una velocidad lo suficientemente baja para asegurar que no aparezcan efectos de viscosidad o de inercia. La suposición es válida para las condiciones que rigen la mayoría de las cimentaciones, que soportan una cierta carga muerta y se suponen que fallan a consecuencia de una aplicación de carga viva, estática, excesiva. En estas condiciones, la velocidad de aplicación de la carga modifica la capacidad de carga solo en la medida que puede relacionarse con la disipación de la presión de poro que la misma aplicación de la carga sea en el suelo. Se supone que la elección de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante c y ϕ , que se introducen en las ecuaciones, se hará de manera que se tome en cuenta ese efecto. (Por ejemplo, en caso de grado de consolidación de suelo muy bajo o nulo, en el momento de aplicar la carga, es razonable suponer que prevalecen condiciones no drenadas y que los ensayos no drenados proporcionarán los parámetros de resistencia apropiados. Igualmente, si prevalecen en condiciones drenadas al aplicar la carga, deben emplearse en el análisis los parámetros de resistencia drenada).

Sin embargo, hay cimentaciones como las de estructuras diseñadas para el lanzamiento de cohetes, que tienen que soportar cargas vivas altas de poca duración. Las altas velocidades de deformación, asociadas con cargas de impacto de este tipo, pueden provocar efectos de viscosidad e inercia en la masa del suelo. Los fenómenos relacionados con estas cargas se han estudiado, efectuándose la mayoría de las pruebas de carga en modelos de cimentaciones apoyados sobre arena o arcilla (cf., por ejemplo Jackson y Hadala, 1964; Richart, 1965; Whitman, 1970). Los resultados de estos estudios pueden resumirse como sigue:

- 1) Aumentar la velocidad de carga de aproximadamente 10^{-4} pulg/seg (condiciones de carga estática) a 10 pulg/seg (condiciones de carga de impacto), el tipo de falla que se produce tanto en modelos de cimentaciones en arena densa, como en los apoyados sobre arcilla compacta, cambia de falla por corte general a falla por punzonamiento (Heller, 1984). Se explica el cambio por el hecho de que los efectos de inercia en el suelo son similares a los producidos por la presión de la sobrecarga.
- 2) Entre los mismos límites de velocidad de carga, 10^{-4} a 10 pulg/seg, al aumentar la velocidad se produce una ligera disminución inicial en la capacidad de carga de cimentaciones en arena compacta y un aumento lento pero regular, que permanece hasta el límite del intervalo. La tendencia a variación en la capacidad de carga es análoga a la variación en la resistencia al esfuerzo cortante que se ha observado en arena seca (Whitman y Healy, 1962). Desde el punto de vista práctico, esto significa que los análisis de la capacidad de carga estática pueden aplicarse en los casos de cimentaciones sometidas a cargas de velocidad moderada, siempre y cuando se determinen los parámetros de resistencia por medio de ensayos efectuados a la velocidad de carga apropiada. En ausencia de un equipo para ensayos de este tipo, podría aceptarse una disminución en el ángulo ϕ hasta 2° en el caso de arenas compactas. Sin

embargo, hay muchas dudas sobre lo que puede esperarse con una arena suelta, sumergida, debido a los efectos de licuación.

- 3) Todas las cimentaciones muestran un aumento considerable en su capacidad de carga al cambiarse la velocidad de carga, de la condición estática a la de impacto. No hay información directa sobre el comportamiento para valores intermedios de la velocidad de carga. Sin embargo, con base en pruebas de resistencia efectuadas en muestras de arcilla a velocidades de carga variable, puede esperarse que la capacidad de carga de cimentaciones en arcillas aumente con la velocidad de carga. Esta conclusión se confirma con los resultados, que demuestran que se obtiene una predicción aceptable no solo de la carga límite, sino también del comportamiento carga-desplazamiento de cimentaciones pequeñas sometidas a cargas transitoria, al multiplicar los esfuerzos (o cargas) que corresponden a un desplazamiento dado, por los factores de velocidad de deformación apropiados. Se definen estos últimos como la relación entre la resistencia a compresión simple a una velocidad de deformación específica y a la misma resistencia a la velocidad normal de laboratorio.

En resumen, es evidente que los análisis convencionales estáticos de capacidad de carga pueden emplearse en caso de cimentaciones sometidas a cargas aplicadas a una velocidad moderada, siempre y cuando a la luz de los efectos de la velocidad de deformación se modifiquen los parámetros de resistencia c y ϕ que se introducen en las fórmulas.

Las cimentaciones que se someten a cargas de impacto o a cargas cíclicas, solo pueden analizarse por medio de métodos dinámicos.

Conclusiones

El trabajo de Vesic incorpora al análisis de cimentaciones superficiales, no solo las aportaciones más importantes, sino también las mejores soluciones disponibles y los valores numéricos para los factores y coeficientes de la capacidad de carga.

Se ha demostrado que las limitaciones más significativas de las teorías disponibles son producto de la suposición básica de la incompresibilidad del suelo.

Aquí, se trata de formular criterios racionales de compresibilidad para suelos sometidos a cargas de cimentaciones. Se ofrecen, por primera vez tablas de "factores de compresibilidad" que pueden utilizarse en el diseño de cimentaciones apoyadas sobre suelos compresibles.

2.5 OTROS ANALISIS

Actualmente, existen diversos análisis en publicaciones técnicas (papers) sobre la capacidad portante. Sin embargo, son a menudo extremadamente complejos y no han sido verificados suficientemente por evidencias experimentales. Hay por supuesto, la posibilidad de serlo. Sin embargo, aun cuando se obtenga una solución mas aceptable, la solución de Terzaghi probablemente continuará por algún tiempo porque es aplicable virtualmente a todos los suelos basado sobre técnicas de ensayo estándar aceptadas.

Una solución bastante empleada aplicable para el caso de suelos cohesivos, es la solución de Skempton, que describimos a continuación.

Aproximación de Skempton

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo que otra menos profunda y, por tanto, la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton (1951) determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta, lo cual no se considera en la solución dada por Terzaghi.

Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi.

$$q_u = cN_c + q$$

pero con la diferencia de que ahora N_c ya no tiene el valor fijo de 5.7 para $\phi=0$, sino que se halla afectado por los efectos de forma y profundidad del cimiento, como sigue:

$$N_c = 5. \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] \left[1 + 0.2 \frac{D}{B} \right]$$

Los valores propuestos por Skempton para N_c se presentan en la siguiente tabla :

D/B	N_c	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.0	7.50
>4.00	9.0	7.50

Nota: si se emplea el valor N_c de Skempton, los efectos de forma y profundidad están incluidos. No emplear entonces factor de forma adicional tal como los dados por Terzaghi. Este valor de N_c solo es aplicable para arcillas en la condición no drenada ($\phi = 0$). Además el valor de N_c debe limitarse a 9.

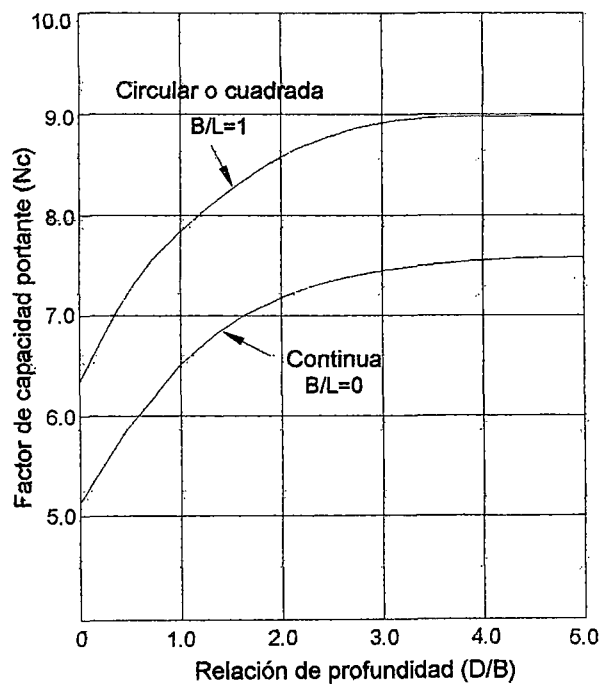


Fig.1.- Valores de N_c según Skempton para suelos cohesivos

Ecuación de Meyerhof modificada

Se puede obtener una aproximación para el cálculo de la capacidad portante, en base a la ecuación de Meyerhof, con excepción de los los factores de corrección por forma y profundidad, los cuales son reemplazados por los factores propuestos por De Beer (1970) y Hansen (1970) respectivamente, ecuación que nos ofrece ligera variación en la predicción de la capacidad portante.

Sobre este aspecto nos podemos referir a la publicación "Criterio Geotécnico en el Diseño de Cimentaciones", Wolff Thomas; ASCE Evanston, IL, Junio 25-29, 1989, Nueva York, pp903-917, donde se presentan varios métodos empleados en la práctica geotécnica, para la predicción de la capacidad portante.

Por otra parte, las soluciones teóricas nos dan valores muy altos para zapatas con ancho mayor a 6 pies (1.82m), debido a que el término referido a la zona activa (cuña triangular) es demasiado grande; para corregir esta situación, se puede aplicar un factor de corrección a este término con el fin de aminorar la contribución a la capacidad portante, según (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, N.Y., 1993) :

$$r = 1 - 0.25 \cdot \log(B / 6)$$

donde :

B es el ancho de la zapata

log es el logaritmo decimal

En resumen, la ecuación de capacidad portante sería la siguiente :

$$q_u = cN_c S_c D_c I_c + qN_q S_q D_q I_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma D_\gamma I_\gamma \cdot r$$

los factores de corrección se indican a continuación.

Factores de capacidad portante (Meyerhof, 1963):

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

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

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

Factores de forma (De Beer, 1970):

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Factores de profundidad (Hansen, 1970)

$$D_c = 1 + 0.4k$$

$$D_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$D_\gamma = 1$$

donde $k=D/B$ para $(D/B) \leq 1$ y $k=\arctan(D/B)$ para $(D/B) > 1$.

Factores de inclinación (Meyerhof, 1963)

$$\text{para } \phi=0 : \quad \begin{aligned} I_c &= I_q = (1 - \alpha / 90) \\ I_\gamma &= 1 \end{aligned}$$

$$\text{para } \phi > 0 : \quad \begin{aligned} I_c &= I_q = (1 - \alpha / 90)^2 \\ I_\gamma &= (1 - \alpha / \phi)^2 \dots (\alpha \leq \phi) \\ I_\gamma &= 0 \dots (\alpha > \phi) \end{aligned}$$

Este método lo consideraremos como una opción más para la determinación de la capacidad portante en el desarrollo del programa de cómputo (Cap. VII).

Nuevas soluciones

Se debe de tener en cuenta lo siguiente, cuando se considere el desarrollo de nuevas soluciones :

- 1) La profesión ingenieril es notablemente conservadora y aunque se desarrollara un método más aproximado para la estimación de la capacidad portante podría tomar muchos años o décadas para producir un impacto sobre la práctica profesional diaria.
- 2) De acuerdo a (1), los ingenieros tienden a usar métodos que son simples de aplicar, los cuales proveen resultados aceptables. Cualquier método mejorado se torna más complejo y por eso es menos fácil de aplicar. También se pierde confianza en esta aplicación y por consiguiente habría una fuerte tendencia usar métodos existentes que están bien probados aunque sean conservativos.
- 2) Las estimaciones de la capacidad portante no parecen ser un mayor problema como lo evidencian los pocos casos de fallas por capacidad portante. Por eso, los métodos comúnmente usados (aunque conservativos) trabajan. Los asentamientos sin embargo, han causado innumerables problemas, debiéndose realizar mayor esfuerzo en esta dirección, en lugar de la capacidad portante.

La exactitud de cualquier expresión de análisis que relaciona la capacidad portante última a las propiedades del suelo, es gobernada no tanto por el mismo análisis ni por las hipótesis asumidas, sino por la exactitud y la fiabilidad de las propiedades del suelo empleadas. Los suelos son inmensamente variables e impredecibles, estando inmersos los problemas de derivación adecuada y representativa de su resistencia. Por eso, cualquier esfuerzo que fuera realizado para mejorar las predicciones de la capacidad portante, debería estar dirigido directamente a la determinación de las propiedades del suelo en lugar de los análisis mismos.

CAPITULO III

PRUEBAS DE CAMPO PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO

3.1 GENERALIDADES

La práctica de las investigaciones de campo es sin lugar a dudas uno de los aspectos más críticos del trabajo del ingeniero de suelos. Actualmente existen diversas técnicas de campo, que se aplican en nuestro medio para la determinación de la resistencia al corte del suelo, mediante la aplicación directa de carga al suelo llevándolo a la falla, o en base a la estimación de parámetros de resistencia mediante correlaciones empíricas y estadísticas. La tecnología juega un papel importante en el desarrollo y mejoramiento de tales métodos, pues la sofisticación de las técnicas de campo permiten obtener resultados más rápidamente y por consiguiente realizar mayor cantidad de ensayos en menos tiempo.

La elección del o de los método(s) dependerá de:

- Costo del Ensayo
- Disponibilidad de equipo

- Acceso al lugar y espacio de trabajo
- Condiciones del terreno anticipadas
- Tiempo y Clima

Son los principales factores que nos inclinan a decidir que método emplear.

3.2 ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo más comunes que se emplean actualmente, en nuestro medio, son los siguientes:

- Ensayo de Carga Directa o de Placa, ASTM D-1194
- Ensayo de Corte Directo In-Situ, ASTM-D3080 (*)
- Ensayo de Corte Por Veleta, ASTM D-2573
- Ensayo de Penetración Estándar, ASTM D-1586
- Ensayo de Penetración con Cono, ASTM D-3441

* se emplea la Norma para el Ensayo de Corte Directo en el Laboratorio

En las siguientes secciones se describen los ensayos anteriores, con especial enfoque en la determinación de la capacidad portante.

3.2.1 Ensayo de Carga Directa

El ensayo de Carga Directa o "Prueba de Placa", se realiza aplicando carga al terreno, a la cota en estudio (habitualmente el nivel de cimentación), por medio de una placa metálica de 0.3 m de diámetro o de lado mínimo; el esfuerzo se logra por una gata hidráulica reaccionando contra un contrapeso, tal como se muestra en la Fig.1, donde se puede observar el conjunto de elementos que se emplean en la prueba de carga.

Para realizar la prueba, la placa de aplicación de carga se asienta en el suelo lo más inalterado posible; sobre él y para lograr un contacto firme y horizontal con la placa, se vacía mortero de arena cemento o yeso de París. Sobre la placa se colocan habitualmente otras placas de diámetro decreciente para distribuir la carga desde la base de la gata. Entre la gata y la última placa se coloca una

celda hidráulica provista de un manómetro, el cual leerá el valor total de la carga aplicada. La gata reacciona contra unas vigas de acero que soportan un tinglado de acero sobre el cual se coloca el contrapeso, usualmente bolsas de cemento, rieles o un vehículo muy pesado. El apoyo de las vigas debe estar bastante separado del lugar de la carga para no influenciar en la zona activa de ésta. Para medir los desplazamientos de la placa inferior se utilizan no menos de cuatro deformímetros o extensómetros, de una sensibilidad de 0.01 mm o 0.001"; el apoyo de los medidores de deformación debe estar también alejado tanto de la zona de carga como del apoyo del contrapeso.

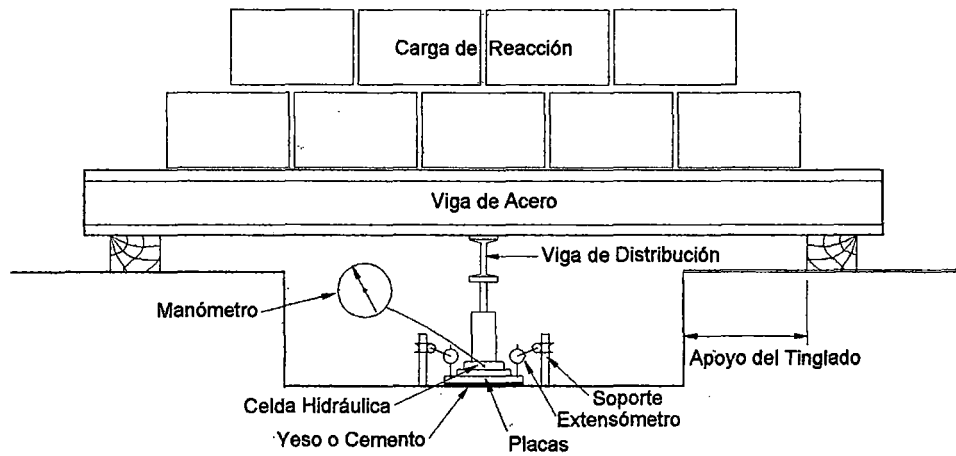


Fig.1.- Esquema de Prueba de Carga

La carga se aplica en incrementos aproximadamente iguales a un quinto de la carga de prueba y cada incremento no se inicia mientras la deformación producida por el anterior exceda de 0.004 mm/minuto durante un período de medición de una hora. La prueba de carga se detiene cuando ocurre la falla por corte del terreno o cuando la carga aplicada alcanzó un valor equivalente a dos o tres veces la carga de prueba.

Las pruebas de carga en arena normalmente se efectúan como un medio para determinar la presión admisible por asentamiento. En

estos casos es indispensable para una correcta interpretación del ensayo, que la excavación se vuelva a rellenar alrededor de la placa, con objeto de aplicar una presión de confinamiento similar a la que existiría bajo la zapata real.

Los resultados de la prueba de carga se grafican en una diagrama carga-asentamiento y en otro asentamiento-tiempo. Terzaghi (1948) propuso la siguiente fórmula para la interpretación de los resultados de una prueba de carga de 30 cm de lado en arena limpia.

$$S_B = S_{30} \left[\frac{2B}{b + 30} \right]^2$$

donde :

B = ancho de una zapata en cm.

SB = asentamiento de una zapata de ancho B

S₃₀ = asentamiento de una placa de 30 cm de lado que aplica la misma presión que la zapata.

Según la fórmula citada, la relación entre el asentamiento de la zapata y el de la placa será como máximo 4, cualquiera sea la relación entre las dimensiones de la zapata y de la placa. Correlaciones posteriores han demostrado que para relaciones entre el ancho de la zapata y el de la placa de 10 a 100, la relación entre los asentamientos de ambas varía de 10 a 30 (Sutherland, 1975).

Posteriormente, algunos investigadores han propuesto algunas variantes en la fórmula, para la interpretación de ensayos realizados sobre suelos que no sean arena limpia.

Una consideración de fundamental importancia para decidir la ejecución de pruebas de carga, es conocer previamente la estratigrafía del suelo dentro de la profundidad activa de la cimentación real, ya que para interpretar correctamente una prueba de carga es indispensable que el suelo ensayado bajo la placa sea el mismo que el que estará bajo la cimentación real. De no cumplirse con este requisito, la utilización de pruebas de carga

puede llevar a resultados totalmente erróneos, tal como se ilustra a continuación.

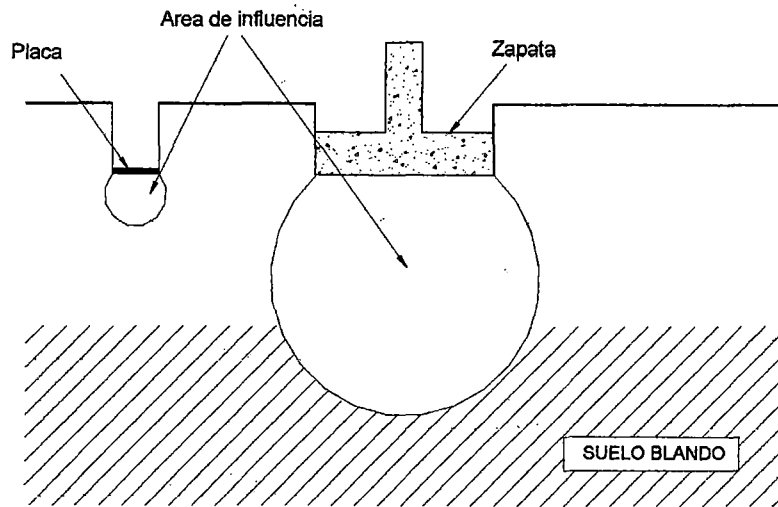


Fig 2.-Ensayo de Carga no representativo de la carga real

Para el caso de investigación en arena, una prueba de carga ejecutada de acuerdo a cualquiera de las normas citadas, puede costar lo mismo que 3 sondeos con Ensayos Estándar de Penetración a 10 a 12 m de profundidad, incluidos los ensayos de laboratorio.

Para el caso de rocas blandas la prueba de carga resulta muy conveniente, ya que permite estudiar los efectos del humedecimiento y las propiedades mecánicas de la masa (incluyendo fracturas) siempre y cuando se siga la regla referente al tamaño mínimo de la placa en relación con el espaciamiento entre fracturas; esta relación no debe ser menor que 6.

Evaluación de la Capacidad Admisible del Terreno

Existen varios criterios para evaluar la capacidad admisible del terreno en base a los resultados del ensayo de carga In-situ. En Comité Francés de Mecánica de Suelos indica que el valor de q_{ad} es el menor valor entre q_{03} , $2/3q_{10}$ y $1/2q_{20}$, donde los subíndices representan los valores de descarga en milímetros. El valor de q_{ad}

se toma como la carga correspondiente en la curva de esfuerzo-deformación, que es producto de la intersección de una recta paralela a la curva de descarga que pasa por los valores de deformación en milímetros indicados y la curva referida.

También existe el criterio de Terzaghi y Peck que indica que la carga admisible de un ensayo de carga es la mitad del esfuerzo, que ocasiona un asentamiento de 1 centímetro en el ensayo de carga o la mitad del esfuerzo en la falla.

Ensayos de Carga Realizados

Para la presente Tesis, se realizaron Ensayos de Carga en el área correspondiente al Jardín de la Facultad de Geología, empleando equipo solicitado al Laboratorio N°2 de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil.



Foto N°1.- Equipo empleado (Laboratorio N°2 de Mecánica de Suelos, FIC) en el Ensayo de Carga Directa.

Para lograr una carga de reacción de aproximadamente 8 ton, se emplearon 700 probetas de concreto, dispuestas tal como se aprecia en la foto anterior.

Para el cálculo de la carga admisible, se aplican los criterios del comité Francés de Mecánica de Suelos, de donde los valores resultantes de q_{adm} corresponden al valor de $q_{0.3}$ de la curva esfuerzo-deformación.

El suelo de cimentación está conformado por arcillas y limos arenosos (CL, ML), de mediana plasticidad, baja humedad, consistencia dura, y contenido ligero de gravas (Ver Ensayos de Laboratorio, Anexo C).

El ángulo de fricción interna se obtuvo de una muestra en estado natural, dando como resultado un valor de $\phi=32$.

En el siguiente cuadro se presentan los resultados de los ensayos de carga realizados :

Tabla N°1 Resultados de los Ensayos de Carga Directa – Jardín FIGMM

Ensayo N°	q_{adm} (kg/cm ²)
1	1.70
2	1.10
3	--
4	2.00

Los valores de capacidad portante obtenidos son altos, debido a la condición del material (baja humedad). De saturarse el suelo, la capacidad portante decrecería notablemente.

Por otra parte, se realizaron ensayos de carga directa por parte del CISMID, en el área correspondiente al Proyecto Metro, sobre suelo conformado por grava, dando los siguientes resultados (Ver Anexo A, Ensayos de Carga Directa) :

Tabla N°2.-Resultados de los Ensayos de Carga Directa –Proyecto Metro

Ensayo N°	q_{adm} (kg/cm ²)
1	1.90
2	8.00
3	2.40

3.2.2 Ensayo de Corte Directo In-Situ

La manera usual de determinar los parámetros de resistencia al cortante de los suelos para ser utilizados en los análisis de estabilidad, cálculo de la capacidad de carga, etc. se realiza mediante ensayos de laboratorio de corte directo o triaxiales en muestras inalteradas. La obtención y transporte al laboratorio puede producir perturbaciones en las muestras, con la consecuencia de obtener resultados de ensayos de laboratorio que no reflejen las condiciones reales de campo, debido a las características especiales de algunos suelos como es el caso especial del suelo de Lima (mezcla de bolones, cantos rodados, arenas y algo de finos - origen fluvial). Con el propósito de obtener resultados que sí reflejen las características del suelo, es que se realiza el ensayo de Corte Directo In-Situ (en el sitio), para lo cual se requiere de un Equipo de Campo, adecuado para la ejecución de los ensayos.

El Laboratorio N°2 de Mecánica de Suelos, de nuestra Facultad, cuenta con un equipo para la ejecución del ensayo de Corte Directo In-Situ (Fig. 1), diseñado para tal efecto.

Parte del equipo en mención se empleó para la ejecución de la prueba de carga como se vio en la sección anterior, el cual consta de los siguientes elementos:

- a) **Caja metálica de confinamiento.**- Consiste en una caja desmontable cuyas dimensiones confinan lateralmente un bloque de 70x70 cm y una altura de 35 cm, conformada por 04 planchas de 1" de espesor. Para la especificación del tamaño de la caja, se ha tenido en cuenta la granulometría del suelo (presencia de bolones de hasta 30 cm de diámetro), disponibilidad de los equipos de transmisión de carga axial y la capacidad de las gasta hidráulicas.
- b) **Sistema de Transmisión de carga axial.**- Conformada por una estructura del Tipo Acrow, con una capacidad de carga máxima de 20 tn, la cual ha sido utilizada en el ensayo de Carga Directa,

cargada con probetas de concreto o con algún otro material que ofrezca la carga de reacción requerida para los ensayos.

- c) **Rodillos.-** de alma llena, pulidos, se colocan para recibir la carga axial entre dos planchas metálicas gruesas, con el fin de que la fuerza tangencial no desestabilice el sistema durante su aplicación. El equipo consta de 04 rodillos lisos.
- d) **Gatas Hidráulicas.-** Se emplearon dos gatas hidráulicas para la aplicación de la carga axial y tangencial respectivamente. especificándose que tuvieran una capacidad no menor de 15 ton.
- e) **Instrumentación.-** La medición de los asentamientos y desplazamientos se realiza por medio de extensómetros con 0.01 mm de aproximación.

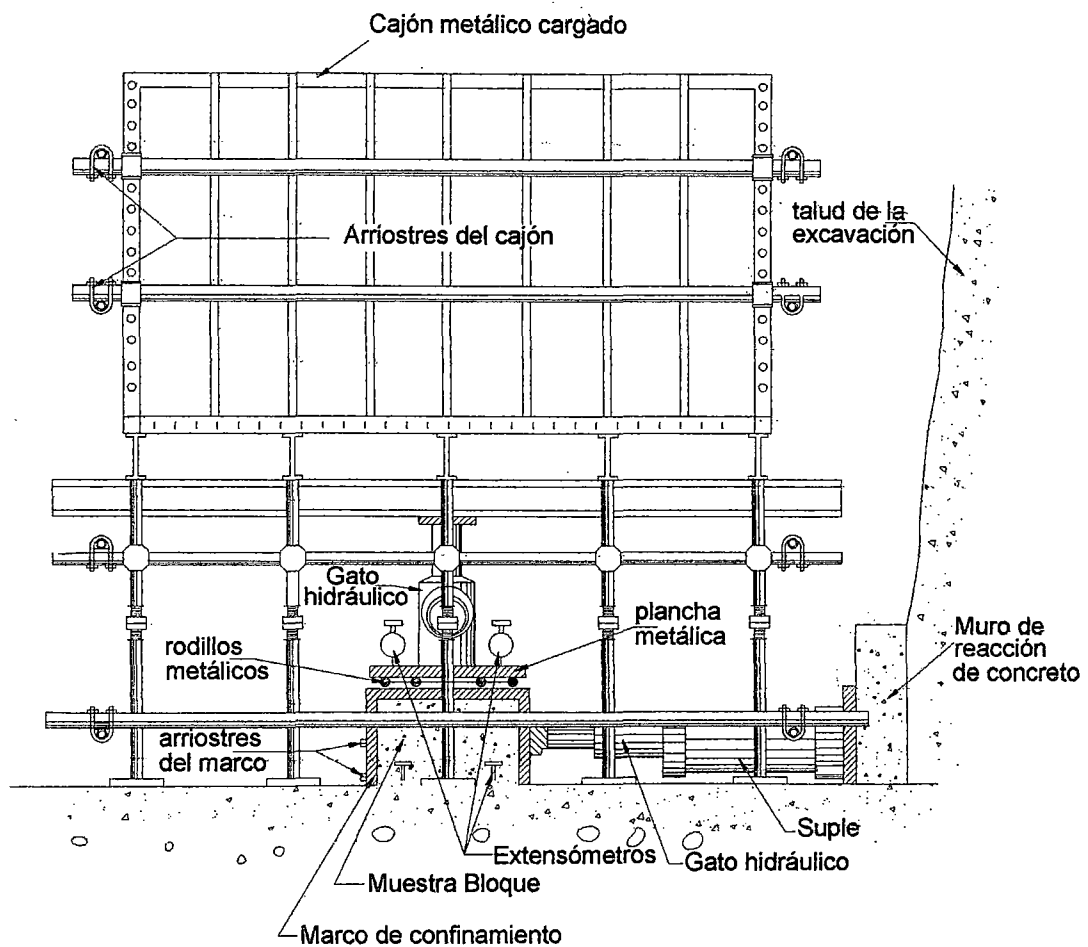


Fig.1.- Equipo de Corte Directo In-Situ (Lab N°2 M.S.-UNI)

Ensayos realizados en el suelo de Lima

Debido a las características granulométricas predominantemente gruesas del suelo de Lima como ya se dijo antes, está conformado por una mezcla de bolones, cantos rodados, arenas y algo de finos, de origen fluvial (lo cual se debe sin lugar a dudas a la presencia del río Rímac y al río Chillón como un gran contribuyente, cuya formación corresponde a la época cuaternaria), no se pueden realizar ensayos de corte en el laboratorio, optándose por la ejecución de ensayos de Corte Directo In-Situ para la obtención de los parámetros de resistencia del suelo.

Cabe señalar que el suelo de Lima tiene una cobertura superficial conformado por limo arcilloso de espesor variable y subyacente se encuentra el suelo gravoso antes descrito.

Para iniciar la preparación de las muestras bloque, se siguió el siguiente procedimiento :

- a) **Excavación.-** se realiza la excavación del terreno a la profundidad deseada para la cimentación.
- b) **Tallado de muestras.-** en cada lugar elegido para la ejecución del ensayo se tallaron tres muestras como mínimo, empleando pala, pico y barreno, consiguiendo posteriormente las dimensiones de ensayo con espátulas, barretillas y cuchillos.
- c) **Confinamiento.-** luego de tallados los bloques, se alisan las caras del bloque con mortero yeso-cemento (diablo fuerte) y se monta la caja metálica de confinamiento y el resto del equipo sobre el espécimen de ensayo.
- d) **Capín.-** para uniformizar la cara superior del bloque se empleó arena fina de construcción en pequeño espesor, de manera que la carga axial superior se distribuya uniformemente aplicada a través de dos planchas gruesas metálicas y los rodillos intermedios.

El esquema final de la disposición de los bloques, para la ejecución de los ensayos de corte, se presenta en la Fig. 2.

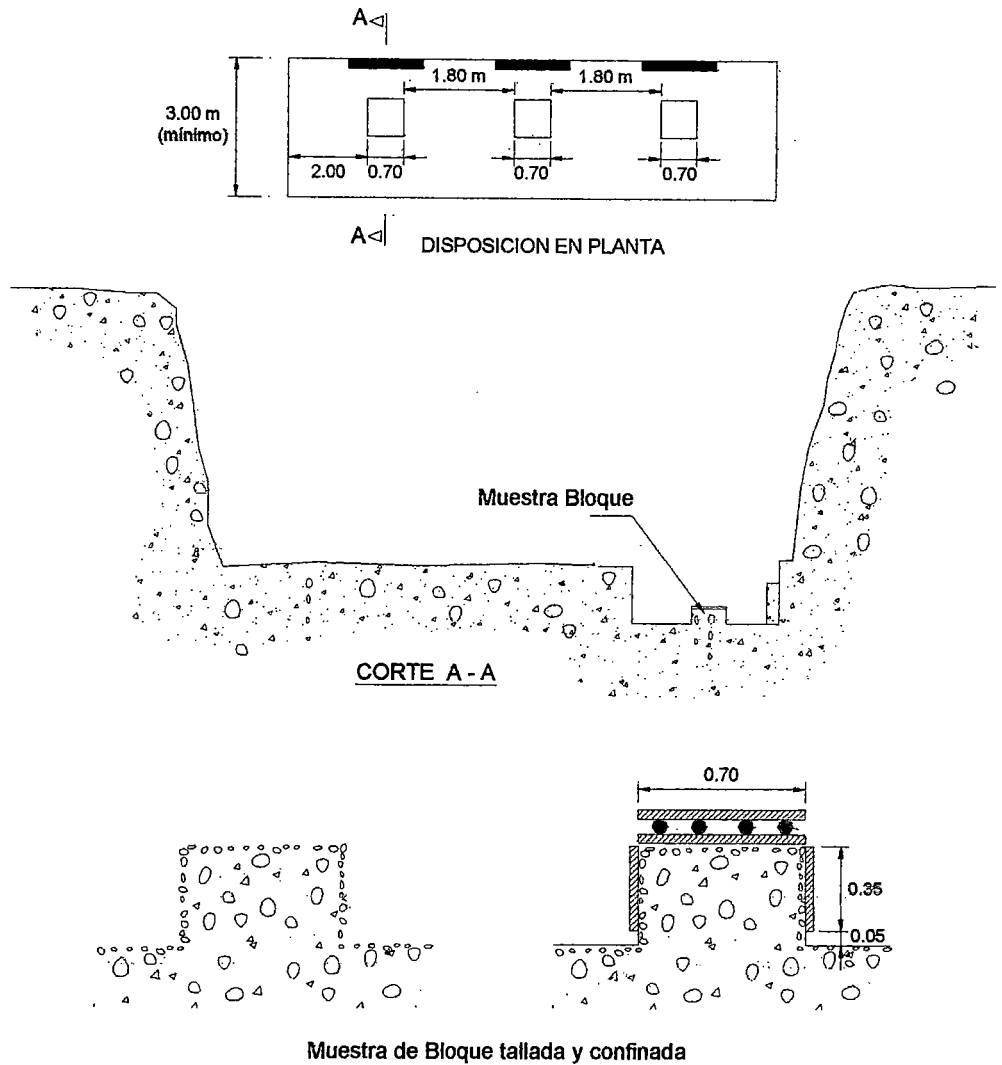


Fig. 2.- Esquema de la preparación de muestras bloque

Teniendo la muestra y el equipo listos, se procede a la aplicación de las cargas vertical y horizontal mediante los gatos hidráulicos. Se aplica la carga vertical en incrementos hasta alcanzar el esfuerzo vertical requerido, anotándose la deformaciones producidas, hasta notar un decremento de la carga horizontal, que indica falla. Se emplearon en el ensayo, esfuerzos verticales normales de 1, 2 y 4 Kg/cm². Se midieron esfuerzos tangenciales máximos de hasta 3.2 Kg/cm² en los ensayos.



Foto N°1.- Preparación del terreno para la ejecución de la Prueba

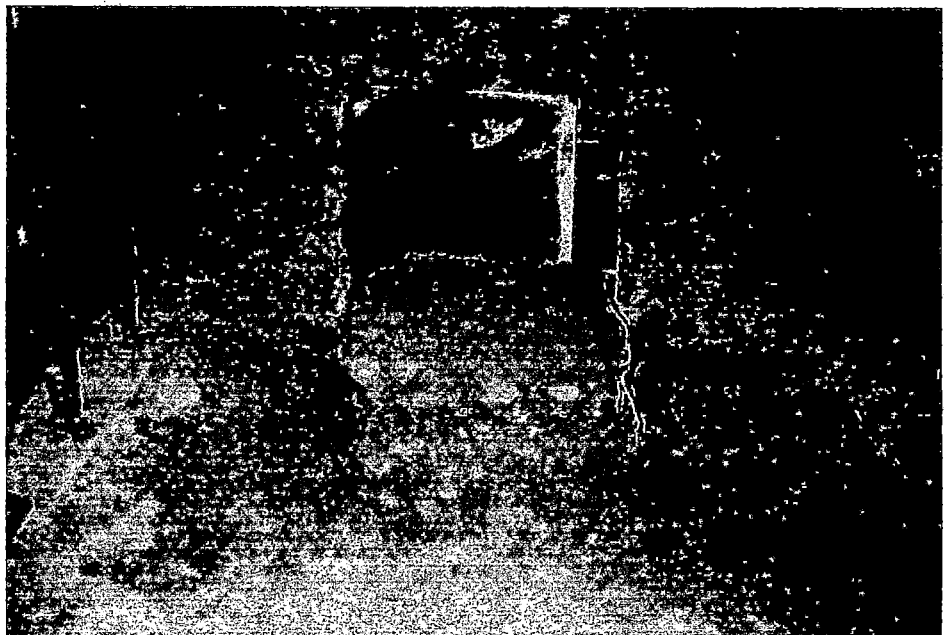


Foto N°2.- Muestra bloque tallada.

Importancia de las dimensiones de la caja de Corte

Las dimensiones de la caja de corte, pueden afectar considerablemente los resultados. Una caja de corte con lados muy grandes puede abarcar un área de suelo donde las características sean diferentes; a pesar de tener la gran ventaja de darnos la información de los parámetros de resistencia de la masa en su conjunto, por operación puede darnos una información errónea, ya que tratándose de un elemento rígido no permitirá evaluar los parámetros de resistencia de los suelos blandos que constituyen el conjunto, ya que se desconocería la superficie de influencia de éstos suelos.

Por otro lado una caja demasiado peraltada es susceptible al volteo aunque este factor puede evitarse aplicando la carga tangencial en la parte inferior, pero con el inconveniente del cálculo de la deformación vertical.

Rigidez de los gatos de reacción

En los ensayos de corte directo de laboratorio, la carga normal se aplica mediante pesas que dan el esfuerzo normal deseado. En las pruebas "in-situ", la fuerza normal se aplica mediante un gato que reacciona contra los cajones de carga. Una vez aplicada la carga no se permite ningún tipo de recuperación vertical.

Superficie de falla

La superficie de falla no necesariamente coincide con la superficie de cálculo (área de la caja), sino que se presenta de varias formas dependiendo de los tipos de suelos que abarca y de la proximidad al contacto de la carga tangencial. En el caso del suelo de Lima, la superficie de falla se podría verse afectada por la presencia de un fragmento de regular diámetro que se intersecte con la superficie dentro del bloque. Para suelos saturados y saturados-consolidados, la superficie de falla es más uniforme y se acerca más área de la caja de corte.

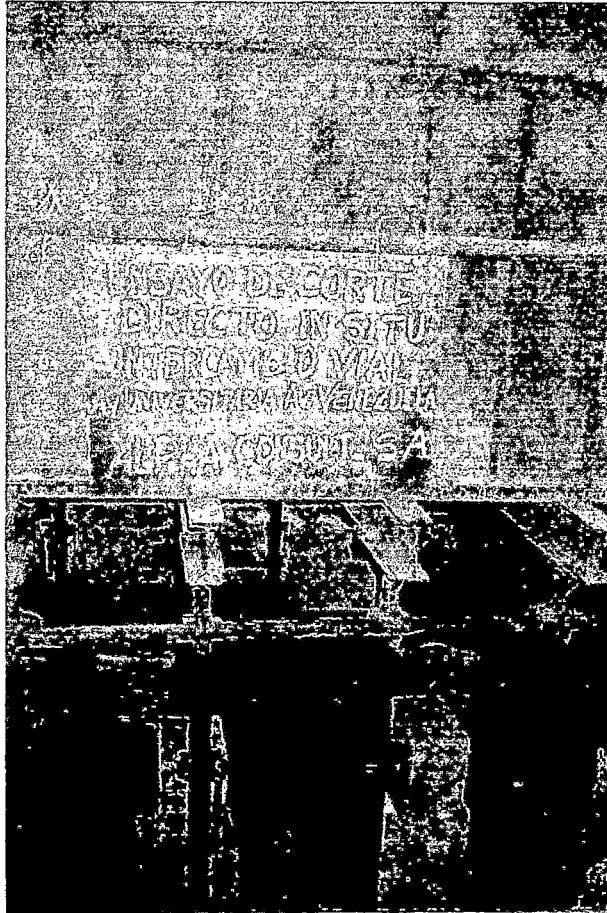


Foto N°3.- Equipo de Corte Directo In-Situ

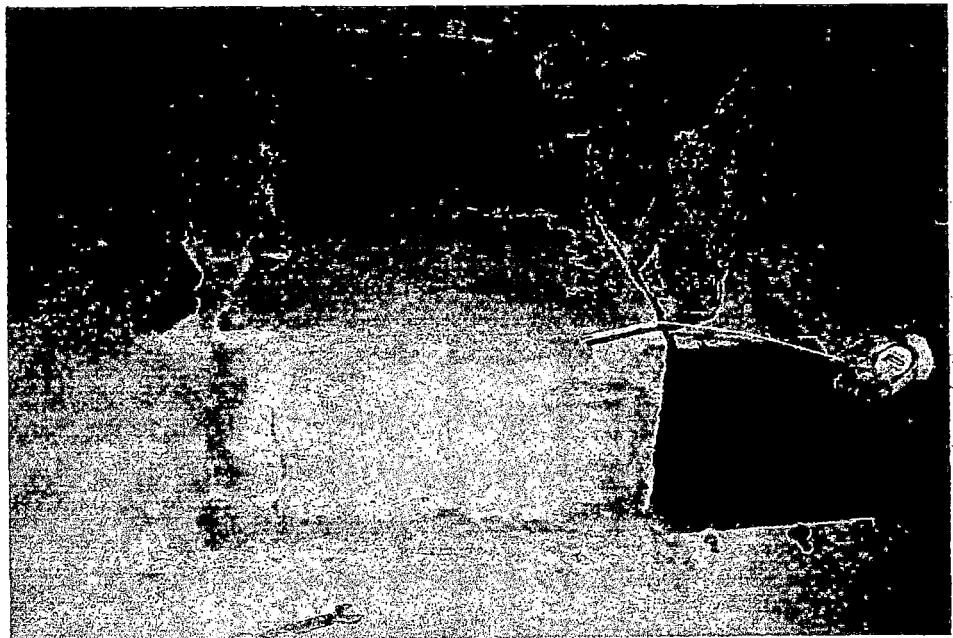


Foto N°4.- Bloque de suelo llevado a la falla por corte.

Ensayos En el Conglomerado de Lima

Existen escasas pruebas de Corte Directo In-Situ realizadas con el fin de determinar los parámetros de Corte Directo In-Situ en el conglomerado de Lima, debido principalmente al costo del ensayo. Se han realizado ensayos In-Situ en material fino, casi exclusivamente para el desarrollo de alguna investigación o Tesis.

En el cuadro Tabla 1, se presentan los resultados de los principales ensayos en suelo de grava, que representan valores típicos y representativos de este tipo de suelo.

Con los valores de los parámetros obtenidos en el Proyecto del Intercambio Vial en el cruce de las avenidas Universitaria y Venezuela $\phi=34^\circ$ y $c=0.15 \text{ kg/cm}^2$, a manera de ilustración podemos aplicar la solución de Terzaghi considerando un ancho de cimentación $B=1.00\text{m}$ y profundidad de desplante $D=4.00 \text{ m}$, peso unitario $\gamma=2.2 \text{ gr/cm}^3$, con factor de seguridad $FS=3$, obtenemos el siguiente resultado, para el caso de falla local :

$$q_a = 6.10 \text{ kg/cm}^2$$

para el caso de falla general

$$q_a = 15.30 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando las demás soluciones, estos valores se incrementan aún más. Esto nos da idea de la gran resistencia que ofrece el suelo de Lima, razón por la cual muchas construcciones empíricas no fallan.

Conclusiones

- Los ensayos de Corte Directo se aplicaron inicialmente en macizos rocosos, donde existe una experiencia mundial muy notable, siendo muy limitada en suelos por su costo de ejecución; sin embargo, nos ofrecen resultados más realistas de las propiedades de resistencia de los suelos con proporción importante de piedras o en suelos residuales, en

Tabla N°1.- Ensayos de Corte Directo In-Situ realizado en el conglomerado de Lima

Ubicación	Densidad Seca (gr/cc)	Clasificación SUCS	Angulo de fricción (ϕ)	Cohesión (c) (Kg/cm ²)	Esfuerzos Normales aplicados (Kg/cm ²)	Referencia
Banco de la Vivienda Av. Emancipación y Jr. Camaná - Cercado de	2.2	GP	40°	0.40	1.0, 2.0, 3.0	Estudio de Factibilidad Técnico, Económico y Anteproyecto del Sistema de Transporte Rápido Masivo de Pasajeros en el Area Metropolitana de Lima-Callao-Metro-Lima.
Beneficencia de Lima Av. Abancay y Nicolás de Piérola Cercado de Lima	2.2	GP	37°	0.60	1.0, 2.0, 3.0	Estudio de Factibilidad Técnico, Económico y Anteproyecto del Sistema de Transporte Rápido Masivo de Pasajeros en el Area Metropolitana de Lima-Callao-Metro-Lima.
Malecón de la Marina en los acantilados de la Costa verde Miraflores	---	GP	39.9°	0.55	0.5, 1.0, 1.5	Estabilidad de Taludes de la Costa Verde Hidroenergía Consultores en ingeniería
Intercambio Vial cruce Av. Universitaria y Venezuela Cercado de Lima	2.2	GM	34°	0.15	1.13, 2.18, 3.32	Intercambio Vial Av. Universitaria - Av. Venezuela Alpha Consult

Nota : El contenido de humedad varía entre 2% y 6%

los que existen con frecuencia trozos de roca semi-descompuesta.

- El procedimiento de preparación de especímenes y ejecución de ensayo es simple y rápido, descartándose en el ensayo la perturbación que puede sufrir la muestra inalterada de laboratorio durante su extracción y transporte.
- La ejecución de las pruebas In-Situ están afectadas en alto grado por el modo de ejecución (carga o deformación controlada) tipo del material, condiciones de frontera y de otros efectos que en muchos casos no pueden ser cuantificados.
- Las dimensiones del bloque oscilan entre 40x40 y 100x100, aunque existen referencias de ensayos con muestras de hasta 4.00x4.00 m. Se pueden realizar ensayos de corte con saturación previa principalmente para obras hidráulicas.

Recomendaciones

- 1.- Realizar Ensayos de Corte Directo In-Situ en mayor medida, en proyectos que involucren la ejecución de obras medianas o grandes.
- 2.- Proseguir la investigación de Ensayos In-Situ con el objeto de contrastar con los ensayos de laboratorio.
- 3.- Aplicar estos ensayos para determinar los parámetros de resistencia del conglomerado de Lima.

No existen especificaciones normalizadas para ejecutar los ensayos de Corte Directo In Situ, por lo que tenemos que aplicar los criterios del Ensayo de Corte en el Laboratorio.

3.2.3 Ensayo de la Veleta (VST)

Este ensayo se realiza para determinar In-Situ la resistencia al corte no drenada de arcillas intactas completamente saturadas, mediante la medición del torque necesario para girar una veleta cruciforme similar a que se muestra en la Fig. 1

Este método es ampliamente usado en una gran variedad de exploraciones debido a su facilidad de empleo.

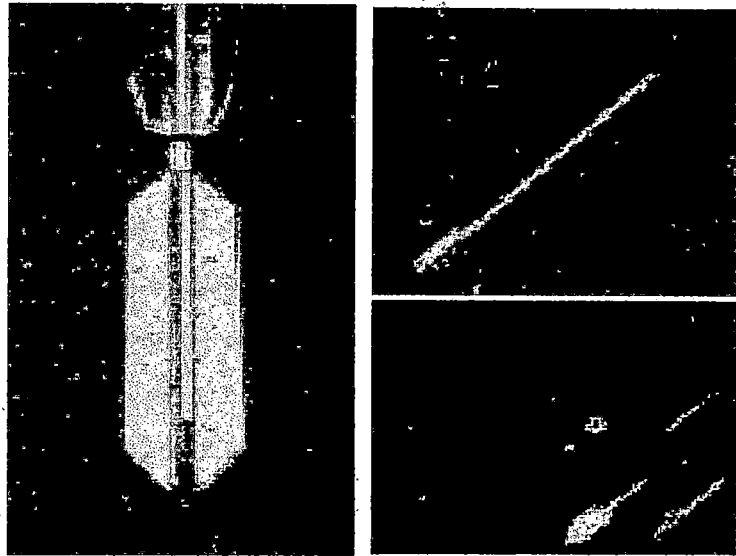


Fig.1.- Veleta de Corte y accesorios

Este ensayo ha sido estandarizado por ASTM D-2573 y consiste en penetrar con la veleta el suelo inalterado por debajo de la base de la perforación y girarla a una velocidad de 6 a 12 grados por minuto, lo cual genera una superficie de corte cilíndrica casi igual a la superficie generada por las palas de la veleta.

La relación entre el torque T en falla y la resistencia al corte no drenada, cu esta dado por :

$$T = \pi c_u \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right) \dots \dots \dots (1)$$

donde D y H representan el ancho total y la altura de la veleta, respectivamente, como se aprecia en la Fig. 2.

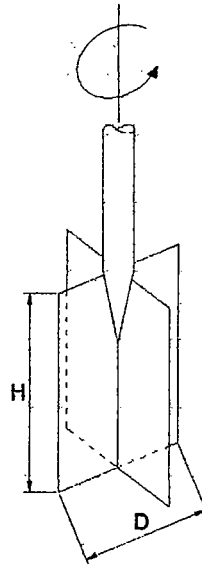


Fig. 2.- Dimensiones de la veleta de corte

Después de determinar la resistencia inalterada es posible medir la resistencia remoldeada si se hace girar rápidamente la veleta, dando seis vueltas completas, se espera cinco minutos y se repite el ensayo de nuevo con el procedimiento normal.

La veleta puede avanzar grandes profundidades con tan solo presionarla contra el suelo, pero como la veleta debe poseer paredes delgadas para disminuir la perturbación del suelo entonces solo debe ser aplicada a suelos cohesivos suaves y medianamente suaves, por lo general se realiza en arcillas saturadas con una resistencia no drenada menor a 100 kN/m^2 .

En suelos con $c_u < 50 \text{ kN/m}^2$, a menudo se utilizan veletas que tienen paletas de 150 mm de altura y 75 mm de ancho, aproximadamente; y en suelos que tienen alta resistencia al corte, sería más adecuado utilizar veletas con palas de 100 mm y 500 mm, aproximadamente.

El ensayo de la veleta exige interpretación. Hoy en día se supone, en general, que el valor de la resistencia al corte calculado del par y la simple geometría, s_{uv} , resulta muy alto para fines de diseño. Bjerrum (1972), a partir del análisis de resultados de varias fallas de taludes, propuso:

$$s_{u \text{ diseño}} = \lambda s_{uv}$$

En general, el Aparato de la Veleta se comporta mejor en arcillas que tengan una resistencia a la compresión no confinada menor que 1.0 kg/cm^2 . No es adecuado para suelos que contengan capas, así sean delgadas o laminaciones de arena fina o limo denso; y todavía lo es menos para aquellos con partículas de grava o piedras. En estas condiciones, los resultados de los ensayos podrían ser considerablemente erróneos.

El aparato de paletas puede emplearse para medir la resistencia al corte en arcillas ubicadas por debajo del fondo de perforaciones, en donde es posible obtener valores sucesivos a medida que se profundiza la perforación. Es también posible avanzarlo dentro del terreno en suelo blandos, sin necesidad de perforaciones previas. En estos casos la barra y las paletas van protegidas con revestimientos hasta alcanzar la profundidad del ensayo.

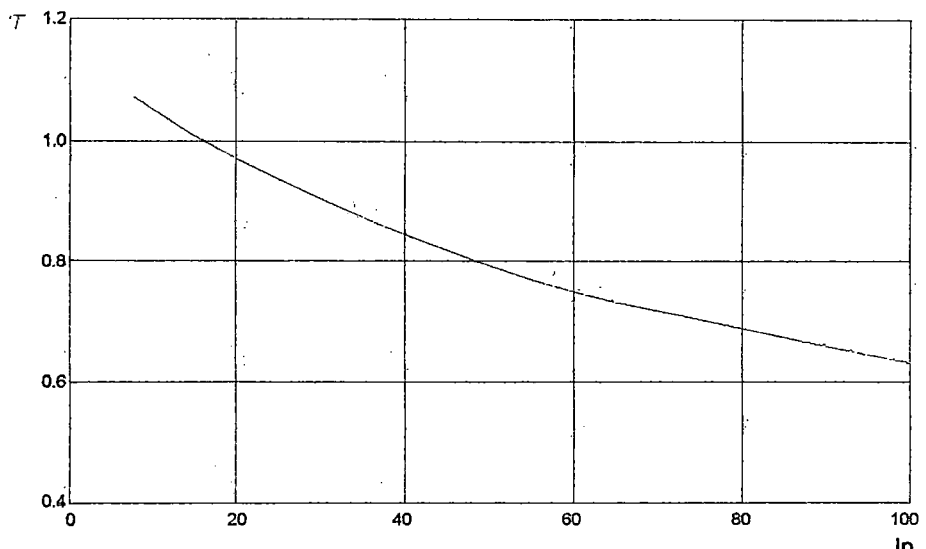


Fig.3.- Gráfico para corregir el valor de τ_u (Bowles J., 1982)

Diversas investigaciones señalan que a cierta profundidad, dependiendo de la calidad del muestreo, existe una coincidencia aceptable entre los valores de resistencia sin drenaje dados por la fórmula y la mitad de resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas ensayadas en Laboratorio.

3.2.4 Ensayo de Penetración Estándar

Antecedentes

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT), desarrollado por Terzagui a finales de los años 20 con la finalidad de estimar el grado de densificación de los suelos, es el ensayo *in situ* más popular y económico para obtener información geotécnica del subsuelo. En 1925, un perforista de la firma Society Raymond – Pile, propuso a Karl Terzaghi, contar el número de golpes necesarios para hincar un tubo tomamuestras que tenía por costumbre utilizar, asumiéndolo como un ensayo después de haber acumulado gran número de resultados. Originalmente los Penetrómetros Dinámicos fueron concebidos para apreciar la compacidad de los suelos sin cohesión, ante la dificultad de obtener muestras inalteradas. Asimismo se reportó los trabajos de Mohr H.A, (1927), quien utilizó el tomamuestras como un penetrómetro.

Se estima que el 85 % a 90 % de los diseños de las cimentaciones convencionales de Norte y Sur América se basan en los valores de N medidos en el SPT (Bowles, 1996). A pesar de que el ensayo se estandarizó desde 1958 como el ASTM D-1586, y que se han venido realizando revisiones periódicamente. Evaluaciones realizadas en Norteamérica indican que son muchas las variables que influyen en los valores de N, entre otras: el tipo y estado de los equipos de perforación; la destreza de los operadores; el tipo y estado de las cucharas muestreadoras; la dimensión y estado del varillaje; la forma y tamaño del cabezote; el tipo, forma y estado del martillo, la dimensión de la manila, su estado y el número de vueltas en el mandril; la profundidad y el procedimiento del ensayo; la energía que se suministra en cada golpe; etc.

Se ha demostrado y aceptado que los valores de N son inversamente proporcionales a la energía suministrada en los golpes (Schmertmann y Palacios, 1979; Kovacs, 1994; Bowles, 1996). Por ejemplo, si para un sitio se mide $N = 20$ con un equipo

dotado de un martillo de seguridad que suministre una energía del 60 % de la nominal, para el mismo sitio se espera que con otro equipo de menos energía (ej: 45 % de la nominal), N sea igual a 27. Esto implica que cuando se calcule el factor de seguridad a la licuación del sitio, si para N = 20 el FS es igual a 0.9, para N = 27 el FS calculado sería 1.4 si no se tiene en cuenta la energía con la cual fue determinado el N = 27, lo cual conduciría a adoptar soluciones de cimentación muy diferentes.

Descripción del Ensayo

El método consiste en hincar un tomamuestras partido de 18" ($\approx 45\text{cm}$) de largo (Figura 1a) colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un peso (martillo) de 140lb ($\approx 63.5\text{kg}$) que se deja caer "libremente" desde una altura de 30" ($\approx 76\text{cm}$) (Figura 1b), anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6" ($\approx 15\text{cm}$).

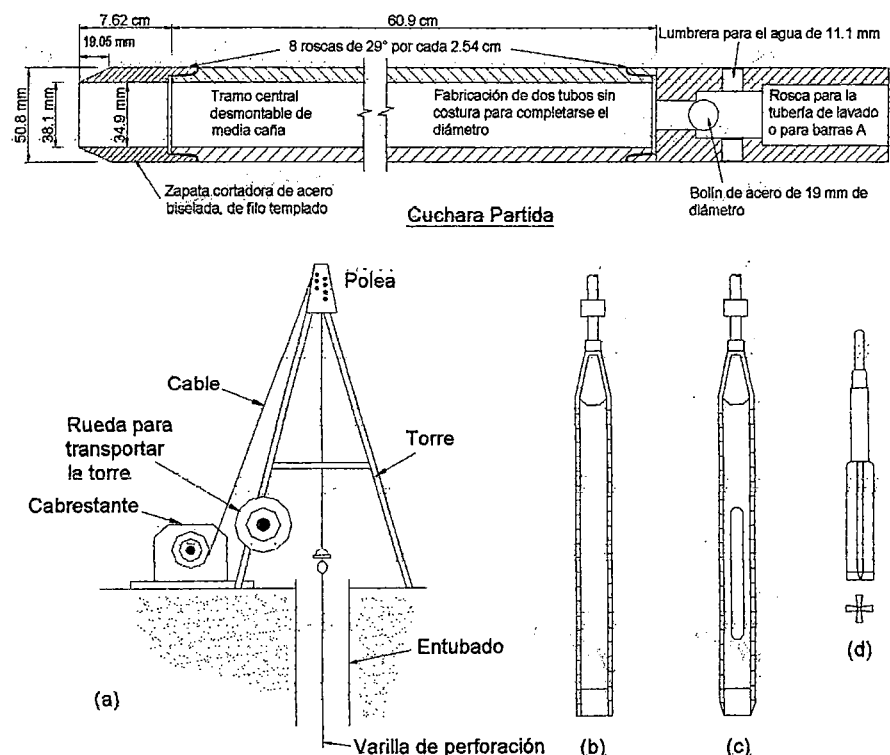


Fig.1.- Equipo para el Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El valor normalizado de penetración N es para 12" (1 pie » 30cm), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo se dice que muestra "rechazo" si: (a) N es mayor de 50 golpes/15cm, (b) N es igual a 100golpes/pie o (c) No hay avance luego de 10 golpes.

Aunque se denomina "estándar", el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial a la energía que llega al tomamuestras, entre las cuales sobresalen (Bowles, 1988):

- Equipos producidos por diferentes fabricantes
- Diferentes configuraciones del martillo de hinca, de las cuales tres son las más comunes (Figuras : 2a el antiguo de pesa con varilla de guía interna, 2b el martillo anular "donut" y 2c el de seguridad
- La forma de control de la altura de caída: (a) si es manual, cómo se controle la caída y (b) si es con la manila en la polea del equipo depende de: el diámetro y condición de la manila, el diámetro y condición de la polea, del número de vueltas de la manila en la polea y de la altura.
- Si hay o no revestimiento interno en el tomamuestras, el cual normalmente no se usa.
- La cercanía del revestimiento externo al sitio de ensayo, el cual debe ser estar alejado.
- La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y el tomamuestras.
- El diámetro de la perforación
- La presión de confinamiento efectiva al tomamuestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo.

Para casi todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia E_r y el valor de N de campo debe corregirse de la siguiente forma :

$$N_{crr} = N \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4$$

Donde :

N_{corr} = valor de N corregido

N = valor de N de campo

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo

η_1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq h_1 \leq 1$)

η_2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq h_2 \leq 1$)

η_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq h_3 \leq 1$)

η_4 = factor por diámetro de la perforación (>1 para $D > 5"$, $=1.15$ para $D=8"$)

Corrección por Energía (η_1)

Se considera que el valor de N es inversamente proporcional a la energía efectiva aplicada al martillo y entonces, para obtener un valor de N_{e1} a una energía dada " e_1 ", sabiendo su valor N_{e2} a otra energía " e_2 " se aplica sencillamente la relación:

$$N_{e1} = N_{e2} \times (e_2/e_1)$$

Corrección por Confinamiento (C_n)

Este factor ha sido identificado desde hace tiempo (Gibbs y Holtz, 1957) y se hace por medio del factor C_n de forma tal que:

Resistencia Efectiva con SPT- Página 3

$$N_{corr} = N_1 = C_n \times N$$

y se ha estandarizado a un esfuerzo vertical de referencia $\sigma_{vr}' = 1$ kg/cm² = 1 atmósfera = p_a , como función del parámetro R_s , definido por:

$$R_s = \sigma_v' / p_a$$

Existen numerosas propuestas, entre las que se destacan las siguientes :

Peck $C_n = \log(20/R_s) / \log(20)$

Seed $C_n = 1 - 1.25 \log(R_s)$

Meyerhof-Ishihara	$C_n = 1.7/(0.7+R_s)$
Liao-Whitman	$C_n = (1/R_s)^{0.5}$
Skempton	$C_n = 2/(1+R_s)$
Seed-Idriss	$C_n = 1 - K \cdot \log R_s$
(Marcuson)	($K=1.41$ para $R_s < 1$; $K=0.92$ para $R_s \geq 1$)
González (Logaritmo)	$C_n = \log (10/R_s)$
Schmertmann	$C_n = 32.5/(10.2+20.3R_s)$
Teng	$C_n = 50/(10+R_s)$
Bazaraa	$C_n = 4/(1+2R_s) \quad R_s \leq 1.5;$ $= 4/(3.25+0.5R_s) \quad R_s > 1.5$

En general, es recomendable que $C_n \leq 2.0$, por lo cual la formulación de Skempton es la única que cumple exactamente esta recomendación para $R_s=0$.

Correlaciones entre N y resistencia efectiva de los suelos

Existen numerosas correlaciones entre N y ϕ' , pero antes de mencionar algunas de ellas es conveniente discutir cual es el valor de ϕ' es el que se está obteniendo.

Debido a que la mayor parte de correlaciones se obtuvieron con materiales granulares, para los cuales generalmente $c'=0$, lo que realmente se obtiene es la relación entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos, es decir :

$$\phi_{SPT} = \phi'_{eq} = \arctan(\tau / \sigma')$$

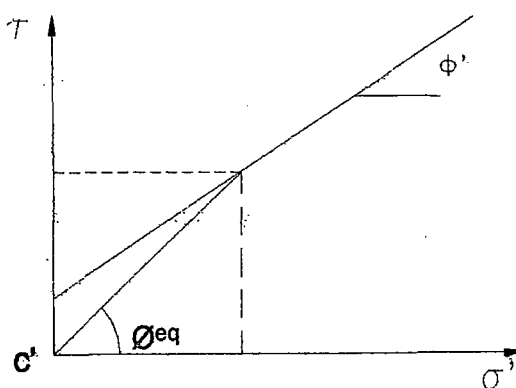


Fig.3.- Angulo de fricción real (ϕ') y equivalente (ϕ'_{eq})

De acuerdo a lo anterior, algunas de las relaciones entre ϕ'_{eq} y N_{172} , son las siguientes :

Peck	$\phi'_{eq} = 28.5 + 0.25 \times N_{145}$
Peck, Hansen y Thorburn	$\phi'_{eq} = 26.25 \times (2 - \exp(-N_{145}/62))$
Kishida	$\phi'_{eq} = 15 + (20 \times N_{172})^{0.5}$
Schmertmann	$\phi'_{eq} = \arctan[(N_{150}/32.5)^{0.34}]$
JNR	$\phi'_{eq} = 27 + 0.30 N_{172}$
JRB	$\phi'_{eq} = 15 + (15 \times N_{172})^{0.5}$

Aplicación del Ensayo SPT para la determinación de la Capacidad Portante

Suelos Granulares

La capacidad de carga última (q_{ult}) de una suelo (Terzaghi y Peck) puede establecerse a partir de las siguientes relaciones :
zapatas cuadradas :

$$q_{net} = 2NBR_w + 6(100 + N^2)D.R_w$$

zapatas continuas :

$$q_{net} = 3N^2BR_w + 5(100 + N^2)D.R_w$$

en donde :

(q_{ult}) : capacidad de carga última (lb/pie²)

B : ancho de la cimentación en pies

D : profundidad de la cimentación en pies

R_w y R'_w : factores de corrección por la posición de la Napa Freática propuesto por Teng

Para suelos arenosos, se puede estimar la capacidad portante como :

$$q_a = 0.11C_nN$$

$C_n = 1$ si la sobrecarga es cerca de 1tsf y $C_n=2$ si la sobrecarga es 0 y $C_n=0.5$ si la sobrecarga es 4.5 tsf.

Terzaghi y Peck han correlacionado el ancho de la cimentación para que, con un valor de N dado, se obtenga una presión de contacto que produzca un asentamiento total máximo de 1", la cual es válida para arenas secas, tal como se ilustra en la siguiente figura.

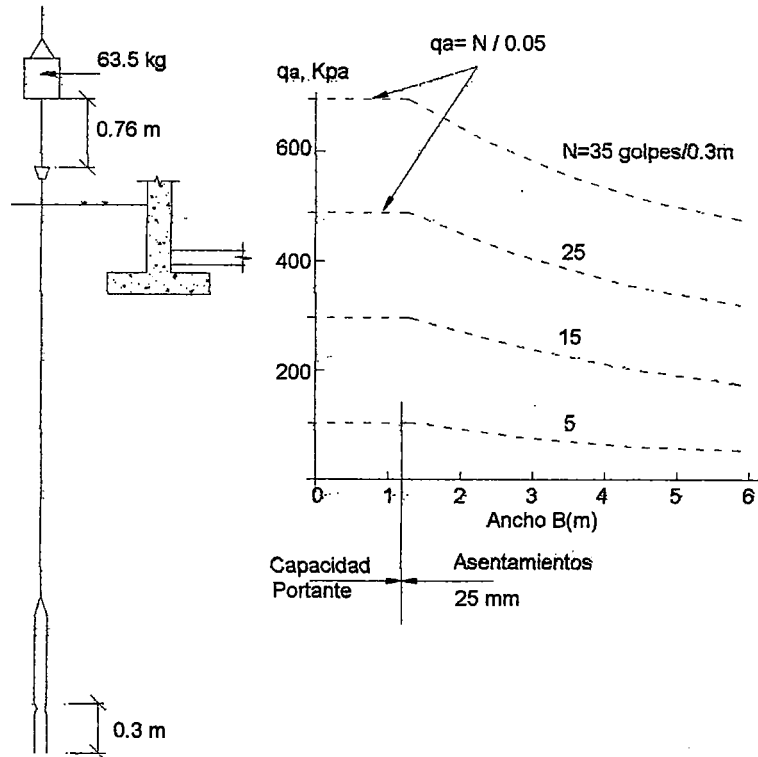


Fig.4.-Capacidad portante admisible a partir del SPT

Suelos Finos

En Ensayo de Penetración Estándar fue ideado predominantemente para ser usado en suelos granulares, sin embargo, en trabajos de pequeña envergadura, puede conseguirse una menor economía utilizando un diseño conservador basado en resultados del S.P.T.

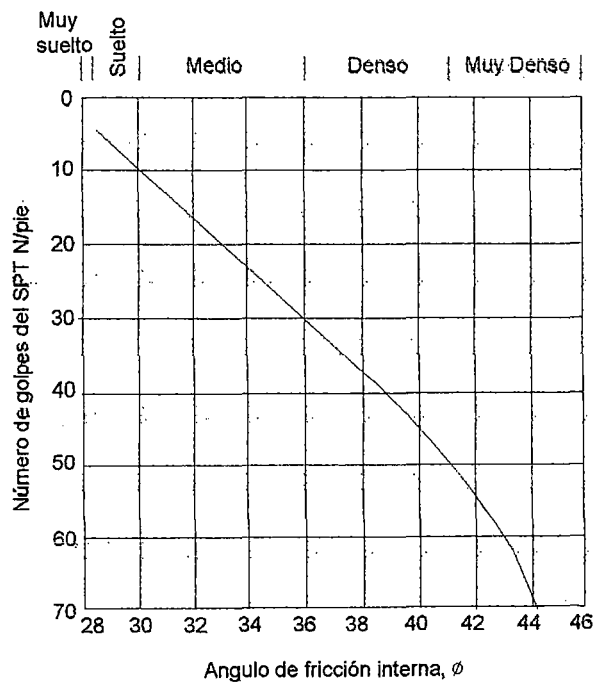
La Tabla N°1 proporciona una relación de aproximada entre N y la capacidad de carga admisible ($FS=3$) de suelos arcillosos. Al aplicar estas relaciones no se tiene un control sobre la magnitud de los asentamientos y en consecuencia deben de ser efectuados por algún método en particular.

Tabla 1.- Relación empírica entre el SPT y algunas propiedades de suelo cohesivo

N	Consistencia	Identificación en campo	γ_{sat} KN/m ³	qu Kpa
< 2	Muy blanda	Fácilmente penetrable con el puño	16-19	< 25
2 - 4	Blanda	Fácilmente penetrable varios cm con el pulgar	16-19	25-50
4 - 8	Media	Se requiere un esfuerzo moderado para penetrarlo varios cm con el pulgar.	17-20	50-100
8 - 16	Rígido	Identable fácilmente con el pulgar	19-22	100-200
16 - 32	Muy rígido	Identable fácilmente con la uña del pulgar	19-22	200-400
> 32	Duro	Difícil de identar con la uña del pulgar	19-22	> 400

Existen buen número de correlaciones con otras propiedades del suelo, principalmente con la densidad relativa y el ángulo de fricción interna, Thorburn (1963) y Parry(1971).

En la siguiente figura se muestra una relación directa de N con ϕ' , aunque es conservativa.



Las correlaciones con la resistencia al corte no drenada c_u , varían entre 3N y 12N.

Limitaciones del Ensayo

Se presenta un método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ' , mediante el empleo de los datos de SPT (N en golpes/pie). Aunque el método provee valores estimados, se obtienen resultados razonables útiles iniciales, especialmente para materiales granulares o intermedios, siendo menos aproximados para materiales cohesivos.

El método indudablemente es aproximado y es útil para estimativos iniciales, pero, en lo posible, debe siempre ser comprobado con otros ensayos preferentemente de laboratorio (corte directo, triaxial, etc), pues tiene las siguientes importantes limitaciones.

- El resultado normalmente, pero no siempre, es conservativo (valores de c' y $\tan\phi'$ menores que los reales)
- El método tiende a subestimar el valor de c' , especialmente para materiales arcillosos cohesivos.
- En materiales granulares pueden resultar valores de c' irreales que son aproximación a una posible envolvente curva.
- El resultado depende de los valores de σ' , por lo tanto una sobreestimación de los valores de σ' dará valores de c' y $\tan\phi'$ inferiores y una subestimación de σ' valores superiores. esto involucra los valores usados de pesos unitario, profundidades y presiones de poro.

3.2.5 Ensayo de Penetración del Cono (CPT)

Esta técnica de investigación ha sido muy empleada en Europa y Australia desde 1920, siendo introducida en 1960 a los Estados Unidos, llegando a nuestro país en 1984.

El Ensayo Penetración del Cono (cuasi estático) es el ensayo de penetración estático o cuasi estático, más difundido para estimaciones de la capacidad portante y asentamientos.

Este ensayo es usado en lugar del SPT – particularmente para arcillas blandas, limos blandos y para depósitos de arena fina a media. No ha sido bien adaptado a depósitos de gravas o a depósitos rígidos/duros. Este ensayo ha sido estandarizado por la ASTM como D-3441

El ensayo consiste en el hincado del Cono Estándar en el terreno a una velocidad de 10 a 20 mm/seg y registrándose los datos de resistencia lateral del cono q_r , resistencia de punta q_c y profundidad. La presión de poros, alineamiento vertical y temperatura pueden tomarse si la configuración del equipo lo permite.

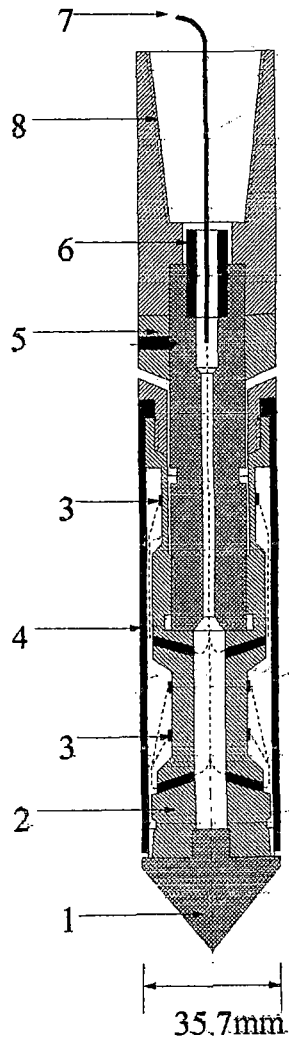
Conociendo la resistencia a la penetración es posible determinar una serie de parámetros gracias a la infinidad de correlaciones que existen en la actualidad. Los parámetros más conocidos son la densidad relativa, el módulo de deformación y el ángulo de fricción interna para suelos granulares. También permite establecer la cohesión no drenada, la presión de pre-consolidación y la razón de sobre-consolidación en los suelos cohesivos.

El ensayo de penetración del cono también nos permite obtener la estratigrafía del suelo. A diferencia del ensayo de penetración estándar no pueden obtenerse muestras para observación visual o para ensayos en el laboratorio.

La punta (o cono) generalmente tiene un área de 10 cm^2 , pero también se emplean conos más largos para dar lecturas de la presión de poros.

Existe por lo menos 5 tipos de conos en uso, aunque el ASTM D-3441, enumera solo tres.

- 1.- Mecánico.- primer tipo, desarrollado y usado en Netherlands.
- 2.- De electro fricción
- 3.- Piezo eléctrico
- 4.- Piezo electro/fricción
- 5.- Cono Sísmico, es una importante modificación que incluye un sensor para obtener datos para calcular la velocidad de la onda de corte del impacto de caída de un martillo en superficie, calculándose el módulo de corte dinámico.



Leyenda :

1. Punta cónica (10cm²)
2. Celda de carga
3. Indicadores de tensión
4. Manga de fricción
5. Anillos de sujeción
6. Forro Impermeable
7. Cable
8. Conexión con las varas

Fig.1.- Sección transversal del Cono

Correlaciones para suelos cohesivos

La resistencia del piezocono puede emplearse directamente en el diseño, pero generalmente es incorporada como un múltiplo de q_c . En lugar de usar directamente q_c se puede obtener el parámetro de diseño requerido a partir de las múltiples correlaciones

Originalmente los Penetrómetros Dinámicos fueron concebidos para apreciar la compactación de los suelos sin cohesión, ante la dificultad de obtener muestras inalteradas.

Resultados del CPT

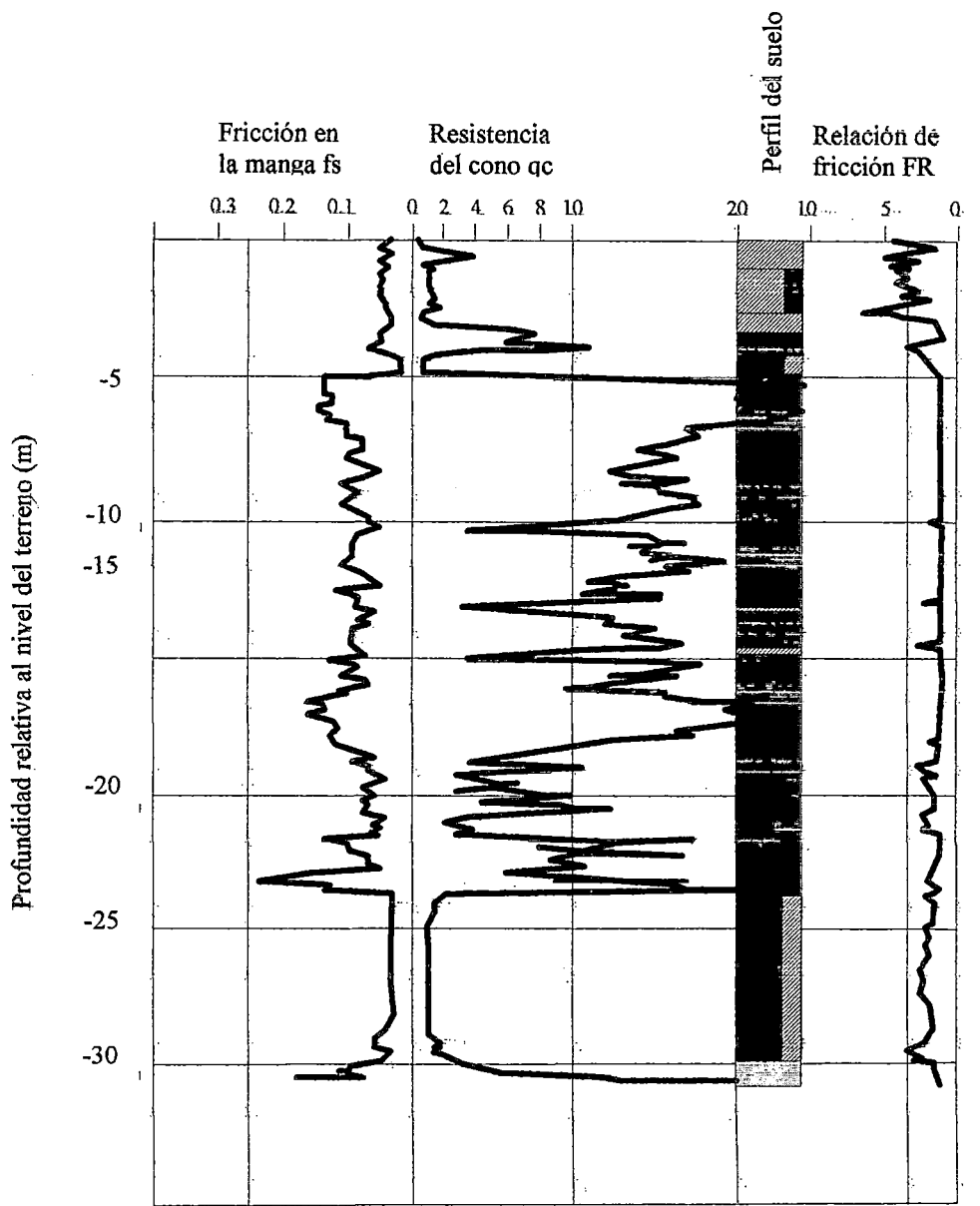
Los resultados de ensayo del cono de penetración (q_c , f_s , f_i y Δu) son ploteados en tiempo real pudiéndose almacenar digitalmente. Este método permite una rápida apreciación de las condiciones del subsuelo (Fig 2).

Capacidad Portante

Como la falla del cono es una falla por capacidad portante, la resistencia de punta, q_c , tiene una relación directa con la capacidad portante última; sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con la escala, que tiene gran influencia sobre ella.

Para zapatas superficiales sobre arena, en lugar de emplear q_c directamente, es más común emplear algunas de las correlaciones existentes con el ángulo de fricción ϕ , y determinar la capacidad portante por métodos normales. El ángulo de fricción interna puede ser determinado indirectamente, a partir de correlaciones con la densidad relativa y el tipo de suelo empleando relaciones empíricas.

Para cimentaciones superficiales en arcilla, comúnmente se infiere un valor de resistencia al corte no drenada a partir de los valores q_c y el esfuerzo por sobrecarga total, p_0 , de acuerdo a la siguiente expresión:



Leyenda :


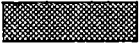


arcilla		arena	
limo		grava	

Fig.2.- Interpretación del penetrómetro cono – tipo de suelo

donde N_k = factor de cono (varia entre 5 y 75, con valores entre 10 y 30 generalmente usado y de 15 a 20 mas favorables.

$$c_u = \frac{q_c - P_0}{N_k}$$

Debido a la amplia dispersión en el valor de N_k , muchos han sugerido corregir la resistencia q_c , con la medida de presión de poros para reducir la dispersión, tal como sigue (Robertson y Campanella) :

$$q_T = q_c + u_c(1 - a)$$

donde: a = área en estudio que depende del tipo de cono.

Con dicho ajuste, la resistencia no drenada c_u , es:

$$c_u = \frac{q_T - P_0}{N_{KT}}$$

Hay también muchos métodos propuestos para la determinación del asentamiento a partir de los datos CPT. Se debe resaltar que todos deben ser generalizaciones empíricas puesto que el penetrómetro por su misma naturaleza falla el suelo, y por consiguiente no puede medir nada que no sean parámetros relativos a la condición última.

Correlación CPT-SPT

Se suele emplear correlaciones entre los ensayos CPT y SPT, empleándose con frecuencia la siguiente expresión propuesta por Meyerhof:

$$N = \frac{q_c}{4}$$

donde q_c está em (Kg/cm^2)

Estudios recientes, indican que la relación es dependiente del tamaño del grano del material, proponiéndose la siguiente correlación alternativa:

$$\frac{q_c / p_a}{N} = 4.25 - \frac{F}{41.3}$$

donde F = porcentaje que pasa la malla $N^\circ 200$ (0.075 mm)

Ventajas y deventajas del ensayo

El método de penetración con cono estático, tiene las siguientes ventajas:

- Es rápido y económico. Se pueden realizar muchos ensayos a profundidades considerables en un día.
- Proporciona un perfil continuo muy rápidamente, siendo un excelente método para obtener información detallada entre perforaciones o identificar áreas problema.

Así también, este método presenta las siguientes desventajas:

No se recuperan muestras de suelo:

- Generalmente debe calibrarse a ambos lados de la perforación.
- El equipo puede ser muy costoso.
- La presencia de cantos rodados y gravas, dificulta el ensayo.
- La corrección por sobrecarga y presión de poros, son difíciles de aplicar objetivamente, llevando a estimaciones inexactas de la resistencia al corte. Esta dificultad puede ser superada variando la forma del penetrómetro (cilíndrico o esférico) tal que pueda producir un flujo simétrico del suelo durante la penetración. Como el esfuerzo vertical es equilibrado con estas formas de penetrómetro, no se requiere de corrección por sobrecarga.

3.2.6 Otros ensayos

Los ensayos de penetración SPT y CPT ofrecen como resultados las características del suelo mediante correlaciones con resistencias del mismo, medidas en condición de falla. Existen otros procedimientos de investigación In-Situ, tales como aquellos que miden la resistencia del suelo a la deformación, permitiendo determinar con mayor detalle varias propiedades físicas del suelo. En esta categoría se incluyen las pruebas con dilatómetro DMT y con presurómetro PMT.

Presurómetro de Menard

El presurómetro o presiómetro de Menard consiste en un elemento de forma más o menos cilíndrica, que se introduce en una perforación y que luego se hace aumentar de volumen para deformar el suelo circundante, mediante la aplicación de una presión interna, obteniéndose así la medida de una deformación bajo una presión determinada.

Aunque el equipo es relativamente caro, su uso puede resultar muy económico con muchos ensayos que se realicen por día, pudiéndose aplicar a diversos tipos de suelos y rocas. Existen dos formas básicas del presurómetro. Una se instala en una perforación mientras que otra tiene un dispositivo de auto perforación.

Determinación de los parámetros de resistencia

La resistencia de los suelos puede estimarse con los resultados del presurómetro. Sin embargo, en términos simples es posible evaluar c_u para suelos cohesivos no drenados y ϕ' para suelos granulares. Cuando un suelo posee c' y ϕ' (rocas o suelos mixtos), se debe llevar a cabo una serie de procedimientos más complejos. Para ensayos con suelos cohesivos en condiciones no drenadas la cohesión, puede determinarse por la siguiente expresión:

$$c_u = \frac{P_1 - P_0}{N_p}$$

donde $N_p = 1 + \ln(E/3c_u)$

De acuerdo a los reportes N_p puede variar entre 2 y 20, sin embargo está generalmente en el rango de 5 a 12, con promedio de 8.5.

Para suelos granulares, se asumen condiciones de drenaje total para la evaluación de ϕ' . De acuerdo al análisis original de Gibson y Anderson (1961), en falla la relación de esfuerzo circunferencial al esfuerzo radial está dada por:

$$\frac{\sigma'_\theta}{\sigma'_r} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = N$$

donde N , es el valor del SPT.

Hay todavía una gran número de factores que influyen los resultados de los ensayos que aún no han sido comprendidos aún. Estos factores son:

- Influencia de la dilatación
- Influencia de la
- Influencia de las presiones de poro
- Condiciones de drenaje
- Variabilidad del suelo y anisotropía
- Carga en un plano horizontal

Inicialmente el presurómetro fue visto como respuesta a todos los problemas geotécnicos, pero con el tiempo se consideró una herramienta menos perfecta disponible para el ingeniero geotécnico. Los ensayos en los presurómetros son usados ampliamente para proyectos grandes, donde el costo de este tipo de ensayos puede justificarse.

Dilatómetro Plano de Marchetti

El Dilatómetro Plano de Marchetti determina igualmente, la deformación del suelo para una presión aplicada. Consiste en una pala (u hoja plana) de acero inoxidable de 15 mm de espesor, 96 mm de ancho y 150 mm de largo. Su extremo inferior posee un filo cortante agudo en V. Lleva una membrana flexible de acero inoxidable de 60 mm de diámetro centrada en la pala y a ras con una de sus caras. El dilatómetro se conecta a una sarta de barras de perforación y se presiona o se hinca en el terreno a ensayar.

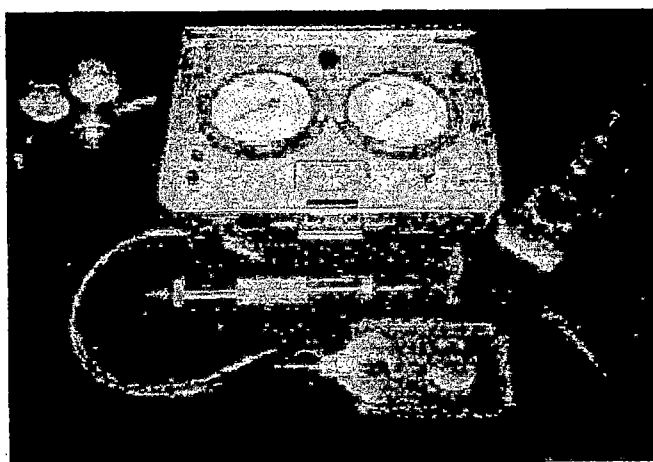
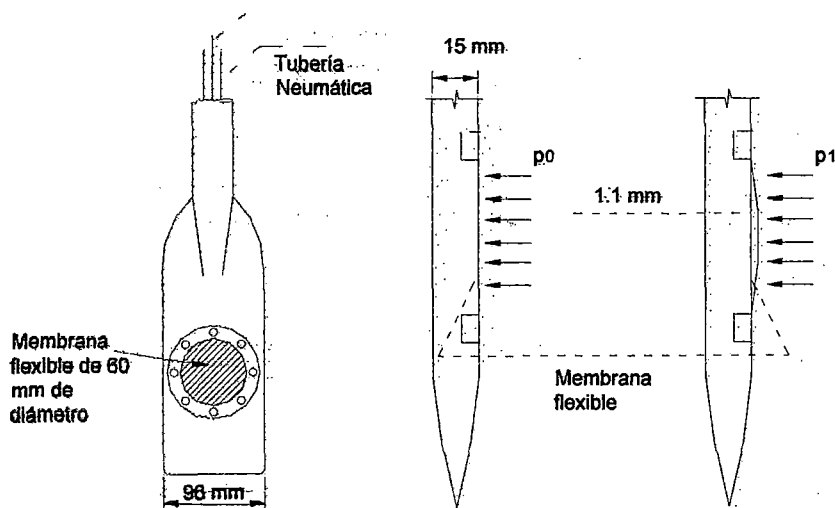


Fig.1.- Esquema y vista del Dilatómetro Plano de Marchetti

Desde una caja de instrumentos situada en la superficie del terreno se pasa un cable, compuesto de alambre eléctrico y tubo para a gas a presión, a través de las barras de perforación hasta la pala.

El dilatómetro se presiona en el terreno en incrementos de 15 a 30cm. La fuerza o los golpes necesarios para producir la penetración suministran información similar a la del SPT y CPT. En cada incremento de presión se miden tres presiones : La presión A, justamente necesaria para iniciar el movimiento (el despegue es típico un movimiento de 0.05 mm) de la membrana; la presión B, requerida para producir una deflexión de 1.1mm en el centro de la membrana, y la presión C que se obtiene cuando la membrana vuelve exactamente a su posición inicial, al liberar cuidadosamente la presión del gas. Esta última lectura se puede relacionar, según Schemertmann (1986), con el exceso de presión de poros. Estas presiones se pueden medir con precisión porque una señal de audio indica cuando se presenta el movimiento deseado de la membrana. Las presiones leídas se tienen que corregir por factores de calibración, tales como la rigidez de la membrana. La presión A corregida se designa como p_0 y la presión B como p_1 .

De acuerdo a Marchetti, el ensayo puede emplearse para determinar los parámetros de resistencia y compresibilidad (E , K_0 , OCR , c_u , ϕ y m_y). Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la inserción de la prueba causa disturbancia del suelo y por consiguiente falla, siendo las derivaciones de los parámetros elásticos y parámetros de resistencia picos, basadas en correlaciones indirectas y experimentales.

Este dispositivo ha sido empleado en Australia desde la década del 80, para la determinación de los parámetros de resistencia y

compresibilidad, sin embargo cabe resaltar que todos los ensayos de campo con dispositivos de inserción, alteran las propiedades del suelo.

Corrección por rigidez de membrana (Schmertmann, 1986)

$$p_0 = 1.05(A + \Delta A - z_m) - 0.05(B + \Delta B - z_m)$$

$$p_1 = B - \Delta B - z_m$$

$\Delta A, \Delta B$ = factores de calibración

z_m = nivel inicial de lectura

Indice del material o depósito

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$

donde : u_0 = presión de poros estática

Módulo dilatométrico :

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) = \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

donde E_s = módulo de elasticidad

μ = relación de poisson

Indice de esfuerzo lateral :

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\bar{\sigma}_{v0}}$$

Interpretación del DMT – Tipo de suelo

Arcilla : $I_D < 0.6$

Limo : $0.6 < I_D < 1.8$

Arena : $I_D > 1.8$

Determinación de los parámetros de resistencia - DMT

Para suelos granulares (arenas) :

Campanella y Robertson (1991)

$$\bar{\phi} \cong 37.3 \left[\frac{K_D - 0.8}{K_0 + 0.8} \right]^{0.082}$$

Marchetti (1997)

$$\bar{\phi}_{\text{cot.a.inf.erior}} = 28 + 1.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D$$

Para suelos arcillosos :

Marchetti (1980)

$$s_u = 0.22 \sigma_{v0} \left(\frac{K_D}{2} \right)^{1.25}$$

Schmertmann (1981)

$$s_u = \frac{p_0 - u_0}{10}$$

Lavcasse y Lunne (1988)

$$s_u = d_s \sigma_{v0} \left(\frac{K_D}{2} \right)^{1.25}$$

A partir de correlaciones empíricas, se pueden estimar el coeficiente de presión lateral de tierras K_0 ; la relación de sobre consolidación, OCR y el coeficiente de compresibilidad volumétrica, m_v .

Para K_0 , se tienen las siguiente correlaciones:

Marchetti 1980

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.60$$

Mayne y Kulhawy

$$K_0 = aK_D^m$$

Lunne et. al. (1990)

$$K_0 = 0.27K_D$$

El índice de esfuerzo lateral K_D está relacionado con K_0 y, por consiguiente, en forma indirecta, con el OCR. La determinación de K_0 es sólo aproximada debido a la distorsión producida al insertar en el suelo la pala del dilatómetro.

Las ventajas de esta prueba se deben a la sencillez del equipo y procedimiento, con obtención de resultados que no depende del operador.

Las limitaciones más evidentes del dilatómetro radican en que no se recuperan muestras para examen visual y pruebas de laboratorio, por este motivo no deben omitirse perforaciones y muestreos complementarios para verificación de los resultados del DMT. También, las correlaciones generalmente se aplican a materiales de baja sensibilidad, no cementados, intactos. Puede requerirse "calibración" para condiciones de suelo locales. No se puede emplear este método, en suelos de alta resistencia o con grava.

3.3 Ventajas y Limitaciones de las Pruebas In-Situ

Como se ha visto, actualmente existen diferentes métodos o técnicas de campo que nos permiten evaluar la resistencia del suelo y características de deformación, determinando la capacidad portante a partir de los resultados, o de manera convencional estimando los parámetros de resistencia c y ϕ , a partir de correlaciones establecidas. Sin embargo estos métodos, tienen algunas ventajas y limitaciones que se deben evaluar antes de ser empleados, destacándose las principales ventajas:

- Ensayo de un mayor volumen y más representativo de suelo observando sus características macroscópicas.
- Muchos dispositivos proporcionan un perfil vertical continuo..
- Estos ensayos pueden ser realizados en suelos en que es difícil la extracción de muestras como suelos granulares, suelos estructurados y material muy sensibles al medio ambiente.
- Los suelos son ensayados en su estado natural no requiriéndose la preservación de muestras durante el muestreo, manipuleo y ensayos de laboratorio.
- Las investigaciones basadas en ensayos de campo a menudo son más económicas y requieren de menos tiempo que las que se basan en ensayos de laboratorio.

Así también, los Ensayos de Campo, presentan las siguientes limitaciones:

- Para muchas Pruebas In-Situ, las condiciones de frontera en términos de esfuerzos y/o deformaciones son pobremente definidas, haciendo difícil una interpretación racional de los resultados.
- Las condiciones de drenaje durante los ensayos In-Situ son desconocidas y por eso es incierta la derivación de parámetros de

suelo que representen comportamientos drenados, no drenados o parcialmente drenados.

- El grado de disturbancia originado por el avance del dispositivo en el suelo tiene gran influencia en la derivación de los parámetros del suelo, pero la magnitud exacta es desconocida.
- Los modos de deformación y falla asociados con Ensayos In-Situ son generalmente diferentes que en típicas estructuras de Ingeniería Civil (Jamiolkowsky, 1985).
- Las deformaciones de campo son no-uniformes y las tasas de deformación son más altas que las aplicadas en Ensayos de Laboratorio y estructuras a escala natural, con la excepción del SPT, el tipo de suelo no es directamente identificado.
- Algunas veces el costo del ensayo es muy elevado para proyectos de poca envergadura.

CAPITULO IV

ENSAYOS DE CARGA A ESCALA REDUCIDA

4.1 SINTESIS CORRELATIVA DE ENSAYOS DE CARGA EN MODELOS A ESCALA REDUCIDA

En este Capítulo se presenta una síntesis de la literatura disponible con relación a ensayos de carga empleando modelos de zapatas a pequeña escala. Más específicamente, relación de pruebas experimentales a pequeña escala orientadas al estudio de la falla por corte del suelo bajo la zapata. Por eso la propiedad del suelo de mayor interés es la resistencia al corte. Para ensayos que involucran arenas secas o saturadas, la resistencia del suelo es descrita apropiadamente por la inclinación ϕ de la línea de rotura de Mohr, y ϕ n generalmente será referido como el ángulo de fricción. La resistencia de las arcillas se discute en términos de resistencia al corte no drenada no consolidada (la mitad del máximo esfuerzo desviador) de la arcilla para la condición en que el suelo es colocado en los aparatos de ensayo.

Es importante comprender las limitaciones generales de los métodos de cálculo aproximado desarrollados por Terzaghi (1948) y los subsecuentes investigadores que le precedieron. Estas mismas

limitaciones se aplican a la teoría de Lundgren-Mortensen y Sokolovsky. Las limitaciones más importantes son : (1) el método de cálculo se aplica sólo a cimentaciones continuas, y (2) los métodos de cálculos se aplican a suelos que se ajustan a la descripción de puramente plásticos; no ocurriendo deformaciones apreciables hasta que se produce la falla.(se puede añadir que los métodos de cálculo pueden ser usados en forma aproximada cuando la presión de poros existente en cada punto del suelo es conocida o cuando se aplica el principio $\phi=0$). Los programas experimentales mencionados aquí, parecen tener varios objetivos, dependiendo del tiempo en que se llevaron a cabo y del punto de vista del investigador.

Los objetivos más comunes de los ensayos fueron :

- a) Desarrollo de valores numéricos de capacidad portante para el uso en el trabajo de diseño.
- b) Desarrollo de reglas empíricas para extrapolación de los resultados de ensayos a pequeña escala.
- c) Investigación del mecanismo general de rotura bajo las áreas cargadas.
- d) Desarrollo de factores de corrección empírica para la Teoría de Terzaghi, para permitir el uso de la teoría con zapatas continuas, en superficie y con suelos en donde las deformaciones ocurren antes que la rotura completa sea importante.

4.1.1 Ensayos de Carga en Arena

Desde 1930 a 1958 se hicieron 21 ensayos a pequeña escala sobre arena, cuyos datos relativos al tamaño de la zapata y forma del área cargada, tamaño del grano, distribución de la arena y técnicas de colocación y control del suelo, se resumen en la Tabla 1.

Fellenius (1930)

Los primeros estudios detallados del comportamiento de zapatas que fueron revisados son los de Fellenius. Ensayó zapatas de diferentes dimensiones (5 a 30 cm de ancho y 5 a 6 cm de longitud)

para estudiar los efectos del tamaño y forma sobre la capacidad portante (capacidad a la cual el plato continua asentándose sin importantes incrementos de carga), comparando los resultados con análisis teóricos empleando una superficie de falla circular. La conclusión más importante fue que la capacidad portante de platos de forma rectangular o elípticas cargados sobre arena es proporcional a la menor dimensión.

Desafortunadamente, no se dieron detalles concernientes al método de colocación de la arena y aparentemente no hubo determinación de la densidad de la arena. Además, el ángulo de fricción fue considerado cerca a 31° y no se dieron resultados de ensayos. Estudios subsecuentes de la extensión de la línea de falla permitieron a Meyerhof (1950) descubrir que la caja usada por Fellenius podría haber sido muy pequeña, de 10 cm de ancho, aproximadamente.

La solución de Fellenius se basa en un arco de ruptura circular que concuerda razonablemente bien con Terzaghi ($\phi=31^\circ$, $N_\gamma=25$, $N_q=22-1/2$); sin embargo Fellenius señaló que su solución es para el caso de fricción cero entre suelo y zapata y que ésta fricción debería incrementar la capacidad portante.

Jandris y Riley (1930)

Durante la Tesis de Investigación en M.I.T.(Massachusetts Institute of Technology), Jandris y Riley estudiaron los efectos de la forma de la zapata sobre la capacidad portante, empleando zapatas circulares, cuadradas y octogonales. Realizaron un ensayo de carga por cada tres valores diferentes de la relación de vacíos, para cada forma de zapata. Por interpolación de los resultados, la capacidad portante (la presión a la cual el asentamiento equivale 0.4 pulgadas) de las diferentes zapatas fueron comparadas en una relación de vacíos común de 0.6 como sigue :

TABLA N°1: Resultados de Ensayos de Carga (Jandris y Riley, 1930)

Forma de la zapata	Diámetro (cm)	Capacidad portante (kg/cm ²)
Circular	9.03	0.84
Cuadrada	8.00	0.79
Octogonal	8.80	0.74

No se obtuvieron datos de resistencia al corte y los datos son insuficientes para dar alguna conclusión general con respecto a la influencia de la forma.

Gilboy (1930)

Los ensayos fueron realizados sobre arena seca (Plum Island) en tres estados de compactación (densa, media y suelta), empleando zapatas de concreto con áreas de 1, 3 y 6 pies cuadrados en una caja de concreto de 14x14 pies, llenada a una profundidad de 7 pies. Las densidades se midieron después de cada ensayo empleando tubos de 5 pulgadas de longitud y 3 pulgadas de diámetro para el muestreo. Los resultados de los ensayos muestran que a una presión pequeña con respecto a la presión última, el esfuerzo requerido para producir un asentamiento es prácticamente independiente del tamaño de la zapata.

Para los ensayos sobre arena densa las cargas disponibles fueron insuficientes para llevar a falla las zapatas de mayor tamaño y para los ensayos sobre arenas sueltas, los asentamientos fueron excesivos bajo las zapatas pequeñas, de manera que no podrán determinar la verdaderas fallas. En relación con estos ensayos se encontró que un cono de penetración de 30° y 2-3/4 pulg. da una resistencia a la penetración estática aproximadamente igual a la carga sobre 1 pie² requerida para producir un asentamiento de 1 cm. La variación del desplazamiento de la masa de suelo con la profundidad también fue determinada, encontrándose que el

desplazamiento vertical desaparece a profundidades mayores que 1-3/4 veces el diámetro de la zapata.

Kogler (1933)

En discusión a una publicación presentada por Gilboy (1933), Kogler presentó los resultados de una serie de ensayos realizados en Freiburg, Alemania. Se ensayaron siete áreas circulares de diferentes tamaños con diámetros de 8-100 cm, para determinar la relación entre los asentamientos y el diámetro del área cargada. La conclusión principal que se deduce a partir de los resultados de los ensayos, es que el asentamiento de un área cargada sobre arena con igual esfuerzo de contacto promedio, se incrementa con el incremento del diámetro del área, aunque no necesariamente en proporción a éste.

Pandya (1931, 1933)

Realizó una serie de ensayos (1931 y 1933 en el M.I.T.) para determinar la capacidad portante de una arena fina uniforme, que fue colocada a una sola densidad promedio ($e=0.66$, densidad relativa=0.74). Los ensayos de Corte Directo muestran muy pequeña variación en el ángulo de fricción con respecto a la densidad (29.5° suelto, 31.5° denso) a presiones sobre 0.7 Kg/cm^2 . Aunque no se realizaron ensayos a presiones más bajas, las curvas experimentales a presiones más altas, cuando se extrapolan pasan por el origen. En la Fig. 1, se muestra la influencia del tamaño de la zapata sobre la capacidad portante. Aunque los resultados no son concluyentes, parece que capacidad portante de cimentaciones en superficie está en función del menor ancho, y es esencialmente independiente de la forma de la zapata. Sin embargo, la capacidad portante de una zapata continua, se incrementa con la profundidad más lentamente que de una zapata cuadrada. Los resultados de los ensayos muestran que incrementando la profundidad de una cimentación se incrementa significativamente la capacidad portante,

y se reduce notablemente el asentamiento bajo una carga dada (se encontró que el incremento en la capacidad portante es proporcional a $(D/B)^Z$ donde Z es algo menor que la unidad, para el rango de profundidades de los ensayos. Los datos para el asentamiento de zapatas en superficie tienden a confirmar la conclusión de Gilboy de que para un esfuerzo dado no muy cercano al esfuerzo último, el asentamiento es prácticamente independiente del tamaño de la zapata. La relación entre el asentamiento y profundidad de una zapata de pared es similar al de una zapata cuadrada, pero el decrecimiento del asentamiento con la profundidad es menos pronunciado.

Golder (1941)

En este estudio, se emplearon zapatas de 3 y 6 pulgadas de ancho y hasta 30 pulgadas de longitud, las cuales fueron ensayadas en una caja de madera rellena con 14 pulgadas de arena gruesa, seca y densa con el fin de determinar los efectos de la forma de la zapata. Golder concluyó a partir de los resultados que la capacidad portante decrece con el ancho de la cimentación se incrementa. Solamente tres ensayos, sin embargo, fueron corridos sobre zapatas de 3 pulgadas de ancho porque el aparato no fue conveniente para pequeñas cargas.

Se colocaron dos depósitos cilíndricos metálicos con tapas abiertas en la arena para determinar la densidad de la arena y fueron removidos después de cada ensayo. La densidad de la arena se encontró que variaba entre 108 a 112 lb/pie cúbico con un valor promedio de 110.5. Los ensayos de corte dieron ángulos de fricción entre 39 y 48 grados para arena densa dependiendo de la presión.

Bekker (1948)

Se emplearon cajas de madera con un lado de vidrio con el fin de fotografiar y observar la zona de falla. Desafortunadamente, no se dieron detalles ni resultados de los ensayos realizados. De acuerdo

a Bekker, la caja de madera fue capaz de soportar casi dos veces la carga calculada empleando la solución de Terzaghi. Con la fotografía revelada, Bekker concluyó que el contorno de la cuña elástica se eleva a un ángulo de 60° con la horizontal y que por medio de esta cuña, se realizó la correlación entre la capacidad portante calculada y medida para arena con un ángulo de fricción interna de 35° .

Peynircioglu (1948)

El mecanismo de falla por corte (i.e., extensión y forma de las superficies de deslizamiento), fue estudiado mediante la toma de fotografías de la masa de suelo durante la carga de diferentes formas de zapatas en un tanque de vidrio de 55x33x26 cm. Para zapatas que no son continuas se ensayó media zapata adyacente a la pared de vidrio que viene a ser un plano de simetría.

Para zapatas sobre una superficie horizontal, la fotografía indica: (a) que parte de la curva de la superficie de deslizamiento es prácticamente una espiral logarítmica, (b) en las primeras fases del ensayo, las partículas de arena se mueven casi simétricamente relativo a un eje vertical de simetría, (c) tan pronto como se forma una cuña de deslizamiento definida, la carga cae a un mínimo y permanece casi constante durante el asentamiento, (d) en todos los ensayos la falla ocurre como deslizamiento hacia un lado. Para zapatas sobre un nivel de superficie la superficie de deslizamiento se extiende a una profundidad hasta una distancia de tres veces el ancho de la zapata y a una profundidad igual a tres cuartos del ancho. Aunque no se hayan dado datos de los ensayos de carga realizados, la utilidad de dicha técnica fotográfica en modelos de estudios es demostrada claramente.

Meyerhof (1948, 1950, 1951, 1953, 1955)

En un trabajo relacionado con esta serie de experimentos Meyerhof extendió el análisis de la teoría de plasticidad a zapatas en superficie, superficiales y profundas y la solución para cargas inclinadas y excéntricas. Los programas de ensayos sirven entonces para verificar las aproximaciones teóricas.

La mayoría de los ensayos fueron llevados a cabo en tanques de acero rígidos de 18x5x18 pulg. Se empleó un tanque galvanizado para estudiar los efectos del nivel freático. Además se empleó una caja de madera con un frente de vidrio para observar los movimientos del suelo. El suelo empleado para los ensayos en arena fue una arena limpia, uniforme, angular teniendo un tamaño de 0.2 a 0.6 mm con 50% de material más fino que 0.4 mm. Se emplearon tres estados de densidad : densa(valor n no indicado), media (n=37%), y suelta (n=45%). Ensayos en la caja de corte sobre suelo secado al ambiente ($w=0.2\%$) muestran que el ángulo de fricción máximo es una función de la porosidad inicial y presión, pero el ángulo de fricción final (31°) es independiente de ambos factores. Los ensayos sobre arena saturada dan un máximo ángulo para arena densa 2° más alto que para el suelo seco y para arena suelta 1° más alto. El ángulo final para arena saturada es ligeramente mayor (31.5°). La densidad de la arena en la caja fue verificada mediante vasijas de estaño abiertas de 3" de diámetro y 1.5" de altura las que fueron enterradas a diferentes profundidades. Las zapatas (circular, cuadrada y rectangular) fueron de latón con un ancho máximo de 1 pulgada. La carga fue aplicada a través de un anillo a una velocidad muy lenta (0.02 a 0.04 pulgadas por minuto). Este tipo de carga hace posible determinar el comportamiento de desviación de la carga después de la falla. El tamaño de la zapata fue determinada de acuerdo al tamaño de la caja.

En discusión de una publicación de Eastwood (1951) Meyerhof señaló que de acuerdo a estudios preliminares sobre arena densa

se requiere de una distancia libre de diez veces el ancho de zapatas rectangulares y de cinco veces el ancho de zapatas cuadradas o circulares a los lados de la zapata. Además una profundidad libre de cinco veces el ancho es necesaria para cualquier forma de zapata. Esta recomendación fue adoptada debido a los movimientos hacia fuera de la superficie de falla, que generalmente fueron radiales, podría observarse a una distancia de 2 a 3 veces las dimensiones de la superficie de falla.

Los ensayos para zapatas concéntricamente cargadas sobre arenas con diferentes densidades son descritas por Meyerhof como sigue :

Arena densa: La curva carga asentamiento es similar a la curva esfuerzo deformación en que la carga se eleva a un máximo y entonces con gran asentamiento cae hasta un valor más pequeño. En el punto máximo una superficie de falla muestra una superficie elevada del terreno. Como la profundidad de la zapata se incrementa la diferencia entre el valor máximo y el valor final decrece. Generalmente las zapatas (especialmente a profundidades superficiales) inclinadas a un lado y la superficie de la arena se eleva uniformemente y abruptamente para zapatas superficiales. después el suelo ha sido cortado, lo cual fue probado con alambre, se notó un marcado cambio en la resistencia entre las zonas disturbadas y no disturbadas.

Arena compactada : Como en el caso de los ensayos de arena densa, las curvas carga-asentamiento fueron similares a las curvas esfuerzo deformación. El tamaño de la zona de falla demostró ser prácticamente independiente de la profundidad de la cimentación y es gobernado por la compresibilidad de la arena. Para arenas compactadas una diferencia entre las zonas disturbadas y no disturbadas podrían no se detectadas por el sondeo como en los ensayos previos.

Arena suelta. La falla local por corte ocurrida en todos los casos. Al cargar, el asentamiento se produjo a una proporción creciente hasta

alcanzar la capacidad portante. Mas allá del esfuerzo requerido para un asentamiento considerable este fue casi proporcional al asentamiento. La capacidad portante fue gobernada por compresibilidad y la falla no cubrió la superficie incluso con zapatas superficie. Para zapatas en superficie, la superficie de terreno desarrolló una depresión poca profunda y sólo mostró una ligera elevación a cierta distancia para zapatas continuas. Fotografías cronometradas, empleando el modelo de vidrio indican que el movimiento del terreno fueron confinados a la vecindad inmediata de la cimentación, y, cerca de la base, los movimientos fueron casi enteramente verticalmente hacia abajo y el tamaño de la zona de falla fue independiente de la profundidad.

Los factores importantes que determinan la capacidad portante mencionados, son los siguientes :

- (a) Cimentación : tamaño, forma, rugosidad, profundidad y manera de colocación.
- (b) Suelo : esfuerzo previo a la carga, características de resistencia y deformación.

En resumen, se dieron las siguientes conclusiones a partir de los resultados de los ensayos:

- (a) La capacidad portante se incrementa con el ancho de la cimentación es una proporción decreciente que se considera ser el resultado del ángulo de fricción pequeño sobre la superficie de falla (mas notable para arena densa y para pequeñas zapatas usadas).
- (b) La capacidad portante se incrementa en casi proporción directa con la profundidad dentro del rango investigado.
- (c) La capacidad portante de zapatas cuadradas es menor que de zapatas rectangulares, especialmente en la superficie de arena densa donde la máxima capacidad portante de cerca de 30% menos.
- (d) Para zapatas sobre arena pobre la capacidad portante es independiente de la forma.

- (e) La capacidad portante de zapatas con superficie de contacto lisa es 1/2 que en superficie rugosa.
- (f) La capacidad portante es directamente proporcional al peso unitario y es influenciado por las condiciones de nivel freático directamente como ellas influencias el peso unitario efectivo.
- (g) Para zapatas cargadas excéntricamente los ensayos a pequeña escala indican que una solución simple se obtiene al asumir que la capacidad portante es idéntica a la de una cargada céntricamente si :

$$B' = B - 2e$$

donde : B = ancho actual

e = excentricidad

B' = ancho efectivo reducido

Los resultados los ensayos de cimentaciones superficiales experimentales muestran una concordancia razonable con la teoría. La aproximación teórica para zapatas circulares fue solo tentativa y Meyerhof sugirió un factor de corrección de forma empírico. Sin embargo, para cimentaciones superficiales en arenas pobre.

La resistencia al corte es la propiedad más importante del suelo, y los efectos de porosidad y deben considerarse los efectos de porosidad y presión. Meyerhof (1948) indicó satisfactoriamente

Davis y Woodward

En correspondencia con un curso de graduación en mecánica de suelos, zapatas rectangulares, de 1 a 1-1/2 pulgadas de ancho con longitudes de 10 a 24 pulgadas y una zapata circular, de 12 pulgadas de diámetro, fueron ensayadas en un tanque de tales dimensiones que en la superficie del suelo estas dimensiones fueron a partir de 1-1/2 a 3 ft, y todas las profundidades fueron como mínimo ocho veces el ancho de la zapata. Los movimientos

del suelo fueron estudiados con el uso de pantallas de vidrio, capas de sílica blanca finísima (en estos ensayos el suelo fue humedecido) y una técnica de rayos X usados para trazar los desplazamientos como mínimo. En posteriores ensayos, sin embargo, el espesor del contenedor fue limitado a 4-1/2 pulgadas.

Los estudios indicaban: (a) los desplazamientos son despreciables a profundidades bajo 3 veces el ancho de zapata, (b) la zona de falla, cuando se desarrolla a cada lado, no se extiende más allá de 5 veces del ancho de zapata (c) la deformación lateral es inapreciable más allá de 6 veces el ancho de zapata y (d) la superficie de falla sigue estrechamente la forma de una espiral logarítmica. Con el suelo de arena usado (nada más definitivo fue dado) los ensayos de cortes directo y triaxial indican un ángulo de fricción del orden de 36° para una densidad media a alta y moderada presión de confinamiento. Se ha obtenido en los ensayos en suelos sueltos con presiones muy bajas ángulos de fricción bajos alrededor de 15 grados. Los autores exigen que cuando la fricción que podría ser movilizado a lo largo del arco de falla debido a los esfuerzos generados por la carga misma de la zapata, se consideró, se obtuvo entonces razonable concordancia entre las capacidades portantes observadas y calculadas.

Desafortunadamente, los detalles de este análisis no son dados y por eso, este resumen no puede ser debidamente clarificado.

Eastwood (1951)

Las zapatas de 3, 4 y 6 pulgadas de ancho y de 6 a 30 pulgadas de largo, fueron ensayadas sobre una arena densa a media que fue colocada en una cala de madera de 4'0"x3'6"x16". Sin embargo, Eastwood afirma que la caja fue muy pequeña para las seis pulgadas de ancho de la zapata y por eso solo los resultados de los ensayos de zapatas de 3 y 4 pulgadas de ancho fueron significativas. Los ensayos de corte indicaron un ángulo de fricción igual a $42\text{-}3/4^\circ$ que fue virtualmente constante para todas las

presiones superiores a 1.5 ton/pie cuadrado. La densidad fue verificada por medio de latas abiertas que fueron extraídas después de los ensayos. La carga fue aplicada a través de un anillo manipulado manualmente sobre un perno. Durante un ensayo la carga se elevó al máximo y entonces bajó a partir del 50% al 80% del máximo valor. Un estudio de la magnitud de la zona de corte fue realizada al colocar tiras de papel tejido en los bordes de la masa de suelo y entonces observar hasta el término de los ensayos.

La mayoría de zapatas rectangulares fallaron con una carga última distinta acompañada por el deslizamiento hacia uno de los lados; la curva carga-asentamiento de zapatas rectangulares y circulares simplemente pasaban a una tangente recta y bastante empinada, después que la carga permanecía constante o se incrementaba ligeramente.

Una comparación de los resultados experimentales con la fórmula de Terzaghi y Prandtl dan razonable concordancia, pero la razón de incremento de la capacidad portante parece decrecer con el incremento en el ancho de la zapata. Los resultados están de acuerdo con los resultados de Golder y es que la capacidad portante de zapatas tiras rectangulares (continuas) es independiente de la longitud.

Los ensayos sobre zapatas inundadas muestran una reducción menor que 20 por ciento en la capacidad portante comparado con los ensayos sobre arena seca. Esta es una reducción considerablemente más pequeña que la que se esperó generalmente, Eastwood intentó explicar esto indicando que el mecanismo de falla observado no concuerda con los asumidos por Krey, Prandtl o Terzaghi. Sin embargo, es una discusión de una publicación de Eastwood, Meyerhof sugirió que los resultados podrían ser debido a la cohesión aparente desde que en la falla fue insuficiente cubrir de agua hasta el nivel del terreno. Golder también cuestionó los resultados de Eastwood de acuerdo a la inundación y presentó resultados de su propio trabajo que mostraba

que la capacidad portante es directamente proporcional al peso unitario efectivo.

Bresner y Wright (1953)

Platos de 24 pulgadas de largo y 1,87 a 14.8 pulgadas de ancho, fueron ensayados sobre arena compactada (densidad cerca de 110 lb/pie³) para estudiar los efectos de ancho sobre el módulo de subgrado de la arena. El tamaño de la caja parece ser de cerca de 6 pies de largo y cerca de 2 1/2 pies de ancho (no se ha dado ninguna indicación de la profundidad). de acuerdo a los autores, los esfuerzos y deflexiones varían linealmente con la carga aplicada. Los resultados muestran que el módulo de subgrado fue muy alto para platos angostos, disminuyendo rápidamente con incremento del ancho. Sin embargo, los autores indican que para un ancho mayor de 15 pulgadas en zapatas rectangulares y 24 pulgadas para zapatas circulares el módulo podría alcanzar esencialmente un valor constante. Estos resultados, como lo señalado por CHAPLIN (Geotécnica V 4, p. 42), son de limitado valor y no pueden ser considerados como generalmente válido debido a la caja de ensayos relativamente pequeña y las ausencia de ensayos a densidades adicionales, pero sugieren que el asentamiento de las zapatas sobre la arena es una función del ancho de la zapata.

Sywestrowicz (1953)

Se realizaron una serie de ensayos en un contenedor de paredes de vidrio para observar los desplazamientos ocurridos en la arena colocada durante la indentación por una plancha cuadrada de 2 pulgadas.

En cada ensayo se obtuvo una carga máxima en el punto que dos superficies de deslizamientos simétricas comenzaron a formar. Eventualmente el movimiento continuo a lo largo de las superficies de deslizamiento. Esto fue posible detectar el movimiento de granos individuales de arena y deformación durante la carga podría ser

estudiada. Midiendo los cambios de las áreas de las mallas y observando las características de deformación parece que el principal cambio de volumen ocurre en la discontinuidad de la capa. Estos ensayos fueron de una naturaleza preliminar, no se han intentado estudios detallados de resistencia al corte o control adecuado de la densidad.

Landale (1954)

Como parte de un estudio del comportamiento de zapatas bajo carga dinámica, se realizaron ensayos sobre zapatas cuadradas de 3 y 6 pulgadas en una caja de concreto de 5'x5'x4' de profundidad. El suelo fue colocado y compactado con un contenido de agua que varía de 3 ½ a 6 por ciento en 3 capas de una pulgada con una relación de vacíos de aproximadamente 0.75 (pobre) o aproximadamente 0.64 (densa). Ensayos de Corte Directo y Compresión Triaxial alcanzan un rango de ángulos de fricción que varían de 34 a 44 grados, dependiendo de la densidad y presión.

Los ensayos de carga estáticos sobre arena densa húmeda dan los misma capacidad portante para las zapatas de 3 y 6 pulgadas. Para las zapata de 3 pulgadas, el valor fue de 5 veces el valor de Terzaghi para un ángulo de fricción de 44°.

Investigaciones subsecuentes (estudios de estabilidad de cortes verticales en arena) indican que la humedad presente fue desarrollada por capilaridad a una cohesión máxima aparente de 41 lb/pie². Cuando los efectos de esta cohesión aparente se han tomado en consideración una se obtiene una concordancia razonable entre los resultados de los ensayos y la fórmula de Terzaghi.

Jumikus (1956)

El mecanismo de falla de arena bajo cargas oblicuas fue estudiado colocando arena fina seca en un tanque de vidrio, con un ángulo de fricción de 30 grados (no se dieron datos sobre la influencia de la

densidad y presión). La superficie de falla fueron detectadas haciendo una malla de manchas negras y capas de 3 mm. de espesor y 100 mm. de separación y fotografiando la masa después de la falla. Todas la fotografías muestran zonas de falla claramente definidas que son evidentes, y la superficie de rotura es simétrica con forma de una espiral logarítmica.

Bond (1956)

Este trabajo merece una atención especial porque es una de las pocas investigaciones concernientes con el problema de desarrollo y verificación experimental de una aproximación cuantitativa al problema de la predicción de asentamientos de cimentaciones en arena. Bond adoptó la aproximación de ROWE (1954) cuya hipótesis es "...la soluciones a los estados de esfuerzo dentro de una masa de suelo, adyacente a un cuerpo rígido, aplicándose hasta aquí a problemas de falla máximos valores del ángulo de fricción, ϕ y Δ , aplicados también cuando el suelo no falla y donde los ángulos de fricción son φ y δ " (φ y δ , en este caso, ángulo de fricción desarrollados).

Bond refiere a su aproximación como "Deformación de la línea central" método y limita su estudio a cimentaciones circulares debido a la simetría axial. A lo largo del eje vertical de la zapata el esfuerzo principal mayor σ_1 es vertical, y los esfuerzos intermedio y principal menor, σ_2 y σ_3 a los largo del eje puede ser representado por la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde ϕ es el ángulo de máxima oblicuidad (o el ángulo de fricción desarrollado).

Para unos esfuerzos en la cimentación dados, los valores del esfuerzo vertical sobre la línea central se obtienen a partir de la ecuación de Boussinesq. El valor de ϕ se obtiene considerando

que la zapata es soportada por un material rígido plástico; i.e., se asume que las teorías existentes para la determinación de la capacidad portante pueden ser también usadas para determinar el desarrollo ϕ bajo los esfuerzos de contacto dados con σ_1 y ϕ . Con σ_1 y ϕ determinados, se puede evaluar σ_3 a partir de la expresión de arriba. Con el valor de σ_1 y σ_3 evaluado para varios puntos a lo largo de la línea central, la deformación vertical correspondiente en cada punto puede ser determinado a partir de los resultados de compresión triaxial sobre el suelo a la misma densidad inicial. La deformación puede ser integrada entonces para determinar el asentamiento de la superficie.

Los ensayos fueron dirigidos sobre cimentaciones circulares con diámetros variando desde 3 1/2 pulgadas a 12 pulgadas colocados a profundidades de 0 a 48 pulgadas en un tanque de acero de 8'x4'x4'. Las densidades fueron evaluadas con un penetrómetro estático calibrado a dos pulgadas de diámetro. Además de los estudios del asentamiento de la cimentación, la distribución de deformaciones verticales sobre la línea central de la zapata fue medida por la técnica de entierro del plato a varias profundidades bajo el centro de la zapata y midiendo los movimientos de este plato relativo a la base de la zapata. Los estudios fueron también hechos de la distribución de la presión de contacto y los efectos de densidad y presión sobre la resistencia al corte y compresibilidad de la arena Luvia; el rango de presión usado varía de 0.16 a 400 psi.

Se obtuvo excelente concordancia entre el asentamiento medido y el calculado teóricamente para zapatas en superficie sobre arena densa (densidades relativas de 78% y 87%), ilustrando la validez del comportamiento plástico asumido.

Para zapatas en superficie sobre arena suelta (densidad relativa de 4%), sin embargo, los asentamiento medidos no concuerdan con los asentamiento teóricos. La razón para esta falta de concordancia fue, en la opinión de Bond, que la arena que está en el estado más suelto, es tan compresible que el patrón de superficie de corte fue

asumido no desarrollado. Esta hipótesis es indudablemente válida, y Bond mostró que se obtiene resultados más exactos, para bajos valores de carga, al asumir compresión vertical con deformación lateral.

A pesar de la consideración inicial no siendo correcto para arenas sueltas, se puede obtener exactitud en la predicción de asentamientos a partir de este método por empleo cuidadoso de factores de compresibilidad arbitrariamente elegidos.

Los asentamientos de una zapata circular de varios diámetros son comparados con los asentamientos de zapatas de 12 pulgadas de diámetro, para la misma presión de contacto media, en la Figura 4.

Berezantzeu and Yaroshenko (1957)

En estos ensayos realizados en el U.S.S.R., aún se emplearon fotografías y películas para estudiar el carácter de la deformación y estabilidad de arenas sueltas y densas. Se incluye una descripción de la trayectoria seguida por el suelo. No se dan detalles de cómo se llevaron los ensayos o resistencia al corte. Las conclusiones generales de los autores con respecto a la naturaleza de la deformación e influencia del tamaño del área cargada, densidad y profundidad, son las siguientes :

Inicialmente, el movimiento de las partículas del suelo es esencialmente vertical hacia abajo. El incremento del asentamiento en ambos estados de la arena suelta y densa, es acompañado por la formación de un centro compacto que desplaza el suelo lateralmente a lo largo de las superficies de falla. Estas superficies de deslizamiento alcanzan la superficie en el caso de cimentaciones superficiales sobre arena densa o terminan en la masa de suelo en el caso de cimentaciones profundas o suelo suelto. La falla se define de las siguientes maneras:

- (1) Cuando existe un levantamiento del suelo y se puede observar el inicio de un desplazamiento general del suelo a lo largo de las superficies de deslizamiento.

- (2) Cuando no existe levantamiento y se puede observar el incremento intenso en el asentamiento de la cimentación de la zona de deslizamiento y la compactación de la zona de interacción.

Sus observaciones con respecto a los efectos de la densidad y la profundidad sobre el modo de falla y deformación concuerdan substancialmente con las de Meyerhof, i.e. "Los resultados experimentales confirman que la compresibilidad de la arena se incrementa con el incremento del tamaño de la cimentación (no se dan datos) para la misma densidad del suelo y relación D_f/B , y se observa la falla con una superficie de rotura bien definida y un levantamiento del terreno solamente con zapatas en superficie y superficiales sobre arena densa.

Los resultados teóricos muestran la relación de q_u , vs, ϕ vs D_f/B dados, están en razonable concordancia con los resultados de los ensayos. En el caso de cimentaciones profundas (D_f/B , 3.0) sobre arena media o densa y aún cimentaciones en superficie sobre arena suelta, la capacidad portante probablemente será determinada sólo por asentamiento (i.e., ninguna forma de las zonas plásticas están sujetas al análisis).

Tcheng (1957)

Estudió la forma de falla y capacidad portante de sistemas de dos capas, una capa superficial de arena sobre una capa de arcilla. Concluyó que cuando el espesor de la capa superior es menor 1.5 veces el ancho de la cimentación, las líneas de rotura en la capa superior son verticales.

Scheebell (1957)

Esta publicación describe el uso de varillas plásticas cilíndricas para representar una masa bidimensional sin cohesión y para minimizar la influencia de la pared sobre los resultados de ensayos, representa un descubrimiento interesante. Los ensayos en un

aparato especial de compresión triaxial muestran que las varillas tienen comportamiento similar a la arena con ángulos de fricción que varían entre 24 a 35 grados dependiendo primariamente sobre la rugosidad de la superficie. El autor afirma que es necesario emplear varillas de diferentes tamaños para obtener un medio isotrópico; así, se empleó Nylon, Dural lisse y Dural sable, con diámetros variando entre 2 a 9 mm.

Hansen (1957)

En su reporte general en el 4to ICMFE Brinch, Hansen refiere ensayos en modelo por Bent Hansen sobre zapatas circulares rugosas sobre arena "seca". Aún después de las correcciones para la posible cohesión y los efectos de escala (no se elaboró), los valores actuales de N_q y N_γ fueron varias veces calculados sobre base de ángulos de fricción a partir de ensayos triaxiales y fórmulas convencionales.

Sowers (1958)

En discusión en el 4to ICSMFE, se hizo referencia a los ensayos de carga sobre placas de 1 a 3 pie². Los suelos fueron limpios, de cuarzo angular, con tamaño de granos de fino a medio. En suelo en sitio existía a densidades relativas de 30 a 70 por ciento. Los ángulos de fricción determinados en el laboratorio variaban de 33 hasta cerca de 40 grados. Sowers sostuvo que la capacidad portante calculada (empleando el análisis por corte general de Terzaghi) en todos los casos fue de aproximadamente 30 por ciento mayor que el valor medido, (sin embargo, no indicó si hizo o no la reducción sugerida por Terzaghi para zapatas cuadradas).

4.1.2 Ensayos de Carga en Arcilla

Solo se han encontrado seis referencias donde se ha reportado estudios del comportamiento de zapatas sobre arcilla, los cuales se presentan a continuación:

Golder (1941)

Se ensayaron zapatas continuas de 3x18 pulg y zapatas cuadradas de 3x3 pulg sobre arcilla remoldeada de London que colocada herméticamente en una caja de madera de 2'6"x1'6"x8". Después de cada ensayo la arcilla fue preparada para ensayos de corte y contenido de humedad. La capacidad portante media para zapatas continuas de 5.1 veces la resistencia al corte, y la presión media en la falla sobre las zapatas cuadradas fue aproximadamente 30 por ciento más alto que la de una zapata continua.

Skempton (1942)

Se realizó una investigación en la construcción de una zapata de 8'0"x9'0", hallada a una profundidad de 5.5 pies bajo el nivel del terreno. Por representación de las cargas del edificio, la capacidad portante última fue estimada a 2500 lb/pie² (presión neta). Los ensayos sobre muestras disturbadas indican resistencias de corte no drenadas de cerca de 350 lb/pie² para la arcilla bajo la zapata y sobre el nivel de cimentación, cerca de 550 lb/pie². Para el caso citado, 6.7 veces la resistencia al corte (basado en los resultados de Golder) igual a 2550 lb/pie² (despreciando la resistencia del suelo sobre la cimentación) estuvo dentro del seis por ciento del actual esfuerzo de falla.

Osterberg (1948)

Se reportaron seis juegos de datos de ensayos de carga sobre platos que variaban de 4 a 84 pulgadas. Los ensayos inicialmente fueron sobre suelos cohesivos (Marga limosa, arcilla limosa, esquisto limoso, arena y arcilla), y una serie de ensayos con

zapatas de 18 pulgadas se realizó en arena y grava compactada sobre el nivel de subgrado. Osterberg presentó gráficos de esfuerzo unitario versus la relación del asentamiento/diámetro del plato (ambos en escalas logarítmicas). En general los datos caen sobre una única línea que parece ser independiente del tamaño del plato (en tres casos, la singularidad de la línea es notable). Las líneas tienden a ser rectas en el rango de presiones bajas y las deflexiones bajas en relación al diámetro. A más altos valores de cada parámetro la curva tiende a echarse tendiendo a alcanzar una presión asintótica correspondiente a la capacidad portante. El método de ploteo usado por Osterberg permite la observación directa de cualquier efecto del tamaño y hace posible predecir el asentamiento de cualquier tamaño y forma de la zapata. Además los resultados de laboratorio triaxial y compresión inconfiada y ensayos de compresión unidimensional pueden ser graficados por comparación para comparación.

En una ilustración presentada, el uso de resultados de ensayos de laboratorio en una sobreestimación del asentamiento (por tanto como un factor de 5 si la estimación es basada sobre los resultados del ensayo de compresión no confinada).

Las observaciones de una zapata de 40 pies por 50 pies son graficados (Formación Cucaracha del Canal de Panamá) y puede compararse con los resultados de los ensayos sobre placas rígidas de 8 pulgadas, 16 pulgadas y 40 pulgadas en diámetro. Arriba de una presión de 20 psi la concordancia es buena; a una presión de 100 psi los valores del plato son cerca de 50 a 100 por ciento mas grande que el valor para la zapata grande. Este resultado es probablemente a la diferencia en la presión de confinamiento promedio en los diferentes casos; la diferencia en la presión de confinamiento promedio podría ser ligera para los platos de 8 a 40 pulgadas en diámetro pero substancialmente más grande para la zapata de 40 pies por 50 pies.

Skempton (1941); Meyerhof (1951)

Ambos autores en publicaciones separadas se refieren a estudios de modelos de zapatas en la Universidad Imperial de Meigh quienes llevaron a cabo ensayos de carga en zapatas sobre arcillas inalteradas y remoldeadas. Los resultados de los ensayos, más los datos de campo disponibles, son usados para evaluar la solución teórica de Meyerhof para la capacidad portante y usada para establecer recomendaciones en el diseño semi-empírico para cualquier forma de zapata a cualquier profundidad en suelo cohesivo.

Meyerhof discute el modo de falla en los modelos de ensayo y señala en el caso de arcilla rígida, una falla bien definida (para zapatas en superficie por lo menos) similar a la asumida en teoría, desarrollada. Para la arcilla rígida hay una buena concordancia entre los valores experimentales y los valores teóricos de la capacidad portante para zapatas continuas y circulares a varias profundidades. La capacidad portante de una zapata cuadrada es un poco más pequeña que para una zapata de forma circular y ambas son cerca de 20 por ciento mayor que para una zapata continua.

En el caso de arcilla blanda, por otro lado, la falla por corte local, ocurre sin el desarrollo de una superficie de rotura notable y la capacidad portante no está bien definida excepto para cimentaciones profundas. Debido a la falla local en arcillas blandas, la mayor penetración requerida para el desarrollo de la resistencia al corte da una capacidad portante mayor que la teórica para una zapata superficial y más pequeña que la teórica para cimentaciones profundas.

Skempton señaló la necesidad de hacer correcciones para consolidación durante la carga y para diferentes relaciones de deformación durante los ensayos no confinados. Además, Skempton indica que cuando la curva carga asentamiento es

ploteada en una forma adimensional (q/c vs asentamiento/ B) fueron casi las mismas para todas las zapatas.

Rocha y Folque (1953)

Se describen dos casos donde los modelos estudiados fueron usados para estimar el asentamiento de estructuras a escala natural. En ambos casos, se la longitud de la escala fue de 1/100 del prototipo usado; así, de acuerdo a los autores, resulta una escala para el modelo igual a 1/100000. Debe notarse, sin embargo, que los textos sugieren una escala igual a solo 1/100. Los autores afirman que el suelo (arcilla arenosa y arcilla) para los modelos estudiados fueron obtenidas de muestras inalteradas (ningún detalle). El peso muerto del suelo sobre la cimentación fue reproducido por aplicación de esfuerzo superpuesto a la superficie del terreno en el modelo de ensayo. Los resultados presentados por los autores indican razonablemente buena concordancia entre el comportamiento del modelo y prototipo; la diferencia, sugieren los autores, es probablemente debida a efectos secundarios en el tiempo en el prototipo, que no están presentes en el modelo.

En el caso citado, la predicción del asentamiento basados sobre modelos es considerablemente mejor que las predicciones basadas sobre resultados de ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas.

Bergfelt (1956)

Los resultados de los ensayos de carga sobre platos de varios tamaños y formas (3 cm de radio, 30 cm de lado, 15x60 cm, 30x120cm y algunas combinaciones de platos cuadrado y circular) concuerdan con los resultados presentados por Skempton y Meyerhof con respecto a la relación entre la carga de falla y la resistencia al corte así como la relación entre la capacidad portante y la forma del área cargada.

Además, la deformación dentro de la masa de arcilla fue estudiada empleando fotografías en rayos-X para detectar el movimiento producido por la inserción en un bloque de arcilla inalterada (35x35x35 cm). En los ensayos en modelos no se observó deslizamiento aunque se alcanzaron asentamientos del 10 por ciento del ancho del plato.

4.1.3 Conclusiones

El escrutinio de estos programas experimentales ha permitido las siguientes conclusiones concernientes a la utilidad de técnicas de ensayo a escala reducida.

- (a) El éxito más grande se logra cuando el objetivo es una verificación no-cuantitativa de consideraciones a través del estudio de los modos de deformación o patrones de comportamiento. Ejemplos de experimentos exitosos a pequeña escala son: los intentos a verificar la existencia de zonas de ruptura y determinar su extensión general.
- (b) Se logran buenos resultados cuando se diseñan experimentos a gran escala para establecer teorías suplementarias.
- (c) Cada esfuerzo por usar experimentos a pequeña escala para verificar relaciones cuantitativas o para establecer valores numéricos para la capacidad portante permite una frustración general y ha sido aparente en cada vez que un número fantástico de técnicas detalladas afectan a un alto grado los resultados cuantitativos (como contraste a los relativos resultados cuantitativos de muchos ensayos).
- d) Aunque se haya enfocado con considerable atención los factores que influyen en el cálculo de la capacidad portante de zapatas en arena, se debe señalar que los estudios de este tipo son algunos académicos. En la práctica actual, la capacidad portante es a veces una consideración (generalmente solo para zapatas muy pequeñas). Sin embargo, donde la investigación

ha considerado también la deformación bajo carga de mecanismo de falla, se puede obtener un considerable conocimiento del comportamiento del esfuerzo deformación.

- e) Cuando la evaluación sin una solución teórica o particular da una respuesta satisfactoria, la única aproximación que puede emplearse es calcular un ángulo de fricción requerido sobre la base de la teoría propuesta, comparando este ángulo de fricción con el ángulo obtenido en el laboratorio y verificar la racionalidad del ángulo de fricción calculado. Este es la única aproximación racional porque, como varias investigaciones lo han señalado, el ángulo de fricción es altamente dependiente de la densidad y presión. A bajas densidades usadas en el modelo de estudio es particularmente crítico.
- e) En relación con las leyes de escala para el asentamiento de zapatas sobre arena es todavía considerable la diferencia de opiniones. Gilboy y Pandya concluyen a partir de sus estudios que el asentamiento bajo una presión dada (a bajas presiones comparadas a la última) fue esencialmente independiente del tamaño. Sin embargo, los datos de Kogler (Figuras 1 y 4), Press (Fig. 7) y Bond (Fig. 4) sugieren que el asentamiento a presiones constantes es de hecho una función del tamaño. JAMBU, JBERRUM y KJAERNALI (1956), empleando literatura disponible y los resultados en los registros de asentamiento en su instituto como base, han sugerido un aún mayor efecto del tamaño (especialmente para suelos sueltos) que hasta aquí han sido considerados (figura 8).
- f) Los pocos reportes de investigaciones de ensayos reducidos sobre arcilla han sido generalmente sustentados por aproximaciones teóricas de la capacidad portante (por lo menos para suelos rígidos). Los resultados a la fecha han establecido con amplia confiabilidad los efectos de la forma del área cargada.

Los datos son también puntualizados, sin embargo, la necesidad de consideración empírica de las características de esfuerzo-deformación del suelo. Cuando las características de esfuerzo-deformación se aproximan mucho a las asumidas en el comportamiento plástico, entonces los resultados son razonablemente buenos. Sin embargo, la consideración tácita que la resistencia es independiente de la presión no es válida e indudablemente un desarrollo de superficie de falla diferente que la asumida por la teoría de plasticidad. En el caso de suelos blandos (remoldeados), la capacidad portante es más independiente sobre el asentamiento; las características del esfuerzo deformación son tales que el suelo no puede transferir esfuerzos lateralmente hacia fuera, y ocurre la llamada falla local por corte.

- g) La capacidad de predecir el comportamiento de las zapatas ha sido desarrollada a partir de aproximaciones empíricas donde la deformación es determinada en función del tamaño y forma. Los resultados son graficados estableciéndose las relaciones empíricas o a partir de una aproximación teórica se evalúan los resultados de ensayos a dimensiones reducidas. Esta segunda aproximación ha sido satisfactoria en el cálculo de la capacidad portante a la magnitud que el ángulo de fricción requerido por la solución teórica usualmente puede ser considerado como un valor posible para el suelo que está siendo usado.

Ha habido muy poco estudio del comportamiento de las zapatas desde el punto de vista del análisis dimensional o desde las características de esfuerzo deformación del suelo.

ROCHA (1957), intenta señalar que las propiedades de los materiales empleados usados para representar el suelo en modelos de estudios deberían tener para tener proporcionalidad con los esfuerzos, deformaciones, desplazamientos, y tiempo entre el modelo y prototipo. De acuerdo a Rocha, cuando el peso del suelo puede ser despreciado, el material prototipo

puede ser usado y recíprocamente”...”cuando el peso de la misma masa es tomada en cuenta los materiales del prototipo no pueden ser usados para la construcción de los modelos”. El empleo de plásticos y Yeso de París para la parte estructural del modelo se explica en el reporte de Rocha, pero no da ninguna ilustración de cómo ha sido o podría ser efectuado. Únicamente Ciertas relaciones que deben existir entre el suelo y el prototipo del modelo y el hecho que la elección del material demanda ensayos triaxiales, son indicados.

Tabla 1.- Datos generales de ensayos a pequeña escala en arena

Referencia	Tipo	Profundidad de arena en el depósito d w d	Material	Forma del área cargada	Rango de profundidad	Distribución del Tamaño de Grano			Método de colocación del suelo	Técnica de determinación de la densidad
Fellenius (1930)	Madera con dos paredes de vidrio	100 cm x 50 x 60			cero	Arena fina seca			No hay datos	No hay datos
Jandris & Riley (1930)	Caja de madera	18"x18"x9"	Broce 1/4"		cero	Arena Plum Island igual a Gilboy			Compactados a 3 diferentes relaciones de vacío	valor promedio
Gilboy (1933)	Depósito de concreto	14"x14"x7"	Concreto	octogonal	cero	1.7 mm	1.7	.51	Compactados a 3 densidades diferentes	Muestreo con tubos de 3" diam x5" long, después cada ensayo
Pandya (1933)	Caja de madera	3'x3'x3'			0-5.3d	2.4 mm	.25	.15	Rellenados en capas de 1", e=0.66	valor promedio
Golder (1941)	Caja de madera	3'-6"x3'-6"x14"	Acero relleno con concreto		cero	En caja 2 En. corte 8	.5 .48	.2 .23	Rellenados w/3" planchas	Contenedores de metal cilíndricos
Meyerhof (1948-1955)	Tanque rígido de acero Tanque galvanizado	18"x15"x18" 30"x20"x24" para estudios con agua	Bronce			0.6	50% .4	0.3	Densa a media n =37% Suelta n= 45% Colocada en tres capas con martillo vibrador	Vasijas cilíndricas de metal de 3" diam x 1 1/2 "
Davis & Woodward		1 1/2" @ 3' d 78 x ancho de zapata			0 - 1"	Suelo arenoso			Colocado en capas 1"	No hay datos
Eastwood (1951)	Caja de madera	4"x3'-6"x16"				1.5 mm	.48	.15	Compactado con martillo	Valor promedio $\gamma = 108$ Rango $\gamma = 106 - 110$
Brebner & Wright (1953)		6"x1 1/2" x	Acero			1.0 mm	.5	.15	Compactado	Al parecer, sin control.
Sylwestrowicz(1953)	Paredes de vidrio de 1/2"	15"x6"x10"				Arena blanca			Rellenado rodillo de acero	Promedio 103 pcf
Landale (1954)	Depósito de concreto	5'x5'x4'				1.4		.14 .28	Rellenado a W=3 1/2 - 6%	Suelto, e=0.75 } promedio Denso, e=0.64 } Pentrómetro estático 2" previamente calibrado resistencia a la penetración vs γ_d
Jumikus (1956)	Paredes de vidrio	30"x65"x12"				.35	.22	.09		
Bond (1956)	Paredes de vidrio	4"x4"x8"			0 - 48"		.14	.52		
Berezantzed (1957)	Caja con paredes de vidrio			Continua 	0 - D/B-4+	No hay datos			No hay datos	No hay datos
Tcheng (1957)	Paredes de vidrio	80"x10"x40"			Superficie	Esferas de 100 μ de diám. medio				

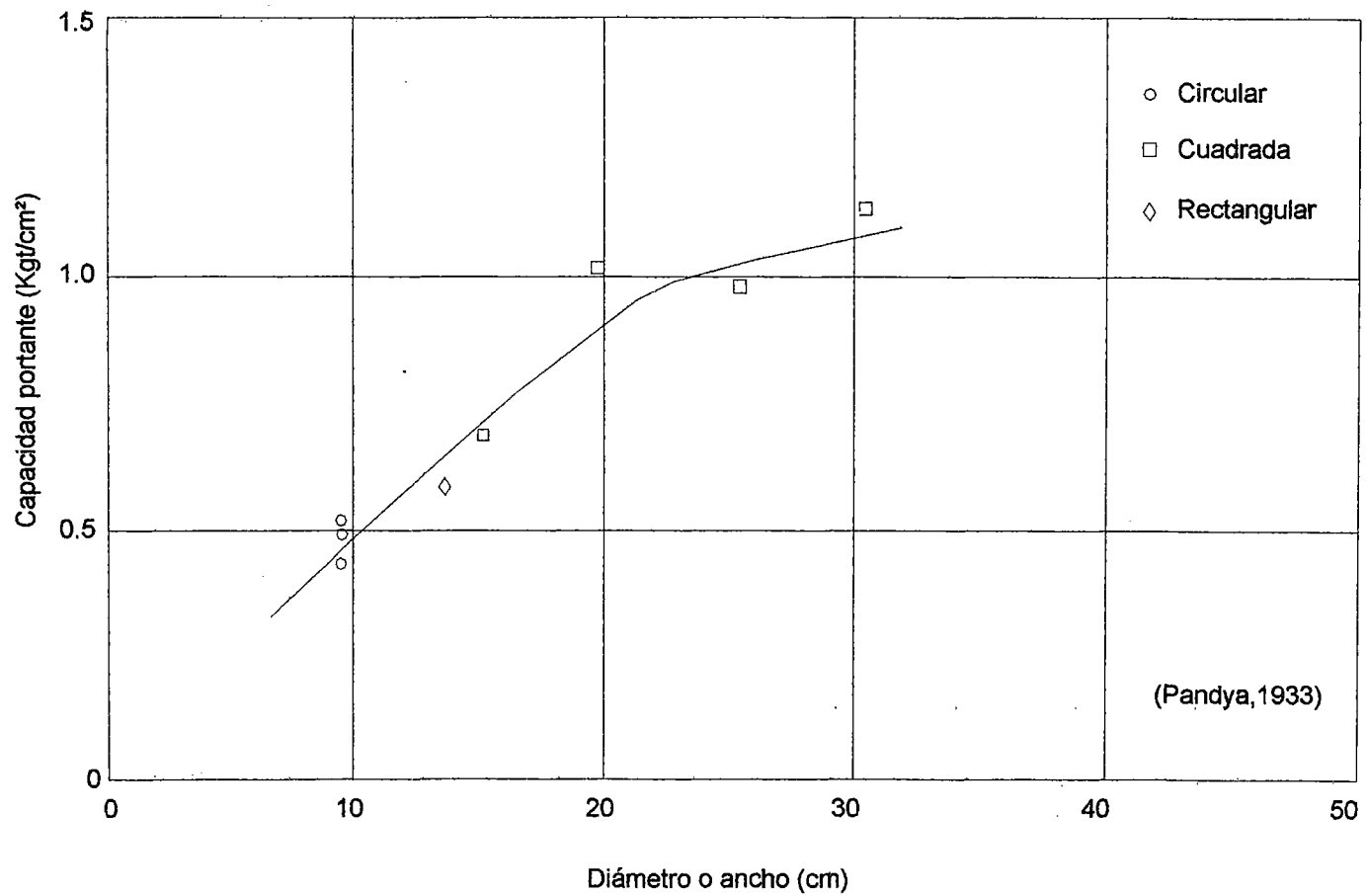


Fig 1,- Capacidad portante vs el diámetro de cimentaciones en superficie

4.2 REFERENCIA A UN MODELO DE ENSAYO DE CARGA EN ARENA

El diseño de una cimentación contra la falla por corte puede basarse sobre ensayos de carga realizados en el suelo o sobre análisis de estabilidad teóricos empleando valores característicos del suelo obtenidos a partir de ensayos de laboratorio.

Los ensayos de carga son generalmente realizados sobre áreas pequeñas y aproximadamente cuadradas, pero los resultados se aplican al diseño de zapatas mucho más grandes, a menudo de forma rectangular. Antes de la extrapolación de las áreas pequeñas a zapatas más grandes, se debe conocer la influencia del tamaño y la forma de la zapata sobre la capacidad portante última. Los ensayos sobre zapatas a escala natural, son muy caros debido a las grandes cargas requeridas para causar la falla, generalmente, el recurso es realizar ensayos a pequeña escala sobre zapatas de varios tamaños y formas. Tales ensayos darán un indicación de los efectos de estos factores sobre la presión portante, aunque se requieren siempre los ensayos a gran cuando las circunstancias lo permitan.

Si el problema se aproxima por medio de un análisis de estabilidad teórico, se encontrará que se deben hacer varias hipótesis simplificadoras; y en general, solo los casos bidimensionales de una zapatas infinitamente larga se han intentado resolver. Muchos métodos de análisis han sido desarrollado de diferentes formas, pero todo indica que la capacidad portante última es directamente proporcional al ancho de la zapata sobre suelo puramente friccionante e independientemente del ancho sobre suelo puramente cohesivo.

Antes que estos métodos teóricos puedan ser usados con confianza deben ser verificados por ensayos prácticos. Los ensayos sobre zapatas pequeñas se pueden emplear para determinar los efectos de las diferentes variables y comparar las presiones teórica y la presión portante actual.

Los ensayos presentados aquí, tienen como propósito revisar los ensayos que han sido realizados sobre arena por varios investigadores y describen importantes ensayos que fueron necesarios para aclarar un

punto de vista particular sobre los efectos de la longitud de una zapata rectangular de un ancho dado sobre la capacidad portante última.

Los valores de la capacidad portante obtenida en estos ensayos son comparados con los calculados por diferentes métodos. Los resultados de unos pocos ensayos sobre arcilla son también incluidos y sus correspondientes anchos con las teorías examinadas.

La diferencia en el comportamiento de la zapata sobre arena y arcilla requieren que sean tratados separadamente.

Ensayos de carga en arena con empleo de zapatas de diferentes longitudes

Para decidir el efecto de la longitud de la zapata sobre la presión última, se llevó a cabo una serie de ensayos con zapatas de varias longitudes pero de igual ancho en arena.

Se empleó arena limpia y seca de río de 3/16 y menos. La curva de gradación se da en la Fig.1. La gravedad específica de las partículas fue 2.67. Se llenó con arena una caja de madera de base cuadrada de 3 pies 6 pulgadas de lado y 14 pulgadas de altura. La arena fue compactada con una plancha de 3 pulgadas de área unida sujeta a un martillo eléctrico. La relación de vacíos de la arena fue medida colocando dos vasijas metálicas abiertas en el lado derecho de la caja y a una profundidad media. Después que estos depósitos fueron extraídos cuidadosamente se pesaron. Se encontró que el valor de la relación de vacíos no presentó una gran variación de ensayo a ensayo desde que se empleó una técnica estándar para la compactación. La variación en peso por pie cúbico fue de 108 a 112 lbs., con un valor medio de 110.5 lbs., correspondiente a una relación de vacíos de 0.51.

Las zapatas usadas fueron cinco, conformadas por una sección tipo canal, de acero rolado, de 6 pulgadas de ancho, con longitudes de 6, 12, 18, 24 y 30 pulgadas rellenas con concreto; también se hicieron ensayos con zapatas de 3 pulgadas de ancho, hechas de la misma manera con canales de 3 pulgadas de sección.

Las zapatas a ser ensayadas fueron colocadas en el centro de la caja sobre la superficie de arena, la cual fue cuidadosamente nivelada. La carga fue aplicada por un sistema hidráulico. El asentamiento fue registrado por medio de un extensómetro vertical sujeto a la zapata. La carga fue continua, tomándose lecturas de carga y deflexión durante intervalos del ensayo, continuando hasta después que la carga máxima haya sido alcanzada. Entre cada ensayo la arena fue removida con espátula y compactada dos veces con el martillo eléctrico y entonces cuidadosamente nivelada. Se registraron las elevaciones producidas en la superficie de la arena después de cada ensayo y se tomaron vistas fotográficas.

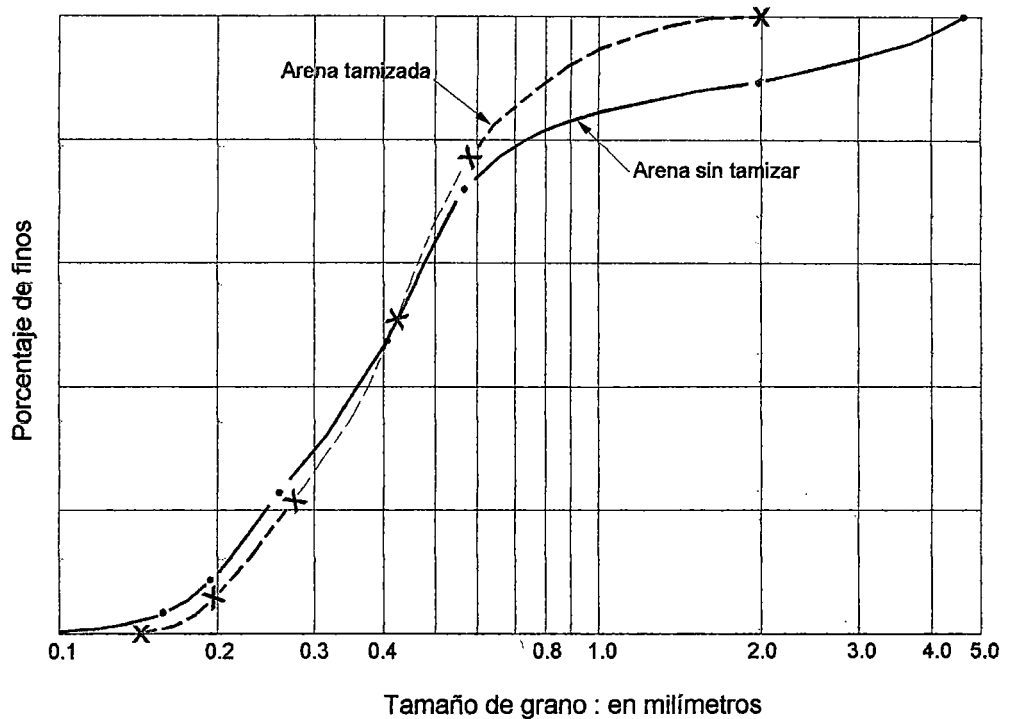


Fig. 1.- Curva granulométrica de la arena

Los resultados de los ensayos se presentan en la Tabla 1, ilustrándose gráficamente en la Fig. 1, donde la capacidad portante última es graficada vs la longitud de la zapata. Es claro que, a pesar de una cierta dispersión de los resultados individuales, no hay tendencia de la capacidad portante a incrementarse con la longitud. La presión media de

todos los ensayos fue de 2.6 tns. por pie cuadrado y la desviación máxima de cualquier ensayo a partir de este valor fue de 13%.

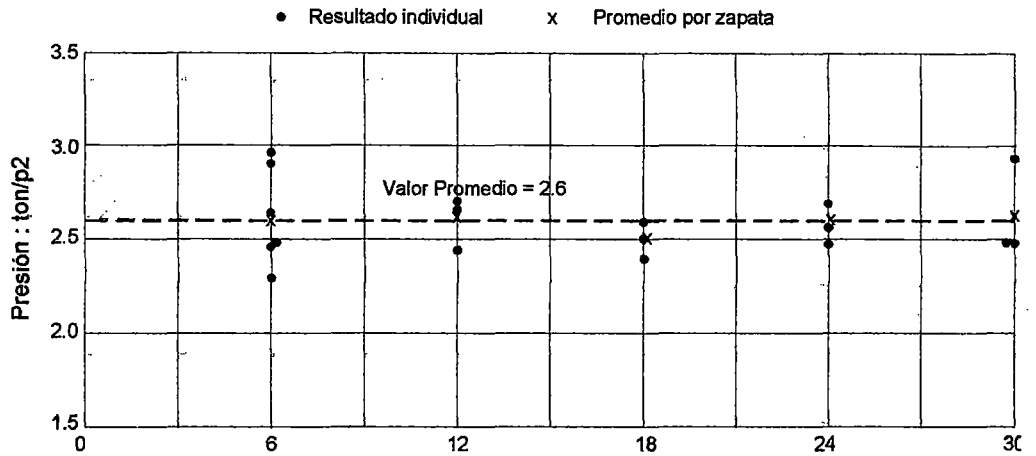


Fig. 2.- Variación de la capacidad portante con la longitud de la zapata (Ancho = 6 pulg.)

El aparato de ensayo empleado no se encontró conveniente para las cargas pequeñas requeridas para zapatas de 3 pulg. de ancho, y solo se llevaron a cabo 3 ensayos. La presión media última para estos ensayos fue de 1.4 ton por pie cuadrado que es 8% más alto que el valor medio para las zapatas de 6 pulg.

Durante los ensayos la arena se elevó alrededor de la zapata y la superficie de falla fue marcada claramente sobre la superficie de la arena. Las Fig. 3, 4 y 5 muestran fotografías típicas para la zapatas de 6x6 (ensayo 16), la zapata de 18x6 (ensayo 9) y la zapata de 30x6 (ensayo N° 4), respectivamente.

Estos ensayos indican que para zapatas del tamaño empleado sobre arena, la presión última es independiente de la longitud de la zapata. Este hecho ha sido establecido, y puede concluirse que la curvatura del gráfico p-b para los resultados de Kogler y Meischeider no son debidos a los efectos de diferencias en longitudes de la zapatas y que entonces la presión es directamente proporcional al ancho, pero la tasa de incremento de la presión decrece proporcionalmente al ancho. Esto sugiere que la declinación en la tasa de incremento de la presión puede

relacionarse con el decrecimiento en el ángulo de fricción interna de una arena densa con incremento en la presión, referida abajo. Para arena suelta el ángulo de fricción no varía mucho con la presión, y si la sugerencia del autor es correcta, no se espera reducción en la tasa de incremento de la presión con el ancho para ensayos en arena en estado suelto.

Tabla N°1.- Resultados experimentales

Ensayo N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Tamaño zapata(pulg)	6x6	6x6	6x6	30x6	30x6	24x6	24x6	18x6	18x6
Relación de lados	1	1	1	5	5	4	4	3	3
Presión última (ton/pie2)	2.61	2.45	2.86	2.46	2.46	2.42	2.68	2.41	2.58
Presión última (kg/cm2)	2.81	2.64	3.08	2.65	2.60	2.60	2.88	2.59	2.78

Ensayo N°	10	11	12	13	14	15	16	17
Tamaño zapata (pulg)	12x6	12x6	6x6	6x6	24x6	12x6	6x6	30x6
Relación de lados	2	2	1	1	4	2	1	5
Presión última (ton/pie2)	2.73	2.67	2.25	2.47	2.53	2.44	2.91	2.93
Presión última (kg/cm2)	2.73	2.67	2.25	2.47	2.53	2.44	2.91	2.93

Durante los ensayos la arena se elevó alrededor de toda la zapata.

Comparación entre la capacidad portante observada y calculada en arena

La fórmula modificada por Prandtl para la capacidad portante q de una zapata de ancho 2b es :

$$q = \left[\cot \phi + \gamma b \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} - 1 \right] \dots \dots \dots (1)$$

Donde γ es el peso del material de cimentación por unidad de volumen, c es la cohesión y ϕ es el ángulo de fricción interna. Sobre un material puramente friccional, tal como una arena seca y limpia, c es igual a cero. Para determinar el valor de ϕ para la arena se llevaron a cabo ensayos de corte en un aparato de corte, bajo varias presiones normales. Para prevenir el pandeo de la caja y pistón durante los ensayos, fue necesario remover el corset y las partículas finas de la arena. Se hizo por tamizado de la arena a través de mallas de 2 ml. y 0.15 ml. y empleando la fracción que pasa la primera y retenida en la última. La curva de gradación para la arena tamizada se muestra en la Fig. 1 no se considera que la pequeña diferencia entre las dos curvas de gradación no serán capaces de afectar los resultados de los ensayos de corte.

La arena fue vibrada en la caja de corte para obtener una compactación de los granos como la arena densa usada en los ensayos de carga, pero no fue posible y la densidad de compactación obtenida correspondiente a una relación de vacíos de 0.56. Este hecho se explica por la mayor restricción que existe en la caja de corte en comparación con la caja grande de madera, en la cual la arena es capaz de moverse mas libremente y adoptar una mayor compactación. La curva de resistencia al corte en los ensayos de carga puede ser ligeramente mayor que para los ensayos de corte.

Los resultados de los ensayos de corte están dados en las Fig. 6 y 7, junto con los ensayos de la misma arena una condición suelta. Se puede observar que el ángulo de fricción ϕ no es constante para el material sino que varía con la presión normal p , y con la relación de vacíos inicial e_i .

Esta variación del valor de ϕ con la presión normal lleva a la determinación del valor usado en la formula de Prandlt un problema de alguna dificultad. En los ensayos de carga se conoce la presión actual, y la presión normal promedio sobre una superficie típica de falla puede ser estimada por medio de la teoría de elasticidad. El orden de esta presión es aproximadamente la mitad de la capacidad de carga es decir cerca de 1.3 ton. por pie cuadrado en la falla. El valor de ϕ

correspondiente a esta presión se muestra en la Fig. 7 y llega a ser 44.4 grados cuyo valor, cuando se sustituye en fórmula modificada de Prandlt da una presión última de 3.5 ton. por pie cuadrado. Este valor es considerablemente mas alto que el observado de 2.6 ton. por pie cuadrado. Es instructivo, sin embargo graficar la variación de q con ϕ de acuerdo a la fórmula de Prandlt hecho en la Fig. 8. Se ha observado que cuando ϕ es mayor de 40 grados la curva es muy parada y que solo un pequeño error en ϕ se requiere para causar una gran variación en q . El valor de ϕ correspondiente a la presión observada se muestra en la Fig. 8 y es 42.6 grados lo cual es un valor muy posible para ϕ .

El uso normal de la fórmula, sin embargo es para calcular la capacidad portante última, y en este caso la presión sobre la superficie de falla será desconocida. Sin embargo para la mayoría de suelos naturales de los valores de ϕ no serán tan altos como los valores para una arcilla compacta y limpia usada en estos ensayos, la densidad no será tan grande. Por estas razones la variación de ϕ con la presión normal tiende a ser menor, y el valor de ϕ elegido para sustitución en la fórmula no será crítico. En la mayoría de los casos es posible escoger un límite inferior para ϕ , el cual, cuando es sustituido en la fórmula, dará un límite inferior confiable para la presión portante última.

Aunque la concordancia entre el valor observado de la capacidad última y la calculado por la fórmula de Prandlt no es exacta, ambos valores son del mismo orden. No es el caso cuando se emplea la formula de Ritter. La formula de Ritter para la capacidad portante de una zapata de ancho $2b$ sobre la superficie del terreno es:

$$q = \left[c \cdot \cot \phi + \frac{1}{2} \gamma \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \dots \dots \dots (2)$$

La curva de q vs ϕ ploteada, se muestra en la Fig 8, mostrando que la capacidad portante calculada para el probablemente de ϕ es de 0.4 a 0.5 ton. por pie cuadrado, valor que puede ser comparado con el valor observado de 2.6 ton. por pie cuadrado. El valor de ϕ requerido para dar

la capacidad portante observada es de 56.7 grados, lo cual es imposible de obtener.

En el método de análisis gráfico de Krey, la superficie de deslizamiento se asume circular bajo la zapata terminando en tangente con un ángulo de $(45 - \phi/2)$ en la superficie del terreno. El centro de la mayoría del círculo se encuentra mediante prueba. Krey dice que este centro da sobre el nivel de base de la zapata y el toma un centro de prueba sobre este nivel método que es indicado también por Plummer. En el cálculo de la capacidad portante última para los ensayos de carga el centro también fue variado verticalmente y se encontró sobre el nivel del fondo de la zapata.

El método de Krey da una respuesta que concuerda con los valores observados cuando ϕ se asume igual a 44 grados. Este valor es prácticamente idéntico con el obtenido arriba por estimación de la presión normal media sobre la superficie de falla. El método de Krey parece que fuera el mas confiable. La concordancia entre la capacidad portante obtenida por los métodos de Krey y de Prandlt para varios valores de ϕ se muestran en la Fig. 8.

Sobre un punto aparece una discordancia radical entre los valores calculador y los experimentales. Este esta la en posición en que la superficie de falla corta la superficie de arena. La posición observada varía entre 10 pulg. y 18 pulg. entre los extremos de la zapata, donde la posición teórica de los métodos de Prandlt y Krey están fuera de la caja usado en los ensayos. Esta diferencia no parece ser debida a ningún efecto de restricción de la caja, desde que esto ocurre a la misma extensión con la zapata de 3 pulgadas, pero es debida a una diferencia entre el actual mecanismo de falla y la asumida en el análisis. Un estudio importante en le mecanismo de falla es procedente con el Building Researt Estation.

Es de interés observar que el valor de ϕ en los resultado de ensayos de Meischeider, calculados de acuerdo a la ecuación de Prandlt varía de 35 grados a 40 grados. Parece ser un rango más apropiado para la arena densa usado por Meischeider que el valor de 32.5 grados que él usa en

sus cálculos. Meischeiler desarrollo un método tridimensional de calculo de la capacidad portante última que exhibe buenas concordancia con sus resultados. Sin embargo este método da presión última para una zapata cuadrada que es aproximadamente 30 por ciento menor que para una zapata rectangular de igual ancho, resultado que no es adecuado con los ensayos descritos arriba.

Ensayos de carga en arcilla

Al parecer, no se han publicado determinaciones de la capacidad portante para varios tamaños de zapata en arcillas.

Como se ha expresado, teóricamente, el ancho no tiene influencia sobre la capacidad portante de una zapata sobre un material plástico tal como una arcilla, la capacidad portante depende solamente de la resistencia al corte del material.

La capacidad portante teórica, sin embargo, es calculada para una zapata infinitamente larga, y es deseable conocer la relación entre la misma carga y una zapata cuadrada del mismo ancho. Se ha llevado a cabo pocos ensayos sobre dos zapatas de 18 por 3 pulgadas y de 3 por 3 pulgadas, sobre arcilla, para obtener alguna indicación de esta relación. El material empleado fue Arcilla London la que fue debidamente remoldeada con agua y almacenada en un depósito por varios meses. La arcilla fue colocada en una caja de 2 pies y 6 pulgadas de ancho por 6 pies y ocho pulgadas de largo y profundidad de 8 pulgadas, en capas y debidamente compactada con pisones cuadrados de madera de 2 pulgadas. La superficie fue nivelada cuidadosamente. La zapata fue colocada en el centro aplicándose la carga a una tasa constante.

Se tomaron lecturas de la carga y asentamiento durante el ensayo y después de cada ensayo se tomaron muestras de arcilla para el ensayo de corte directo y determinación del contenido de humedad; la arcilla fue entonces debidamente remoldeada y nuevamente compactada dentro de la caja y nivelada para los siguientes ensayos.

En total, se llevaron a cabo tres ensayos con cada zapata. La variación entre los tres ensayos se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N°2.- Variación entre los resultados de los ensayos realizados

Ensayo N°	1	2	3	4	5	6
Tamaño de la zapata Pulg.	3x3	18x3	3x3	18x3	18x3	3x3
Presión Última lb/pie2	12.76	9.86	12.50	9.64	9.71	12.30

Los valores promedios de la presión última fue de 12.5 lib/pulg² para los zapatas de 3x3 pulg y de 9.7 lb/pulg² para las zapatas de 18x3 pulgadas. De esta manera parecería que para las zapatas de este tamaño sobre un material de cimentación plástico, la capacidad portante última sobre una zapata cuadrada es aproximadamente 30 por ciento mas alta que una zapata rectangular de igual ancho.

Comparación entre la capacidad portante observada y calculada en arcilla

Un material plástico es aquel que no tiene fricción interna y con una constante de resistencia al corte c debida a la cohesión- Para dicho material la fórmula de Prandtl y Ritter se reduce a una simple expresión, igual a $q=(2+\pi)c$ y $q=4c$ respectivamente. Una arcilla blanda se aproxima a un material plástico cuando los ensayos son llevados a cabo

A partir de siete ensayos de corte llevados a cabo sobre la arcilla, el resistencia al corte promedio encontrada fue de 1.88 lb por pulgada cuadrada, el contenido de humedad promedio para estos ensayos fue de 42.2 por ciento; el

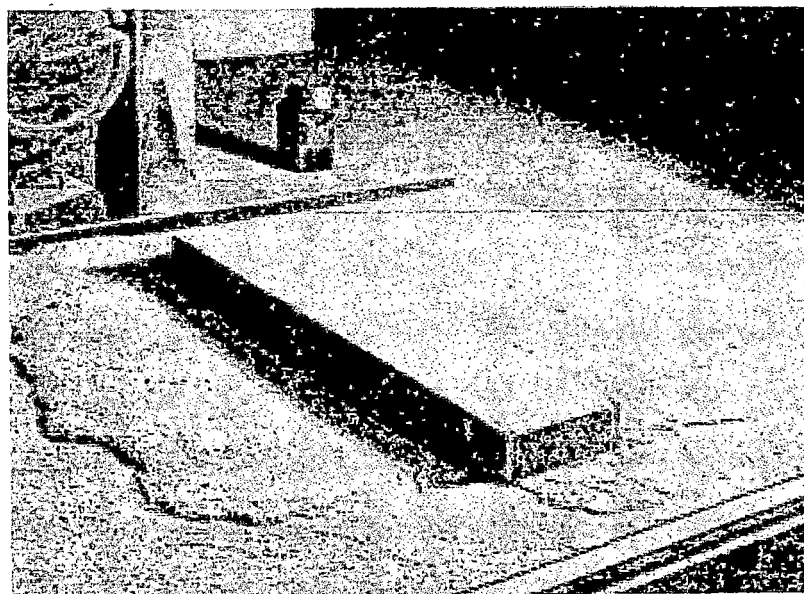
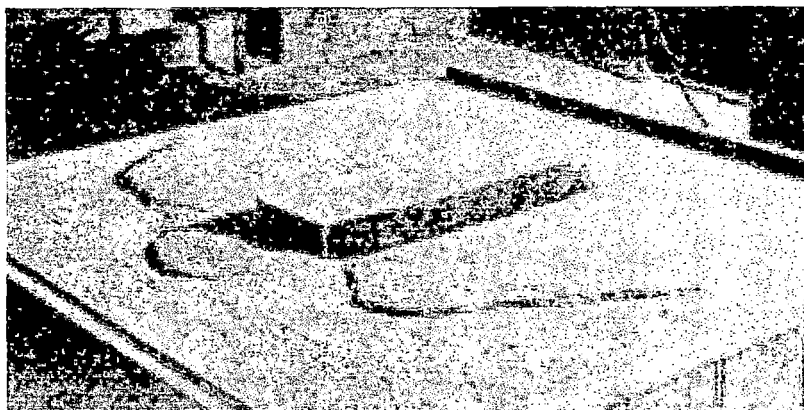
Si la capacidad portante media para el rectángulo largo es expresado en términos de la resistencia al corte de la arcilla, un valor de 5.1 veces la resistencia al corte es obtenida, la cual es casi idéntica con el valor de Prandtl de $(2+\pi)s=5.14s$. Para el caso de una metrial plástico, Wilson ha obtenido una solución matemática para el método gráfico de Krey. De acuerdo a esto, $q=5.14s$. El caso de una zapata cuadrada no ha sido resultado teòricamente; pero Hencky da la capacidad portante última de un

círculo sobre una cimentación plástica de 5.6, que es más alto que el valor de Prandtl para la zapata continua. De los ensayos de la capacidad portante última sobre una cuadrada es 6.7 veces la resistencia al corte lo cual muestra también un incremento sobre la zapata continua.

Conclusiones

El estudio de los resultados de los ensayos de varios investigadores, junto con los descritos en este capítulo, permite llegar a las siguientes conclusiones:

- 1.- Para zapatas en arena, la capacidad portante última es aproximadamente proporcional al ancho de la zapata, pero cuando la arena es densa la razón de incremento de la presión decrece cuando el ancho de la zapata se incrementa.
- 2.- La presión máxima sobre una zapata cuadrada en arena es igual a la de una zapata continua del mismo ancho.
- 3.- La fórmula de Prandtl y el método de análisis gráfico de Krey da resultados que están en estrecha concordancia con la capacidad portante observada para zapatas pequeñas. Aunque, en casos prácticos, la dificultad puede ser experimentada en la elección del valor de ϕ a ser usado en la fórmula, se puede obtener siempre un límite inferior. En muchos casos los valores altos de la capacidad portante calculados para zapatas grandes en suelos friccionantes, serán gobernados por las consideraciones de asentamiento.
- 4.- El mecanismo de falla en arenas no es completamente comprendido y es procedente la realización de mayores investigaciones.
- 5.- Para zapatas pequeñas sobre arcilla plástica la capacidad portante última de una de forma cuadrada es aproximadamente 30 por ciento mayor que de una continua de mayor ancho : nuevamente, los valores de la capacidad portante dados por Prandtl y el método de Krey concuerdan con los resultados experimentales de una zapata de tira larga.



Figs 3, 4 y 5.- Superficies de falla observados en los ensayos de carga en arena.

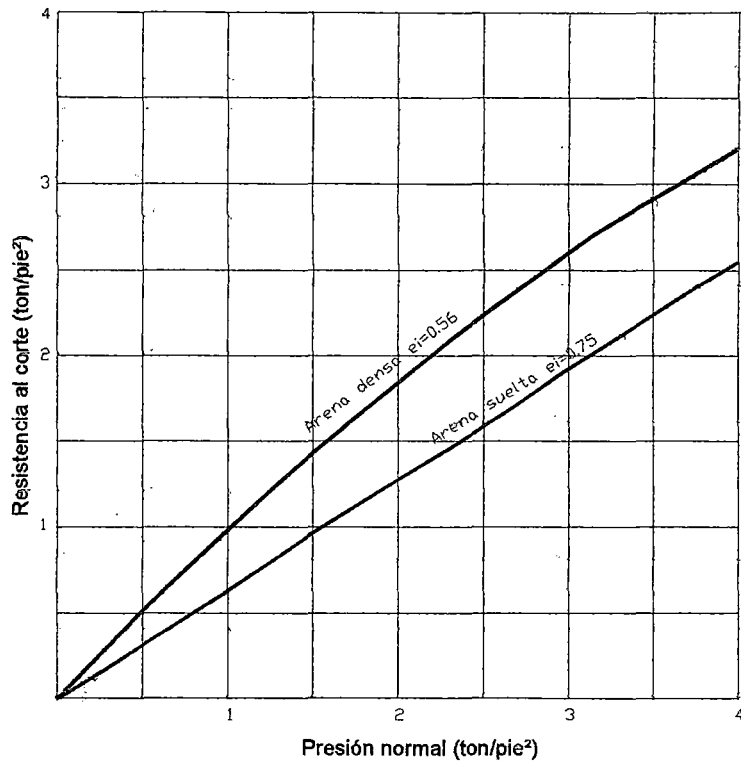


Fig. 6.- Variación de la resistencia al corte con la carga normal

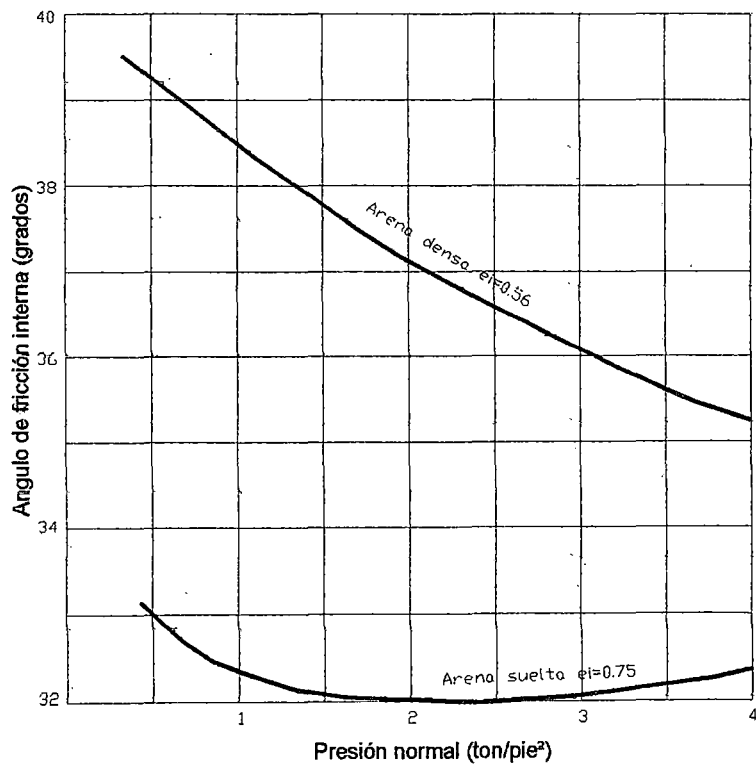


Fig. 7.- Variación del ángulo de fricción interna con la carga normal

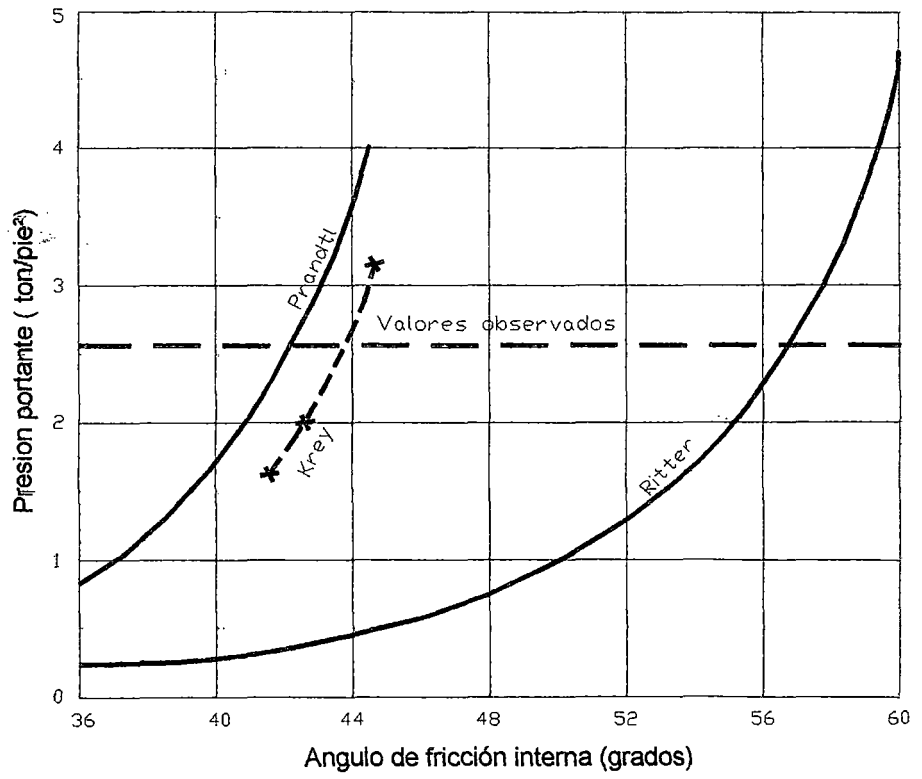


Fig. 8.- Variación de la Presión Portante con la carga normal.

4.3 MODELO DE LABORATORIO EMPLEADO

En los capítulos precedentes se ha hecho referencia a ensayos realizados a pequeña escala, que ilustran el panorama experimental sobre el cual nos basamos para la ejecución de ensayos de carga en modelo reducido.

El objetivo de realizar ensayos a pequeña escala empleando un modelo de laboratorio, es determinar los efectos de algunas variables que intervienen en las ecuaciones para el cálculo de la capacidad portante del suelo, tales como la forma, profundidad, etc., con el fin de realizar comparaciones entre los resultados experimentales y las diferentes aproximaciones teóricas, para determinar su validez, rango de aplicabilidad y exactitud.

Persiguiendo dicho objetivo, se recurre a la ejecución de realizar ensayos a pequeña escala, debido a que la ejecución de ensayos sobre zapatas de tamaño real, resultan muy operativos y costosos, puesto que se requiere de grandes cargas para producir la falla por corte del suelo. Sin embargo, es siempre deseable realizar ensayos de carga a escala natural, cuando las circunstancias lo permitan.

Los ensayos a pequeña escala facilitan además, el manipuleo del suelo, su almacenamiento, transporte, etc. que nos permite controlar su humedad, densidad y compactación, por tratarse cantidades relativamente pequeñas, que generalmente no sobrepasan de 1 m³.

4.3.1 Características del Modelo

El modelo de laboratorio empleado consta de una caja metálica de base cuadrada de 1.20 x 1.20 m, de altura 1.00 m y 3/8" de espesor, cuyos lados se hallan arriostrados externamente por ángulos metálicos de 1 1/2"x1 1/2"x1/8" soldados a las caras, para evitar el pandeo lateral durante la compactación del suelo, y también durante la aplicación de la carga a la zapata.

La conexión de los elementos metálicos para la conformación de la caja se realiza por medio de pernos de 1/4", fuertemente ajustados y asegurados con tuercas, de manera que las paredes de la caja

metálica formen un elemento completamente rígido, para evitar posibles desplazamientos de los elementos de la caja, durante la aplicación de las cargas, lo que significaría la anulación del ensayo. Las zapatas empleadas se han confeccionado con concreto (Foto N°1), con un espesor de 6 cm, reforzándose con varillas de 3/8", para que puedan soportar las cargas sin deterioro de las mismas. Estos modelos de zapatas constituyen zapatas reales de pequeña dimensión.

En el siguiente cuadro, se presentan las dimensiones de los modelos de zapatas confeccionadas.

Tabla N°1 : Geometría de los modelos de zapatas utilizadas

Forma de la zapata	Dimensiones (cm)		Area (cm ²)
	Ancho ó diámetro (B)	Longitud	
Cuadrada	10.00		100.00
	14.14		200.00
	17.32		300.00
	20.00		400.00
	25.00		625.00
Rectangular	5.00	20.00	100.00
	10.00	20.00	200.00
	10.00	30.00	300.00
	10.00	40.00	400.00
	10.00	50.00	500.00
	20.00	30.00	600.00
	20.00	45.00	900.00
	30.00	40.00	1200.00
Circular	25.49		510.00

Para la zapata circular, se empleó un disco metálico de 25.49 cm de diámetro, el mismo que se empleó para la prueba de Carga Directa In-Situ.

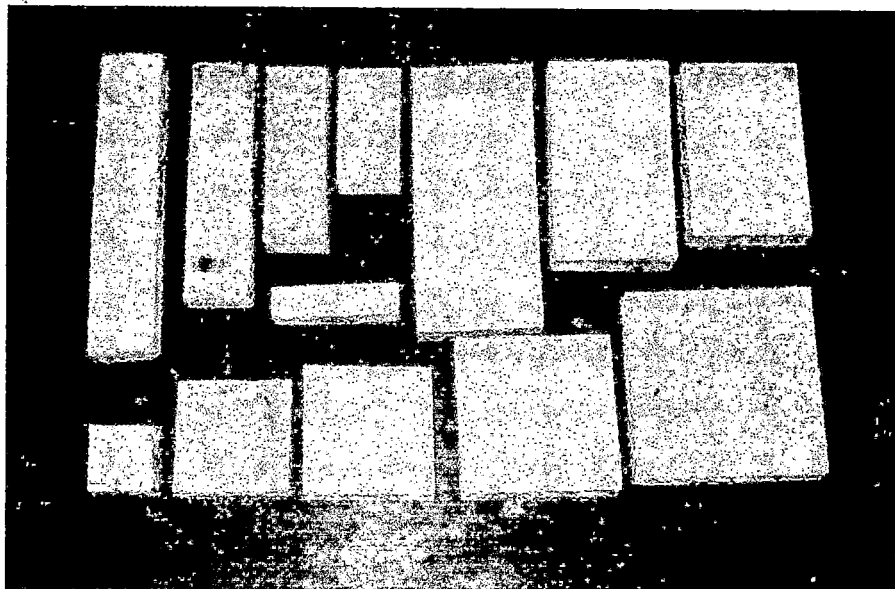


Foto N°1.- Modelos de zapatas de concreto.

4.3.2 Suelo empleado

El suelo usado para la ejecución de los ensayos de carga, corresponde a una arena fina, limpia, empleada como material de construcción, la cual fue tamizada por la malla N°4, para eliminar el material grueso.

Se colocó dicha arena en la caja metálica, compactándose a una densidad promedio de 1.50 gr/cc., para cada ensayo.

La compactación se realizó con un pisón de mano, colocándose capas no mayores de 20 cm de espesor, bajo control del contenido de humedad. Debido al método de compactación aplicado no se logró una mayor densidad, lo cual se obtiene por vibración, requiriéndose de un equipo adecuado para tal efecto.

Se almacenó aproximadamente 2.0 m³ de arena, de donde se empleaba 0.5 m³ para las zapatas más pequeñas y 0.9 m³ para las zapatas más grandes. Después de cada ensayo, se reunía y mezclaba toda la arena, y se llevaba nuevamente a la caja para su compactación, verificando y controlando su humedad, para lograr las mismas condiciones en cada caso.

La ejecución del análisis granulométrico de la arena, nos arrojó el siguiente resultado:

Malla	Abertura (mm)	%acumulado que pasa
1/2"	6.350	100.00
1/4"	6.350	96.10
Nº4	4.760	93.70
Nº10	2.000	76.10
Nº20	0.840	47.80
Nº40	0.420	30.80
Nº100	0.149	13.20
Nº200	0.074	8.60

Ploteando los valores anteriores, obtenemos el siguiente gráfico:

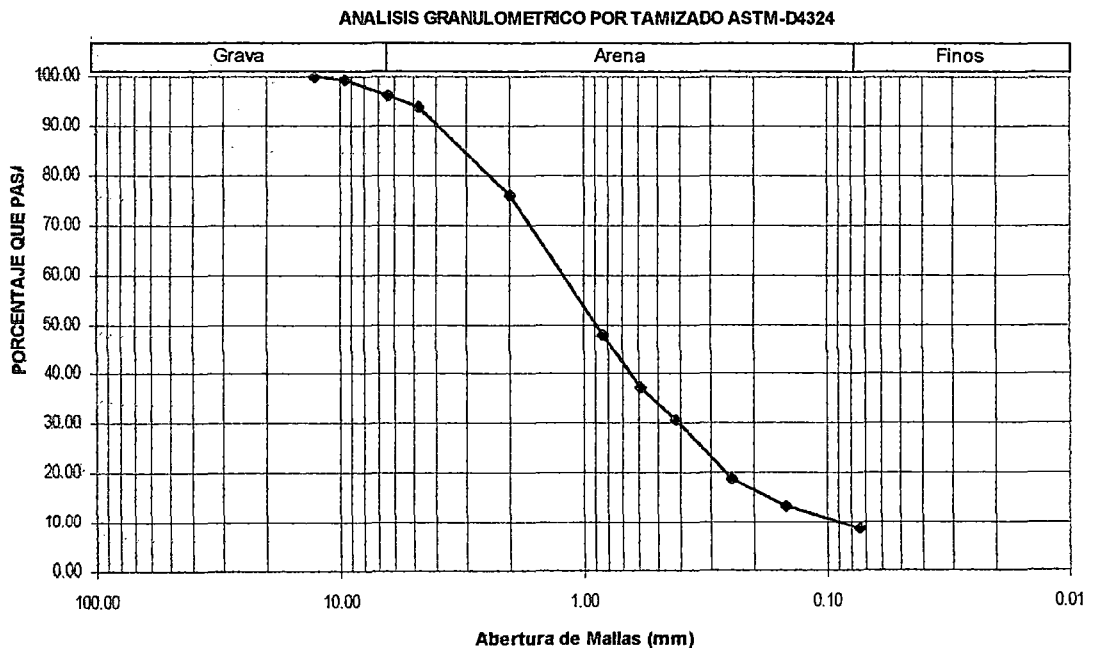


Fig. 1.- Curva Granulométrica de la arena empleada

Como el porcentaje de finos es <12%, del gráfico obtenemos $D_{10}=0.09$, $D_{30}=0.41$ y $D_{60}=1.30$, resultando $Cu=18.8>6$ y $1<Cc=1.44<3$.

Del análisis anterior y de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), la arena se clasifica como SW-SM.

4.3.3 Registro de datos

Las cargas de compresión en la zapata, fueron aplicadas por medio de una gata hidráulica, a la cual fue conectada el equipo de lectura "strain meter" para el registro de dichas cargas (Fig.1, Foto N°2)

Para el registro de los asentamientos, se emplearon extensómetros con aproximación al centésimo de milímetro, los que fueron colocados sobre los extremos del de las zapatas modelo, con el fin de obtener asentamientos promedio.

La aplicación de las cargas se realizó por incrementos, de acuerdo al criterio de los ensayos de carga directa in-situ, anotándose las lecturas de los asentamientos para cada intervalo de tiempo hasta el momento de la estabilización del sistema (asentamiento=0).

Con datos obtenidos se confeccionaron registros de carga-asentamiento y gráficos para evaluar la carga admisible.

El siguiente gráfico muestra el arreglo en el laboratorio para la ejecución de los ensayos y para la lectura de los datos de carga-asentamiento.

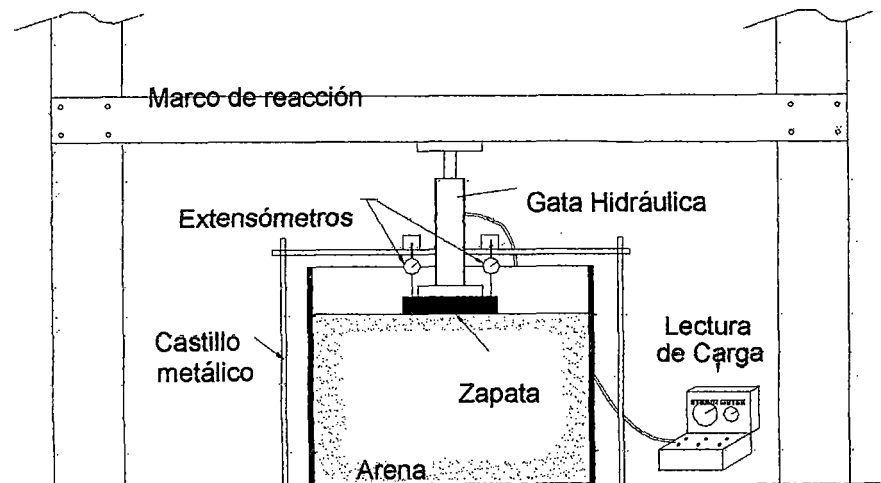


Fig. 2.- Disposición del equipo en el laboratorio, para la ejecución de ensayos de carga en zapatas a escala reducida.

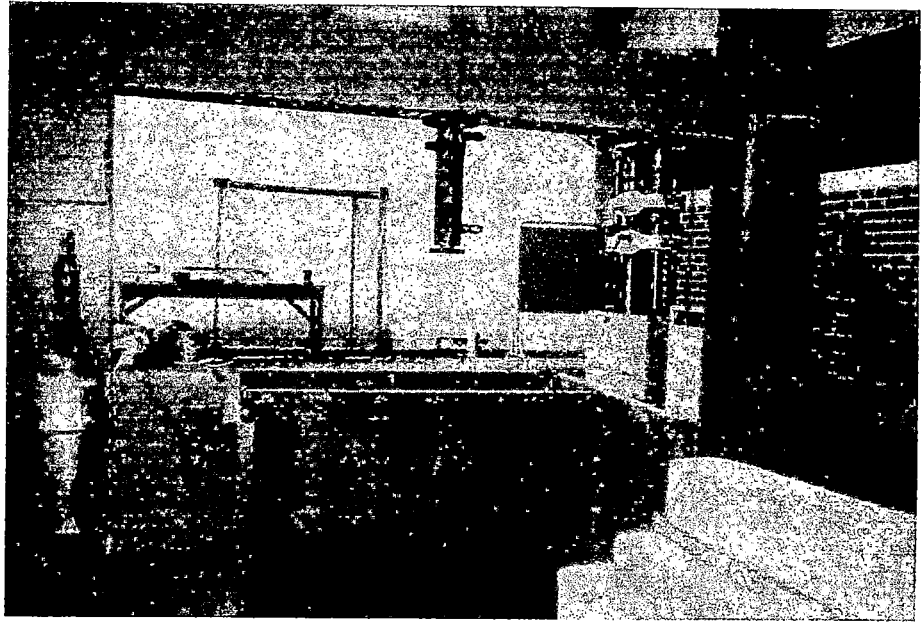


Foto N°2.- Instalación del equipo para la ejecución de los ensayos de carga (Gata hidráulica, caja metálica y suelo empleado).

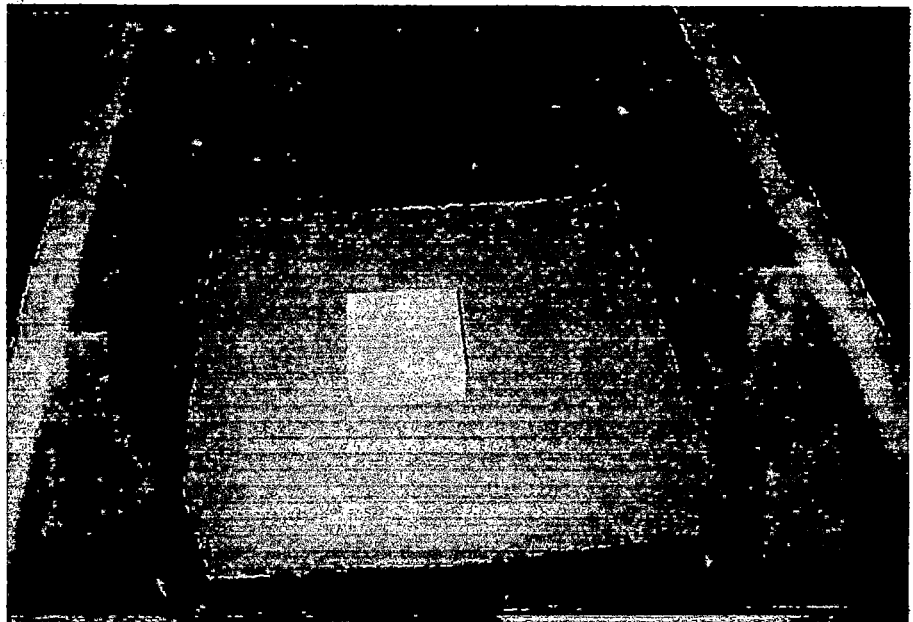


Foto N°3.- Zapata de concreto de 14x14 cm, sobre arena compactada.

4.3.4 Programa de ensayos y resultados

Se programó la ejecución de 28 ensayos 02 ensayos de carga con cada modelo de zapata, lográndose efectuar ensayos sólo con los modelos de mayor tamaño (debido a la configuración del equipo empleado en la aplicación de las cargas, no se logró ensayar las zapatas de dimensiones 5x20 cm y de 10x10 cm).

Cabe resaltar que la ejecución de los ensayos requiere de adecuada preparación previa, lográndose efectuar solamente un ensayo por día, jugando un papel importante la disponibilidad y adecuabilidad del equipo en el laboratorio.

La evaluación de la capacidad portante última en los ensayos, se realizó mediante la observación del comportamiento del suelo a través del proceso de incremento de carga, notándose la aparición de fisuras en la superficie del mismo en el momento de rotura y el aumento de velocidad en el incremento del asentamiento.

En el siguiente gráfico típico para el caso de arenas, se distinguen las etapas desarrolladas en el proceso de carga del suelo, para el caso de arena de densidad media (rotura por corte local).

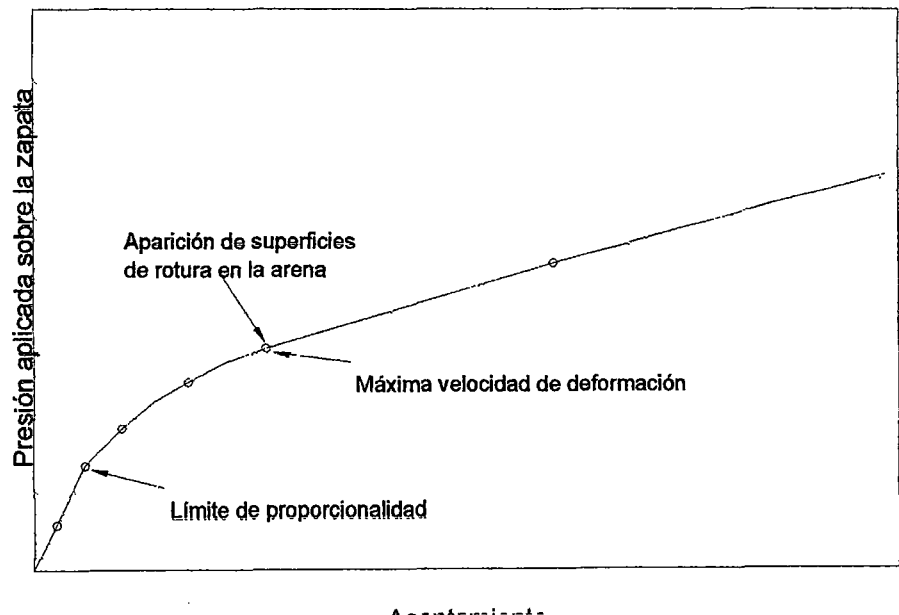


Fig.3.- Curva típica de presión-asentamiento en ensayos en modelo reducido en arena (Tesis JMS, 2002).

En la siguiente tabla, se presentan los resultados obtenidos en las pruebas de carga en los modelos de zapatas.

Tabla N°2 : Resultados de los ensayos de carga en modelo reducido

Ensayo N°	Forma Zapata	Dimensiones (cm)	Area (cm ²)	qu (kg/cm ²)
1	cuadrada	17x17	300	1.80
2	cuadrada	20x20	400	1.36
3	cuadrada	20x20	400	1.68
4(*)	rectangular	10x30	300	--
5(*)	rectangular	10x30	300	--
6	rectangular	10x20	200	1.00
7	rectangular	10x30	300	1.33
8	rectangular	10x20	200	1.00
9	cuadrada	20x20	400	1.50
10	cuadrada	17x17	300	1.70
11	rectangular	10x30	300	1.33
12(*)	rectangular	10x20	200	--
13	rectangular	10x40	400	1.00
14	rectangular	10x30	300	1.33
15	rectangular	10x30	300	1.33
16	cuadrada	24.5x24.5	600	1.70
17	rectangular	10x30	300	1.33
18(*)	rectangular	5x20	100	--
19(*)	cuadrada	10x10	100	--
20	circular	25.5	500	--

* Los ensayos se interrumpieron debido a movimientos imprevistos de los relojes medidores de deformación (extensómetros).

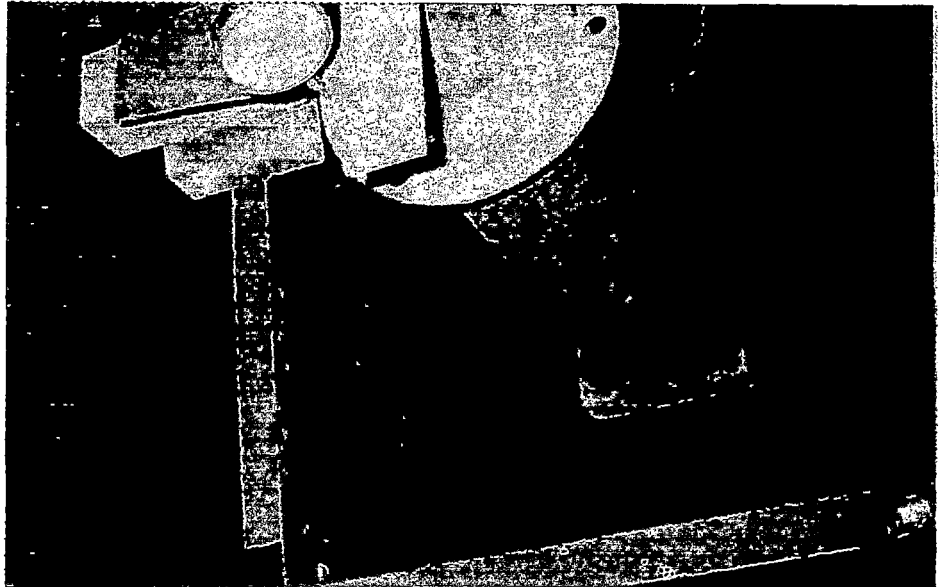


Foto N°4.- Ensayo de carga en zapata de 20x20 cm

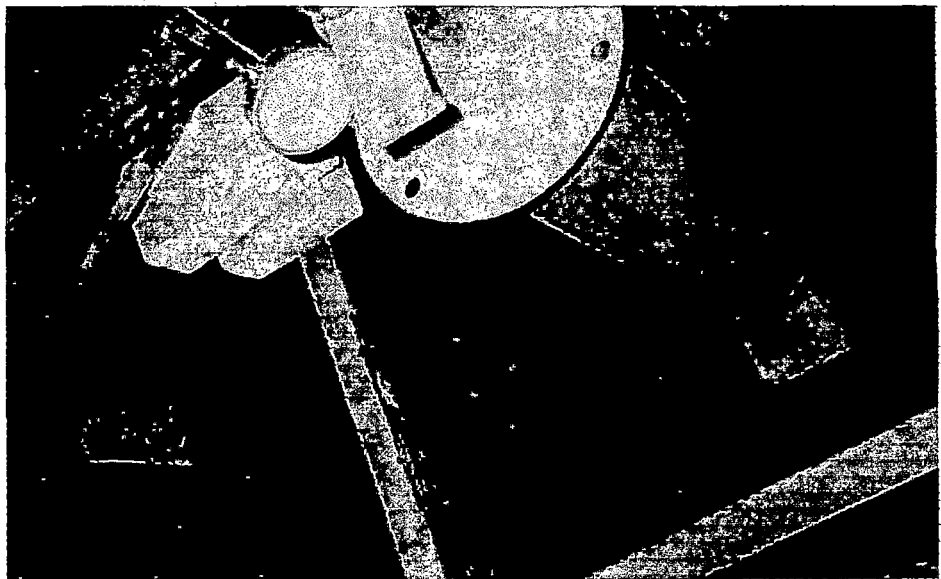


Foto N°5.- Ensayo de carga en zapata de 10x30 cm

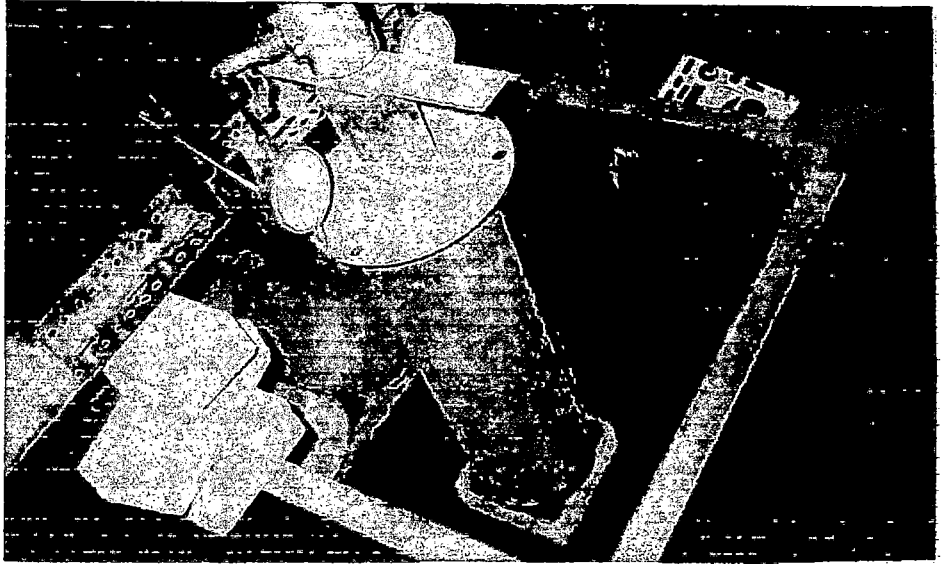


Foto N°6.- Ensayo de carga en zapata cuadrada de 17x17 cm

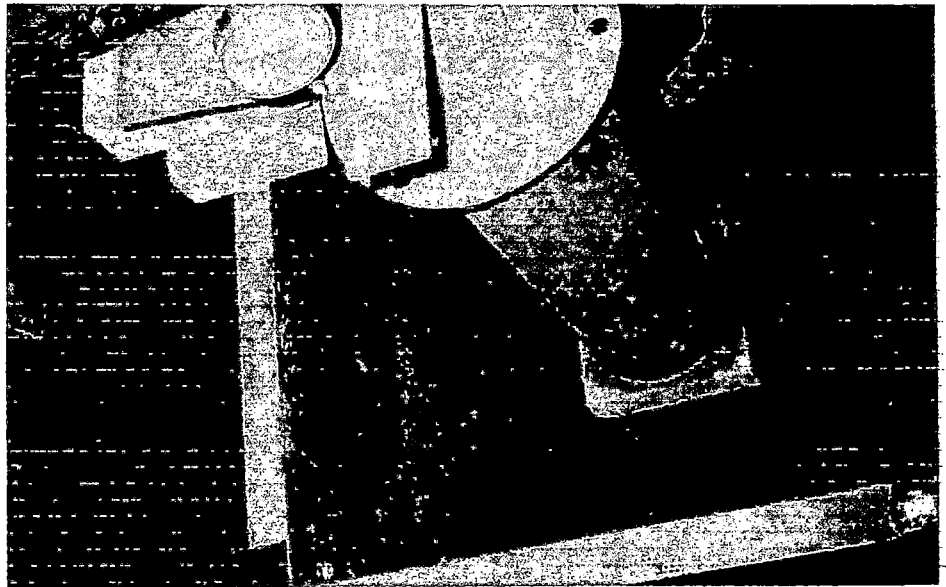
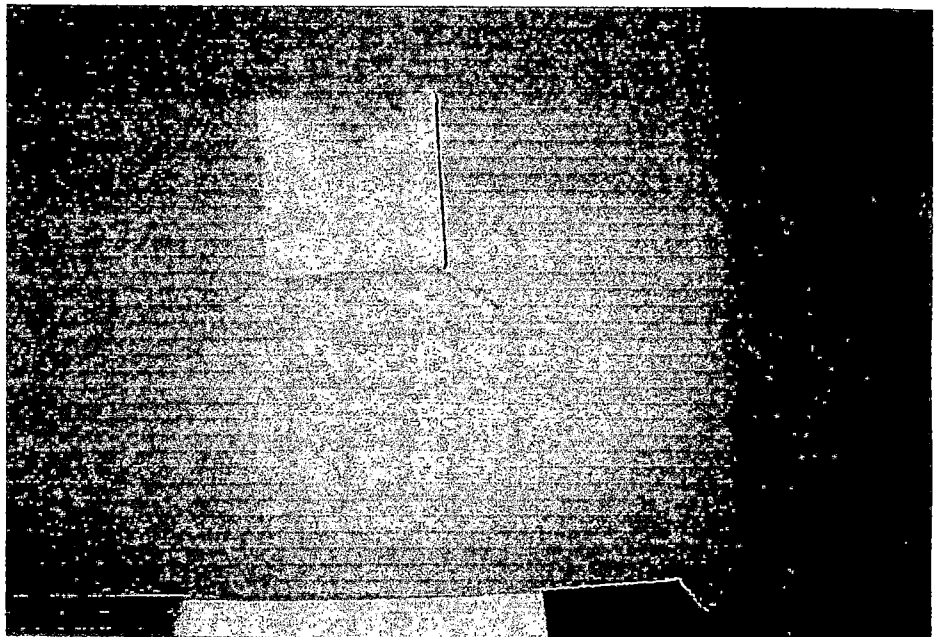
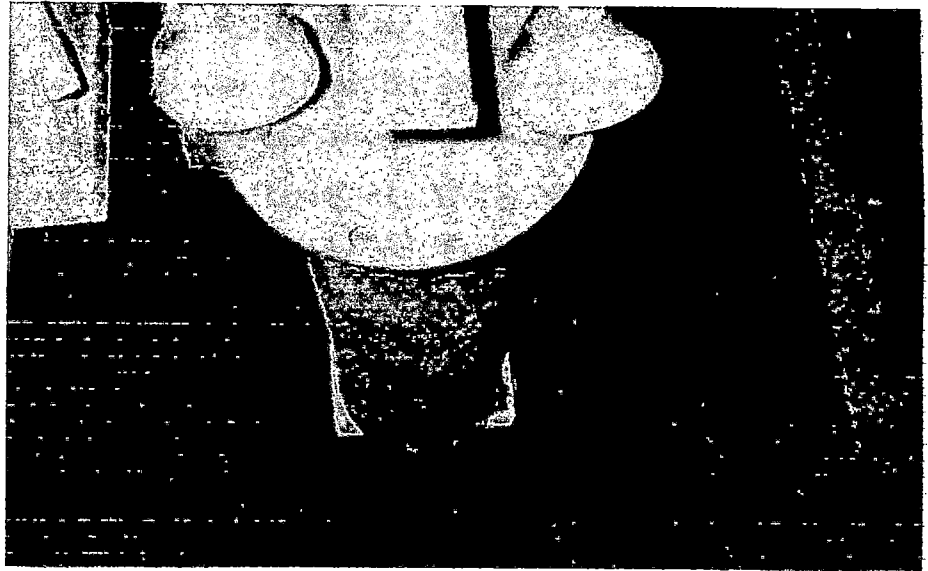


Foto N°7.- Ensayo de carga en zapata cuadrada de 20x20 cm



Fotos N°8 y 9.- Ensayo de carga en zapata cuadrada de 17x17 cm.
En la foto inferior se muestra la superficie del suelo
luego de la fallá.

Con el objetivo de comparar los resultados de los valores de capacidad portante obtenidos en los ensayos de carga en los modelos de cimentación, se ejecutó la prueba de Corte Directo en el laboratorio con muestras de suelo ensayado, lo cual nos arrojó un valor de $\phi=38.5^\circ$.

La expresión para determinar la capacidad portante, para una zapata en superficie, es la siguiente:

$$1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot D_\gamma$$

donde N_γ , S_γ y D_γ , son los factores de capacidad portante, forma y profundidad respectivamente.

De acuerdo a las pruebas de corte directo realizadas en el laboratorio, el valor del ángulo de fricción interna es igual a $\phi=38^\circ$, con un peso unitario promedio de suelo de $\gamma=1.50 \text{ gr/cm}^3$.

Con estos valores procedemos a comparar los resultados teóricos y experimentales de la capacidad portante, tal como se presenta en los cuadros siguientes:

Tabla N°3.- Resultados de los ensayos con zapatas rectangulares

Método	Dimensiones de la zapata B x L (cm x cm)		
	10x20	10x30	10x40
Experimental	1.00	1.33	1.00
Terzaghi	0.53	0.55	0.56
Meyerhof	0.64	0.60	0.58
Hansen	0.37	0.40	0.41
Vesic	0.51	0.55	0.57
Meyerhof mod.	0.42	0.46	0.48

Tabla N°4.- Ensayos de los ensayos con zapatas cuadradas

Método	Ancho de la zapata B (cm)		
	17.3	20.0	24.5
Experimental	1.00	1.36	1.70
Terzaghi	0.82	0.95	1.16
Meyerhof	1.51	1.31	1.85
Hansen	0.55	0.48	0.68
Vesic	0.76	0.66	0.94
Meyerhof mod.	0.63	0.55	0.78

4.3.6 Conclusiones

Las pruebas experimentales mediante ensayos de carga en modelos de cimentación a escala reducida, nos permiten evaluar de una forma directa la capacidad de carga del suelo, modelando diversas condiciones de la cimentación de acuerdo a las variables que se quieran estudiar. Es ventajoso este tipo de ensayos con respecto a ensayos de carga a escala natural que requieren de grandes cargas y mucho mayor operatividad. Sin embargo, si las condiciones lo permiten, es conveniente ejecutarlos.

Se requiere de equipo operacional adecuado para la aplicación de las cargas y medición de presiones y asentamientos, para poder adaptarse a las condiciones de escala del modelo de cimentación. En nuestro caso, este ha sido un factor limitante para la ejecución de las pruebas de carga, no lográndose ejecutar ensayos en los modelos más pequeños.

Los valores obtenidos de la capacidad portante experimentales y teóricos, nos indican que las soluciones teóricas nos ofrecen adecuada predicción de la capacidad portante, por la coherencia y proximidad en los resultados.

CAPITULO V

ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA DETERMINACION DE LOS PARAMETRÓS DE RESISTENCIA C y ϕ

La evaluación de la Resistencia al Esfuerzo Cortante es necesaria para resolver problemas de estabilidad de los suelos, tales como corte de taludes, Cálculo de Capacidad de Carga, Pilotajes, etc.

En el Capítulo III, se han presentado pruebas de campo para la determinación de los parámetros de resistencia, de igual manera los ensayos de laboratorio, basados en la teoría de la resistencia al corte de los suelos, nos permiten obtener dichos parámetros para diversas condiciones y estados del suelo, que son difíciles y costosos de simular en las pruebas de campo.

El objetivo de las pruebas es por consiguiente, establecer valores empíricos de los parámetros de resistencia, que reflejen las condiciones reales del terreno. Las condiciones de drenaje durante la prueba son de gran importancia y tienen efecto considerable sobre los valores medidos. Por lo tanto, resulta crítico que los valores medidos para la cohesión o el

ángulo de fricción se refieran a las condiciones de prueba. Las pruebas de corte se llevan a cabo en dos etapas principales que implican los siguientes casos de drenado, según como se explica brevemente a continuación :

Pruebas sin drenaje.- en este tipo de prueba, que también se llama pruebas rápidas sin drenado, no se permite el drenaje del agua por los poros, por lo que cualquier aumento del esfuerzo total produce el incremento respectivo de la presión de poros. Por otra parte, existen pruebas con consolidación sin drenar, en donde se deja consolidar al espécimen de prueba, bajo condiciones de esfuerzo isotrópico constante y drenado completo, después de lo cual se incrementa la carga axial sin permitir el drenado. La etapa inicial de consolidación lleva al suelo a un estado de volumen y de presión de poros, a partir del cual se pueden medir con exactitud los siguientes cambios en volumen o en la presión de poros. Las pruebas con consolidación sin drenar se emplean para obtener los parámetros c' y ϕ' del esfuerzo efectivo y para obtener las características del cambio de volumen y rigidez.

Pruebas con drenado.- en este tipo de pruebas se somete al espécimen primero a una consolidación en condiciones de esfuerzo constante isotrópico, y drenaje total. Cuando se completa la etapa de consolidación, se incrementa la carga axial a un ritmo suficiente lento para que no se presente un incremento en la presión de poro. El incremento en el esfuerzo efectivo es entonces igual al incremento del esfuerzo total ($\Delta\sigma' = \Delta\sigma$).

Los ensayos de laboratorio, comúnmente usados en nuestro medio, para obtener los parámetros de resistencia de los suelos, son los siguientes :

- Ensayo de Compresión No Confinada q_u (Ref. ASTM D 2166)
- Ensayo de Corte Directo (Ref. ASTM D3080)
- Ensayo de Compresión Triaxial (Ref. ASTM D 2850, D 4767)

5.1 ENSAYO DE COMPRESIÓN NO CONFINADA

El ensayo de compresión no confinada se utiliza ampliamente, pues constituye un método rápido y económico para obtener la resistencia al corte de un suelo cohesivo en forma aproximada, pudiéndose realizar el ensayo con control de la deformación unitaria o con control de esfuerzo.

Tiene por finalidad, determinar la resistencia a la compresión no confinada (q_u), de un cilindro de suelo cohesivo o semi-cohesivo, e indirectamente la resistencia al corte (c), por la expresión: $c = q_u/2$.

Este cálculo se basa en el hecho de que el esfuerzo principal menor es cero (ya que al suelo lo rodea sólo la presión atmosférica) y que el ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo se supone cero.

Es un ensayo uniaxial, en donde la probeta no tiene soporte lateral ($\sigma_3=0$), realizándolo en condiciones no drenadas. Se podrá realizar de dos maneras, mediante un control de deformación o bien, mediante un control de esfuerzos.

El primero, es ampliamente utilizado, controlando la velocidad de avance de la plataforma del equipo. El segundo, requiere ir realizando incrementos de carga, lo que puede causar errores en las deformaciones unitarias al producirse una carga adicional de impacto al aumentar la carga, por lo que resulta de prácticamente nula utilización.

Las probetas deben cumplir con las siguientes condiciones (Fig. 1):

- Diámetro mínimo 33 mm,
- Tamaño máximo de las partículas menor que 1/10 de su diámetro.
- relación altura-diámetro (L/D) debe ser lo suficientemente grande para evitar interferencias en los planos potenciales de falla a 45° y lo suficientemente corta para evitar que actúe como columna; para satisfacer ambos criterios, se recomienda una relación L/D comprendida entre 2 y 3.

Las muestras deben ser obtenidas con tubos de pared delgada y sin "perturbar" hasta donde sea posible.

El esfuerzo de compresión σ , se calcula en forma diferente, según la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{A}$$

donde A es la sección transversal original de la muestra, lo cual da un cálculo conservador. A medida que el suelo se deforma verticalmente, produce deformaciones laterales que incrementan la sección transversal efectiva que tiende a resistir los esfuerzos. El área transversal aumentada A' se calcula suponiendo que el volumen de la muestra permanece constante, entonces:

$$A_0 L_0 = A' (L_0 - \Delta L)$$

entonces, obtenemos :

$$A' = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad \text{donde} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

El esfuerzo desviador será, por lo tanto:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{P}{A'}$$

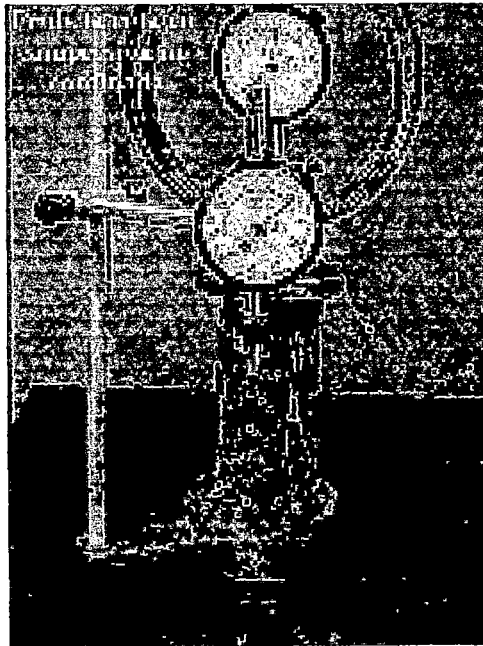


Fig.1.- Equipo de Ensayo de Compresión Simple

Observaciones

La probeta inalterada, debe ser ensayada en la misma dirección en la que se encontraba en el estrato natural.

La velocidad de aplicación de carga debe ser tal, que se produzca una deformación de 0,5 a 2% por minuto.

Debido a numerosos estudios, se ha hecho evidente que este ensayo generalmente no proporciona un valor bastante confiable de la resistencia al corte de un suelo cohesivo, debido a la pérdida de la restricción lateral provista por la masa de suelo, las condiciones internas del suelo como el grado de saturación o la presión de poros que no puede controlarse y la fricción en los extremos producidas por las placas de apoyo. Sin embargo, si los resultados se interpretan adecuadamente, reconociendo las deficiencias del ensayo, estos serán razonablemente confiables.

Interpretación del valor de sensibilidad

Es la relación entre la resistencia a la CNC en estado inalterado y la resistencia a la CNC en estado remoldeado, de una muestra de suelo cohesivo.

Debido a que algunas arcillas al ser remoldeadas y sin variar su humedad pierden resistencia, en la Tabla N°2. se señala un criterio de comportamiento de la arcilla según el grado de sensibilidad.

Tabla N°1.- Sensibilidad de las arcillas

Comportamiento de la arcilla	Rango de variación de sensibilidad
Insensible o que no se ve afectada cuando se le remoldea	$S < 2$
Moderadamente sensible	$2 < S < 4$
Sensible	$4 < S < 8$
Muy sensible	$8 < S < 16$
Ultrasensible. Estas generalmente se convierten en líquidos viscosos (quick)	$S > 16$

5.2 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Alcance

Este método describe y regula el procedimiento para la determinación de la resistencia al corte de una muestra de suelo, sometida previamente a un proceso de consolidación, cuando se le aplica un esfuerzo de cizalladura o corte directo mientras se permite un drenaje completo de ella. El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra a velocidad controlada, cerca a un plano de cizalladura determinado por la configuración del aparato de cizalladura. Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr.

Los esfuerzos de cizalladura y los desplazamientos no se distribuyen uniformemente dentro de la muestra y no se puede definir una altura apropiada para el cálculo de las deformaciones por cizalladura. En consecuencia, a partir de este ensayo no pueden determinarse las relaciones esfuerzo-deformación o cualquier otro valor asociado, como el módulo de cizalladura.

La determinación de las envolventes de resistencia y el desarrollo de criterios para interpretar y evaluar los resultados del ensayo se dejan a criterios del ingeniero o de la oficina que solicita el ensayo.

Los resultados del ensayo pueden ser afectados por la presencia de partículas de suelo o fragmentos de roca, o ambos.

Las condiciones del ensayo, incluyendo los esfuerzos normales y la humedad, son seleccionadas para representar las condiciones de campo que se investigan. La velocidad de deformación debe ser lo suficientemente lenta para asegurar las condiciones de drenaje equivalentes a una presión intersticial nula.

Resumen del método de ensayo

Este ensayo consiste en colocar el espécimen del ensayo en una caja de corte directo (Fig.1), aplicar un esfuerzo normal determinado, humedecer o drenar el espécimen de ensayo, o ambas cosas, consolidar el espécimen bajo el esfuerzo normal, soltar los marcos que contienen la muestra y desplazar un marco horizontalmente respecto al otro a una velocidad constante de deformación y medir la fuerza de cizalladura y los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es cizallada.

La resistencia al corte, τ , es el esfuerzo cortante que es necesario para causar deslizamiento sobre una superficie a través del suelo, está representada por la siguiente ecuación :

$$\tau = \sigma \cdot \tan\phi$$

donde ϕ es el ángulo de resistencia al corte.

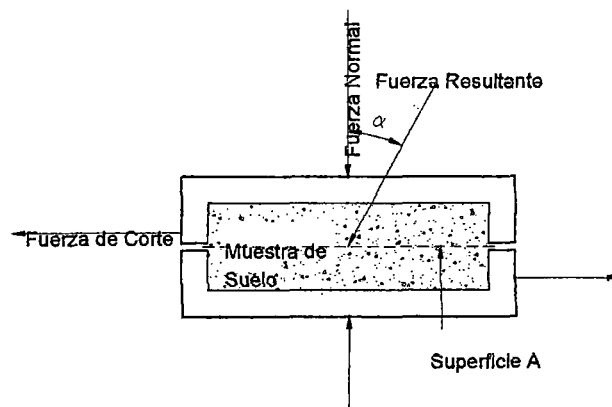


Fig. 1.- Esquema del aparato de Corte

Significado y uso

El ensayo de corte directo, es adecuado para la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia de materiales drenados y consolidados. Debido a que las trayectorias de drenaje a través de la muestra son cortas, se permite que el exceso de presión en los poros sea disipado más rápidamente que con otros ensayos drenados. El ensayo puede ser hecho en todo tipo de suelos inalterados,

remoldeados o compactados. Hay sin embargo una limitación en el tamaño máximo de las partículas presentes en las muestras.

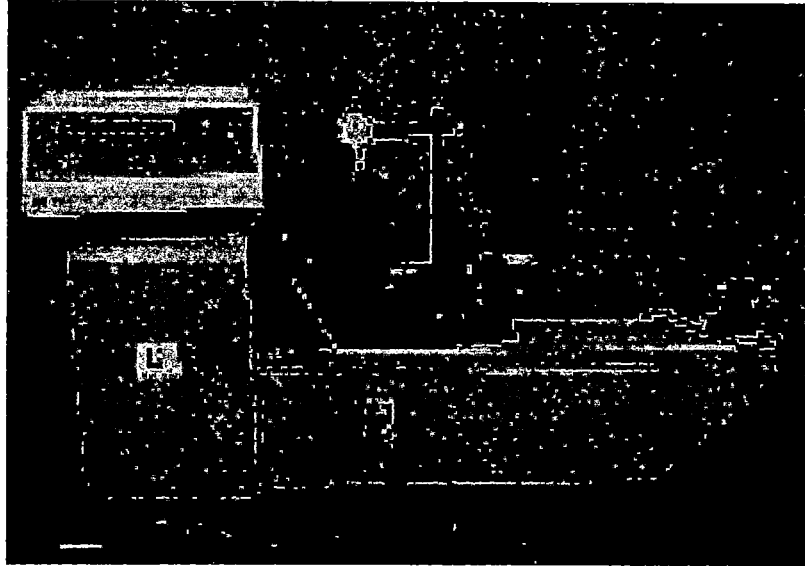


Fig.2.- Equipo de Corte Directo

Los resultados del ensayo son aplicables para estimar la resistencia al corte en una situación de campo donde ha tenido lugar una completa consolidación bajo los esfuerzos normales actuales. La ruptura ocurre lentamente bajo condiciones drenadas, de tal manera que los excesos de presión en los poros quedan disipados. Los resultados de varios ensayos pueden ser utilizados para expresar la relación entre los esfuerzos de consolidación y la resistencia a la cizalladura en condiciones drenadas.

Durante el ensayo hay rotación de los esfuerzos principales, lo que puede o no corresponder a las condiciones de campo. Aun más, la ruptura puede no ocurrir en un plano de debilidad, puesto que ella tiene que ocurrir cerca a un plano horizontal en la parte media del espécimen. La localización fija del plano de ruptura en el ensayo puede ser una ventaja en la determinación de la resistencia al corte a lo largo de planos reconocidamente débiles dentro del material del suelo y para analizar las interfases entre materiales diferentes.

Los esfuerzos de corte y los desplazamientos no están distribuidos uniformemente dentro de la muestra y no puede definirse una altura apropiada para calcular las deformaciones de cizalladura o cualquier otra cantidad asociada de interés en geotecnia. La baja velocidad de desplazamiento asegura la disipación de los excesos de presión de los poros, pero también permite el flujo plástico de suelos cohesivos blandos. Debe tenerse cuidado de asegurar que las condiciones del ensayo representen las condiciones que se están investigando.

El intervalo de los esfuerzos normales, la velocidad de deformación y las condiciones generales del ensayo deben ser seleccionadas para reflejar las condiciones específicas del suelos que se está investigando.

Ensayos Realizados

Para los fines comparativos de la presente Tesis, se realizaron ensayos de Corte Directo en los materiales correspondientes a los materiales ensayados en las Pruebas de Carga In-Situ y en Modelos de Cimentación. Los ensayos de corte fueron realizados en el Laboratorio N° 2 de Mecánica de Suelos.

a) Arcilla limosa :

Se extrajeron muestras inalteradas representativas del suelo correspondiente al área donde se practicaron los Ensayos de Carga Directa (jardín FIGMM), cuyos resultados se presentan en la siguiente tabla:

Ensayos de Corte en material arcillo limoso / Prueba de Carda Directa

Ensayo	Muestra	Angulo de fricción
1	MJ-1	29.8
2	MJ-2	31.9

b) Arena

La arena empleada en las pruebas de carga con los modelos de zapatas, fue sometida al ensayo de Corte Directo con especímenes remoldeados a una densidad promedio de 1.50 gr/cm^3 que se obtuvo después de la compactación de la arena en el contenedor metálico (las muestras inalteradas no fue posible tallarlas para la prueba).

Los resultados del ensayo de corte, se presentan en la siguiente tabla:

Ensayo de Corte en arena / Ensayos en modelos de cimentación

Ensayo	Muestra	Angulo de fricción
1	MA-1	38.3
2	MA-2	32.3

En el Anexo C (Ensayos de Laboratorio), se presentan los resultados de laboratorio.

5.3 ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL

Los ensayos triaxiales permiten determinar las relaciones de resistencia y/o esfuerzo-deformación de un suelo tratando de reproducir el desarrollo del estado tensional real de este. Es un ensayo complejo pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

Este ensayo consiste en colocar una muestra de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial (Fig.1) y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección. Alcanzando ese estado de equilibrio, se aumenta la presión normal o axial (σ_1), sin modificar la presión lateral aplicada (σ_3), hasta que se produzca la falla.

Ensayos de laboratorio ...

Realizando por lo menos tres pruebas, con presiones laterales diferentes, en un gráfico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos en falla de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a éstos, se determinan los parámetros c y ϕ del suelo.

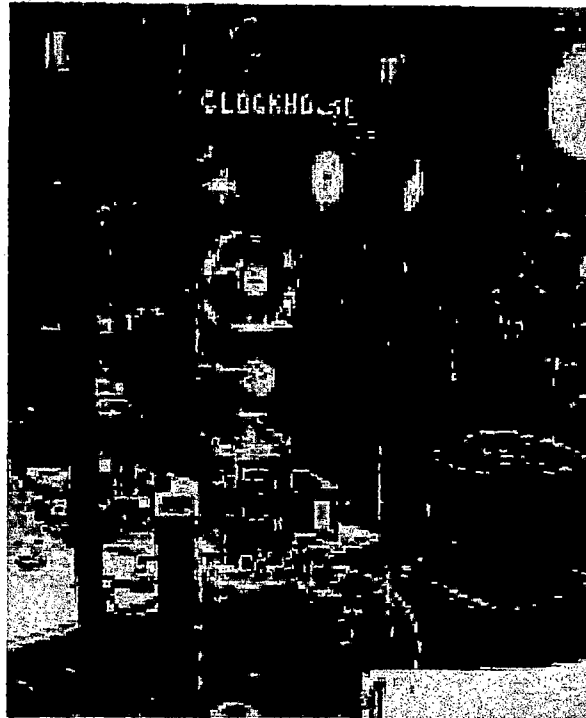


Fig. 1.- Cámara de compresión triaxial

Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que este trabajará, las alternativas para realizar el ensayo serán las siguientes :

- Ensayo no consolidado - no drenado (UU) ASTM D-2850
- Ensayo consolidado – no drenado (CU) ASTM D-4767
- Ensayo consolidado – drenado (CD) ASTM D-

Estos procedimientos cubren los ensayos más comunes a realizarse en un banco triaxial.

Método de medición con presión de poros

A través de este método, el que requiere de un equipo adicional medidor de presiones intersticiales que se conecta a la cámara triaxial, es posible

Ensayos de laboratorio ...

obtener los parámetros de esfuerzos efectivos (c' y ϕ') de suelos parcialmente saturados, ya que generalmente cualquier ensayo cortante a términos de esfuerzo total, o sea incluye tanto los esfuerzos intergranulares como los intersticiales y como es sabido, el esfuerzo cortante dentro de una masa de suelo a la que se le aplica una carga, sólo lo asume el esqueleto granular a menos que se encuentre congelada.

Elección del método a aplicar

Es indispensable para la elección del método de ensayo triaxial, que el ingeniero analice con buen criterio, las diferentes etapas que el suelo atravesará durante la vida de la obra desde el primer instante de su construcción, para juzgar correctamente las condiciones críticas en que se debe efectuar el diseño, que no es raro que se presenten, después de poco o largo tiempo de erigida la obra.

Se debe tener buen conocimiento de las condiciones de drenaje del suelo en el transcurso del tiempo, así también las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comportamiento general.

Asimismo, se debe seleccionar el criterio para la determinación de la resistencia al cortante, es decir esfuerzos efectivos o totales.

CAPITULO VI

CONDICIONES ESPECIALES DE CIMENTACION

6.1 CIMENTACIONES BAJO CONDICIONES ESPECIALES

Las soluciones estudiadas en los capítulos precedentes consideran cimentaciones aisladas apoyadas sobre suelos homogéneo e isótropos. Cuando esto no ocurre, es decir las condiciones en que se va a cimentar presentan situaciones diferentes, es necesario adecuar el análisis previo a tales situaciones, con el fin de obtener resultados que reflejen tales condiciones.

A las cimentaciones superficiales que no se ajusten a los análisis preliminares consideraremos como cimentaciones superficiales especiales o bajo condiciones especiales, cuyo análisis será una extensión del análisis general para cimentaciones superficiales sobre suelos de naturaleza homogénea e isotrópica como se expreso arriba.

Estos nuevos análisis extensivos de los análisis generales de igual manera son sustentados mediante pruebas experimentales.

En este capítulo trataremos brevemente algunas condiciones especiales de la cimentación que comúnmente se presentan en el normal ejercicio de la profesión, que merecen particular atención :

- Capacidad portante sobre suelos anisotrópicos sin cohesión
- Capacidad portante sobre depósitos estratificados
- Capacidad portante de cimentaciones cercanas
- Capacidad portante de suelos reforzados

6.2 CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS ANISOTRÓPICOS SIN COHESIÓN

La capacidad portante de cimentaciones puede estimarse aproximadamente a partir de la teoría y los resultados de los ensayos de suelo, sobre las bases de hipótesis simplificadoras acerca de las propiedades de resistencia y deformación de los suelos. Así, los valores promedio de las propiedades mecánicas obtenidas a partir de ensayos de laboratorio o campo son comúnmente usadas en relaciones semi-empíricas para estimar la capacidad portante última de cimentaciones en la práctica. Sin embargo, los efectos de anisotropía y no homogeneidad de la mayoría de los depósitos de suelo pueden dar lugar a una diferencia importante entre el comportamiento asumido y observado cuando se compara con predicciones basadas sobre hipótesis de suelos homogéneos e isotrópicos. (Burland et. al. 1977). La anisotropía de suelos cohesivos y estos efectos sobre la estabilidad de taludes y capacidad portante de cimentaciones han sido discutidas en un número de publicaciones (Lo 1965; Duncan y Seed 1966; Davis y Christian 1971). Por otro lado, la anisotropía de suelos sin cohesión solo ha sido investigada por (Arthur y Menzies 1972); Arthur y Philips 1975; Oda 1972, 1976) para evaluar las características de resistencia y deformación de tales suelos debido a la inherente estructura anisotrópica, cambios del sistema de esfuerzos aplicado, efectos del método de deposición del suelo y la subsecuente historia de esfuerzo-deformación. Como resultado, se da una simple aproximación teórica para estimar la capacidad portante de cimentaciones superficiales de suelos sin

cohesión por extensión de la teoría convencional de capacidad portante de suelos homogéneos isotrópicos.

Resistencia al Corte Anisotrópica

La mayoría de los depósitos naturales tienen una estructura inherente anisotrópica debido a la deposición en capas aproximadamente horizontales. La sedimentación inicial y cualquier compactación vertical subsecuente o sobreconsolidación causa una orientación predeterminada y contactos entre las partículas del suelo, especialmente cuando son de forma elongada (Oda, 1972). Esta anisotropía de fábrica y cualquier anisotropía de esfuerzo-inducido debido a la rotación de los planos principales durante el corte produce considerables diferencias de resistencia al corte, deformación y cambio de volumen del suelo cuando es cargado en varias direcciones relativas a la deposición del suelo.

Resultados típicos de ensayos de compresión Triaxial Drenada sobre arenas normalmente consolidadas muestran que el ángulo de fricción interna ϕ tiene un valor máximo de ϕ_1 cuando se aplica el esfuerzo desviador en la dirección de la deposición del suelo (ángulo de inclinación $\beta=0^\circ$) y un valor mínimo de ϕ_2 para $\beta=90^\circ$ (Fig.1). La diferencia entre los valores de ϕ_1 y ϕ_2 para una arena dada se incrementa proporcionalmente a la densidad relativa, así como disminuye la presión normal sobre los planos de corte. Los ensayos para $\phi=90^\circ$ muestran un módulo de deformación mucho más pequeño y cambio de volumen y mayor deformación en la falla para $\beta=0^\circ$ (Oda, 1976). Aunque la diferencia entre los ángulos de fricción ϕ_1 y ϕ_2 en arena densa es generalmente de cerca de 10% y puede incrementarse hasta 30% para material sin cohesión de granos muy planos (Mahmood y Mitchell, 1974), aún cuando pequeñas variaciones del ángulo de fricción de suelos sin cohesión influyen considerablemente la capacidad portante última de cimentaciones de tales suelos.

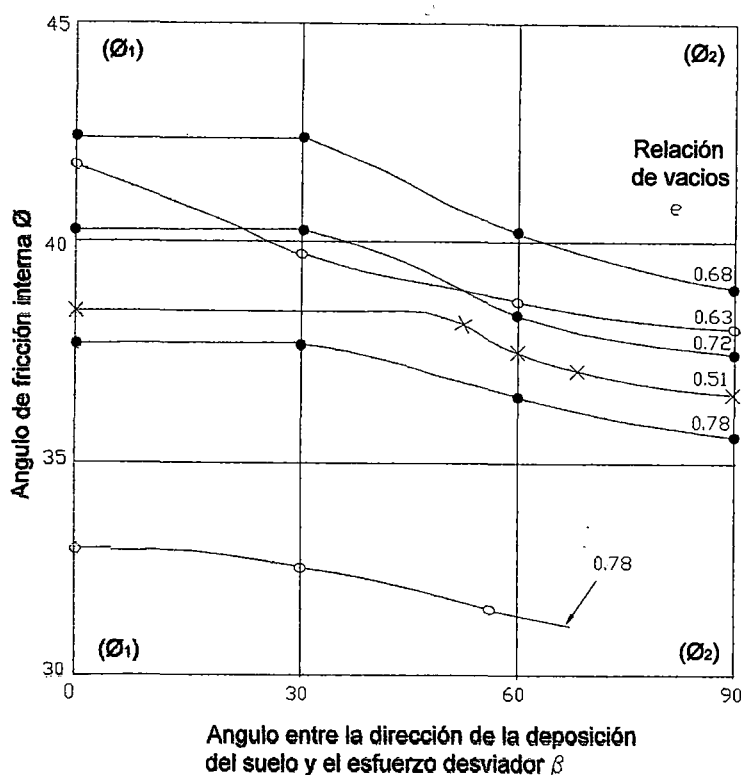


Fig.1.- Angulo de fricción interna de arenas anisótropicas: O, rio Ham (Arthur y Philips, 1975); X, Leighten B. (Arthur y Menzies, 1972); y •, Toyura (Oda, 1972, 1976).

Capacidad Portante Anisotrópica

La capacidad última q_u de una cimentación continua sobre suelo homogéneo sin cohesión es generalmente expresado por :

$$q_u = \gamma B N_\gamma / 2 + \gamma D N_q \dots \dots \dots (1)$$

donde B = ancho de la cimentación, D= profundidad, γ =peso unitario del suelo, y N_γ y N_q son factores de capacidad portante con respecto al peso unitario y sobrecarga, respectivamente y depende del ángulo de fricción ϕ del suelo dentro de la zona de falla. Antes de los valores de N_γ y N_q pueden ser determinados a partir de teoría de capacidad portante extendida que toma en cuenta la variación ϕ en diferentes direcciones, es conveniente simplificar las relaciones mostradas en la Fig.1 por aproximación lineal (Casagrande y Carrillo 1944) :

$$\phi = \phi_1 - (\phi_1 - \phi_2)\beta / 90^\circ \dots\dots\dots(2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción para el esfuerzo principal mayor durante el corte, bajo un ángulo β con respecto a la dirección de la deposición de la arena, y ϕ_1 y ϕ_2 son los ángulos de fricción para $\beta=0^\circ$ y $\beta=90^\circ$, respectivamente.

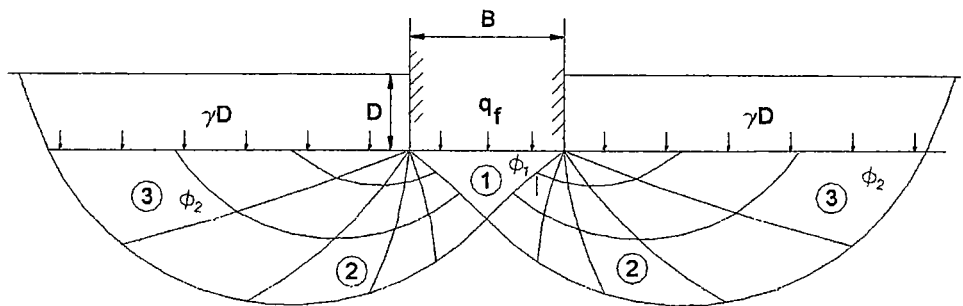


Fig. 2.- Zonas plásticas de una cimentación continua sobre suelo anisotrópico sin cohesión.

En la capacidad portante última, los patrones de corte en la zonas plásticas del suelo cerca de la zapata, consisten en líneas de deslizamiento radial y tangencial (Fig.2). Si se asume que el ángulo de fricción ϕ varía de acuerdo con la ecuación 2, el equilibrio plástico en las zonas de corte puede determinarse a lo largo de cada línea de deslizamiento tangencial en la que ϕ decrece desde ϕ_1 en la zona 1 bajo la base hasta ϕ_2 en la zona exterior 3, donde ϕ es aproximadamente constante a lo largo de cualquier línea de deslizamiento radial. A partir de estos esfuerzos, la presión pasiva puede determinarse a lo largo de las superficies de corte radiales de zona 1 y las componentes verticales de esta presión da la capacidad última requerida q_u de la zapata.

A partir de cálculos detallados de los factores de capacidad portante N_γ y N_q para varias condiciones se ha encontrado que se puede determinar un ángulo de constante equivalente de fricción interna ϕ' del suelo anisotrópico dentro de la zona de falla, y puede ser usado en los factores

N_γ y N_q para un suelo homogéneo isotrópico (Meyerhof, 1955, Hansen 1970) para dar una cercana y segura aproximación para un suelo anisotrópico. Se encontró que este ángulo de fricción equivalente ϕ' está aproximadamente en el centro de presión del diagrama de variación de ϕ o aproximadamente :

$$\phi' = (2\phi_1 + \phi_2) / 3 \dots\dots\dots (3)$$

$$= (2 + m)\phi_1 / 3 \dots\dots\dots (4)$$

donde $m = \phi_1/\phi_2 =$ razón de fricción del suelo.

Para simplificación de cálculos en la práctica los factores de capacidad portante N_γ , N_q han sido evaluados para varios valores de ϕ , como lo determinado convencionalmente a partir de muestras verticales de suelo y varias relaciones de fricción m empleando los métodos señalados arriba. Los factores de capacidad portante indican una considerable reducción de los factores de capacidad portante teórica causados por la relación de fricción más pequeñas de suelos anisotrópicos.

La teoría de capacidad portante propuesta puede ser comparada con los resultados de ensayos de carga sobre modelos de cimentaciones continuas de 35 mm de ancho reposando sobre la superficie de arena de Toyura con ángulos de fricción dados en la Fig.1 (Oda y Koishikawa 1977). Para un estado muy denso de la arena con una relación de vacíos de 0.66, la capacidad última experimental y fue 320 kPa en la dirección de la deposición del suelo ($\beta=0^\circ$) y 210 kPa para una carga en ángulo recto a esta dirección($\beta=90^\circ$). Los ángulos de fricción correspondientes ϕ' deducidos a partir de la ecuación 1 y la Fig3 para $m=1$, son 51° y 49° para $\beta=0$ y 90° respectivamente. De acuerdo a la ecuación 3, los ángulos de deformación plana son: $\phi_1=53^\circ$ y $\phi_2=47^\circ$ y la razón de fricción $m = 0.9$ bajo una presión normal equivalente sobre la superficie de falla de cerca $0.1 q_u$ o 25 Kpa (Meyerhof 1948).

Los valores deducidos de ϕ_1 y ϕ_2 pueden ser comparados con ángulos de fricción triaxial de $\phi_1=43^\circ$ y $\phi_2=40^\circ$ de muestras de arena bajo una

presión de confinamiento de 50-300 kPa, que debería indicar ángulos de deformación plana de aproximadamente $\phi_1=50^\circ$ y $\phi_2=46^\circ$. La diferencia entre los ángulos últimos y los deducidos del modelo de ensayos se puede explicar por los valores más grandes de ϕ , a presiones promedio más pequeñas sobre la superficie de falla en arena densa. Similarmente, para un modelo de ensayo sobre arena densa de Toyura con $e=0.76$, la capacidad portante última experimental fue de 80 K para $\beta=0^\circ$ y para $\beta=90^\circ$ (extrapolado) para la cual los valores de deformación plana deducidos de $\phi'=\phi_1=\phi_2=45^\circ$ bajo una presión promedio normal sobre la superficie de falla de cerca de 10 Kpa. Los correspondientes ángulos de fricción triaxiales medidos fueron $\phi_1=38.5^\circ$, $\phi_2=36.5^\circ$ bajo una presión de confinamiento de 50-300 Kpa.

Es de interés notar que los ángulos de fricción convencionales con una presión normal sobre el corte plano correspondiente a la presión promedio sobre la superficie de falla de la cimentación puede estar sobre el lado de la seguridad y subestimar la capacidad portante de cimentaciones continuas mientras que los ángulos correspondientes de deformación plana ϕ_1 podrían sobre-estimar considerablemente la capacidad portante. Los análisis detallados de suelos sin cohesión han confirmado estas conclusiones (De Beer 1979). Para tales suelos anisotrópicos parecería más racional usar un ángulo de fricción de deformación plana equivalente ϕ' basado sobre la relación de fricción ϕ_1/ϕ_2 del suelo particular.

La capacidad portante última de una cimentación circular o cuadrada sobre suelos anisotrópicos sin cohesión se pueden estimar a partir de la ecuación (1) empleando un ángulo de fricción equivalente ϕ' y factores de forma convencionales, que por su naturaleza empírica ya incluyen los efectos de anisotropía en arenas sobre los que se basaron (Meyerhof, 1963; De Beer 1970). Similarmente, las ecuaciones 3 y 4 se pueden ser empleadas en estos casos para estimar el valor de ϕ' . Sin embargo, para cargas inclinadas sobre suelos la mayor envolvente de ángulos de fricción pequeños con mayor inclinación de carga requiere una

considerable reducción del ángulo de fricción equivalente en relación con la teoría previa de la capacidad portante última de cimentaciones bajo cargas inclinadas sobre suelos isotrópicos homogéneos (Meyerhof 1953; Hansen 1970). Un método simple y conservativo es estimar el valor de ϕ' a partir de 3 y 4 para una carga vertical ($\beta=0^\circ$) y usar $\phi'=\phi_2$ con $\alpha=\phi_2$ para la estimación del factor N_γ y $\phi'=\phi_2$ con $\alpha=90^\circ$ para estimar el factor N_q con una interpolación lineal entre estos límites de ϕ' para valores intermedios de α , donde α es el ángulo de inclinación de la carga con respecto a la vertical.

Conclusiones

La formación anisotrópica de suelos sin cohesión conduce a diferentes características de resistencia y deformación en varias direcciones de carga relativas a la dirección de la deposición del suelo. La resistencia al corte anisotrópica de suelos sin cohesión ha sido evaluada a partir de ensayos de compresión triaxial, los cuales indican que el ángulo de fricción decrece a partir de un máximo cuando el esfuerzo desviador es aplicado en la dirección de la deposición del suelo a un mínimo cuando actúa perpendicular a esta dirección.

La Teoría preliminar de Capacidad Portante de Cimentaciones Superficiales sobre suelos homogéneos e isotrópicos, ha sido extendida a suelos anisotrópicos en términos de los ángulos de fricción convencionales y la relación de los ángulos de fricción mínimo y máximo. El método propuesto es sustentado por modelo de carga sobre arena anisotrópica. El análisis previo confirma que los ángulos de fricción triaxial convencionales pueden subestimar la capacidad portante última sobre cimentaciones continuas en arena mientras los ángulos correspondiente a la deformación plana podrían conducir a considerables sobre estimaciones a menos que se usen ángulos de fricción equivalentes dependientes de la relación de fricción. La influencia de la anisotropía del suelo es más importante para el suelo bajo cargas inclinada y conduce a un reducción del ángulo de fricción equivalente con inclinación de la carga.

6.2 CIMENTACIONES SOBRE SUELOS ESTRATIFICADOS

Todos los análisis teóricos están basados en la hipótesis de que el suelo es homogéneo a través de la zona de corte. Cuando el suelo no es homogéneo, estos métodos no son estrictamente aplicables. Si el espesor del estrato superior es insuficiente para encerrar completamente la zona de rotura, el patrón de corte es distorsionado ya que la superficie de falla alcanza el o los estratos inferiores si estos son muy delgados, el área de esa porción de la superficie de falla en el material más débil se tiende a incrementar, mientras que en el material más duro decrecerá, modificando por lo tanto, la capacidad portante.

La determinación de la capacidad portante última para medios estratificados, puede hacerse sólo en un número limitado de casos, para los cuales existen soluciones aproximadas, como es el caso de sistemas de dos capas: suelo rígido sobre suelo blando y suelo blando sobre suelo rígido, no existiendo a la fecha soluciones teóricas para un número mayor de capas.

Una posible alternativa para suelos ϕ -c con un número de capas delgadas es usar valores promedio de c y ϕ obtenidos según como sigue:

$$c_{av} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + c_3 H_3 + \dots + c_n H_n}{\sum H_i} \dots\dots\dots (1)$$

donde c_i = cohesión de un estrato de espesor H_i ; c puede ser 0

$$\phi_{av} = \tan^{-1} \left(\frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{\sum H_i} \right) \dots\dots\dots (2)$$

donde ϕ_i = ángulo de fricción interna de un estrato de espesor H_i ; puede ser cero.

Si se desea, cualquier H_i puede multiplicarse por un factor de peso (en estas ecuaciones se emplea 1.0). La profundidad de corte efectiva de interés está limitada a aproximadamente $1/2 B \cdot \tan(45 + \phi/2)$. Puede requerirse de una o dos iteraciones para obtener el mejor promedio de valores ϕ -c, considerando que B no está definido hasta que la capacidad portante sea establecida.

Lo anterior puede emplearse en el análisis de capacidad portante basado en suelos homogéneos, sin incurrir en serios errores.

Para condiciones complejas de no homogeneidad, no se dispone de soluciones similares, en tal caso cuando existe una variación más grande en las propiedades del suelo o cuando hay un estrato débil que es más profundo que la zona de corte como se halla para un suelo homogéneo, se emplea una aproximación diferente. La capacidad portante última del estrato blando es calculada si la cimentación descansa directamente sobre esta. La carga de "cimentación" a ese nivel es sin embargo, igual a el esfuerzo calculado mediante el análisis de Boussinesq o Westergaard, descrito en capítulos anteriores.

Como recurso adicional, se puede emplear un programa de estabilidad de taludes para obtener la capacidad portante de suelos estratificados, considerando la presión de la zapata como una sobrecarga.

El método de elementos finitos para la elástica continua como el dado por Ziękiewicz (1977) se puede emplear para estimar la capacidad portante. Siendo necesario obtener parámetros de suelo E_s y μ en lugar de ϕ y c . También, sería necesario definir "falla" como deflexión excesiva o un determinado nivel de esfuerzos (debe observarse la salida del análisis para obtener la definición apropiada). Generalmente, se tienen ventaja cuando existe simetría (y elástica continua) modelando solo la mitad. El proceso de análisis es por entrada de deflexiones o incremento de esfuerzos para aquellos nodos en contacto con la zapata. Los salida de los resultados de esfuerzos (por entrada de deflexiones) o deflexiones puede plotearse vs el correspondiente parámetro de ingreso. El procedimiento puede emplearse para un número de capas de suelo y para parámetros de suelos muy diferentes. La mayor desventaja es el gasto involucrado en la obtención de valores aproximados de las propiedades elásticas del suelo E_s y μ , con una salida de resultados por la computadora tan buena como los datos de ingreso. El costo informático es considerable dado que se requiere de varias corridas y largas iteraciones.

En muchos casos, cuando se encuentra un suelo de naturaleza estratificada con propiedades que varían de capa a capa, se eleva a veces

la necesidad de colocar zapatas sobre tales depósitos donde el espesor del estrato es insuficiente para permitir el desarrollo completo de las zonas de falla hasta cubrir el estrato. Varios investigadores (Button 1953; L'Herminter, 1956; Milovic, 1963; Yamaguchi, 1963; Siva Reddy y Srinivasan, 1967; Yakowo, Yamagata y Nagaota, 1967; Brawn and Meyerhof, 1969; Desai and Reese 1970; Purushothama, Ramiah y Venkatakrishna Rao 1974 y otros) han estudiado teóricamente y experimentalmente el problema de la capacidad portante de zapatas colocadas sobre suelos estratificados.

En los siguientes párrafos presentaremos algunas soluciones para el cálculo de la capacidad de carga de sistemas estratificados.

Cimentaciones sobre estratos de arcilla

El caso de una cimentación superficial sobre dos estratos de arcilla saturada isotrópica, fue desarrollado por Buztton (1953), quien asumió una superficie de ruptura cilíndrica y ángulo de fricción cero. Se consideran dos casos: (i) cuando la cohesión en cada capa es constante con la profundidad y (ii) cuando la cohesión varía linealmente con la profundidad en cada capa. El factor de capacidad portante cambia dependiendo de la razón del esfuerzo de la capa inferior a la capa superior (c_2/c_1) y del espesor de la capa con respecto al ancho de la cimentación (d/B). Cuando la capa superior es mas dura que la inferior, la capacidad portante se incrementa con el espesor de la capa superior; cuando la capa superior es más blanda, la capacidad portante decrece cuando el espesor se incrementa. Cuando la capa superior es mucho más blanda que la inferior y está es gruesa, el esfuerzo cortante viene a ser tangente a la capa dura. El esfuerzo en la capa dura no influye la capacidad portante de modo que fija la posición de la superficie de corte.

Siva Reddy y Srinivasan (1967, 1971) presentaron valores de capacidad portante para una cimentación ubicada sobre dos capas de suelo cohesivo cuya cohesión es anisotrópica variando linealmente con la profundidad. Estos valores se obtienen empleando la aproximación de Fellenius como lo hizo Button.

Brown y Meyerhof (1969), investigaron la capacidad portante última de zapatas sobre subsuelos arcillosos, los casos de capa rígida sobre capa blanda y capa blanda sobre capa rígida. Los estudios se basaron en modelos de ensayo, empleando zapatas de forma continua y circular, con un rango de espesores de capas y resistencias de las arcillas.

Para arcillas rígidas sobre arcillas blandas, la falla ocurre por el punzonamiento de la zapata a través de la capa superior, y con total desarrollo de la capacidad portante de la capa inferior. Para el segundo caso, la falla ocurre principalmente por el aplastamiento de la capa blanda entre la zapata y la capa rígida inferior, con cierta interacción entre las capas en tanto la razón de resistencia se aproxima a la unidad. Las siguientes ecuaciones presentan factores de capacidad portante modificados aproximados, y son derivados de la relaciones empíricas obtenidas en los estudios experimentales:

- (i) Para zapatas sobre capa de arcilla rígida
zapata continua :

$$N_{ms} = 1.5 \frac{H}{B} + 5.14c_2/c_1 \leq 5.14 \dots \dots \dots (3)$$

zapata circular :

$$N_{ms} = 1.5 \frac{H}{R} + 6.05c_2/c_1 \leq 6.05 \dots \dots \dots (4)$$

donde :

c_1 = resistencia al corte de la capa superior

c_2 = resistencia al corte de la capa inferior

Luego, la capacidad portante última, estará dada por :

$$q_u \text{ continua} = c_1 N_{ms} \dots \dots \dots (5)$$

$$q_u \text{ circular} = c_1 N_{mc} \dots \dots \dots (6)$$

(ii) Para zapatas sobre arcilla blanda que sobreyace a arcilla rígida.

zapata continua :

$$B / H \geq 0.9$$

$$N_{ms} = 4.14 + 1.1B / H \dots \dots \dots (7)$$

zapata circular :

$$2R / H \geq 1.5$$

$$N_{mc} = 5.05 + 0.66(2R / H) \dots \dots \dots (8)$$

zapatas rectangulares :

$$N_{mr} = N_{mc} B / L + N_{ms} (1 - B / L) \dots \dots \dots (9)$$

Para cimentaciones homogéneas las ecuaciones dadas arriba se reducen a $N_r = 5(1 + 0.2B/L)$.

La solución de Vesic para el problema de capa blanda sobre capa de arcilla rígida está dada por:

$$q_u = c_1 N_m + \gamma D \dots \dots \dots (10)$$

donde,

c_1 representa la resistencia al corte no drenada de la capa superior

N_m es un factor modificado de la capacidad portante que depende de la relación de resistencia al corte de las dos capas $\kappa = (c_1/c_2)$, el espesor relativo de la capa superior H/B así como de la forma de la cimentación. Por interpolación entre soluciones rigurosas conocidas del problema, se puede obtener la siguiente expresión para N_m en la primera situación (capa de arcilla blanda sobre capa de arcilla rígida, Vesic 1970) :

$$N_m = \frac{\kappa \cdot N_c^* (N_c^* + \beta - 1) [(\kappa + 1) N_c^* + (1 + \kappa \beta) N_c^* + \beta - 1]}{[\kappa (\kappa + 1) N_c^* + \kappa + \beta - 1] [(N_c^* + \beta) N_c^* + \beta - 1] - (\kappa N_c^* + \beta - 1) (N_c^* + 1)} \dots (11)$$

donde :

$$\beta = BL / [2(B + L) / H]$$

se le puede llamar el índice de punzonamiento de la zapata, mientras que $N^* = \xi_c N_c$, es el factor de capacidad portante de la cimentación corregido por efecto de la forma ($\beta = B/4H$ y $N^* = 6.17$ para una cimentación circular y $\beta = B/2H$ y $N^* = 5.14$ para una cimentación continua). Los valores numéricos de este nuevo factor de capacidad portante N_m para cimentaciones cuadrada y rectangular, se presentan en la siguiente tabla :

Tabla N°1.- Factor de Capacidad Portante Modificado N_m

Cimentación rectangular (L/B < 5)							
B/H	2	4	6	8	10	20	∞
c_2/c_1							
1.0	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
1.5	5.14	5.31	5.45	5.59	5.70	6.14	7.71
2	5.14	5.43	5.69	5.92	6.13	6.95	10.28
3	5.14	5.59	6.00	6.38	6.74	8.16	15.42
4	5.14	5.69	6.21	6.69	7.14	9.02	20.56
5	5.14	5.76	6.35	6.90	7.42	9.66	25.70
10	5.14	5.93	6.69	7.43	8.14	11.40	51.40
∞	5.14	6.14	7.14	8.14	9.14	14.14	-
Cimentación cuadrada o circular (L/B = 1)							
B/H	4	8	12	16	20	40	∞
c_2/c_1							
1.0	6.17	6.17	6.17	6.17	6.17	6.17	6.17
1.5	6.17	6.34	6.49	6.63	6.76	7.25	9.25
2	6.17	6.46	6.73	6.98	7.20	8.10	12.34
3	6.17	6.63	7.05	7.45	7.82	9.36	18.51
4	6.17	6.73	7.26	7.75	8.23	10.24	24.68
5	6.17	6.80	7.40	7.97	8.51	10.88	30.85
10	6.17	6.96	7.74	8.49	9.22	12.58	61.70
∞	6.17	7.17	8.17	9.17	10.17	15.17	∞

Las zapatas completamente rígidas, probablemente se encuentran del lado de la seguridad. Sin embargo, se aconseja tener mucho cuidado al aplicar estos factores para zapatas muy flexibles.

Para la segunda situación (capa de arcilla rígida sobre capa de arcilla blanda), Brown y Meyerhof (1969) sugieren que es apropiado para el

análisis asumir el corte simple por punzonamiento alrededor del perímetro de la zapata, dando lo siguiente:

$$N_m = 1 / \beta + \kappa \xi_c / N_c \cdot (\leq \xi_c / N_c) \dots \dots \dots (12)$$

Se debe resaltar que los reportes de ensayos realizados por Brown y Meyerhof indican una reducción de la resistencia efectiva de la capa de arcilla rígida superior. En estas condiciones de los ensayos mencionados, Vesic sugiere un factor de reducción de c_1 de 4.58 en la ecuación 6. El valor recomendado para una arcilla con una sensibilidad cerca de 2 es 0.75.

Mandel y Salecon (1969) trataron el problema de la capacidad portante de una capa de suelo de profundidad limitada H, apoyada sobre una capa inferior de infinita rigidez y resistencia. La solución obtenida por el método de las características y en base a la deformación plana, indica un incremento de capacidad portante en tales casos. Los factores de incremento debido a este efecto están dados en la Tabla N°2, a ser usada en la ecuación.

$$q_u = cN_c \zeta_c + qN_q \zeta_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \zeta_\gamma \dots \dots \dots (13)$$

Otro problema de interés es que de una capa de arena de espesor finito infrayacente a una capa de arcilla blanda. Estudios experimentales (Tcheng, 1957; Vesic, 1970) indican que el modo de falla es esencialmente punzonamiento a los largo de líneas de deslizamiento verticales. El análisis de Tcheng para la capacidad portante de una zapata rectangular sobre la superficie de capa de arena con parámetros de resistencia al corte $c=0$, $\phi \neq 0$, está relacionado a la capacidad portante de la capa infrayacente (arcilla). q_u^p , como:

$$q_u = q_u'' \left[1 - 2(H / B) \tan \phi (1 + \sin \phi) \cdot e^{-(\pi/4 - \phi/2) \tan \phi} \right] \dots \dots \dots (14)$$

Se ha reportado buena concordancia entre los resultados de ensayos y la expresión anterior para $H \leq 1.5B$. Para mayores profundidades

($H \geq 3.5B$) se ha propuesto una fórmula semiempírica $H \geq 3.5B$, siendo despreciable la influencia de la arcilla blanda.

Tabla N°2.- Coeficientes de incremento de los Factores de Capacidad Portante debido a la presencia de una capa rígida infinita a una profundidad H bajo una zapata continua de ancho B

Coeficiente : ξ_c (número superior), ξ_q (número inferior)									
ϕ	B/H	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	$\xi=1$ para $B/H < 1.41$		1.02	1.11	1.21	1.30	1.40	1.59	1.78
			1.00	1.09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10°	$\xi=1$ para $B/H < 1.12$		1.11	1.35	1.62	1.95	2.33	3.34	4.77
			1.07	1.21	1.37	1.56	1.79	2.39	3.25
20°	$\xi=1$ para $B/H < 0.86$	1.01	1.39	2.12	3.29	5.17	8.29	22.00	61.7
		1.01	1.33	1.95	2.93	4.52	7.14	18.70	51.4
30°	$\xi=1$ para $B/H < 0.63$	1.13	2.50	6.36	17.40	50.20	150.00	1444	14800
		1.12	2.42	6.07	16.50	47.50	142.00	1370	14000
Coeficiente : ξ_γ									
ϕ	B/H	2	3	4	5	6	8	10	
0°		$\xi_\gamma=1$ para todo B/H							
10°	$\xi_\gamma=1$ para $B/H < 4.07$				1.01	1.04	1.12	1.36	
20°	$\xi_\gamma=1$ para $B/H < 2.14$		1.07	1.28	1.63	2.20	4.41	9.82	
30°	$\xi_\gamma=1$ para $B/H < 1.30$	1.20	2.07	4.23	9.90	24.8	178	1450	

Vesic (1970) presentó un análisis más general del problema de zapatas de cualquier forma apoyadas sobre una capa más resistente con parámetros de resistencia c_1, ϕ_1 , sobreyacente a una capa con parámetros de resistencia c_2, ϕ_2 (Fig.1), asumiendo que la superficie de deslizamiento es vertical, la capacidad portante esta dada por :

$$q_u = \left[q''_u + \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \right] e^{2(1+B/L)K \tan \phi_1 (H/B)} - \frac{1}{K} c_1 \cot \phi \dots \dots \dots (15)$$

donde $K=(1-\sin^2\phi_1)(1+\sin^2\phi_1)$ y q''_u es la capacidad portante de una zapata ficticia del mismo tamaño y forma que la zapata actual, pero apoyada sobre la superficie de la capa 2 (generalmente evaluada a partir de los parámetros de resistencia c_2, ϕ_2 y otras características de la capa 2.

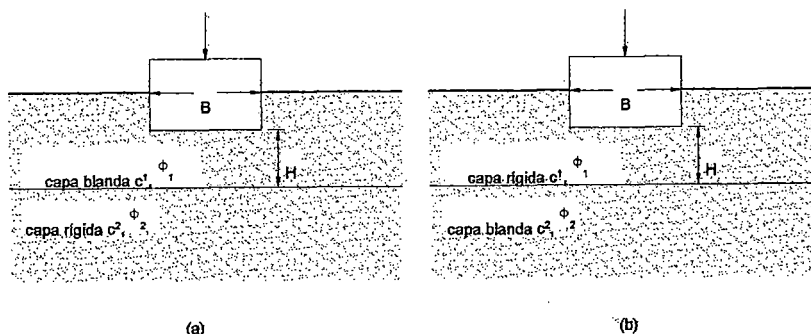


Fig. 1.- Perfiles típicos de suelo bicapa

Si la capa superior es sin cohesión ($c_1=0$) con $25^\circ \leq \phi \leq 50^\circ$, la expresión de arriba, se reduce a :

$$q_u = q''_u \cdot e^{0.67 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{H}{B}\right)} \dots\dots\dots (16)$$

Esta expresión se puede emplear para encontrar la profundidad crítica de la capa superior, más allá a la que la capacidad portante sea afectada por la presión o de la capa inferior más blanda.

$$\left(\frac{H}{B}\right)_{crit} = \frac{3 \ln(q'_u/q''_u)}{2 \left[1 + \frac{B}{L}\right]} \dots\dots\dots (17)$$

donde q'_u es la capacidad portante de la capa superior en masa infinita.

Cimentación sobre estrato de arena apoyado sobre arcilla

En la práctica la capacidad portante de cimentaciones sobre arcilla blanda puede ser mejorada por medio de la colocación de arena compactada o grava. La falta de diseños detallados concernientes a la capacidad portante en perfiles de suelos no homogéneos es primeramente debido a la dificultad de obtener soluciones exactas. Hasta hace poco, se han presentado soluciones aproximadas.

Los primeros intentos para calcular la capacidad portante de una capa dura sobre una débil fue de Terzaghi y Peck (1948). Ellos asumieron que la capa superior servía principalmente para extender la carga de la zapata a una mayor área sobre la superficie de la capa inferior, reduciendo su intensidad como se muestra en la siguiente figura.

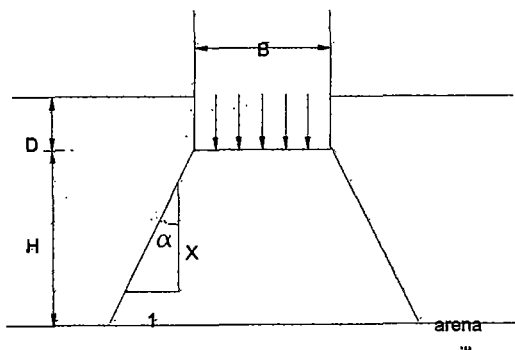


Fig. 2.- Análisis de la distribución de la carga para arena sobre arcilla: $X=2$ (Terzaghi y Peck, 1948): $X=2/\beta$ (Jacobsen et al., 1977)

De acuerdo a G. Meyerhof, si el espesor de la capa de arena bajo una cimentación es relativamente pequeña, la superficie de falla se extiende en la capa de arcilla. Sin embargo, si la capa de arena bajo la cimentación es amplia, la superficie de falla caerá enteramente dentro de la capa de arena, entonces, la capacidad portante última de una cimentación continua será :

$$q_u = cN_c + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D \dots \dots \dots (18)$$

con un máximo de :

$$q_u = \frac{1}{2} cN_c + \gamma BN \gamma \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D \dots \dots \dots (19)$$

La capacidad portante para una cimentación superficial está dada por la siguiente expresión :

$$q_u = q_0 \left[1 + 2(H / B) \tan \alpha\right] q_s \dots \dots \dots (20)$$

Jacobsen et al, llevó a cabo un número de modelos de ensayo empleando un zapata circular enterrada en una capa de arena sobre arcilla e intentó mejorar los análisis de la Fig. 2, al asumir que la carga se extiende con una inclinación de $2/\beta$ unidades verticales por una unidad horizontal. El parámetro β fue calculado a partir de ensayos en modelos y depende de la relación entre la capacidad portante de la arena sola y la capacidad portante de la arcilla sola, es decir, la relación de capacidad portante (q_a/q_c). La capacidad portante de una zapata es entonces:

$$q_u = q_c (1 + \beta.H / B)(1 + \beta.H / B) + \gamma D \dots \dots \dots (21)$$

donde :

$$q_s = 0.5 \gamma BN_\gamma S_\gamma + \gamma DN_q S_q \dots \dots \dots (22)$$

y

$$\beta = 0.1125 + 0.0344(q_s / q_c) \dots \dots \dots (23)$$

Hanna y Meyerhof (1980) desarrollaron un método sustentado por ensayos en modelos, que asumen que las fuerzas actuantes sobre planos de corte vertical es el empuje pasivo total P_p , inclinado hacia arriba bajo un ángulo δ con respecto a la horizontal como se muestra en la Fig. 3. Desde que se observó que los planos de corte reales se curvan hacia afuera desde zapata, el ángulo de fricción movilizado ϕ será menor que ϕ' para la arena. Además el empuje pasivo movilizado decrecerá del mismo modo que la capa de arcilla decrece. Para facilitar la solución, se introducirá un coeficiente de punzonamiento K_s .

Entonces, la solución para una cimentación continua está toma la siguiente forma :

$$q_u = q_b + H^2(1 + 2DH)K_s \tan \phi' / B - \gamma H \dots \dots \dots (24)$$

donde :

$$q_b = q_0 + \gamma(D + H) \dots \dots \dots (25)$$

K_s se obtiene a partir de cartas y este valor depende del ángulo de fricción movilizado ϕ , la resistencia al corte de la arcilla c_u , el ángulo de fricción de la arena ϕ' y la relación de capacidad portante q_s/q_c .

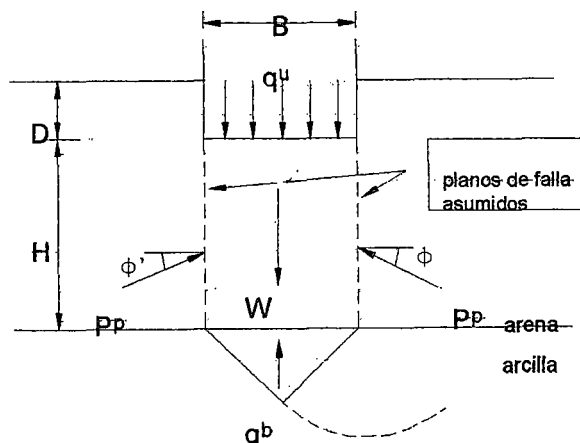


Fig.3.- Análisis de capacidad portante para arena sobre arcilla (Hanna y Meyerhof, 1980).

Parte experimental

Se empleó una zapata de 0.12 m para todos los ensayos. El tanque para el ensayo tenía dimensiones interiores de 2.0 m de longitud, 1.4 m de altura y 0.3 m de ancho, con lados paralelos de vidrio, como se muestra en la siguiente Fig. 4 y contenida una capa inferior de arcilla blanda bajo arena de Leighton Buzzard.

La arcilla blanda de base fue simulada por una arcilla conocida como Glyben (Marfield, 1963), que es preparada mediante una mezcla de sodio-arcilla bentonítica (Fulbert 570) y glicerina, la resultante de la resistencia al corte depende de las proporciones de la mezcla. Se llevaron a cabo un gran número de ensayos triaxiales no drenados y ensayos de corte por veleta durante el estudio, lo que demostró que el Glyben se comporta generalmente como un material no drenado, con aplicación rápida de carga, $\phi_u=0$, con un promedio de c_u de 10.6 KN/m². Como las muestras de Glyben se forman por consolidación es inevitable que el material contenga una pequeña proporción de aire atrapado (aproximadamente el contenido de aire en el vacío es de 8%). Sin embargo, el material fue completamente insensible para manipular y dio un excelente repetibilidad durante los ensayos.

El material de relleno fue una arena de cuarzo uniformemente graduada Leighton Buzzard (Tabla 3) colocada empleando un extensor de aire (Butterflied y Andrawes, 1970) en estado denso, con una porosidad media de 34.5% (desviación estándar=12%).

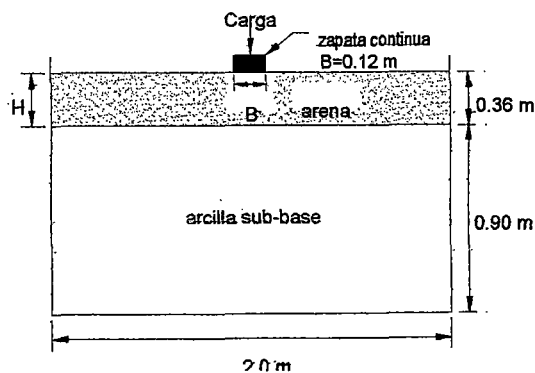


Fig.4.- Configuración de modelo de ensayo

Tabla 3.- Propiedades del Material de relleno (arena Leighon Buzzard)

Propiedad	Valores
Composición mineralógica	principalmente cuarzo
Gravedad específica	2.65
Rango de tamaño de partículas	0.3-2.0 mm
Coefficiente de uniformidad d_{60}/d_{10}	1.22
Diámetro, d_{60}	0.85
Límites de porosidad	34.0% (min) a 44.5% (máx)

Programa de ensayos y resultados

Arcilla de sub-base sola :

La relación esfuerzo-asentamiento para la arcilla de sub-base sola se muestra en la Fig. 5. No se obtuvo un valor pico para los esfuerzos aplicados, pero la pendiente de la curva esfuerzo asentamiento viene a ser sensiblemente constante a una razón de asentamiento (S/B) de 35% correspondiente a un esfuerzo aplicado de 46.6 KN/m². (Generalmente se aplica el criterio de falla (Vesic, 1963).

No existe ningún pico observable de tensión de ablandamiento para la arcilla, este comportamiento esfuerzo-deformación es concordante con la falla por corte local de la sub-base debido a la compresibilidad del material, lo cual dificulta la obtención de una predicción aceptable de la capacidad portante. La capacidad portantes predichas usando el valor medido de $c_u = 10.6$ KN/m² y de $N_c = 5.14$ y las recomendaciones de varios autores se dan en la Tabla 4. Puede verse en la Fig. 5 que estos valores son acompañados por diferentes desplazamiento de la zapata.

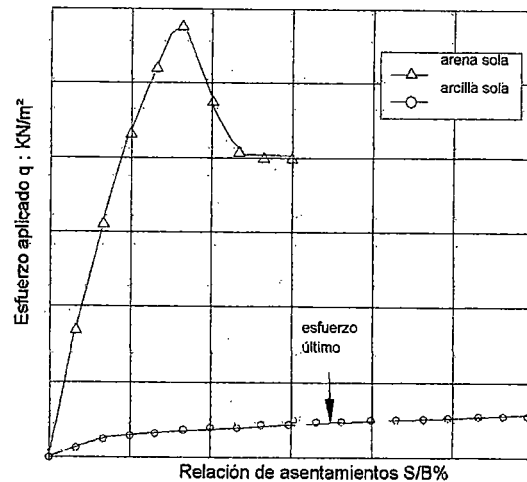


Fig.5.- Relación esfuerzo-deformación para arena y arcilla solas.

Arena sola

La relación esfuerzo-asentamiento para la arena sola se muestra en la Fig.5. El esfuerzo último de 574 KN/m^2 fue empleado en la teoría convencional de capacidad portante para dar un valor de N igual a 560, el cual a partir de la relación propuesta por C y Kérisel (1953), arroja un ángulo de fricción $\phi=48.5^\circ$. Sin embargo, a partir de ensayos triaxiales convencionales se halló que el valor de ϕ es 45° . La discrepancia probablemente es debida a los efectos combinados de la fricción en los lados en el tanque de ensayo, el hecho de que ϕ es dependiente del nivel de esfuerzos (Meyerhof, 1948), se conoce que el valor de ϕ debido a la deformación plana excede el valor del ensayo triaxial (Bishop, 1966) y la posibilidad de falla progresiva a niveles de esfuerzo variable (De Beer, 1965).

Tabla 4.- Capacidad Portante predicha para la arcilla sub-base

Esfuerzo último, q_c ($c_u=10.6 \text{ KN/m}^2$, $N_c=5.14$)		S/B(%) en esfuerzo último
Método	q_c (KN/m^2)	
Prandtl (1920) : $q_c= c_u N_c$	54.5	53.3
Terzaghi (1943): $q_c=2/3c_u$	36.5	17.5
Vesic(1973): $q_c= F_{\alpha} c_u N_c$ ($F_{\alpha}=0.89$)	48.3	38.3
Experimental	46.6	35.0

Arena sobre arcilla

La relación esfuerzo-asentamiento para arena sobre arcilla, se muestra en la Fig. 6. Como se esperaba, los esfuerzos aplicados se incrementan cuando se incrementa el espesor de la capa superior de aren, para una relación específica de asentamiento, debida a la capacidad portante mucho más alta de la arena. Para razones de (H/B) entre 1.0 y 3.0 el esfuerzo último se puede identificar a partir del pico en la curva de esfuerzo-deformación. Para razones de profundidad de 0.25 a 0.5, el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación, el comportamiento es similar a la de la arcilla sola, de manera que el criterio de falla de Vesic (1963), es más apropiado. Los esfuerzos últimos experimentales q_u se presentan en la siguiente tabla :

Tabla N°5.- Esfuerzos últimos experimentales

Razón de profundidad H/B	Esfuerzo último	S/B(%) en esfuerzo último
0.0 (arcilla sola)	46.6	35.0
0.25	50.0	36.7
0.5	53.6	38.3
1.0	59.1	25.0
1.5	73.5	28.3
2.0	99.3	31.7
2.5	123.1	43.3
3.0	151.6	50.0
3.5	149.6	46.7
Arena sola	574.0	17.0

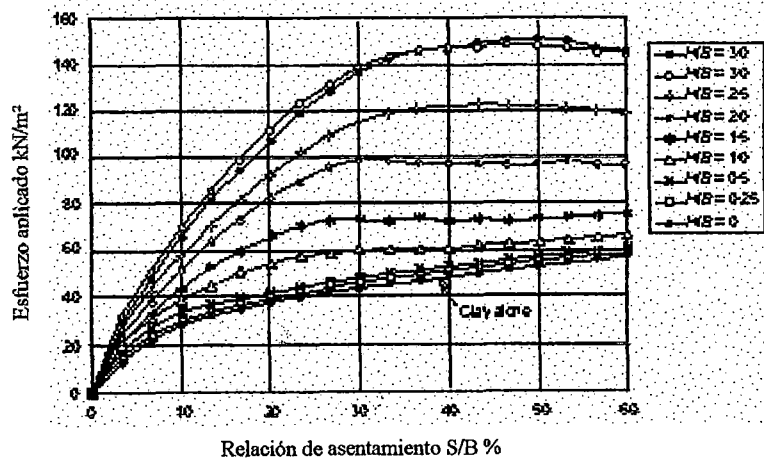


Fig.6.- Relación esfuerzo-deformación para la arena sobre la arcilla

Las relaciones de esfuerzo-asentamiento para todos los ensayos de arena sobre la arcilla, se presentan en forma adimensional en la Fig.7. Para cada ensayo, los esfuerzos aplicados a la zapata q , son divididos por la capacidad portante última q_u , de manera que la relación q/q_u es igual a la unidad cuando la capacidad portante es alcanzada. Para razones de asentamiento en el rango de 0-20%, que son de interés práctico para el diseño de cimentaciones, se ha realizado un ajuste polinomial de la curva a partir de los datos de los ensayos, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$q / q_u = -18(S / B)^2 + 7.59(S / B) \dots \dots \dots (26)$$

Los resultados de la presente investigación son comparados con los valores experimentales reportados por otros autores como se muestra en la Fig. 8. La capacidad portante de arena sobre arcilla, q_u , está expresada como proporción con respecto a la arena sola q_s . Cuando la relación q_u/q_s es igual a la unidad, la capacidad portante es igual a la de la arena, alcanzándose razón de profundidad crítica en que la arcilla sub base no tiene efecto sobre la capacidad portante. Se puede observar una tendencia constante de incremento de la razón de la profundidad crítica con el incremento de la razón de capacidad portante, q_s/q_c .

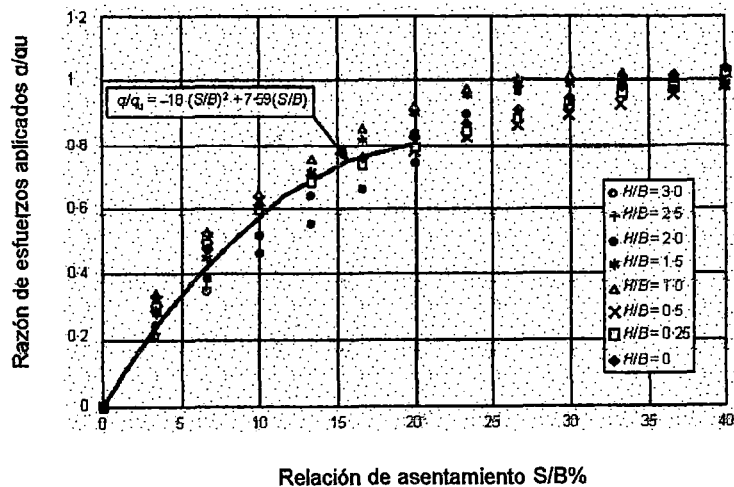


Fig.7.-Relación esfuerzo-deformación normalizada para arena sobre arcilla

Predicciones de la capacidad portante

Para asegurar la eficacia de las soluciones varias de capacidad portante para arena sobre arcilla, la capacidad portante predicha usando cada método, ha sido comparada con la capacidad portante obtenida experimentalmente, determinando en cada caso la relación q_u predicha / q_u experimental. La capacidad portante de la arena q_s es 574 kN/m^2 ($\phi=48.5$). Para tener en cuenta la falla por corte local de la arcilla, las capacidades portantes que se dan en la Tabla 3 ha sido incorporada en cada en cada análisis.

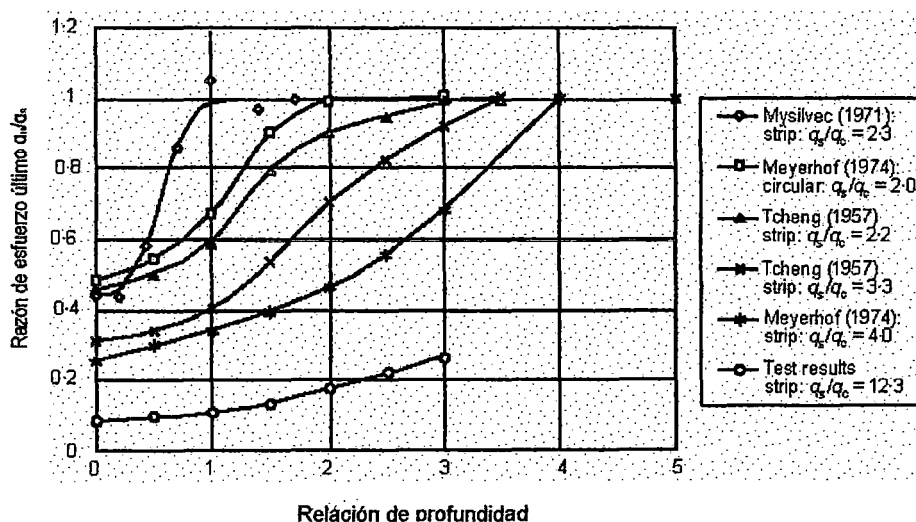


Fig.8.- Relación experimental entre esfuerzo último y razón de profundidad para zapatas en superficie, posteriormente a varias investigaciones.

Métodos de distribución de carga

Las capacidades portantes de la arena sobre arcilla obtenidas experimentalmente son comparadas con las predichas empleando los métodos de distribución de carga como sigue:

- Ecuación (1) (Terzaghi y Peck, 1948) con $q_c=48.3 \text{ KN/m}^2$ (Vesic, 1973, Tabla 3), $\tan\alpha=0.5$.
- Ecuación (2) (Jacobsen et al, 1977) con $q_c= 48.3 \text{ KN/m}^2$ (Vesic, 1973, tabla 3), $L/B=5.0$.

Los resultados se muestran en la Fig. 9, donde las capacidades portantes calculadas usando el método de Jacobsen parecen estar en estrecho acuerdo con las capacidades portantes experimentales,

con la más amplia sobreestimación (40% aproximadamente) ocurriendo a profundidades intermedias de la arena ($H/B=1.0-2.0$). Esta tendencia se debe a la relación lineal entre la capacidad portante y la profundidad de la arena asumida por lo métodos de distribución de la carga.

A partir de los desplazamientos registrados a intervalos durante los ensayos, la inclinación de los planos de corte en la arena, se ha estimado la $\tan\alpha$ para ensayo, cuyo valor permaneció razonablemente constante cuando se alcanzó la carga última. En la Tabla 6, se presenta la variación de la $\tan\alpha$ con H/B , mostrando que $\tan\alpha$ no es constante con H/B como fue asumido por Terzaghi y Peck. Estos valores fueron empleados en la ecuación 20 para determinar las capacidades portante, como se muestra en la Fig.9, estableciendo estrecha concordancia en los valores experimentales del método de Jacobsen.

Tabla 6.- Valores observados de $\tan\alpha$ en esfuerzo último

H/B	0.25	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\tan\alpha$	0.1	0.11	0.25	0.29	0.38	0.34	0.36

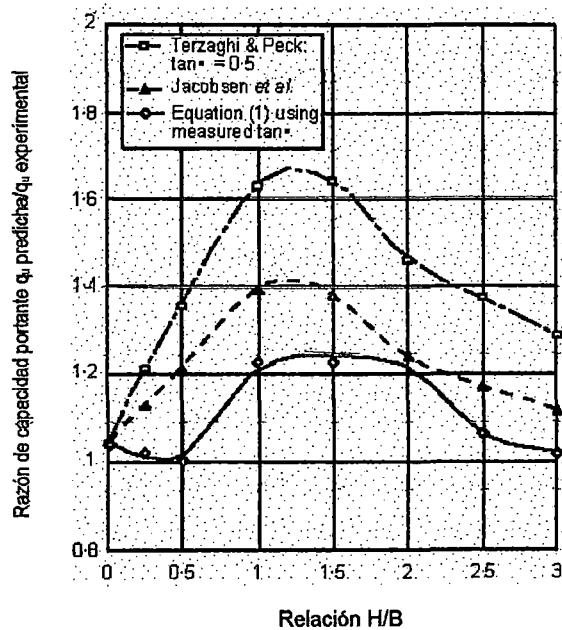


Fig. 9.-Comparación de capacidad portante experimental y predicha empleando los métodos de distribución de la carga.

Método de Hanna y Meyerhof

Las capacidades portantes obtenidas experimentalmente, comparadas con las predichas empleando el método de Hanna y Meyerhof (1980), se muestran en la Fig. 10. Los valores de K_s empleados en la ecuación 24 dependen de la relación q_s/q_c . Cuando se usa la capacidad portante de la subbase ($q_c=c_u N_c$) la capacidad portante es cada vez más sobreestimada en tanto la profundidad de la arena se incrementa (cerca de 40% mayor para $D/B=3.0$). Cuando se toma en cuenta la falla local por corte de la arcilla, es decir $q_c=2/3c_u N_c$ (Terzaghi, 1943) o $q_s=F\alpha c_u N_c$ (Vesic, 1973), las capacidades portantes experimentales y predichas están en estrecha concordancia. Esto se debe a la exactitud en la estimación de la capacidad portante para la arcilla de subbase. En general, la razón del incremento de la capacidad portante con la profundidad de la arena predicha por Hanna y Meyerhof (1980) es mayor que la obtenida experimentalmente, lo cual puede significar sobre estimación de la capacidad portante para depósitos de arena de mayor profundidad.

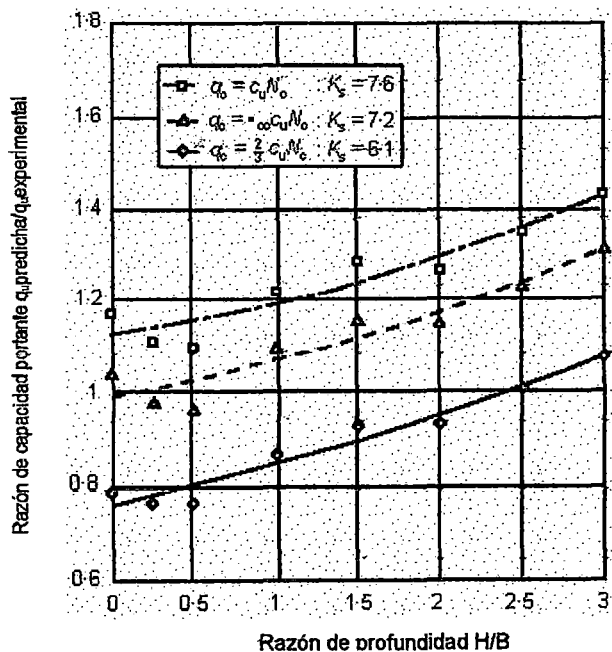


Fig. 10.- Comparación entre capacidad portante experimental y predicha empleando los métodos de Hanna y Meyerhof (1980)

Conclusiones

En general, los análisis de capacidad portante son concernientes con la condición última o condición de falla y los mecanismos de falla correspondientes. El subsuelo consiste de dos materiales con marcada diferencia en el comportamiento esfuerzo-deformación, se debería tener en cuenta la resistencia al corte movilizada para cada material en falla. En el presente estudio se sugiere que el uso del factor de reducción de la resistencia al corte según Terzaghi o Vesic nos darán una predicción más confiable de la capacidad portante de la arena sobre la arcilla.

Los métodos de distribución de la carga a menudo se consideran para dar una predicción conservativa de capacidad portante, pero a partir del presente estudio queda claro que no es así. Además, el método dará solo estimaciones razonables de la capacidad portante si se emplea un ángulo de distribución de carga más pequeño que el propuesto previamente. El método de Hanna y Meyerhof,

Para desplazamiento de zapatas de más del 20% del ancho de la zapata, se da una relación (ecuación 26, Fig.7) entre el asentamiento (S/B) y el esfuerzo aplicado (q/q_u) lo cual es muy consistente en el rango de la profundidad de la arena ensayada. Se puede emplear para estimar la presión portante para cualquier desplazamiento de la zapata con tal de que la capacidad portante última sea conocida o pueda ser calculada. Sine embargo, esta relación es específicamente para los suelos empleados en el presente estudio y no podría aplicarse a otra combinación de suelos.

6.3 INCREMENTO DE LA CAPACIDAD PORTANTE CON EMPLEO DE CAPAS DE GEOTEXTIL

En muchos casos, es necesario construir cimentaciones superficiales sobre suelos arcillosos. Es probable que estas cimentaciones sufran asentamientos por consolidación por un largo período de tiempo y a la vez sus capacidades portantes sean muy bajas. La capacidad de drenaje del geotextil es un hecho muy conocido y existen muchas áreas de aplicación en las cuales la propiedad de los geotextiles toman ventaja de esto. Una de estas áreas de aplicación es el uso de geotextiles en suelos arcillosos saturados para reducir el periodo de consolidación acompañado por un incremento en los parámetros de resistencia del suelo. Por eso, cuando se construyen cimentaciones superficiales sobre una capa de arcilla saturada reforzada internamente con capas horizontales de geotextil como se muestra en la Fig.1, la capacidad portante última de la cimentación debería continuar incrementándose con una razón más rápida. Sin embargo, el refuerzo de geotextil debería también incrementar la capacidad portante inmediata (condición $\phi=0$) de la cimentación. Una revisión de la literatura existente muestra que actualmente se conoce relativamente poco cuantificar los parámetros involucrados en la estimación del incremento de capacidad portante de carga de cimentaciones superficiales apoyadas sobre suelos arcillosos saturados (condición $\phi=0$) internamente reforzados con capas de geotextil. El propósito de este capítulo es presentar los resultados experimentales de algunos ensayos de capacidad portante en modelos de laboratorio a pequeña escala sobre cimentaciones cuadradas apoyadas sobre arcilla blanda saturada reforzada interiormente con capas de geotextil. Los resultados obtenidos, evidencian que las capas de geotextil colocadas bajo la cimentación, tienen alguna influencia en el incremento a corto plazo sobre la capacidad portante última.

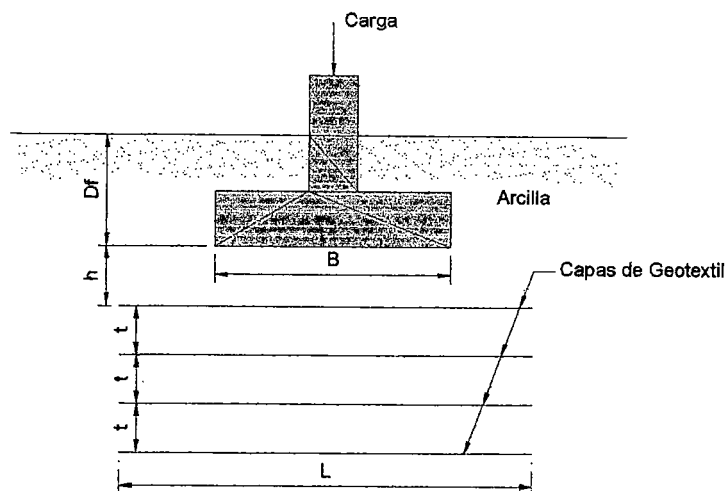


Figura 1.- Cimentación Superficial sobre arcilla reforzada con geotextil

Ensayos en Modelo de Laboratorio

Los ensayos se realizaron en un Modelo de Laboratorio para la determinación de la Capacidad Portante Última en una cajón de 1.07x1.07x0.915 m. Los lados del cajón se reforzaron firmemente para evitar pandeo lateral durante la compactación del suelo colocado dentro de él; y también durante aplicación de la carga sobre el modelo de cimentación.

El suelo arcilloso empleado en los ensayos del modelo fueron recolectados del campo. El suelo fue pulverizado en el laboratorio y mezclado con la cantidad de agua requerida hasta obtener una condición homogénea, Se emplearon muestras representativas de este suelo para determinar la distribución granulométrica y Límites de Atterberg. Los resultados de estos ensayos de laboratorio se presentan en la Tabla 1.

El suelo pulverizado fue mezclado con una cantidad adecuada de agua y luego fue transferido a varias bolsas plásticas las que fueron selladas. Se almacenaron en una habitación para el curado húmedo por cerca de una semana antes de la pruebas en el modelo,

La cimentación modelo usada, fue una placa de aluminio de 101.6 mm (B) x 101.6 mm (B), con un espesor de 9.5 mm.

Tabla I : Propiedades de la Arcilla usada en los ensayos en el modelo

Item	Cantidad
Tamaño de grano	
Pasa la malla N°40 (abertura 0.425 mm)	96%
Pasa la malla N°200 (abertura 0.075 mm)	74%
Menor que 2 μ	32%
Plasticidad	
Límite Líquido, w_L	36%
Índice de Plasticidad, I_p	19%

El geotextil usado en los ensayos de laboratorio para el reforzamiento fue Mirafi 140N, en cual es del tipo tejido con fibra de polipropileno. La propiedades típicas promedio del geotextil como las del fabricante fueron las siguientes :

(a) resistencia al estiramiento = 534 N, (b) elongación máxima al estiramiento = 55% y (c) resistencia a la rotura = 1440 kN/m².

En la conducción de los ensayos en el modelo el suelo fue

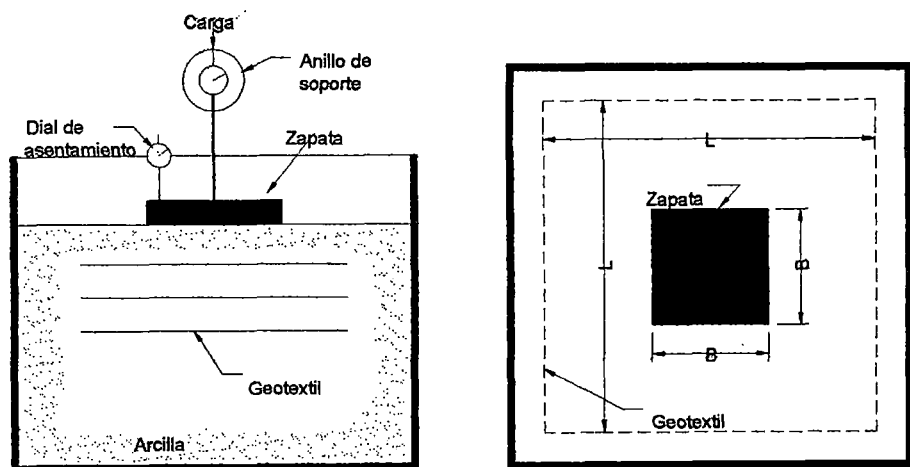


Figura 2.- Diagrama esquemático del arreglo para los ensayos en el modelo de laboratorio.

Resultados de Ensayos en el Modelo de Laboratorio

La Fig.3 muestra el ploteo de las cargas por unidad de área promedio, i.e., $q=Q/A=Q/B^2$ (Q =carga total sobre el modelo de cimentación y A =área de la cimentación) vs. asentamiento para el ensayo N°1 que fue conducido sin refuerzo de geotextil, y también para el ensayo N°2, 3, 4 y 7. Necesita señalarse que para estos ensayos con refuerzo de geotextil, el espaciamiento de geotextiles (t) fueron mantenidos a 25.4 mm. El promedio de las curvas carga-asentamiento se muestran en la Fig.3 las formas generales obtenidas en el caso de falla por corte local y punzonamiento en el suelo. Estas son curvas carga asentamiento típicas obtenidas para todos los ensayos que se muestran en la Tabla 2, desde Ensayo N°1 (sin refuerzo) que fue la base de los ensayos, y fue repetido cerca de tres veces para verificar la exactitud.

La capacidad portante última (q_u) para los 41 ensayos fueron determinados mediante el uso del procedimiento señalado por Vesic(1973), el cual también se muestra en la Fig. 3.

Para cimentaciones en superficie ($D_f=0$), bajo la condición de $\phi=0$:

$$q_u = c_u N_c \dots \dots \dots (1)$$

donde N_c = factor de capacidad portante, o

$$N_c = \frac{q_u}{1.2c_u} \dots \dots \dots (2)$$

Empleando la ecuación (2) y los valores experimentales de q_u y c_u del Ensayo N°1, el factor experimental de capacidad portante fue calculado igual a 5.22. Se encuentra en concordancia adecuada con la teoría de Prandtl (1921), de acuerdo a él N_c es igual a 5.14.

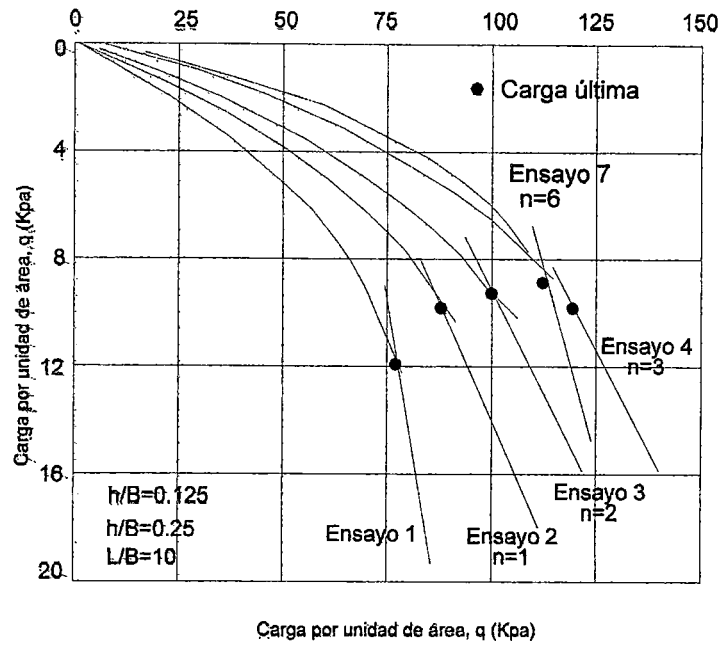


Fig.3.- Carga promedio vs desplazamientos (Ensayos N°1,2,3,4, y 7)

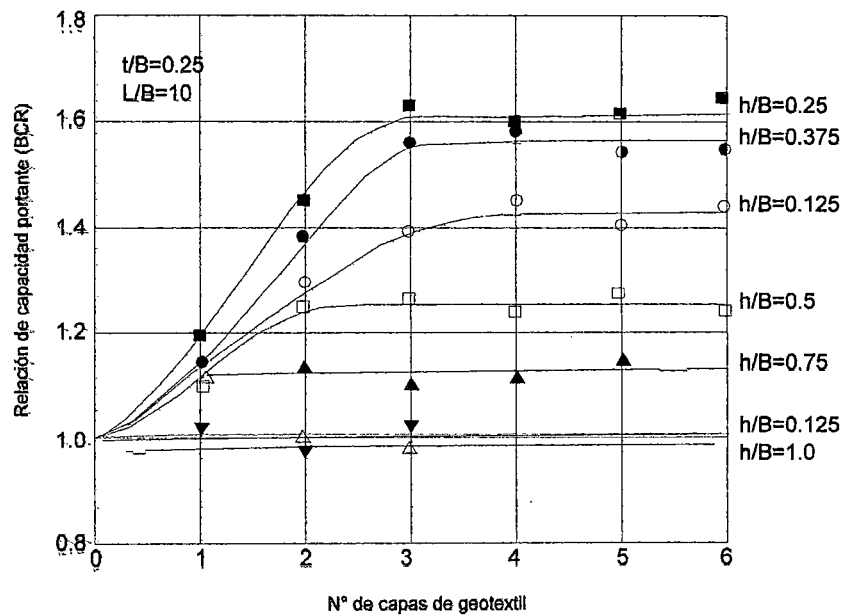


Fig.4. Variación de la relación de capacidad portante con n y h/B (Ensayos 1 a 36)

Tabla N°2 : Resumen de ensayos realizados en el modelo

Ensayo N°	Tipo de ensayo	h/B	t/B	Número de capas de geotextil, n	L/B
1	Arcilla con geotextil	---	--	---	--
2 a 7	Arcilla sin geotextil	0.125	0.25	1,2,3,4,5,6	10
8 a 13	Arcilla sin geotextil	0.250	0.25	1,2,3,4,5,6	10
14 a 19	Arcilla sin geotextil	0.375	0.25	1,2,3,4,5,6	10
20 a 25	Arcilla sin geotextil	0.500	0.25	1,2,3,4,5,6	10
26 a 30	Arcilla sin geotextil	0.750	0.25	1,2,3,4,5	10
31 a 33	Arcilla sin geotextil	1.000	0.25	1,2,3	10
34 a 36	Arcilla sin geotextil	1.250	0.25	1,2,3	10
37 a 41	Arcilla sin geotextil	0.375	0.25	4	2,3,4,6,8

Nota: h=distancia entre el fondo de la cimentación y la superficie de la primera capa de geotextil (Fig. 1); t = espaciamento centro a centro de las capas de geotextil (Fig. 1); L = ancho lateral de las capas de geotextil (Fig. 2).

Capacidad Portante Ultima con Refuerzo de Geotextil

Modelo de Ensayo N°2 a 36 tienen valores similares de t/B y L/B. Sin embargo, el número de capas de geotextil (n) usados como refuerzo, y también la ubicación de la primera capa de geotextil con respecto al fondo de la cimentación (h) han sido variados. Una forma de interpretar la capacidad portante última de una cimentación soportada por un suelo con refuerzo de geotextil es introducir el término razón de capacidad portante (BCR) como el propuesto por Binquet y Lee (1975), o

$$BCR = \frac{q_u(\text{reforzado})}{q_u(\text{sin.refuerzo})} \dots\dots\dots(3)$$

Para el presente estudio, q_u (reforzado) es obtenido a partir del ensayo N°1, La Fig. 4 muestra un ploteo de BCR con el número de capas de geotextil en el suelo (n) y (h/B). A partir de esta figura, se puede observar los siguiente :

- 1.- Para los valores dados de t/B, L/B y h/B, la magnitud de BCR [(y q_u (reforzado))] se incrementa a un valor máximo y permanece constante después de esto.
- 2.- La magnitud de BCR permanece prácticamente igual a uno para todos los ensayos, sin consideración del valor de n, cuando $h/B \geq 1$.

- 3.- Para un número dado de capas de geotextil, n , la magnitud de BCR decrece con el incremento de h/B .

La Fig.5 muestra los valores máximos de BCR [i.e., BCR (max)] obtenido en la Fig.4 contra sus correspondientes valores de h/B . Se pueden obtener variaciones similares si las magnitudes de BCR para valores dados de n son ploteados contra sus correspondientes h/B . A partir de la Fig.5, parece que la máxima eficiencia como relativa al incremento de la capacidad portante última es realizada cuando la primera capa de geotextil es colocada a una profundidad de cerca de $0.3B$ bajo el fondo de la cimentación.

Asentamiento y Carga Última

Para todos los ensayos llevados a cabo bajo este programa, los asentamientos en la carga última estuvieron dentro de una rango de cerca de 8-12% del ancho de la cimentación con un promedio cerca al 10%. Esto implica que, aunque hay un incremento en la capacidad portante última por inclusión de refuerzo de geotextil en el suelo arcilloso, los asentamientos en la carga última son aproximadamente los mismos. Sin embargo, para una determinada carga permisible por unidad de área (q_a) sobre la cimentación, el asentamiento de la cimentación sobre el suelo reforzado será sustancialmente menor que el obtenido a partir de una carga similar sobre la cimentación soportada por arcilla no reforzada.

Ancho efectivo y número crítico de capas de geotextil

A partir de la Fig.4, es obvio que la ventaja en los refuerzo con geotextil es cuando estos refuerzos son colocados dentro de una cierta distancia bajo el fondo de la cimentación. Esta profundidad puede ser definida como una profundidad efectiva, D_{eff} . De los ensayos realizados, se tiene :

$$D_{eff} < B \dots \dots \dots (B)$$

ó

$$D_{eff} = h + t(n_{cr} - 1)$$

De aquí, el número crítico de capas de geotextil que provee el efecto de refuerzo al incremento en la capacidad portante última es igual a las ubicadas dentro de una profundidad $D_{eff} < B$. Así

$$n_{cr} = \frac{D_{eff}^{-h}}{t} + 1 \dots \dots \dots (5)$$

donde n_{cr} = número crítico de capas de geotextil que provee efecto de refuerzo.

Sin embargo, si la profundidad óptima es cerca de $0.3B$

$$n_{cr} = \frac{Deff^{-0.3B}}{t} + 1 \dots \dots \dots (6)$$

Longitud Optima de las Capas de Geotextil de Refuerzo

Los ensayos N°37 al 41, como se muestran en la Tabla 2, fueron llevados para determinar la longitud óptima de la capas de geotextil a ser usadas como refuerzo para movilizar la máxima capacidad portante. La Fig.6 muestra el ploteo adimensional de BRC contra L/B para estos ensayos (L=longitud) de cada lado del geotextil las cuales fueron conducidas para valores similares de c_u , h/B y t/B . Se puede observar a partir de esta figura que la magnitud de la capacidad portante se incrementa con L/B y se eleva a un máximo valor a $L/B=4$. Para $L/B>4$, la magnitud de BCR permanece prácticamente constante.

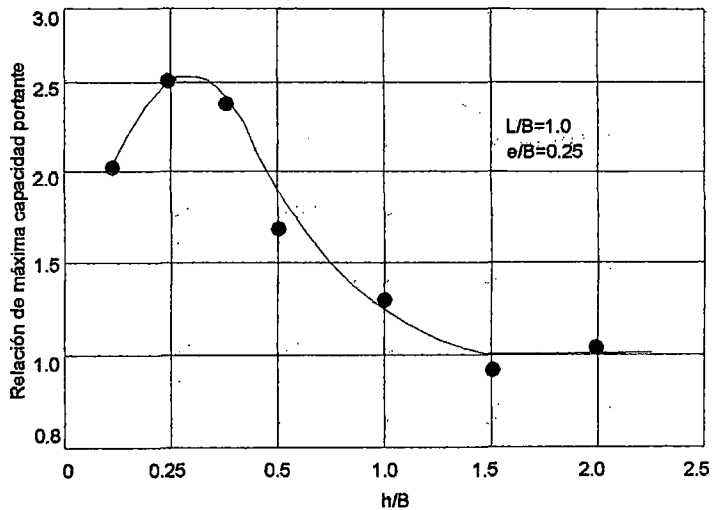


Fig.5.- Variación de la relación máxima de capacidad portante (BCRmáx) con h/B (Ensayos 1 a 36).

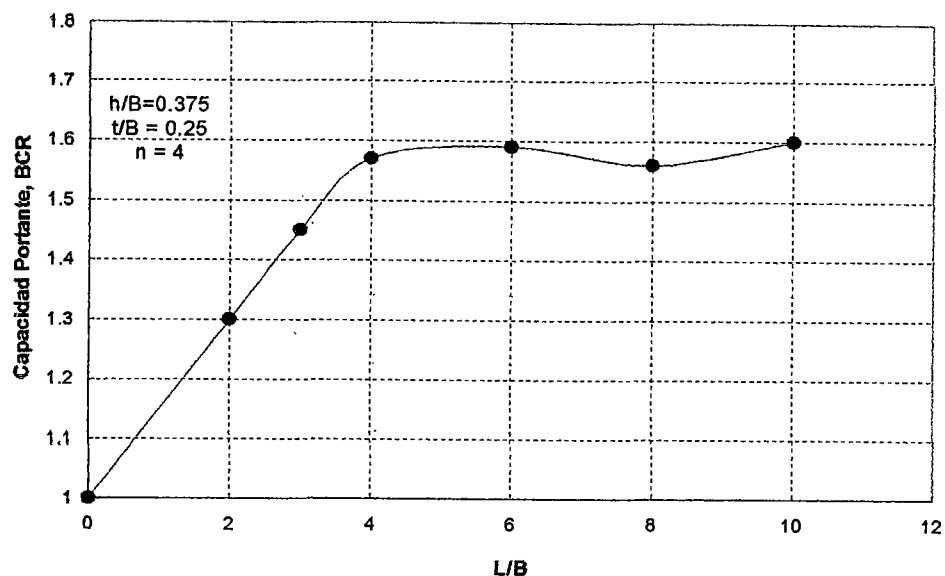


Figura 6.- Variación de BCR con L/B (Ensayos N°37 a 41)

Conclusiones

En este Capítulo, se han presentado, los resultados de un número de ensayos de laboratorio realizados por B.M.Das, Profesor del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Texas USA, para la evaluación de la capacidad portante última de una cimentación cuadrada apoyada sobre una capa de arcilla casi saturada, reforzada con varias capas de geotextil, estableciéndose las siguientes conclusiones:

- 1.- La inclusión de capas de geotextil en arcillas saturadas o cerca de la saturación incrementa la capacidad portante última de cimentaciones bajo condiciones no drenadas.
- 2.- El efecto más benéfico del refuerzo de geotextil sobre la capacidad portante última es realizado cuando la primera capa es colocada a una profundidad de cerca de $0.30B$ debajo el fondo de la cimentación.
- 3.- El refuerzo colocado a la profundidad de B medida del fondo de la cimentación no tiene ninguna influencia sobre la capacidad portante de una cimentación.

- 4.- El número más efectivo de capas de geotextiles de refuerzo (para $h > B$) se puede obtener a partir de la ecuación 6.
- 5.- El refuerzo de geotextil no tiene mucha influencia sobre el asentamiento de la cimentación en la carga última.
- 6.- Para una máxima eficiencia, la longitud mínima de la capas de geotextil de refuerzo debe ser de aproximadamente de cuatro veces el ancho de la cimentación.
- 7.- Otras condiciones permanecen constantes, la resistencia a la tensión del geotextil tendrá alguna influencia sobre la magnitud del incremento de la capacidad portante de una cimentación. En esta serie de ensayos, se ha empleado un solo tipo de geotextil. Este aspecto necesita mayor investigación.

6.4 INTERACCION ENTRE CIMENTACIONES ADYACENTES

Los análisis descritos en los capítulos anteriores, consideran cimentaciones aisladas, pero comúnmente en las construcción de edificaciones encontramos zapatas cercanas, cuyas cargas que transmiten al subsuelo interactúan entre sí alterando la capacidad portante de una zapata individual.

Se han llevado a cabo cierto número de estudios experimentales, por medio de modelos, con cimientos de distintas dimensiones sobre arena o arcilla, para determinar las variaciones de carga de los grupos de cimientos.

En este sub-capítulo se presenta un estudio realizado sobre todo el caso particular de dos cimientos en superficie o cerca de la superficie del suelo, conformado en este caso por arena, exponiéndose la solución teórica del problema.

Se hace también un estudio comparativo de los cálculos teóricos con los resultados obtenidos en los ensayos efectuados con modelos reducidos.

Introducción

El cálculo de la capacidad de carga de un cimiento se realiza por lo general empleando un método similar al desarrollado por Terzaghi (1943) para zapatas aisladas. En la práctica, las zapatas raras veces están aisladas, e interfieren entre sí en cierta medida. Generalmente este efecto no es tenido en cuenta, por lo que el problema de interacción entre cimientos no ha llamado mucho la atención, ni teórica ni experimentalmente.

Sin embargo, los resultados de estudios sobre el comportamiento de los grupos de pilotes (p. Ej. Kezdi) – (1957, 1960) y Whitaker (1957, 1960), indican que se producen importantes interacciones, que introducen cambios en los valores de la carga de rotura y asentamientos, con respecto a los que se obtienen para pilotes aislados. En el caso de suelos no cohesivos, la hinca de los pilotes origina cambios en las propiedades del suelo, y sobre este hecho se debe a Meyerhof (1959-1960) una importante contribución.

En la mayoría de los debates sobre los efectos de agrupar pilotes en arenas y gravas, se ha llegado a la conclusión de que el aumento de la capacidad de carga se debe generalmente a cambios en las propiedades del suelo, originados por la hincada de los pilotes. Si bien estos cambios son importantes, se producen otros cambios adicionales resultantes de las alteraciones en la forma y extensión de las zonas de deslizamientos correspondientes a los distintos pilotes.

Los trabajos para estudiar este efecto se iniciaron empleando zapatas corridas superficiales sobre arena. Así se eliminaron del problema las variaciones en la densidad del suelo y el estudio teórico del mecanismo de rotura resultó más sencillo que en el caso de situación más profunda. Las ideas originales se debieron a Fleming que las describió cualitativamente en 1958. Desde entonces se modificaron algunos detalles y aquí presentamos los resultados de los cálculos del autor.

Primero se aconseja efectuar en las teorías derivadas de la solución de Prandtl, y esto se aplica al caso de una pareja de zapatas contiguas. Se dan los resultados de una serie de ensayos de laboratorio, seguidos de unas breves notas sobre el caso de mayor número de zapatas superficiales y cimentaciones profundas.

Marco Teórico

Cimiento de una sola zapata

Para estudiar a rotura el comportamiento de un suelo bajo una zapata de base rugosa, Terzaghi modificó el mecanismo original de Prandtl (Fig.1a), para zapatas de base lisa, en la forma que se indica en la Fig.1b. Para un cimiento sobre arena, la carga de rotura por unidad de longitud puede expresarse como:

$$Q = B(P_o N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma) \dots \dots \dots (1)$$

donde

Q : carga de rotura por unidad de longitud

B : ancho del cimiento

p_0 = presión debida a la sobrecarga.

γ : peso específico del suelo y

N_q, N_γ son coeficientes de la capacidad de carga, que son funciones de ϕ , (ángulo de rozamiento interno del suelo).

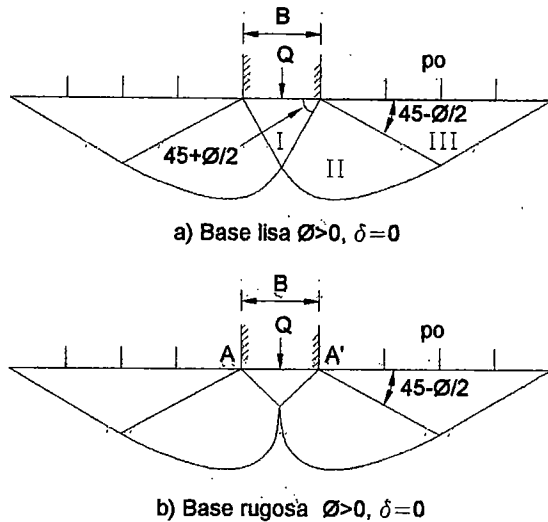


Figura 1.- Mecanismo de Prandtl para cimientos de base lisa sobre suelo cohesivo y Modificación de la Ecuación de Terzaghi para cimientos de base rugosa.

Si p_0 se expresa en función de B, γ y el cociente profundidad/ancho de zapata, entonces la ecuación (1) puede escribirse en la forma:

$$Q = \gamma B^2 N_{\gamma q}$$

donde $N_{\gamma q}$ es un coeficiente de la capacidad de carga, que es función del cociente profundidad/ancho de la zapata y de ϕ .

Hill (1950) recomendó modificar el mecanismo de Prandtl en el caso de cimientos de base lisa. Sustituyó por dos zonas más pequeñas la zona triangular única de presión activa (I en la Fig. 1a) baja la zapata. La sugerencia de Hill era para el caso de $\phi = 0$, pero cuando $\phi > 0$ se pasa al mecanismo de rotura indicado en la fig. 2. El caso de base rugosa se resuelve prolongando las zonas de corte radial hasta la base de la zapata. Las zonas activas que aparecen

bajo el cimiento son sustituidas en parte por la zona de corte radial y en parte por la pequeña zona elástica que aparece en el diagrama. Este último mecanismo sólo difiere en el detalle de la solución de Terzaghi, y los dos métodos dan los mismos valores para los coeficientes de capacidad de carga.

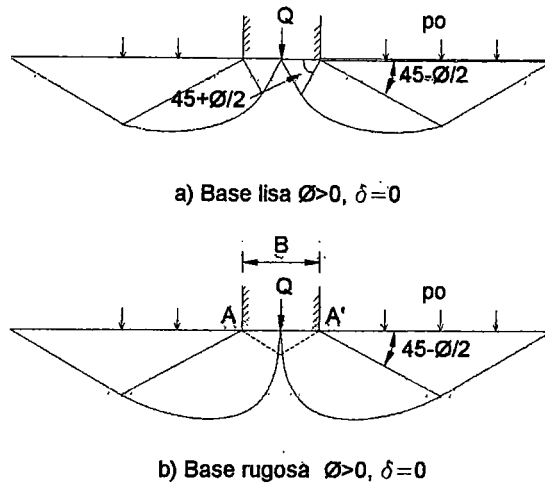


Figura 2.- Mecanismo de Hill modificado para suelo cohesivo (a) base lisa, (b) base rugosa.

Caso de zapatas paralelas

Ahora podemos estudiar lo que sucede al colocar zapatas corridas lo suficientemente cerca, para que sus zonas de rotura se interfieran. Las zonas deben evolucionar a medida que las zapatas se aproximan, con lo que se produce una paulatina transición de los dos mecanismos aislados a uno solo, que, cuando las zapatas se tocan, es geoméricamente similar al caso de una sola, pero a escala diferente.

Para separación grande entre zapatas, como se indica en la Fig. 3a, no produce ninguna interacción, y la carga total sobre la pareja de cimientos es sencillamente el doble de la carga de uno. A medida que se reduce la separación, surgen la disposición que se muestra en la Fig.3b, donde se cruzan las zonas pasivas. Puesto que las tensiones en la sección vertical g-e permanecen iguales que para el caso de cimiento aislado, no aparece ningún cambio en

la carga límite de rotura. Sin embargo, esta disposición puede alterar los asientos característicos del grupo, en comparación con los de un cimiento aislado.

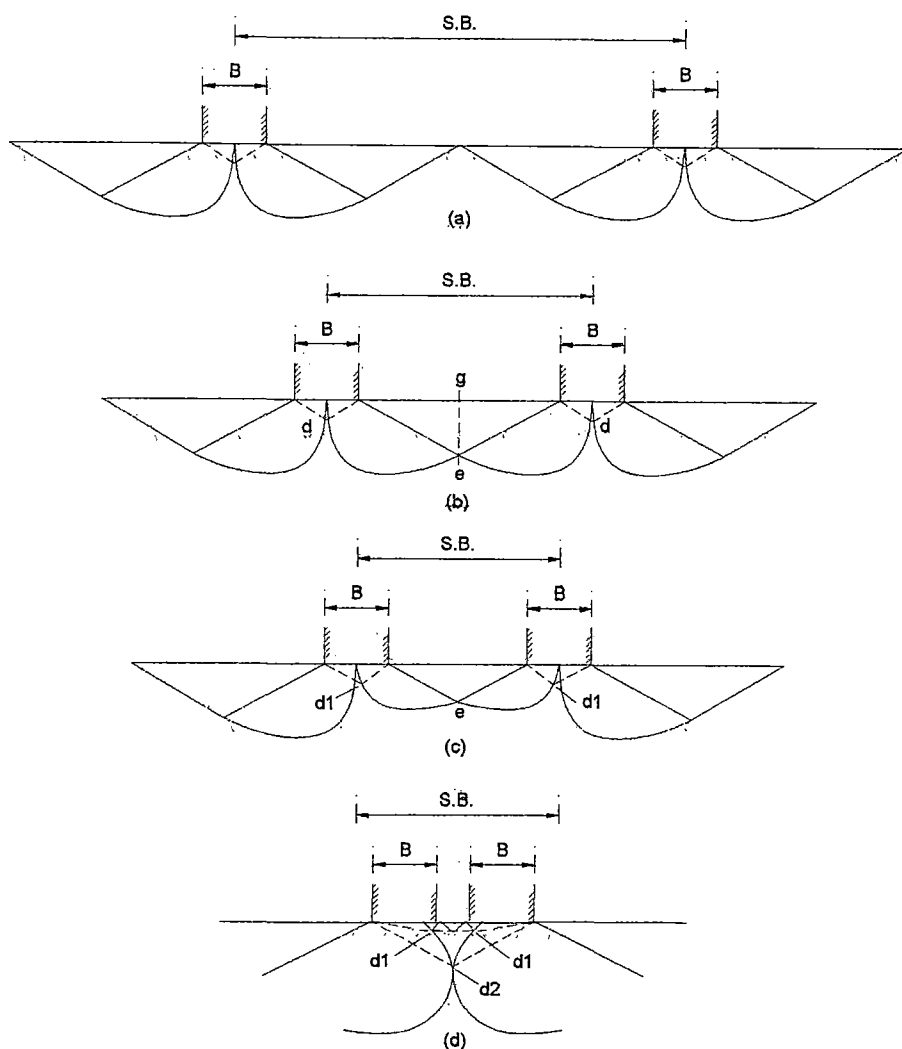


Figura 3.- Desarrollo de la superficie de rotura a medida los cimientos de base rugosa se aproximan entre sí, en la superficie de un suelo cohesivo.

Al disminuir la separación aparece el caso intermedio que se muestra en la Fig.3c, donde es menor la zona pasiva y se verifican cambios en los valores de las tensiones, (podemos comparar este diagrama con la fotografía de la Fig. 4a, que representa un modelo de laboratorio. En ella se pueden ver, a través de una pared de cristal, dos zapatas tipo introducidas en arena, habiéndose tomado

la fotografía con exposición para captar la disposición al ser aplicada la carga). Puesto que disminuyen las zonas pasivas, la espiral logarítmica referente al punto e tiene un radio inicial menor. La espiral de la parte exterior de la zapata puede ahora moverse libremente, y el punto de tangencia de las espirales interior y exterior se desplaza desde d , bajo el centro del cimiento, hasta d_1 , que está más cerca del centro del grupo. Por medio de propiedades geométricas es fácil demostrar que el ángulo formado por la base del cimiento y los puntos d y d_1 es el mismo y su valor es $180^\circ - 2\phi$. Eventualmente las espirales externas entran en contacto en el punto d_2 , según se indica en la Fig.3d. Esto deberá ocurrir antes de que las zapatas entren en contacto. A partir de este momento, la pareja de zapatas se comportará como un cimiento único. El suelo entre las distintas unidades forma un arco invertido que se desplaza hacia abajo con las zapatas a medida que se aplica la carga. Cuando las zapatas se tocan, esta zona de arco desaparece, y el cimiento tiene entonces las características de un cimiento único de ancho $2B$.

En suelos donde $\phi=0$, las espirales degeneran en círculos (Fig. 5a), y no puede producirse la condición indicada en la Fig. 3d. Como consecuencia, no es de esperar que las zapatas muestren cambio alguno de la capacidad de carga, al aproximarse en la superficie de una arcilla. La Fig. 5b. Muestra un caso similar para zapatas de base lisa cuando $\phi>0$. En este caso, la carga total de rotura se elevará gradualmente a medida que el intervalo se va haciendo más pequeño, pero alcanzará un máximo cuando las zapatas se toquen, y no antes, como en el caso de bases rugosas.

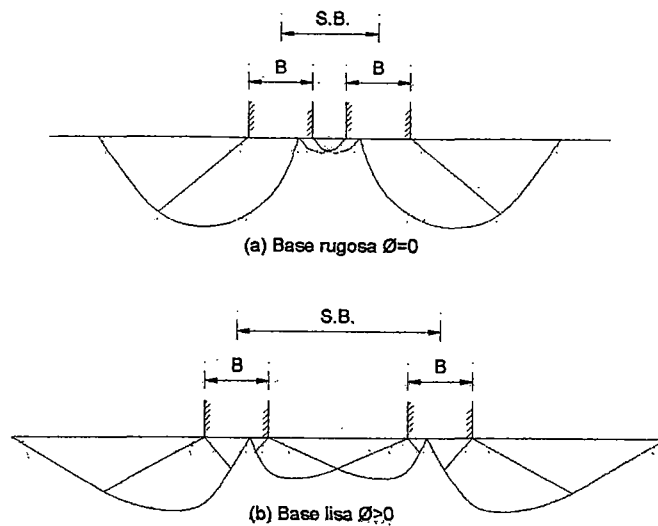


Figura 4.- Fases del desarrollo de las superficies de rotura de (a) un par de cimentaciones de base rugosa sobre suelo cohesivo, y (b) par de cimentaciones de base lisa sobre suelo no cohesivo.

Cálculos

Para calcular los valores de los coeficientes de la capacidad de carga se emplearán dos métodos. El primero fue el reseñado por Terzaghi (1943), donde los valores de N_q se obtuvieron a partir de superficies de deslizamiento ligeramente distintas a las usadas para N_γ . Para N_q se tomó el borde del cimiento como centro de la parte espiral de la superficie de deslizamiento. Para N_ϕ se desplazó el centro hasta obtener un valor mínimo. En los dos casos, sin embargo, las espirales eran tangente a la línea límite de la zona pasiva entre las zapatas, que, por lo tanto, era común a ambas superficies. Comentando un método similar para zapatas aisladas, Terzaghi informó que si se calculaba la capacidad de carga a partir de la suma de los términos N_q y N_γ , hay un error del lado de la seguridad (aproximadamente un 10% para $\phi = 34^\circ$), y en el caso de cimentaciones que interfieren, los cálculos del autor dan un error del mismo orden al comparar el valor mínimo de $N_{\gamma q}$ para diferentes valores de cociente profundidad/ancho de zapata.

Para el cálculo de los resultados se utilizaron las tablas constantes de espirales logarítmicas elaboradas por Barber (1956) e Hijab (1956), Una

vez establecida la marcha del trabajo, éste fue más rápido y exacto que emplear método gráfico.

A medida que disminuya la separación entre zapatas, partiendo del punto en que interfieren las zonas pasivas, N_y aumenta notablemente, también aumenta N_q , pero en un grado menor.

Para zapatas de base lisa, N_y aumenta hasta un máximo que es el doble del valor correspondiente a zapatas aisladas, mientras que N_q no cambia. Estos resultados se resumen en las figuras 6, 7 y 8. Para los dos primeros diagramas se utilizó el primer método de cálculo, y el segundo para la fig. 8. En ellos ξ_y , ξ_q y ξ_{yq} (que son cocientes entre los valores de los coeficientes de capacidad de carga para el caso de interacción y el de zapata aislada), se han dibujado en función de la separación entre zapatas. Para obtener la capacidad de carga final (por unidad de longitud para el caso de una o dos zapatas que se interfieren (Q_b), la ecuación (1) se modifica y se convierte en:

$$Q_b = B(P_o \xi_q N_q + \frac{1}{2} B \gamma \xi_y N_y)$$

Y la ecuación (2), en la:

$$Q_b = \gamma B^2 \xi_{yq} N_{yq}$$

y los correspondientes valores de los coeficientes de capacidad de carga se pueden obtener de Terzaghi (1943).

Otro resultado de esta investigación, es que se ha puesto de manifiesto que la ecuación del suelo sobre la base de una zapata, cuando sus superficies de rotura están cortadas por un lado, se hace excéntrica e inclinada. Las zapatas, por lo tanto, presentan tendencia a despegarse (característica observada en los trabajos experimentales). La componente horizontal de la reacción del suelo alcanza su máximo en el punto antes indicado, donde las dos zapatas empiezan a comportarse como un solo cimiento, siendo su valor $Q_b \cdot \text{tg} \phi$ (donde Q_b es la carga sobre uno de los cimientos). Esta fuerza es la que soporta el arco de suelo entre zapatas y se comporta de manera análoga a la indicada por

la curva $\xi_{\gamma q}$, anulándose cuando $\xi_{\gamma q}$ llega al 100%, para una separación entre zapatas suficientemente grande. Si las zapatas no están impedidas para separarse o girar libremente, entonces el efecto arco del suelo disminuye y la carga de rotura desciende a un valor menor que el máximo posible.

Una característica notable es el aumento que experimenta la carga de rotura, debido a las interacciones, haciéndose más pequeño a medida que la relación profundidad/ancho de zapata aumenta, y al mismo tiempo aumenta la amplitud de la interacción.

Correcciones para cimientos de poca longitud

Los valores de los incrementos de los coeficientes de capacidad de carga que se indican en las figuras 6, 7 y 8, se aplican sólo a un par de zapatas de longitud infinita. Para zapatas de longitud finita debe hacerse una corrección que tenga en cuenta la forma. La relación largo/ancho será reducida a la mitad cuando los cimientos se toquen y tendrá un valor mínimo y el correspondiente a un cimiento aislado. Sobre arenas resultará una reducción de la carga de rotura.

Ensayos experimentales

Se realizaron ensayos de laboratorio empleando zapatas tipo. Se utilizó un par de zapatas de 33,02 cm. De largo por 2,54 cm. De ancho y dos pares de 22,86 x 1,27 cm. De las zapatas más pequeñas, un par era de madera y otro de acero muy pulimentado. Se eligieron estos materiales para representar los más aproximadamente posible los casos extremos de zapatas de base rugosa y lisa. Los modelos se situaron sobre la superficie de arena fina seca, cuidadosamente compactada. Los tipos más grandes se ensayaron en una caja de 50,80 x 38,10 cm. llena de arena hasta la profundidad de 20,32 cm. Los modelos más pequeños se ensayaron en una caja grande, de 101,60 x 76,20 cm, y llena de arena hasta la profundidad de 63,50 cm.

Los modelos más grandes se cargaron mediante un sistema de palancas, mientras que los más pequeños se les aplicó la carga con un

gato hidráulico, intercalando un anillo dinamométrico. Se repitieron los ensayos varias veces y en cada serie se incluyeron ensayos sobre zapata aislada, a fines de comparación.

Para facilitar el relacionar los ensayos experimentales con la teoría, los resultados han sido expresados en términos adimensionales. La separación se expresa en función del ancho de una zapata, mientras que las cargas de rotura vienen dadas por la relación entre la carga del grupo y el doble de la carga sobre zapata aislada. Los resultados se dan en la Fig. 9, en unión de las curvas-teóricas correspondientes.

Comparación entre los resultados experimentales y los teóricos

Cuando se les compara con los resultados teóricos, los valores experimentales resultan más pequeños, incluso después de haber hecho correcciones para la profundidad de los cimientos modelo, en rotura. Al principio se creyó posible que el ángulo de rozamiento entre madera y suelo, en la base de la zapata, fuera menor que ϕ , pero los resultados de una serie de experimentos con zapatas, cuya rugosidad se creó introduciendo papel de lija entre zapata y suelo, muestran que hay muy poca diferencia entre los mismos y los realizados con zapata de madera de base lisa. Los intentos para introducir cambios en la relación largo/ancho a medida que las zapatas se aproximan, produjeron una disminución de curvatura en la parte de las curvas experimentales que la tenían mayor. Esta parte curva está muy marcada en los resultados de otros investigadores y se cree que se debe mayormente a efectos de forma.

Entre otras posibles razones de las diferencias entre los experimentos y la teoría, están:

- 1) La imposibilidad de evitar totalmente que las zapatas girasen o se separasen.
- 2) Que la superficie de ala arena hubiera sido un poco más floja que el resto de la masa, a pesar del cuidado puesto en nivelarla y alisarla.
- 3) Que la colocación de las zapatas sobre la superficie haya podido causar algunas perturbaciones en la arena.

En general los resultados experimentales y la teoría concuerdan bastante bien, y en conjunto se observa que pueden producirse grandes cambios en la carga de rotura, si la separación entre dos zapatas es lo suficientemente pequeña para que las dos zonas se rotura se interfieran.

Conclusiones

Se necesita nueva experimentación antes de poder dar una solución al problema de la interacción entre mas de dos cimientos. El caso de un par de zapatas profundas ha sido discutido por el autor y por Hanna (1961), habiéndose recomendado a la sazón un método de cálculo simplificado (aunque más exacto). Hasta ahora, los intentos para analizar el caso de tres zapatas han tenido poco éxito. Las formas de rotura son similares en principio a las de los casos más simples, pero pueden tener lugar importantes cambios. Además, en el caso de ensayos a profundidad, la compresión del suelo llega a ser considerable.

En general, el comportamiento de un grupo de cimientos puede describirse cualitativamente en función de la interacción y la compresión del suelo. No se dispone en la actualidad de soluciones teóricas que pueden emplearse con cierto margen de confianza, y aún cuando se dispusiera de ellas, es muy probable que las variaciones en las condiciones del suelo y en las técnicas de cimentación, limitarán su empleo a la determinación de la importancia de los diversos factores implicados, ayudando así a la interpretación de los estudios sobre el terreno, a gran escala.

CAPITULO VII

ANALISIS EVALUATIVO-COMPARATIVO DE LOS METODOS DE CALCULO

7.1 OBJETIVO DEL ANALISIS

Por lo expuesto en los capítulos precedentes, existen diversas soluciones teóricas para el cálculo de la capacidad portante de cimentaciones superficiales, basadas en hipótesis simplificadoras de la teoría de elasticidad y plasticidad, siendo las principales soluciones generales más aplicadas la solución de Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, las cuales son sustentadas por pruebas experimentales. Sin embargo, existen diferencias en los resultados obtenidos por cada una de ellas, debido a las consideraciones propias de cada autor, siendo unas mas conservadoras que otras. Por esa razón, el objetivo de este análisis, motivo de la presente Tesis, es evaluar las similitudes o diferencias entre dichas soluciones, exponiendo sus mecanismos e hipótesis que nos conducen a establecer sus alcances y aplicabilidad de cada una de ellas, tal como se presenta a continuación

7.2 DESARROLLO DE LA TEORÍA DE CAPACIDAD PORTANTE

La solución a problema de determinar la capacidad portante de un suelo, se realiza por aplicación del método de equilibrio límite realizado inicialmente por Prandtl para resolver el problema de indentación de metales (Sección 1.4).

El método de Prandtl fue adaptado por Terzaghi para ser aplicado a suelos en la determinación de la capacidad portante de una cimentación continua de base rugosa.

Meyerhof, Hansen, Vesic y otros, mejoraron la teoría original de Terzaghi adicionando factores teórico-experimentales, para un análisis más completo.

Terzaghi realizó su análisis considerando el caso general de deformación plana y su aproximación se basa en la superposición de tres estados simplificados, que son :

- 1.- Suelo con fricción y cohesión; sin peso, sin sobrecarga
- 2.- Suelo con fricción y sobrecarga; sin cohesión, sin peso
- 3.- Suelo con fricción y peso; sin cohesión, sin sobrecarga

Esta solución es para zapatas continuas con $D \leq B$, ajustada para zapatas cuadradas y circulares; posteriormente Shultz sugirió factores de forma para considerar zapatas rectangulares.

Para profundidades mayores al ancho, la solución se torna conservativa.

La solución de Meyerhof es de la misma forma que la de Terzaghi, pero incluye términos denominados factores de forma, profundidad e inclinación de la carga. Sin embargo, los valores de estos factores difieren a los propuestos por Terzaghi. Meyerhof propuso factores Meyerhof propuso basados sobre soluciones teóricas para cohesión y fricción y sobrecarga en forma independiente, las que fueron combinadas para establecer una solución general.

Hansen y Vesic desarrollaron modificaciones a la capacidad portante basados en el trabajo de Meyerhof proponiendo una ecuación generalizada prácticamente idéntica a la de Meyerhof, siendo sus factores N_c y N_q los mismos, pero diferentes factores N_γ , de forma,

De acuerdo a Terzaghi, se producen tres zonas de falla que son :

- Zona I : de empuje activo de Rankine con ángulo $\alpha=\phi$
- Zona II : de esfuerzos radiales
- Zona III : de empuje pasivo

De acuerdo a Meyerhof, se producen cuatro zonas :

- Zona I : igual a la zona de Terzaghi pero con ángulo $\alpha=45+\phi/2$
- Zona II : de corte plano radial
- Zona III : de empuje pasivo
- Zona IV : de peso libre

Para el caso de $\phi>0$, los arcos ad y ad' son espirales logarítmicas, en caso de $\phi=0$, son arcos de circunferencia. Se observa de la Fig.1, que según Meyerhof el arco llega a la superficie del terreno, considerando la fricción del suelo a lo largo de toda la superficie que marca la diferencia en relación al mecanismo de Terzaghi, donde se desprecia la fricción del suelo por encima del nivel de la cimentación. Hansen y Vesic, para salvar esta deficiencia del mecanismo de Terzaghi, consideran factores de profundidad para considerar efectos de fricción debido a la sobrecarga.

7.4 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Factores base de capacidad portante N_c , N_q , N_γ

Debido al cálculo de la presión pasiva a partir de las zonas consideradas en ambos mecanismos, resultan valores diferentes de los factores "N", resaltando la diferencia de los factores N_γ .

Terzaghi no explicó claramente como obtuvo los valores K_{py} empleados para calcular el factor de capacidad portante N_γ . El dio una curva de pequeña escala de ϕ - N_γ , y tres valores específicos de N_γ para $\phi=0$, 34 y 48° .

Tabla 1.- Factores de capacidad portante

	N_c	N_q	N_γ
Terzaghi *	$(N_q - 1) \cdot \cot \phi$	$\frac{a^2}{2 \cdot \cos^2 (45 + \phi / 2)}$	$\frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{k_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$
Meyerhof	$(N_q - 1) \cdot \cot \phi$	$e^{\pi \cdot \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2)$	$(N_q - 1) \cdot \tan (1.4 \phi)$
Hansen	$(N_q - 1) \cdot \cot \phi$	$e^{\pi \cdot \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2)$	$1.5 (N_q - 1) \cdot \tan \phi$
Vesic	$(N_q - 1) \cdot \cot \phi$	$e^{\pi \cdot \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2)$	$2 (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

* $a = e^{(3/4 \pi - \phi/2) \cdot \tan \phi}$

$k_p \gamma$ (ref. Tabla 2, Cap 3)

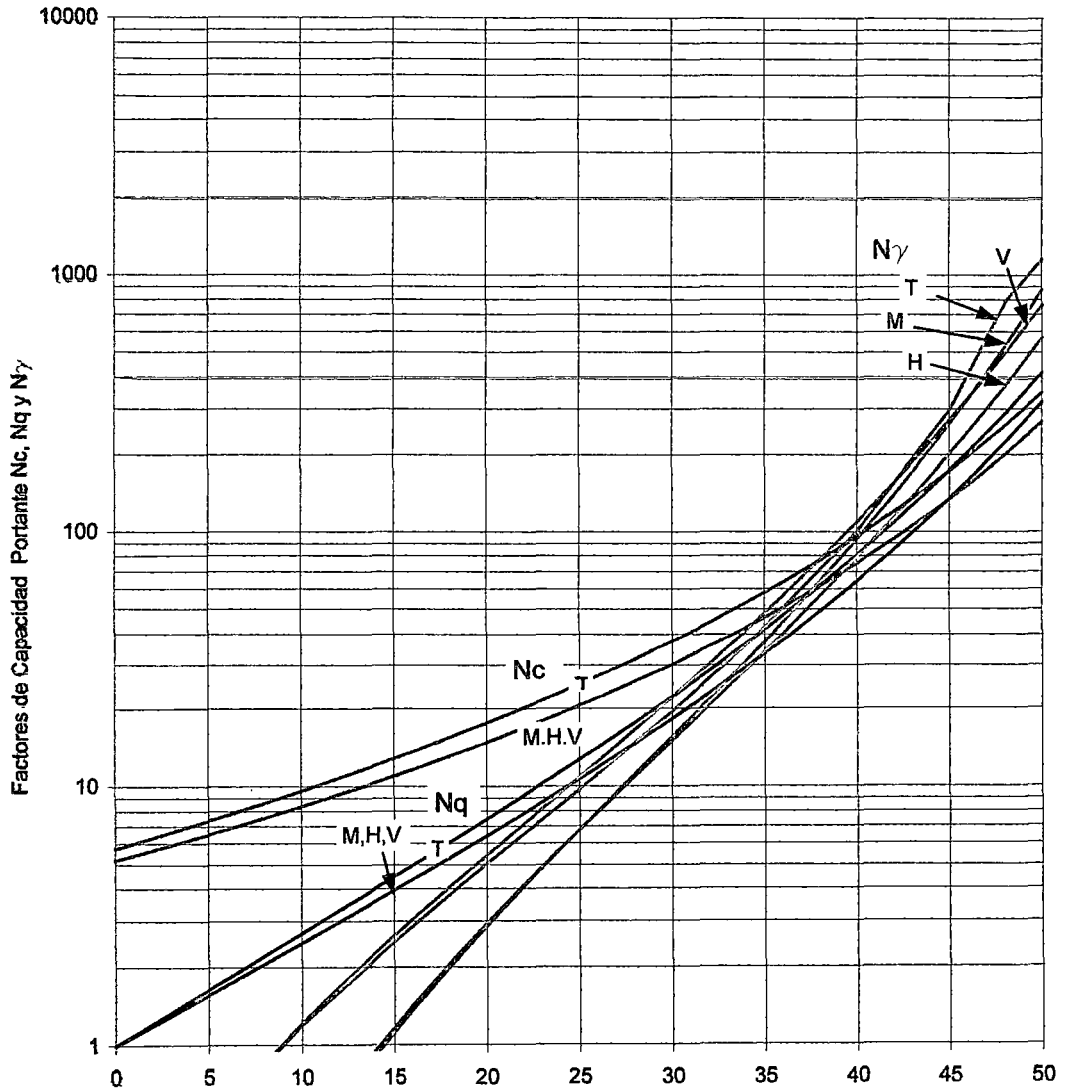


Fig.2.-Factores de capacidad portante según Terzaghi, Jmeyerhof, Hansen y Vesic

En el gráfico N°1, se muestran los factores de capacidad portante N_c , N_q y N_γ , propuestos por Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, donde se observa mayor convergencia en los valores de N_c y N_q , y N_γ , para ángulos de fricción $\phi < 40^\circ$, siendo este factor motivo de diversas investigaciones, proponiéndose diversas expresiones como por ejemplo:

Chen (1975) empleando el análisis límite ha evaluado los factores de capacidad portante, obteniendo :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\pi/4 + \phi/5)$$

Ingra y Baecher, sobre estadísticas de resultados de ensayos, sugirieron para cimentaciones continuas :

$$N_\gamma = e^{(0.173\phi - 1.646)}$$

Spangler y Handy (1982):

$$N_\gamma = 11(N_q - 1) \cdot \tan 1.3\phi$$

Los valores de N_γ , tienen un rango más amplio de valores sugeridos que de los factores N_c y N_q , para el caso de $\phi = 40$:

$$38 \leq N_\gamma \leq 192$$

Kumbojar (1993) presentó una serie de valores de N_γ que una buena representación de los valores de Terzaghi.

Afortunadamente, el término N_γ no contribuye significativamente en la determinación de la capacidad portante, lo cual nos da cierta amplitud para elegir un valor determinado.

Bolton y Lau (1993) han determinado nuevos valores de N_q y N_γ para cimentaciones continuas y circulares de bases lisas y rugosas. Sus valores de N_q son para el caso de bases continuas lisas y rugosas, difieren poco de los valores de Hansen para bases continuas rugosas. Para el caso de bases circulares los valores son mayores al doble que para cimentaciones continuas. Los valores de N_γ concuerdan con los de Vesic.

En síntesis, para propósitos prácticos, las expresiones propuestas para los factores "N" se mantienen vigentes, debido a que las nuevas expresiones desarrolladas no presentan mayor divergencia.

Factores de forma S_c , S_q , S_γ

La solución planteada al cálculo de la capacidad portante, se desarrolla para condiciones de deformación plana, como es el caso de una cimentación continua suponiendo que tiene una longitud infinita. Para considerar el caso de cimentaciones de otras geometrías, Terzaghi adaptó su solución introduciendo factores numéricos a los términos de cohesión y de peso, de su ecuación de capacidad portante, para considerar bases de forma cuadrada y circular. Meyerhof, Hansen y Vesic desarrollaron factores de forma que dependen del ángulo de fricción interna y de los lados B y L, tal como se presenta en el cuadro N°2.

Factores de profundidad D_c , D_q , D_γ

Meyerhof, Hansen y Vesic, propusieron factores de profundidad que consideran los efectos de fricción del suelo sobre el nivel de la cimentación, lo cual nos permite estimar la capacidad portante para cimentaciones con profundidades mayores al ancho de la cimentación, lo cual no se considera en la solución de Terzaghi. En la tabla N°3, se presentan los factores de profundidad propuestos por los autores.

Factores de inclinación de la carga I_c , I_q , I_γ

El caso de cimentaciones sujetas a la acción de cargas inclinadas fue estudiada por Meyerhof, Hansen y Vesic, quienes sugirieron diversos factores de inclinación, los que se presentan en la tabla N°4, en base a estudios teórico experimentales, así mismo la consideración para cargas excéntricas, lo que permite analizar casos de cimentaciones sujetas a momentos.

Factores de inclinación del terreno e inclinación de la base

Estos factores fueron considerados por Hansen y Vesic (Tablas N°5 y N°6), en adición a los factores de forma e inclinación estudiados por Meyerhof.

Tabla 2.- Factores de corrección por efectos de la forma de zapata

forma de zapata →	F_c				F_q				F_γ			
	cont	cuad	rect	cir	cont	cuad	rect	cir	cont	cuad	rect	cir
Terzaghi	1.0	1.3	--	1.3	1.0	1.0	--	1.0	1.0	0.8	--	1.2
Meyerhof	1.0	$1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$			$1 + 0.1 K_p \frac{B}{L} \quad (\phi > 10)$ $1.0 \quad (\phi = 0)$				igual a F_q			
Hansen	1.0	$1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad (\phi > 10)$ $0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0)$			$1 + \frac{B'}{L'} \text{sen } \phi$				$1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$			
Vesic	1.0	$1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$			$1 + \frac{B}{L} \text{sen } \phi$				$1 - 0.4 \frac{B}{L}$			

B', L , dimensiones efectivas (sólo para Hansen)

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

Tabla 3.- Factores de corrección por efecto de la profundidad

	D_c	D_q	D_γ
Meyerhof	$1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \quad (\phi > 10)$ $1.0 \quad (\phi = 0)$	<i>igual a d_q</i>
Hansen (*)	$1 + 0.4k \quad (\phi > 0)$ $0.4k \quad (\phi = 0)$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$	1.0
Vesic	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi} \quad (\phi > 0)$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$	1.0
	$1 + 0.4k \quad (\phi = 0)$	1.0	1.0

* $k = D/B$ para $D/B \leq 1$
 $k = \tan^{-1}(D/B)$ para $D/B > 1$
 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

Tabla 4.- Factores de corrección por efecto de inclinación de la carga

	i_c	i_q	i_γ
Meyerhof	$\left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2$	igual a i_c	$\left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \quad (\phi > 0)$
Hansen	$I_q = \frac{1 - I_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$ $0.5 - 0.5 \sqrt{\frac{H}{A' \cdot c}} \quad (\phi = 0)$	$\left(1 - \frac{0.5H}{V + A' c_a \cot \phi}\right)^5$	$\left(1 - \frac{(0.7 - \alpha / 450)H}{V + A' c_a \cot(\phi)}\right)^5 \quad (\alpha > 0)$ $\left(1 - \frac{0.7H}{V + A' c_a \cot(\phi)}\right)^5$
Vesic	$I_q = \frac{1 - I_q}{N_c \cdot \tan \phi} \quad (\phi > 0)$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cot g \phi}\right]^m$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cot g \phi}\right]^{m+1}$
	$1 - \frac{mH}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c} \quad (\phi = 0)$	1.0	1.0

Tabla 5.- Factores de corrección por efecto de inclinación del terreno

	G_c	G_q	G_γ
Hansen	$G_c = 1 - \frac{\theta^\circ}{147} \quad \phi > 0$	$G_q = (1 - 0.5 \tan \theta)^\circ$	igual a G_q
	$G_c = \frac{\theta^\circ}{147} \quad (\phi = 0)$		
Vesic	$G_c = I_q - \frac{1 - I_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$	$G_q = (1 - \tan \theta)^\circ$	igual a G_q
	$G_c = \frac{\theta \cdot (\text{rad})}{5.14} \quad (\phi = 0)$		

Tabla 6.- Factores de corrección por efecto de inclinación de la base

	B_c	B_q	B_γ
Hansen	$B_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \phi > 0$	$B_q = (1 - 0.5 \tan \beta)^\circ$	igual a B_q
	$B_c = \frac{\beta}{147} \quad (\phi = 0)$		
Vesic	$B_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$	$B_q = (1 - \theta \cdot \tan \phi)^\circ$	igual a B_q
	$B_c = G_c \quad (\phi = 0)$		

7.5 ALCANCES Y APLICABILIDAD DE LAS SOLUCIONES

Existen pocos ensayos de carga a escala natural reportados (donde se pueda encontrar datos substanciales). La razón es que, como se ha expresado anteriormente son muy costosos lo cual es difícil de justificar excepto como pura investigación (empleando el apoyo del gobierno) o para una más precisa determinación para un proyecto importante – generalmente sobre la base del control de asentamiento. Pocos clientes están llanos a pagar los costos de un ensayo a escala natural cuando se pueden obtener la capacidad portante empleando datos empíricos directamente con una suficiente precisión para la mayoría de los proyectos.

Las ecuaciones de Terzaghi, las primeras en ser propuestas, han sido ampliamente usadas debido a su gran facilidad de uso (no se requiere de cálculo de factores de forma, de profundidad y de otros factores) y aún siguen siendo utilizadas más de lo debería ser. Es conveniente utilizarlas en el caso de zapatas cargadas concéntricamente sobre terreno horizontal. No es aplicable para el caso de cargas horizontales y momentos o bases inclinadas.

Los métodos de Meyerhof y Hansen, son ampliamente usados, en cambio el método de Vesic es menos usado. Sin embargo, existe poca diferencia entre los métodos de Hansen y Vesic, que emplean factores de corrección muy similares.

De acuerdo a lo expresado, se pueden sugerir las siguientes recomendaciones para el empleo de los métodos, tal como sigue a continuación :

Solución de Terzaghi

La solución de Terzaghi, puede emplearse para cimentaciones superficiales con una relación $D/B < 1$, sobre suelos muy cohesivos, o para una estimación rápida de q_u , que será comparada con otros métodos. Permite estimar la capacidad portante de cimentaciones de formas continua, cuadrada y circular; para el caso de zapatas rectangulares, se puede usar la modificación propuesta por Schultz.

No debe emplearse con zapatas con cargas inclinadas, momentos, bases inclinadas o sobre taludes.

Solución de Meyerhof, Hansen y Vesic

Estos métodos pueden aplicarse a cualquier situación, dependiendo de la preferencia o familiaridad con alguno de estos métodos. Permiten el cálculo de zapatas continuas, cuadradas, rectangulares, circulares, cargas inclinadas, terreno inclinado, base inclinada y cargas excéntricas o momentos.

Cuando la base es inclinada o cuando la cimentación se apoya sobre un talud ó cuando la relación D/B es mayor que 1, es preferible emplear las ecuaciones de Hansen y Vesic.

Es buena práctica, calcular la capacidad portante q_u por lo menos por dos métodos, si no existe una adecuada concordancia entre los dos valores, emplear un tercer método, entonces obtener un promedio aritmético o de peso para el valor de q_a para el diseño (a menos que el asentamiento sea el que controle).

El programa de cómputo desarrollado para la presente tesis, nos brinda la facilidad de obtener resultados comparativos inmediatos, considerando el volumen de cálculos matemáticos a realizar para obtener resultados comparativos en diferentes casos.

7.6 COMPARACIONES RESULTADOS

En la Fig.3a, 3b y 3c, se ilustra a manera de ejemplo, la variación de la capacidad portante última con respecto al ángulo de fricción interna, la profundidad y el ancho de la cimentación.

De acuerdo a estos gráficos, se observa que la solución de Meyerhof ofrece valores superiores para las condiciones consideradas. Se observa una estrecha concordancia entre los resultados de Hansen y Vesic. Por otra parte, se observa es notorio que la solución de Terzaghi es conservativa para profundidades mayores al ancho.

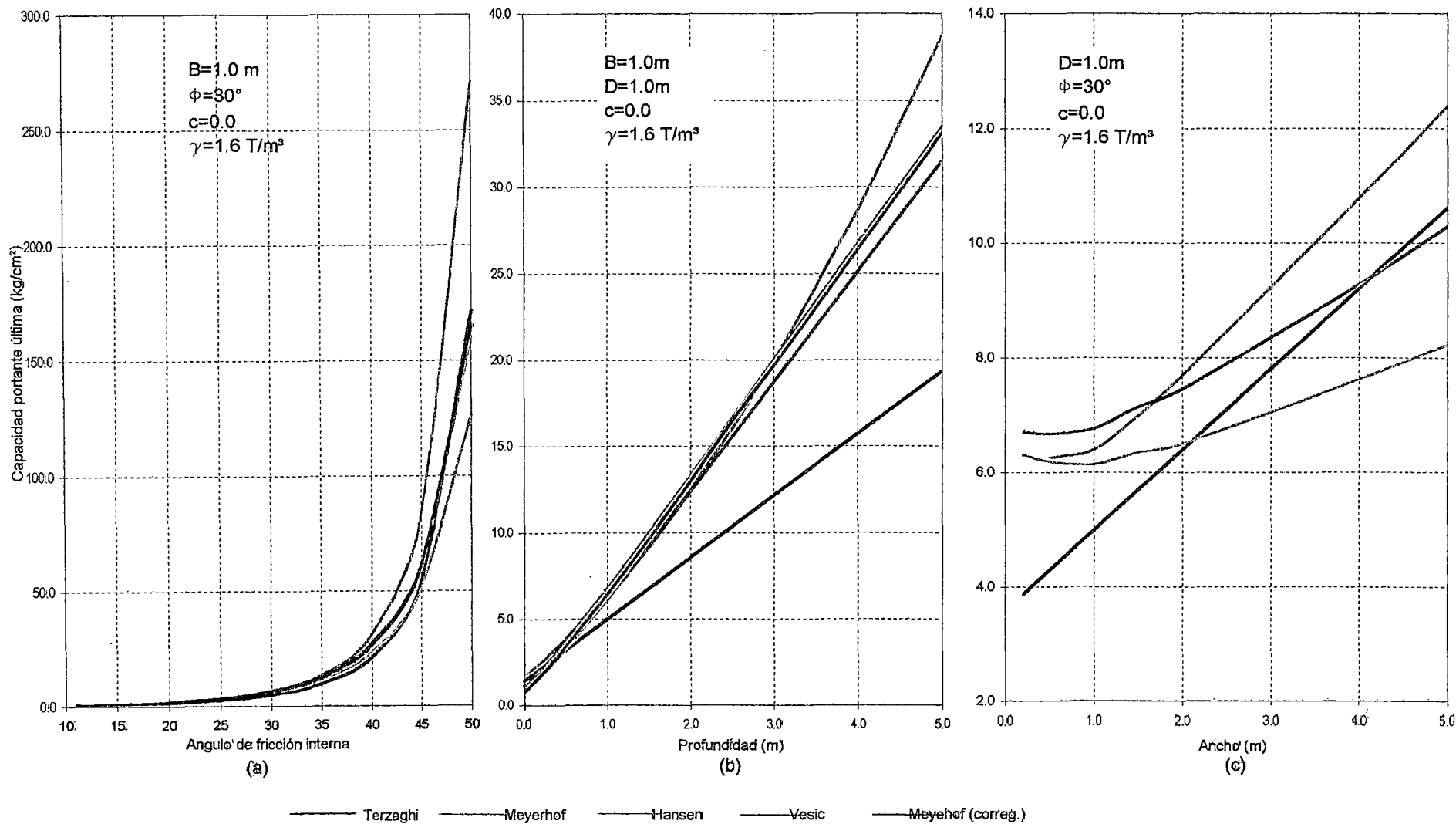


Fig.3.- Variación de q_u con respecto al ángulo de fricción interna, profundidad y ancho de la cimentación para una zapata cuadrada, de acuerdo a soluciones estudiadas.

CAPITULO VIII

PROGRAMA DE COMPUTO PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

8.1 DESCRIPCION DEL PROGRAMA

Generalidades

El programa de cómputo desarrollado se ha denominado CPORT v1.0 (Cálculo de Capacidad Portante), es una aplicación ingenieril, realizada en Visual Basic 6.0, compatible con versiones de Windows 95 a más. Se ha elaborado el programa con una interfáz sencilla y didáctica, con un entorno amigable para aquellos usuarios que estén familiarizados con la ingeniería geotécnica y el cálculo de la capacidad portante de suelos.

La forma de ingreso de datos es fácil, de manera que permite calcular rápidamente la capacidad portante para diversas condiciones de cimentación por cada método o en forma simultánea con fines comparativos, restringiendo el ingreso de datos que no estén dentro de los rangos adecuados.

El cálculo se realiza empleando las ecuaciones generales estudiadas en los Capítulos II y VI, con la evaluación de los diversos factores propuestos en los diversos análisis.

Por último, se recomienda ingresar parámetros de resistencia representativos, que reflejen las condiciones reales de la cimentación, para obtener soluciones aceptables.

Ecuación General de Capacidad Portante

La Ecuación General de *Capacidad Portante Última* es la siguiente :

$$q_u = cN_c(\text{factores}) + qN_q(\text{factores}) + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma(\text{factores})$$

donde los factores corresponden a las correcciones a la capacidad portante para los diversos casos estudiados.

La Capacidad Portante Admisible, se obtendrá luego de aplicar un factor de seguridad a la Capacidad Portante Última, factor que no debe ser menor que la unidad, el cual se asumirá de acuerdo al criterio de la evaluación, como regla se puede decir que se aplica un factor de seguridad es menor cuando se ha realizado una cabal exploración del subsuelo, mientras que un factor de seguridad alto, se aplica cuando existe limitada exploración del subsuelo.

Características del Programa

El programa CPORT V1.0 presenta de las siguientes opciones :

Pantalla Principal :

La pantalla principal está conformada por ;

- Menú en Cascada (Popup)
- Barra de Herramientas (Tool Bar)
- Pantalla de Edición
- Barra de estado (Status Bar)

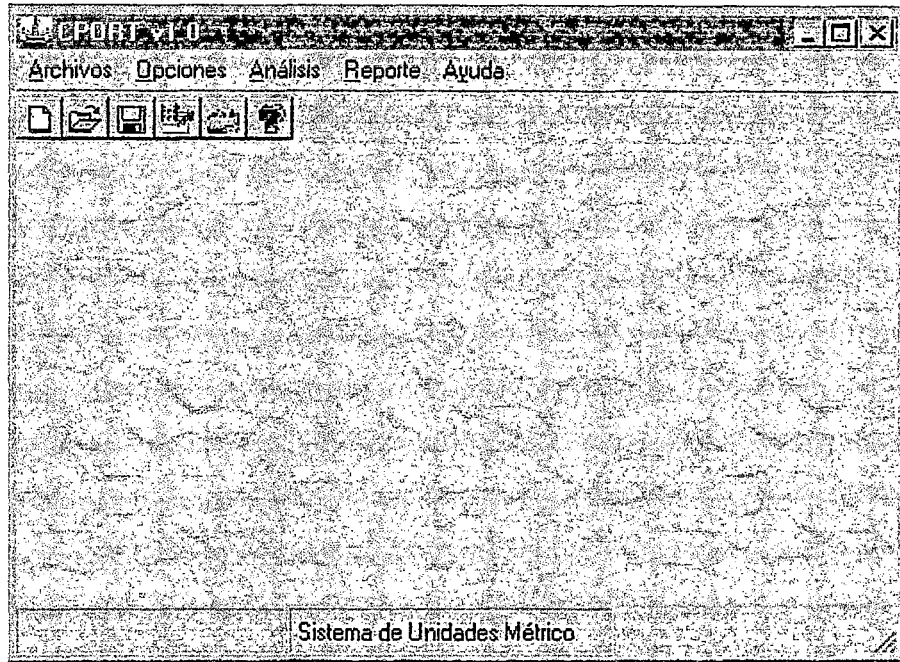


Fig.1.- Pantalla principal del Programa CPort

Menu principal

El menú principal está conformado por un Menú en Cascada que presenta los siguientes sub menús(Fig.1) :

- Sub Menú Archivos
- Sub Menú Opciones
- Sub Menú Análisis
- Sub Menú Reportes
- Sub Menú Ayuda

Sub Menú Archivos: permite las operaciones de abrir, cerrar y guardar (Fig.2) los datos de ingreso para el cálculo de la capacidad portante. Por defectos se almacenan en la carpeta Cport\Datos.

Opción Nuevo (Ctrl-N) .- Antes de trabajar con el programa se debe abrir un archivo de datos. Si el archivo no existe, por defecto se le nombra como "nuevo".

Opción Abrir (Ctrl-A).- Permite abrir un archivo de datos existente el cual contiene información referida a un proyecto de análisis de una

cimentación. Luego de abrir el archivo de datos se activaran las opciones del programa y las variables se inicializarán con los datos del archivo.

Opción Cerrar.- Para abrir otro archivo es necesario cerrar el archivo de datos actualmente abierto, para que se activen las opciones de análisis del programa.

Opción Guardar (Ctrl-G).- Cuando se desea guardar un archivo de trabajo abierto, la el comando Ctrl+G lo guardará con el nombre actual. La carpeta donde se almacenan los archivos de datos es la carpeta "Datos".

Opción Guardar Como.- Esta opción permite modificar el nombre y ubicación de un archivo en uso. Por defecto los archivos de datos se almacenan en la dirección : X:\CPORT\Data, donde Data es la carpeta que contiene los archivos que guardan la información del proyecto.

Opción Salir (F11).- Abandono de la sesión. Asegurarse de guardar su archivo antes de elegir esta opción.

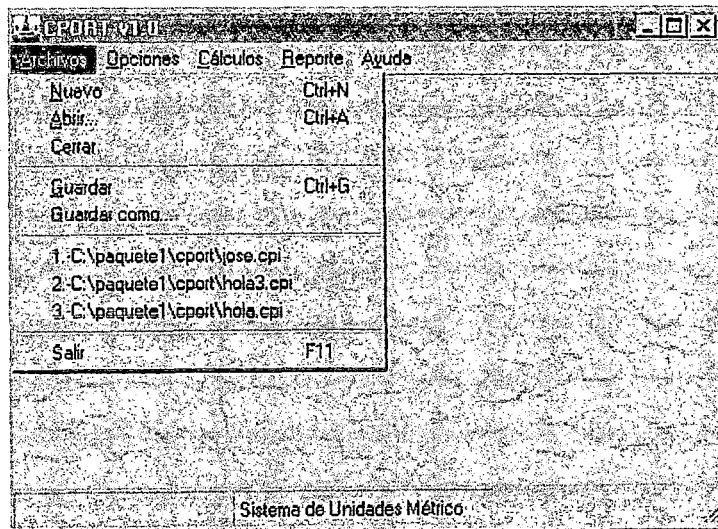


Fig.2.- Opciones del Sub-Menú Archivos

Sub Menú Opciones: aquí se pueden elegir entre los sistemas de unidades de trabajo Métrico, Internacional e Inglés. El programa por defecto, considera el sistema métrico (Fig.2).

Por otra parte, el programa permite considerar el análisis de sistemas estratificados. Por defecto se consideran suelos homogéneos.

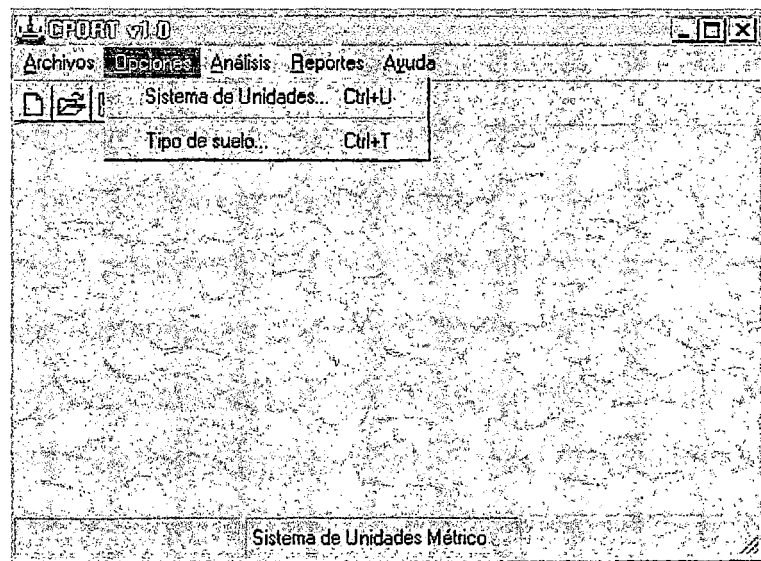


Fig. 3.- Opciones del Sub Menú Opciones

Opción Sistema de Unidades.- Mediante este comando se puede elegir los sistemas de unidades Métrico, Internacional, Inglés. Por defecto, el programa trabajo con el sistema métrico.

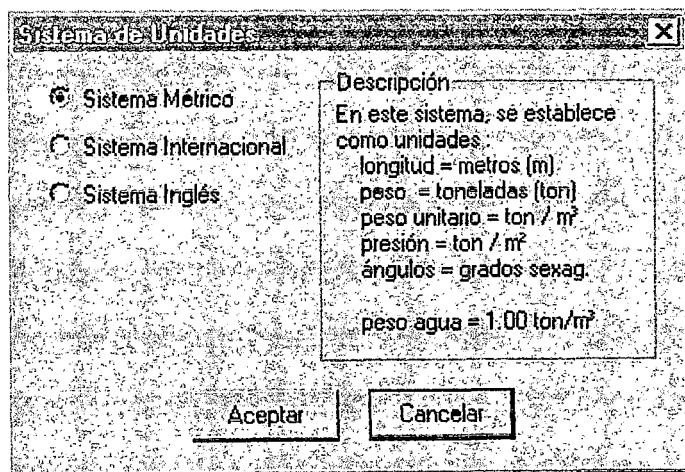


Fig. 4.- Ventana Sistema de Unidades

Opción Tipo de Suelo (Ctrl-T).- Se puede elegir entre suelos homogéneos y estratificados (dos o mas estratos). Por defecto el programa considera suelos homogéneos. Para el caso de sistemas estratificados se determinan valores promedio de c y ϕ .

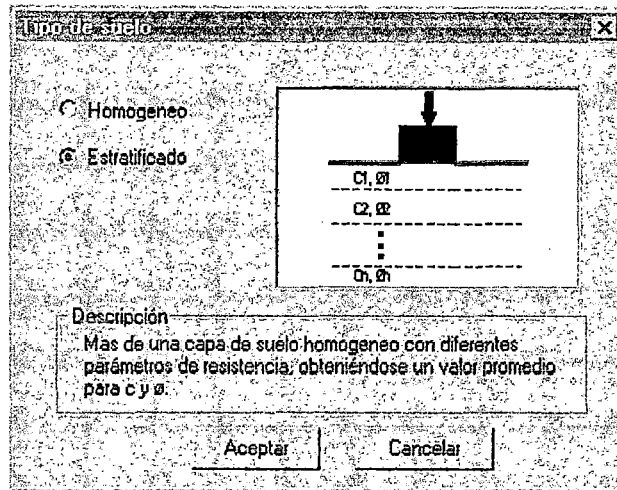


Fig. 5.-Ventana Tipo de Suelo

Sub Menú Análisis: Opción principal del Programa, donde se procede al ejecución del cálculo de la Capacidad Portante, previo ingreso de valores en las ventanas de datos, los cuales pueden ser cambiados para la obtención de diferentes resultados. Además, con el fin de visualizar la variación de la capacidad portante con respecto a algunas variables, se pueden obtener gráficos de capacidad portante admisible versus el ancho, profundidad, ángulo de fricción interna y cohesión.

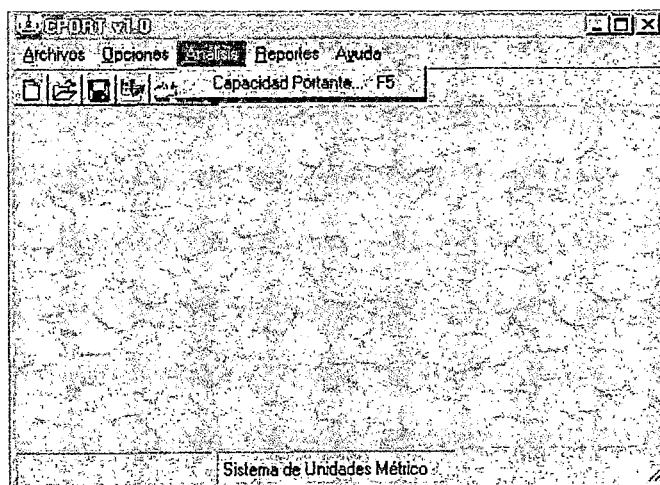


Fig. 6.- Opciones del Sub Menú Análisis

Opción Capacidad portante (F5).- Al elegir esta opción, aparece la siguiente ventana de la Fig.7, que sirve para el ingreso de datos y visualización por pantalla de resultados. El ingreso de datos está agrupado en tres bloques : Métodos, Geometría y Parámetros.

Asiste al análisis numérico la presentación de gráficos relativos a la variación de la capacidad portante con respecto a algunas variables.

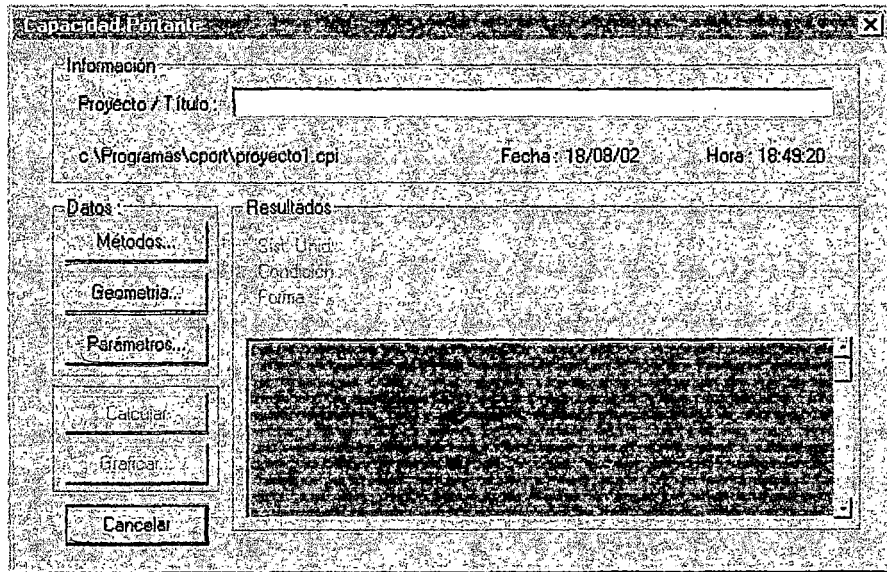


Fig.7.- Ventana de cálculo (Ingreso de datos y salida de resultados por pantalla).

Los siguientes gráficos muestran las ventanas correspondientes para el ingreso de los datos al programa.

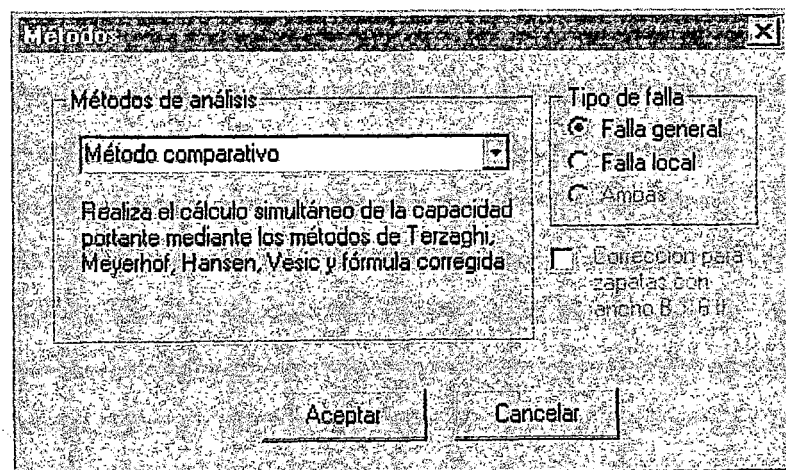


Fig. 8.- Ventana Métodos

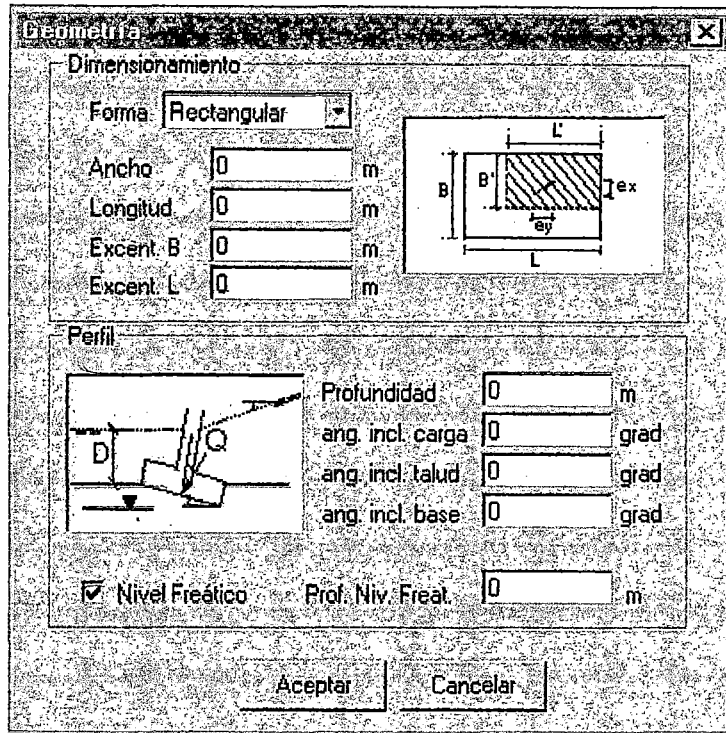


Fig. 9.- Ventana.- Geometría

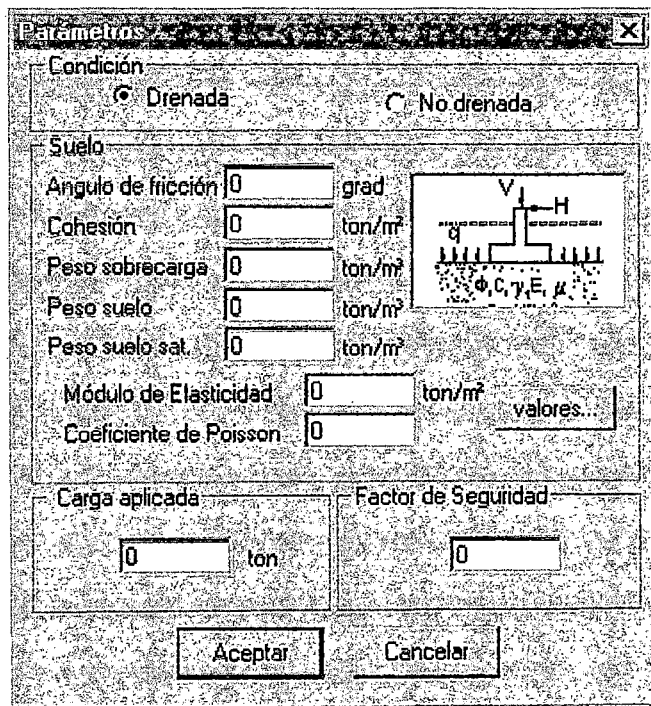


Fig. 10.- Ventana.- Parámetros

Salida de gráficos

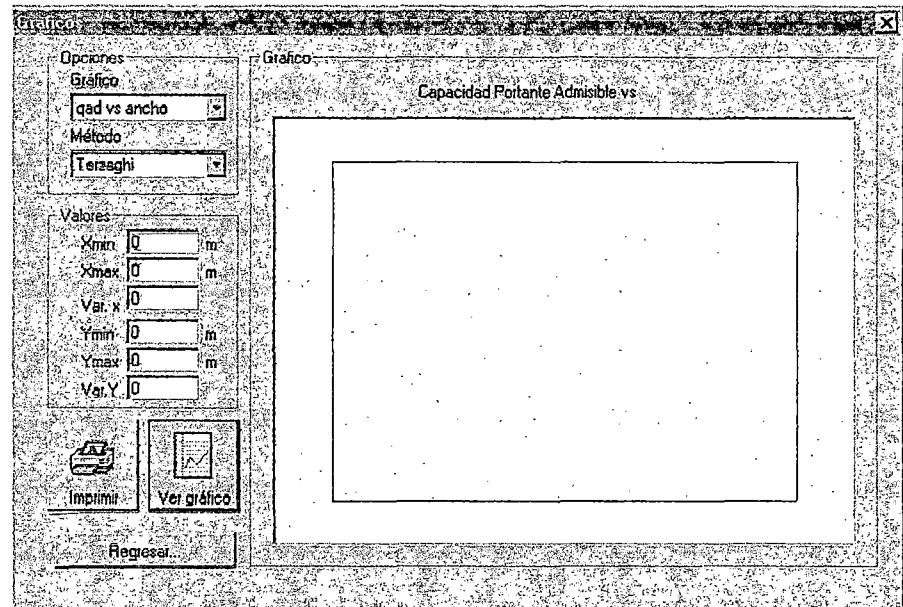


Fig. 11.- Ventana.- Gráficos

La Fig. 8, muestra la ventana "Métodos", que permite elegir los métodos de análisis según Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, considerando por defecto el análisis comparativo, es decir, el cálculo simultáneo por los métodos mencionados.

En la Fig. 9, se muestra la ventana de datos "Geometría", para el ingreso de datos correspondientes a la geometría de la cimentación.

En la Fig. 10, se muestra la ventana de datos "Parámetros", por donde se ingresan los valores de los parámetros del suelo, cargas y Factor de Seguridad que no debe ser menor que 1.

En la Fig. 11, se muestra la ventana de datos "Gráficos", que nos permite visualizar los gráficos correspondientes a las ecuaciones de capacidad portante teniendo como variables dependientes el ángulo de fricción, cohesión, ancho y profundidad.

Sub Menú Reportes : opción del programa para la visualización de los reportes por pantalla y salida por impresora. Opcionalmente, los archivos de resultados pueden ser editados por cualquier procesador de textos para una presentación personalizada.

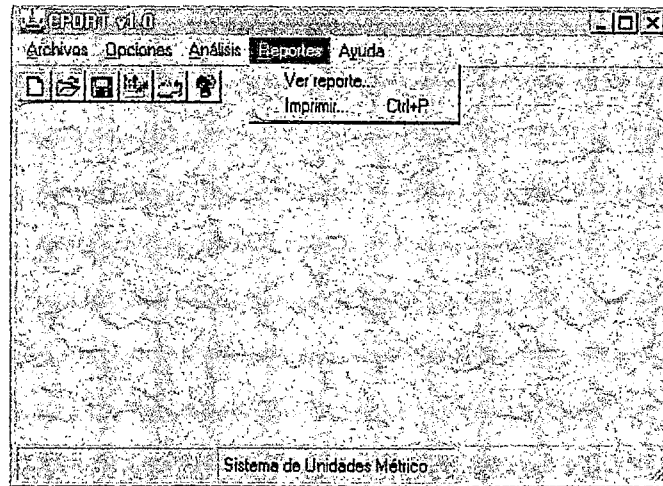


Fig. 12.- Sub Menú Reportes

Sub Menú Ayuda : Contiene orientación al usuario e información referida al las fórmulas empleadas en el programa.

El programa se inicia con una ventana de presentación "Acerca del programa CPORT", que se carga al ejecutar el programa y a partir del la opción ayuda del menú principal.

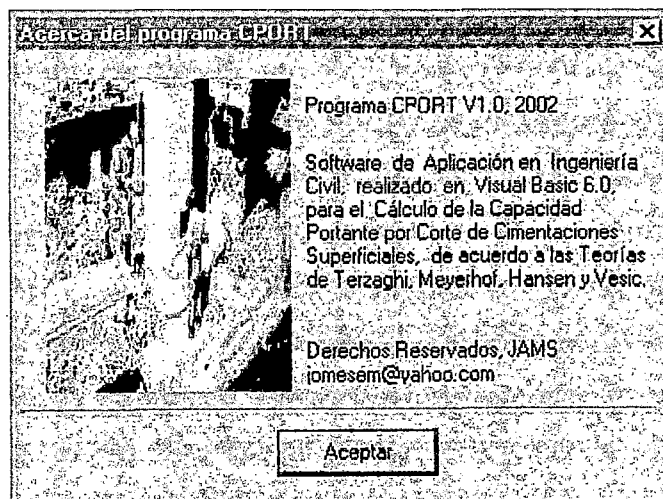


Fig.8.- Acerca del programa CPORT

Cálculos realizados por el programa

Capacidad portante admisible :

Los cálculos se realizan aplicando las ecuación antes descrita, con las consideraciones particulares de cada solución. Se puede obtener un cálculo simultáneo de capacidad portante por los diferentes métodos (análisis comparativo) así como en forma independiente por cada uno de ellos.

Área de la zapata :

El área de la zapata es el área efectiva ($A = B' \times L'$), si la carga es excéntrica. Si la carga es concéntrica, el ancho efectivo es el actual ancho. Para una zapata circular, el área efectiva se calcula como el doble del segmento de un círculo.

Nivel freático :

La corrección por nivel freático, se aplica al término de la capacidad portante debida al peso, determinándose el peso efectivo promedio de la zona triangular bajo la zapata.

Factor de corrección por tamaño de zapata

El programa permite aplicar un factor de corrección para el caso de zapatas cuyo ancho es mayor que 6 pies (sub ventana métodos). Este factor se aplica, considerando que para anchos muy grandes, el término que contiene el ancho se hace muy grande, dando lugar a valores de capacidad portante muy altos (caso de plateas de cimentación).

Gráficos

Los cálculos de capacidad portante son asistidos por gráficos que muestran la variación de la capacidad portante admisible, versus el ángulo de fricción, cohesión, ancho y profundidad.

Restricción en los valores de los datos

Se pueden ingresar ángulos de fricción no mayores de 50 grados.

El factor de seguridad y peso de suelo no pueden tomar valor cero.

Todos los datos de ingreso no pueden ser negativos, si por error se incurre en ingresar un valor negativo en la sub-ventana de datos, se enviará un mensaje de error.

Validez de los cálculos

El cálculo de la capacidad portante en cualquier caso depende del método usado y en particular, de los factores de capacidad portante, los cuales han sido sugeridos por Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic. Los resultados realizados por el programa se han verificado cuidadosamente durante el desarrollo de la aplicación, obedeciendo estrictamente a las expresiones presentadas por los investigadores.

8.2 Ejemplos de Aplicación

Para ilustración del manejo y ejecución del programa CPORT, se presentan los siguientes ejemplos

Ejemplo 1 :

Una cimentación continua de 1 metro de ancho, desplantada a una profundidad de 1.5 metros en un suelo puramente friccionante $\phi=30$, $c=0$, Encontrar la capacidad portante admisible, por los métodos estudiados:
Asumir un peso unitario de suelo y sobrecarga igual a 1.6 t/m^3 .

Ejemplo 2 :

Una cimentación cuadrada de 1.2 metros de ancho, es desplantada a una profundidad de 2 metros en un suelo cuyos parámetros de resistencia son $\phi=30^\circ$, $c=1 \text{ ton/m}^2$, Encontrar la capacidad portante admisible, por los métodos estudiados:
Considerar peso unitario de suelo y sobrecarga igual a 1.7 t/m^3 .

Ejemplo 3 :

Determinar la capacidad portante admisible por los diversos métodos para una cimentación rectangular de $B=1$, $L=1.5$, cimentada a una profundidad de 2 m sobre un suelo cuyos parámetros geotécnicos son: $\phi=32^\circ$, $c=0.5 \text{ ton/m}^2$, peso unitario= 1.7 ton/m^3 , peso de sobrecarga= 1.6 ton/m^3 .

Ejemplo 4 :

Determinar la capacidad portante admisible por los diversos métodos para una cimentación continua de $B=2\text{m}$, cimentada a una profundidad de 3 m sobre un suelo arenoso $\phi=30^\circ$, peso unitario = 1.6 ton/m^3 y peso de sobrecarga = 1.5 t/m^3 .

Resultados Ejemplo 1:

CPORT v1.0 Análisis de Cimentaciones Superficiales

Proyecto :

Sistema de Unidades : Métrico
 Forma de la zapata : continua
 Ancho : 1 m
 Profundidad : 1.5 m
 Profundidad N.F. : --
 Condición : Drenada
 Ángulo de fricción interna : 30°
 Cohesión : 0
 Peso unitario del suelo : 1.6 t/m³
 Peso unitario de la sobrecarga : 1.6 t/m³
 Factor de seguridad : 3

*** Capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
q _a (t/m ²)	8.17	8.05	8.39	9.12	8.37
q _{an} (t/m ²)	7.37	7.25	7.59	7.59	7.57
Q _a (t/m)	1.47	2.30	2.28	2.54	2.43

*** factores de capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
N _c	37.20	30.10	30.10	30.10	30.10
N _q	22.50	18.40	18.40	18.40	18.40
N _g	19.53	15.70	15.10	22.40	15.70

*** factores de forma ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
N _c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N _q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N _g	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

*** factores de profundidad ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
N _c	--	1.31	1.39	1.39	1.39
N _q	--	1.16	1.06	1.06	1.06
N _g	--	1.16	1.00	1.00	1.00

Resultados Ejemplo 2:

CPORT v1.0 Análisis de Cimentaciones Superficiales

Proyecto :

Sistema de Unidades : Métrico
 Forma de la zapata : cuadrada
 Ancho : 1.2 m
 Profundidad : 2.0 m
 Profundidad N.F. : --
 Condición : Drenada
 Angulo de fricción interna : 30°
 Cohesión : 1
 Peso unitario del suelo : 1.7 t/m³
 Peso unitario de la sobrecarga : 1.7 t/m³
 Factor de seguridad : 3

*** Capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
qa (t/m ²)	19.20	25.09	26.05	26.88	26.31
qan(t/m ²)	18.07	23.96	24.92	24.92	25.17
Qa (ton)	27.65	36.13	37.51	38.70	37.88

*** factores de capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
Nc	37.20	30.10	30.10	30.10	30.10
Nq	22.50	18.40	18.40	18.40	18.40
Ng	19.53	15.70	15.10	22.40	15.70

*** factores de forma ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
Nc	1.30	1.21	1.20	1.20	1.20
Nq	1.00	1.10	1.02	1.02	1.02
Ng	0.80	1.10	0.60	0.60	0.60

*** factores de profundidad ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
Nc	--	1.33	1.41	1.41	1.41
Nq	--	1.17	1.01	1.01	1.01
Ng	--	1.17	1.00	1.00	1.00

Resultados Ejemplo 3:

CPORT v1.0 Análisis de Cimentaciones Superficiales

Proyecto :

Sistema de Unidades : Métrico
 Forma de la zapata : rectangular
 Ancho : 1.0 m
 Profundidad : 1.5 m
 Profundidad N.F. : --
 Condición : Drenada
 Angulo de fricción interna : 32°
 Cohesión : 0.5
 Peso unitario del suelo : 1.7 t/m³
 Peso unitario de la sobrecarga : 1.6 t/m³
 Factor de seguridad : 3

*** Capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
q _a (t/m ²)	16.19	21.29	21.57	22.49	21.82
q _{an} (t/m ²)	15.12	20.22	20.51	20.51	20.75
Q _a (ton)	24.29	31.93	32.36	33.74	32.73

*** factores de capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
N _c	44.00	35.50	35.50	35.50	35.50
N _q	28.50	23.20	23.20	23.20	23.20
N _g	26.43	22.00	20.80	30.2	22.00

*** factores de forma ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
N _c	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13
N _q	1.00	1.09	1.08	1.08	1.08
N _g	0.87	1.09	0.73	0.73	0.73

*** factores de profundidad ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
N _c	--	1.41	1.44	1.44	1.44
N _q	--	1.21	1.08	1.08	1.08
N _g	--	1.21	1.00	1.00	1.00

Resultados Ejemplo 4:

CPORT v1.0 Análisis de Cimentaciones Superficiales

Proyecto :

Sistema de Unidades : Métrico
 Forma de la zapata : continua
 Ancho : 2.0 m
 Profundidad : 3.0 m
 Profundidad N.F. : --
 Condición : Drenada
 Angulo de fricción interna : 30°
 Cohesión : 1
 Peso unitario del suelo : 1.6 t/m³
 Peso unitario de la sobrecarga : 1.5 t/m³
 Factor de seguridad : 3

*** Capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
qa (t/m ²)	16.15	15.96	16.67	18.03	16.63
qan(t/m ²)	14.55	14.36	15.07	15.07	15.03
Qa (ton)	32.31	31.92	33.34	36.05	33.26

*** factores de capacidad portante ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
Nc	37.20	30.10	30.10	30.10	30.10
Nq	22.50	18.40	18.40	18.40	18.40
Ng	19.53	15.70	15.10	22.40	15.70

*** factores de forma ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
Nc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Nq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ng	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

*** factores de profundidad ***

	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Meyerhof (m)
Nc	--	1.31	1.39	1.39	1.39
Nq	--	1.16	1.06	1.06	1.06
Ng	--	1.16	1.00	1.00	1.00

En las páginas anteriores, se han presentado algunos ejemplos para visualizar las corridas del programa CPORT y los formatos de salida.

Los resultados, solo muestran factores de capacidad portante, profundidad y forma, debido a las condiciones que se dan en los ejemplos. En caso de considerar cargas inclinadas, cimentaciones en talud o cimentaciones con base inclinada, el programa arrojará también factores de inclinación, talud.e inclinación de la base.

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las exposiciones y análisis realizados en los capítulos precedentes, con respecto a las soluciones generales para el cálculo de la capacidad portante, nos conducen a expresar las siguientes conclusiones, según como sigue:

1.- Desarrollo de la teoría de capacidad portante

En la actualidad, la predicción de la capacidad portante de cimentaciones superficiales se realiza en base a la ecuación general de capacidad portante desarrollada teniendo como punto de partida la solución de Prandtl, que fue complementada con factores de inclinación de carga, excentricidad, profundidad, forma de la cimentación, inclinación del terreno e inclinación de la base, así como las condiciones de nivel freático y de compresibilidad.

El marco base para las soluciones de la capacidad portante de los suelos, es la teoría de la elasticidad y plasticidad, cuyas hipótesis simplificadas permiten el desarrollo de las soluciones planteadas por Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, caracterizándose por su generalidad y aplicabilidad a diversas condiciones de cimentación.

2.- Mecanismos de falla

De acuerdo al análisis comparativo realizado, existe poca diferencia entre los mecanismos de falla planteados, básicamente entre los mecanismos de falla de Terzaghi y de Meyerhof, con respecto a las zonas por encima del nivel de cimentación, lo que da lugar a diferencias en el cálculo del empuje pasivo. A diferencia de Terzaghi, Meyerhof considera la fricción del suelo por encima del nivel de cimentación, haciendo extensivo su análisis para cimentaciones profundas.

Por otra parte, Terzaghi considera que bajo la zapata, se forma una zona triangular cuyo ángulo con respecto a la base es igual a ϕ , mientras que Meyerhof, Hansen y Vesic consideran este ángulo igual a $45 + \phi/2$.

El método de superposición de diferentes mecanismos de falla aplicado por Terzaghi no es válido teóricamente.

El tercer estado bajo la hipótesis de material con peso sin carga no se puede resolver en forma permite hallar analítica, para determinar el empuje pasivo mínimo por variación del centro de la espiral logarítmica.

Por las consideraciones anteriores, el método de Terzaghi actualmente es dejado de lado, sin embargo se puede emplear como una aproximación preliminar de cálculo, por la sencillez de sus expresiones.

3.- Factores que afectan la capacidad portante

Como se ha visto en los capítulos precedentes, la capacidad portante no solo depende de los parámetros de resistencia c y ϕ , sino también de parámetros geométricos y de diversas condiciones de la cimentación. La ecuación general está en función a todos ellos, aplicándose en forma de factores adimensionales.

Los denominados "factores de capacidad portante" dependen únicamente del ángulo de fricción interna ϕ . No existe mayor diferencia entre los factores N_c y N_q para las diversas soluciones, en cambio para el valor de N_γ se han propuesto múltiples expresiones.

Para el caso de $\phi=0$ el valor de N_c según Terzaghi es $1.5\pi+1=5.7$, para Meyerhof, Hansen y Vesic $N_c=\pi+2=5.14$, para valores de $\phi>40$ se acentúa la diferencia notablemente. Sin embargo la contribución del

término afectado por N_γ , no es significativo, sobre todo para valores pequeños del ángulo ϕ y del ancho de la cimentación, es despreciable.

4.- Alcance y aplicabilidad de las teorías de capacidad portante, según Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic

Karl Terzaghi, no considera la contribución al esfuerzo cortante de la masa de suelo arriba de la cimentación por lo que su aplicación para el caso de cimentaciones superficiales debe limitarse para $D/B < 1.00$, obteniéndose resultados confiables para el caso de falla local en cimientos cuadrados, rectangulares y circulares.

George Meyerhof, en su aplicación a cimentaciones superficiales da resultados parecidos a los de Terzaghi, pero para cimentaciones profundas como es el caso de pilas y pilotes los resultados que se obtienen son confiables, especialmente en este último caso.

Brinch Hansen presentó una fórmula general basada pruebas experimentales basado en el trabajo de Meyerhof, introduciendo factores para considerar la inclinación del terreno e inclinación de la base, en adición a factores de profundidad e inclinación de la carga ya considerados en la solución de Meyerhof. Esta teoría es aplicable para el caso de cimentaciones superficiales y profundas.

Alexander Vesic propone una expresión muy similar a la ecuación de Hansen, cuyo principal aporte es el estudio de la compresibilidad del suelo en base a estudios sobre arenas. Esta ecuación es aplicable para todo tipo de suelos.

Alternativamente a las soluciones propuestas para el cálculo de la Capacidad Portante, se puede emplear la solución de Meyerhof con reemplazo de los factores de forma y profundidad por los factores de De Beer y Hansen respectivamente, lo que nos ofrece resultados ligeramente diferentes, pero adecuados.

En síntesis, es recomendable realizar el cálculo de capacidad portante por diversos métodos antes de establecer un valor como representativo. Finalmente, podemos decir que las limitaciones que aún poseen las

teorías, en la práctica diaria no son significativas. Es conveniente, que nuestros esfuerzos estén dirigidos a mejorar la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y por ende los métodos de ensayo.

5.- Observaciones generales a la capacidad portante

De acuerdo a lo estudiado en los capítulos presentados, se pueden hacer algunas observaciones generales al cálculo de la capacidad portante:

El término cohesión predomina en suelos cohesivos.

El término profundidad, predomina en suelos sin cohesión. Un pequeño incremento en D incrementa notablemente q_u .

El término ancho ($0.5 \gamma B N_\gamma$) produce un incremento en la capacidad portante de suelos cohesivo-friccionantes. Cuando B es pequeño, la contribución a la capacidad portante es pequeña.

No se debe colocar una zapata sobre la superficie de un suelo sin cohesión.

No es conveniente colocar una zapata sobre un suelo con una $D_r < 0.5$. Si el suelo es suelto, debe compactarse de alguna manera para obtener una mayor densidad antes de colocar la zapata.

Cuando el suelo bajo la zapata no es homogéneo o es estratificado, se deben adaptar las ecuaciones para determinar la capacidad portante.

Es recomendable evaluar la calidad de las sobrecarga para profundidades pequeñas ($D/B \leq 1$), antes de considerar factores de corrección por profundidad, puesto que el terreno normalmente es alterado por las excavaciones o por instalación de ductos o tuberías que anulan la fricción del suelo por sobre el nivel de la base.

6.- Importancia y representatividad de los ensayos de carga a escala reducida

Uno de los objetivos de la presente Tesis, es resaltar la importancia de los ensayos a pequeña escala para verificar, comparar las aproximaciones teóricas, como lo demuestra la amplia evidencia experimental resumida en el Capítulo IV, sección 4.1.

Así también, los ensayos a escala reducida realizados, nos reiteran la validez de las soluciones planteadas, considerando que la práctica ingenieril es siempre conservativa (Cap. 4.3).

Por lo expuesto :

- Es recomendable, en lo posible ejecutar ensayos en modelos a pequeña escala, con el fin de estudiar los diversos factores que afectan la capacidad portante.
- Cuando las condiciones del proyecto lo permitan, es recomendable ejecutar ensayos de carga a gran escala.
- Es recomendable también, dotar del equipo necesario para la ejecución de las pruebas en los laboratorios, puesto que nuestros ensayos en los modelos respectivos, estuvieron restringidos a la disponibilidad y configuración de los equipos existentes en el laboratorio.

7.- Aplicabilidad de las Técnicas de Campo, para la determinación de la capacidad portante

Es importante conocer las diferentes técnicas de campo, sus alcances y limitaciones para el desarrollo de un programa de investigación geotécnica. Es recomendable realizar correlaciones sistemáticas con ensayos de laboratorio y de campo probados, con el fin de contar con estadísticas confiables en nuestro medio, para la mejor interpretación de los ensayos.

8.- Obtención y elección de parámetros de resistencia representativos

Se debe aplicar mucho criterio en la adopción de parámetros de resistencia representativos que reflejen las condiciones del área en estudio, puesto que de ello depende la adecuada evaluación de la resistencia al corte del suelo.

Hemos visto que existen diversas pruebas de campo y laboratorio para la obtención de los parámetros c y ϕ . Sin embargo, es el ingeniero quien debe decidir que ensayos realizar de acuerdo al tipo de suelo, condiciones de drenaje e historia de carga, tipo y comportamiento de la estructura. Para una mayor comprensión del comportamiento del suelo

es recomendable que los ensayos de campo, sean complementados con ensayos de laboratorio y viceversa.

9.- Condiciones Especiales de Cimentación

Las hipótesis base de las soluciones de capacidad portante no contemplan diversas condiciones que comúnmente se encuentran en una cimentación, en cuyo caso se deben adaptar las soluciones a la situación en estudio, antes de ser aplicadas.

- El condición de suelo estratificado, ha sido resuelto para diversos casos de suelos bicapa, no existiendo soluciones para estratos de capas múltiples.
- Se ha estudiado muy poco el caso de cimentaciones superficiales adyacentes, se ha hecho referencia a un estudio sobre arena, pero se requiere de un estudio más extensivo sobre mayor número de cimentaciones y para diversos tipos de suelos.
- El reforzamiento de suelos de baja resistencia con refuerzo de geotextiles es común actualmente, puesto que ofrecen un incremento significativo en la capacidad portante y se pueden aplicar a diversos tipos de estructuras.

Los ensayos realizados por B.M. Das, Profesor del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Texas USA, para la evaluación de la capacidad portante última de una cimentación cuadrada apoyada sobre una capa de arcilla casi saturada, reforzada con varias capas de geotextil, nos lleva a concluir que la inclusión de capas de geotextil en arcillas saturadas o cerca de la saturación incrementa la capacidad portante última de cimentaciones bajo condiciones no drenadas.

El efecto más benéfico del refuerzo de geotextil sobre la capacidad portante última es realizado cuando la primera capa es colocada a una profundidad de cerca de $0.30B$ debajo el fondo de la cimentación.

El refuerzo colocado a la profundidad de B medida del fondo de la cimentación no tiene ninguna influencia sobre la capacidad portante de una cimentación.

El refuerzo de geotextil no tiene mucha influencia sobre el asentamiento de la cimentación en la carga última.

Para una máxima eficiencia, la longitud mínima de la capas de geotextil de refuerzo debe ser de aproximadamente de cuatro veces el ancho de la cimentación.

- El caso de suelos anisotrópicos debe tenerse en cuenta para la evaluación de la resistencia al corte, cuando se presentan tejidos anisotrópicos de suelos, que dan lugar a diferentes características de resistencia y deformación en varias direcciones de carga relativa a la dirección de la deposición del suelo.

La resistencia al corte anisotrópico de suelos sin cohesión ha sido evaluada a partir de ensayos de compresión triaxial, que indican que el ángulo de fricción decrece a partir de un máximo cuando el esfuerzo desviador es aplicado e la dirección de la deposición del suelo a un mínimo cuando actúa a un ángulo recto a esta dirección.

La teoría preliminar de capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre suelos homogéneos, isotrópicos ha sido extendida a suelos anisotrópicos en términos de ángulos de fricción convencionales y la relación de los ángulos mínimo y máximo. Un análisis previo confirmó que los ángulos de fricción triaxiales convencionales pueden subvaluar la capacidad portante última de cimentaciones continuas sobre arena, mientras los correspondientes ángulos de deformación plana podrán dar lugar a sobre estimaciones considerables a menos que se empleen los ángulos de fricción equivalentes dependientes de la relación de fricción.

10.- Importancia del desarrollo de aplicaciones de computo

Es muy importante el desarrollo de software en ingeniería, pues fomenta el pensamiento creativo, la investigación y una actitud crítica y ordenada para la solución de problemas de ingeniería. Por otro lado, reduce la dependencia de software de terceros para la solución de problemas particulares. Además, permite profundizar en los temas tratados a través de la modelación y el análisis paramétrico, labores indispensables con el

fin de ganar sensibilidad respecto a un problema particular. teniendo en cuenta los aspectos anteriores. Para nuestro caso nos ha facilitado el análisis comparativo, pues los cálculos numéricos son abundantes y complejos en cierta forma.

Se debe resaltar que el uso de las teorías y los modelos matemáticos en la solución de los problemas de ingeniería debe complementarse con los resultados experimentales y el criterio del ingeniero. Sin embargo, las ayudas computacionales facilitan de manera considerable el análisis y diseño dando una mayor confiabilidad en las decisiones tomadas.

Es recomendable que el Departamento de Suelos promueva, el desarrollo de aplicaciones para los diversos temas de la especialidad de geotecnia en ingeniería Civil, tales como Mecánica y Dinámica de Suelos, Estabilidad de Taludes, Elementos Finitos, etc.

11.- El desarrollo de la presente Tesis, nos lleva además, a recomendar a la investigación de diversos temas relacionados con la capacidad portante de cimentaciones superficiales, para una mayor aproximación y comprensión del tema.

- Evaluación comparativa de las pruebas de campo para determinación de la capacidad Portante.
- Se requiere mayor investigación sobre las características de resistencia del suelo de Lima, con ensayos de campo, modelos de laboratorio y ensayos a gran escala.
- Capacidad Portante deducida de las condiciones de compresibilidad del suelo (asentamientos).
- Normatividad del Ensayos de Corte Directo In-Situ
- Incremento de la capacidad portante por refuerzo con diversos tipos de geotextil.
- Aplicación del Método de Elementos Finitos para el cálculo de la Capacidad Portante y Asentamientos.
- Mayor estudio para el caso de cimentaciones cercanas.

BIBLIOGRAFIA

- ACI-Capítulo de Estudiantes "Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones". Segunda Edición. Mayo 1993.
- Alexander S. Vesic "Análisis de la Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales" UNAM, México, 1973.
- Bazant, Zdenek; "Methods Of Foundations Engineering"
- Berry, Peter L. "Mecánica de Suelos"
- B. K. Ramiah "Soil Mechanics and Foundation Engineering" Segunda Edición, 1990.
L.S. Chicknagappa
- B.M. DAS; "Principios de Ingenieria de Cimentaciones" Cuarta Edición.
- B.M. DAS; "Shallow Foundation in Clay With Geotextile". VIII CPMSIF-PCSMFE, 16-21 Agosto 1987 Cartagena - Colombia.
- Bowles, Joseph E. "Foundation Analysis and Desing" Mc Graw-Hill Book Company Cuarta Edición
- Bowles, Joseph E. "Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil" Mc Graw-Hill Latinoamericana, Bogotá, Colombia 1980.
- Bowles, Joseph E. "Propiedades Geofísica de los Suelos" Mc Graw Hill, Bogotá, Colombia 1982.
- Burger A.; "Soil Mechanics and Foundations Engineering"
- Capper, P. Leonard; "Stability of Foundations"
Coaut;
- CISMID, UNI "Seminario Taller de Actualización de Mecánica de Suelos y Exploración Geotecnica". Lima, 1ro Setiembre de 1992

- Coduto, Donald P.
PE, GE. "Foundation Design" – Principles and Practices
Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J. 1994
- Comité Peruano de Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas; Seminarios de Actualización de conocimientos: "Diseño y Construcción de Cimentaciones"
- Crespo Villalaz, C. "Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones"
- Delgado Vargas, Manuel Ingeniería de Cimentaciones
Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico. Segunda Edición
- Hai Yang Fang "Foundation Engineering Handbook"
Van Nostrand Reynolds
New York, 1991.
- Harr, M.E. "Foundations of Theoretical Soil Mechanics" International Student Edition.
McGraw-Hill.
- Humala Aybar, Genaro "Ensayo de Corte Directo in Situ"
IV Congreso de Ingeniería Civil.
Chiclayo, Noviembre, 1982.
- ICE "A Century of Soil Mechanics"
Institucion of Civil Engineering.
- J.B. Burland; "Foundations of Building in Clay"
7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
- Jimenez Salas; "Geotecnia y Cimientos II"
- Juarez Badillo, Eulalio "Mecánica de Suelos"
Editorial Limusa. Tomo II, Tercera Edición.
- Jhon Wiley & Sons, Inc "Elastic Solutions For Soil and Rock Mechanics"
New York–London–Sidney–Toronto, 1974
- Kenny M.J. & Andrawes, K.Z. "The bearing Capacity of footing on a Sand Layer overlaying soft Clay"
Discussion Technical Note closes 1 September 1997. University of Strathclyde

- Lambe William &
Robert T. Whitman
"Mecánica de Suelos"
Instituto Tecnológico de Massachusetts
Editorial Limusa
- L'Herminter
"Mecánica de Suelos y Dimensionamiento
de Firmes"
- Meyerhof, George G.
"The Bearing Capacity and Settlement of
Foundation", Selected Papers.
Technical University of Nova Scotia
- Meyerhof, George G.
"Soil Structure interaction and foundation"
VI Congreso Panamericano de Mecánica
de Suelos e Ingeniería de Fundaciones
General Report – Main Sesion III. Nova
Scotia Technical College, Canada, 1979.
- Reimbert, M. y A.
"Presiones y Asentamientos en las
Cimentaciones Superficiales"
Editores Técnicos Asociados
Barcelona, España, 1979.
- Seidel, Julián
Shallow Foundations – Bearing Capacity
Dept Civil Engineering
Monash University, 1996
- Sowers, G. F.
"Foundation Engineering"
- Terzaghi & Peck
"Soil Mechanics in Engineering
Practice"
- Terzaghi, Karl
"Teoretical Soil Mechanics"
Segunda Edición.
- WinterKorn, Hans F.,
Foundations Engineering Handbook

ANEXOS

Advertencia

Los ensayos de laboratorio y campo que se incluyen aquí fueron realizados íntegramente por el autor, a excepción de los ensayos de carga en el Metro-UNI, que fueron realizados por El CISMID; por esta razón, los resultados de los ensayos se presentan en formatos simples, que no son propios de los laboratorios en mención.

ANEXO A:
ENSAYOS DE CARGA DIRECTA

LABORATORIO N°2 DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-D1196-93)

Hoja 1 de 2

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
 FECHA : 27-04-96
 LUGAR : JARDIN FIGMM-UNI

PRUEBA N° 1
 DIAMETRO PLACA = 25.5 cm
 PROFUNDIDAD = 0.80 m

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	LECTURA 3 (mm)	DESPLAZ.(mm)			DESPLAZ. PROMEDIO
					1	2	3	
0.00	0	0.000	0.000		0	0	0	0.00
0.71	0	2.670	2.190					
	5	2.790	2.290					
	10	2.785	2.288					
	15	2.786	2.289					
	20	2.786	2.290		2.79	2.29	0.00	2.54
0.89	0	2.850	2.420					
	5	2.910	2.450					
	10	2.910	2.452					
	15	2.910	2.453					
	25	2.910	2.453		2.91	2.45	0.00	2.68
1.34	5	2.970	2.890					
	10	3.500	3.100					
	15	3.510	3.120					
	20	3.520	3.124					
	25	3.523	3.125					
	30	3.523	3.126		3.52	3.13	0.00	3.32
1.78	0	3.840	3.510					
	4	3.930	3.580					
	12	4.270	3.910					
	22	4.315	3.952					
	30	4.362	4.010					
	36	4.363	4.010		4.363	4.01	0	4.19
2.23	0	4.680	4.320					
	5	4.900	4.520					
	10	5.050	4.650					
	20	5.208	4.800					
	30	5.290	4.895					
	40	5.310	4.896					
	45	5.410	5.000					
	55	5.490	5.042					
	60	5.520	5.090		5.520	5.090	0	5.31
2.67	0	5.86	5.45					
	4	6.05	5.62					
	10	6.26	5.81					
	20	6.36	5.92					
	30	6.43	5.99					
	40	6.58	6.13					
	50	6.75	6.31					
	65	6.75	6.32		6.75	6.32	0	6.54

LABORATORIO N°2 DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-D1196-93)

Hoja 2 de 2

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
 FECHA : 27-04-96
 LUGAR : JARDIN FIGMM-UNI

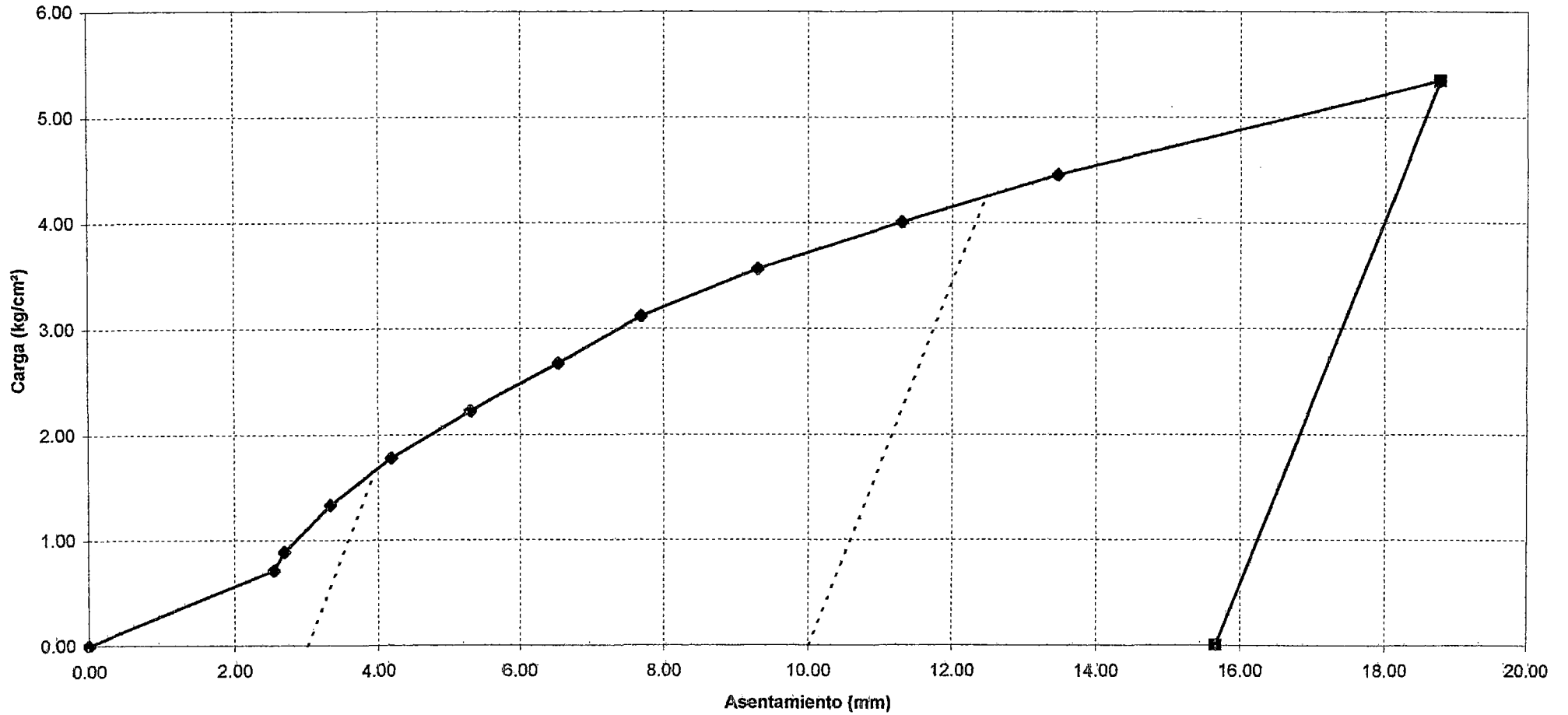
PRUEBA N° 1
 DIAMETRO PLACA = 25.5 cm
 PROFUNDIDAD = 0.80 m

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	LECTURA 3 (mm)	DESPLAZ.(mm)			DESPLAZ. PROMEDIO
					1	2	3	
3.12	0	7.11	6.65					
	10	7.22	6.77					
	20	7.71	7.27					
	30	7.84	7.40					
	35	7.88	7.44					
	40	7.91	7.46		7.91	7.46	0	7.69
3.57	0	8.44	7.99					
	10	9.00	8.54					
	20	9.31	8.84					
	30	9.53	9.06					
	35	9.54	9.07		9.54	9.07	0	9.31
4.01	0	10.00	9.50					
	10	10.53	10.05					
	20	10.95	10.48					
	50	11.50	11.03					
	55	11.55	11.06		11.55	11.06	0	11.30
4.46	0	12.35	11.85					
	15	12.49	11.94					
	20	13.37	12.85					
	25	13.65	13.13					
	30	13.69	13.15					
	35	13.76	13.17		13.76	13.17	0	13.47
5.35	0	15.70	15.19					
	5	15.85	15.30					
	20	18.88	18.30					
	35	19.05	18.49		19.05	18.49	0	18.77
0.00		15.68	15.63		15.68	15.63	0	15.66

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-D1196-93)

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
FECHA : 27/04/96
LUGAR : JARDIN- FIGMM-UNI

PRUEBA N°1
DIAMETRO PLACA : 25.5 cm
PROFUNDIDAD : 0.80 m



LABORATORIO N°2 DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-D1196-93)

Hoja 1 de 1

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
 FECHA : 28-04-96
 LUGAR : JARDIN FIGMM-UNI

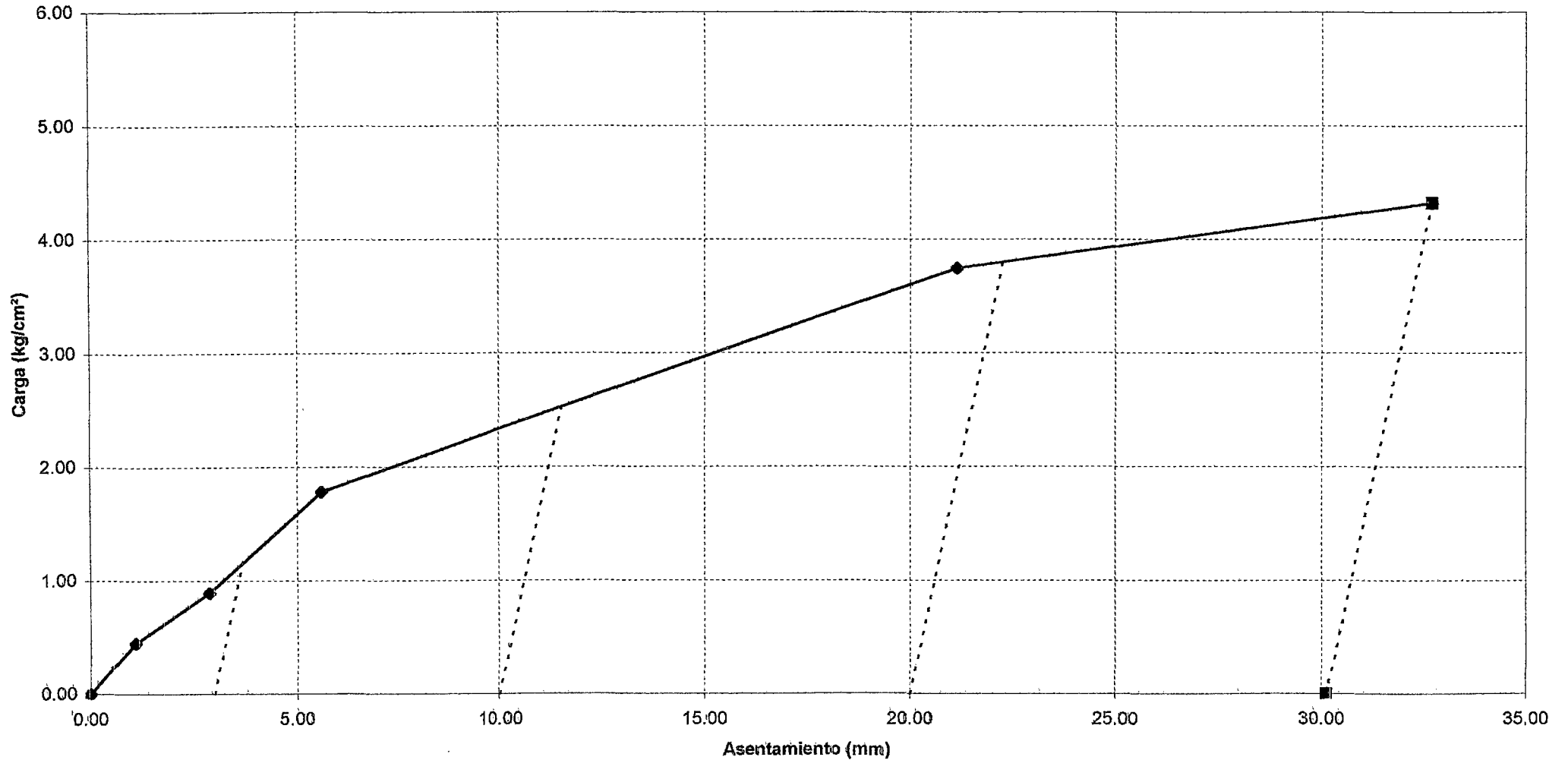
PRUEBA N° 2
 DIAMETRO PLACA = 25.5 cm
 PROFUNDIDAD = 0.80 m

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	LECTURA 3 (mm)	DESPLAZ.(mm)			DESPLAZ. PROMEDIO
					1	2	3	
0.00	0	3.950	2.570	0.250	0	0	0	0.00
0.45	0	4.640	3.370	1.530				
	10	4.770	3.516	1.695				
	16	4.805	3.520	1.692				
	30	4.808	3.530	1.710				
	36	4.812	3.530	1.710	0.86	0.96	1.46	1.09
0.89	0	6.400	5.030	3.180				
	8	6.630	5.200	3.375				
	16	6.640	5.230	3.380				
	36	6.655	5.330	3.380				
	55	6.650	5.360	3.380	2.70	2.79	3.13	2.87
1.78	0	9.220	8.690	5.550				
	10	9.390	8.910	5.765				
	15	9.420	8.944	5.790				
	30	9.500	8.020	5.870				
	45	9.520	8.050	5.920				
	55	9.530	8.090	5.940	5.58	5.52	5.69	5.60
3.74	0	23.000	21.730	19.150				
	5	23.500	21.880	12.570				
	15	23.930	22.360	20.040				
	25	24.380	22.750	20.430				
	72	25.260	23.530	21.140				
	80	25.280	23.650	21.180	21.33	21.08	20.93	21.13
4.32	0		36.510	33.980				
	30		36.570	34.050		33.054	32.355	32.70
0.00			33.18	29.89		30.61	29.64	30.13

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-D1196-93)

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
FECHA : 28/04/96
LUGAR : JARDIN- FIGMM-UNI

PRUEBA N°2
DIAMETRO DE PLACA : 25.5 cm
PROFUNDIDAD : 0.80 cm



LABORATORIO N°2 DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-D1196-93)

Hoja 1 de 1

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
 FECHA : 29-04-96
 LUGAR : JARDIN FIGMM-UNI

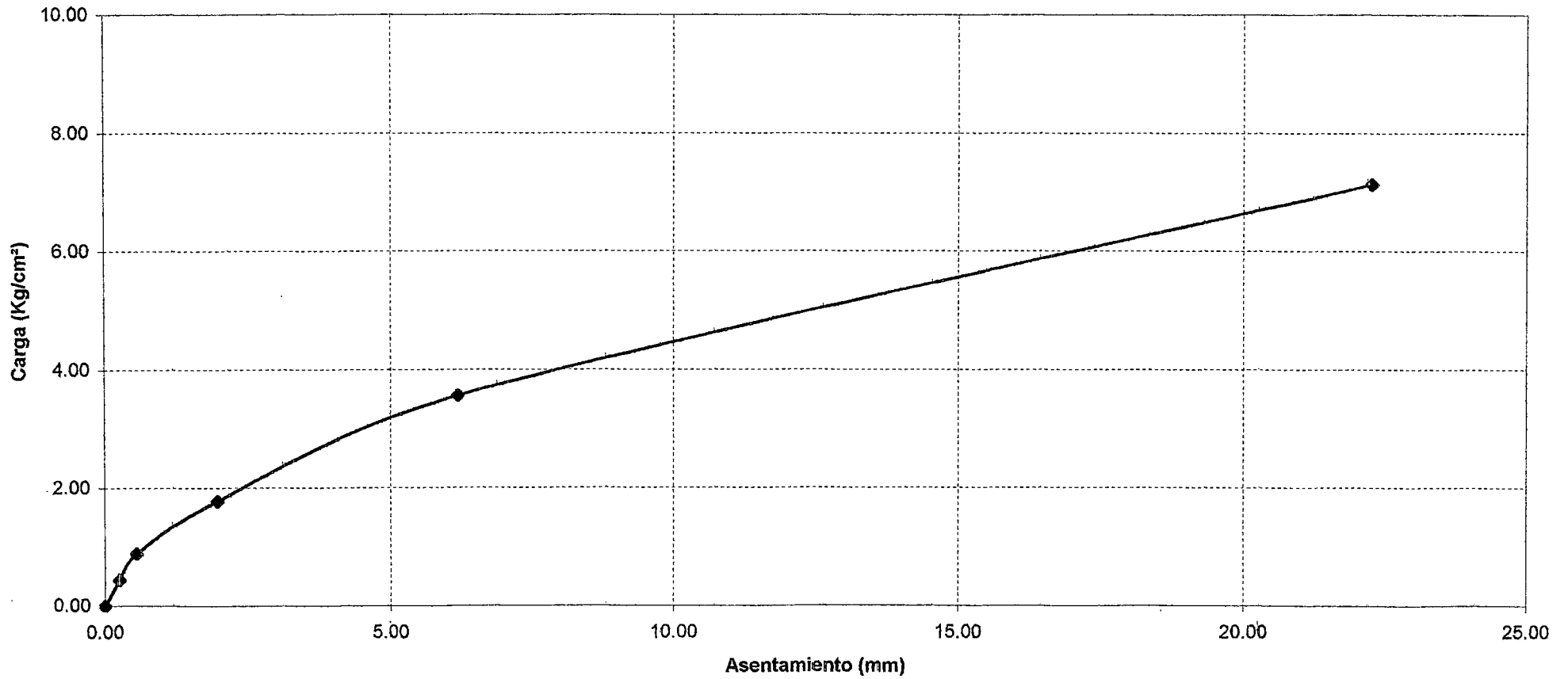
PRUEBA N° 3
 DIAMETRO PLACA = 25.5 cm
 PROFUNDIDAD = 0.80 m

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0	0	1.00	0.50	0	0	0.00
0.45	0	1.00	0.50			
	2	1.50	0.50			
	4	1.50	0.50			
	8	1.50	0.50			
	10	1.50	0.50	0.50	0.00	0.25
0.89	0	1.50	1.00			
	2	1.60	1.00			
	4	1.60	1.00			
	8	1.60	1.00			
	10	1.60	1.00	0.6	0.5	0.55
1.78	0	3.20	2.00			
	2	3.30	2.10			
	4	3.30	2.10			
	8	3.30	2.10			
	10	3.30	2.10	2.3	1.6	1.95
3.57	0	7.30	6.00			
	2	7.50	6.20			
	4	7.60	6.30			
	8	7.60	6.30			
	10	7.60	6.30	6.6	5.8	6.20
7.13	0	23.00	23.00			
	2	23.00	23.00			
	4	23.00	23.00			
	8	23.00	23.00			
	10	23.00	23.00	22	22.5	22.25
0.00						
No se tomó lectura de recuperación, porque se colgaron los relojes						

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM D 1196 93)

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
FECHA : 29/04/96
LUGAR : JARDIN- FIGMM-UNI

PRUEBA N°3
DIAMETRO DE PLACA : 25.5 cm
PROFUNDIDAD : 0.80 cm



LABORATORIO N°2 DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-D1196-93)

Hoja 1 de 1

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
 FECHA : 29-04-96
 LUGAR : JARDIN FIGMM-UNI

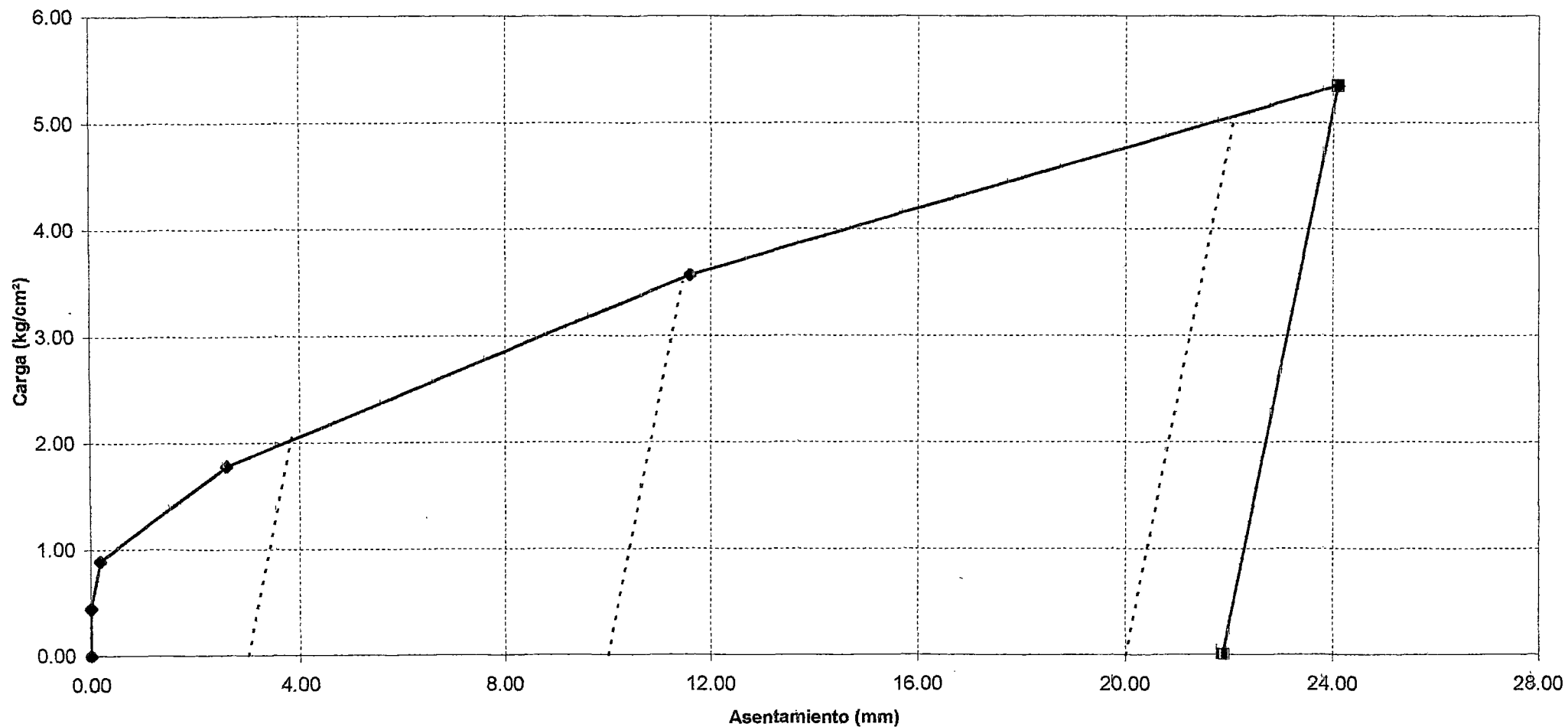
PRUEBA N° 4
 DIAMETRO PLACA = 25.5 cm
 PROFUNDIDAD = 0.80 m

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0	0	1.720	1.730	0	0	0.00
0.71	0	1.720	1.730			
	2	1.720	1.730			
	4	1.730	1.730			
	8	1.735	1.732			
	10	1.735	1.732			
0.89	0	1.860	1.860			
	2	1.880	1.870			
	4	1.901	1.888			
	8	1.910	1.900			
	12	1.910	1.900			
1.78	0	3.620	3.640			
	2	3.740	3.740			
	4	3.764	3.763			
	8	3.773	3.765			
	16	4.330	4.325			
3.57	0	10.400	10.420			
	2	10.960	10.970			
	4	11.890	11.900			
	8	12.190	12.200			
	45	13.310	13.320			
5.35	0	22.130	22.180			
	2	22.770	22.820			
	4	23.000	23.000			
	8	23.000	23.000			
	35	25.600	25.670			
	40	25.790	25.850	24.07	24.12	24.10
0.00	40	23.50	23.70	21.78	21.97	21.88

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM-DD1196-93)

PROYECTO : TESIS / JMS / DAMS
FECHA : 30/04/96
LUGAR : JARDIN- FIGMM-UNI

PRUEBA N°4
DIAMETRO DE PLACA : 25.5 cm
PROFUNDIDAD : 0.80 cm



ENSAYO ESTATICO DE CARGA DIRECTA
(ASTM - D1196 - 93)

PROYECTO : HIPER MERCADO METRO
FECHA : ABRIL 1999
LUGAR : AV. TUPAC AMARU S/N
CAMPUS-UNI-RIMAC

PRUEBA : EP1
DIAMETRO PLACA = 0.45 m
PROFUNDIDAD = 2.50 m

CARGA (Kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	LECTURA 3 (mm)	DESPLAZ.(mm)			Asentan. (mm)
					1	2	3	
0.00	0.0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0.00
0.50	0.0	0.000	0.920	0.620	0.33	1.04	0.70	0.69
	0.5	0.210	0.960	0.660				
	1.0	0.240	0.980	0.680				
	2.0	0.280	1.000	0.690				
	4.0	0.300	1.030	0.700				
	6.0	0.330	1.040	0.700				
1.00	0.0	1.250	1.930	1.070	1.60	2.21	1.52	1.78
	0.5	1.370	2.050	1.240				
	1.0	1.420	2.080	1.300				
	2.0	1.480	2.130	1.360				
	4.0	1.540	2.170	1.440				
	6.0	1.560	2.190	1.480				
	8.0	1.580	2.210	1.500				
	10.0	1.600	2.210	1.520				
2.00	0.0	2.970	3.840	4.180	3.32	4.46	5.23	4.34
	0.5	3.050	3.980	4.330				
	1.0	3.090	4.060	4.640				
	2.0	3.150	4.150	4.790				
	4.0	3.210	4.260	4.950				
	6.0	3.250	4.230	5.040				
	8.0	3.270	4.370	4.110				
	10.0	3.290	4.400	4.150				
	12.0	3.310	4.430	5.200				
	14.0	3.320	4.460	5.230				
3.00	0.0	4.690	6.540	7.550	5.61	8.32	9.27	7.73
	0.5	4.870	6.950	7.960				
	1.0	4.970	7.150	8.170				
	2.0	5.050	7.360	8.370				
	4.0	5.120	7.580	8.580				
	6.0	5.180	7.710	8.720				
	8.0	5.270	7.820	8.820				
	10.0	5.330	7.900	8.890				
	12.0	5.390	7.970	8.960				
	14.0	5.440	8.020	9.010				
	16.0	5.470	8.080	9.060				
	18.0	5.490	8.120	9.090				
	20.0	5.520	8.170	9.140				
	25.0	5.580	8.250	9.210				
30.0	5.610	8.320	9.270					

ENSAYO ESTATICO DE CARGA DIRECTA
(ASTM - D1196 - 93)

PROYECTO : HIPER MERCADO METRO
FECHA : ABRIL 1999
LUGAR : AV. TUPAC AMARU S/N
 CAMPUS-UNI-RIMAC

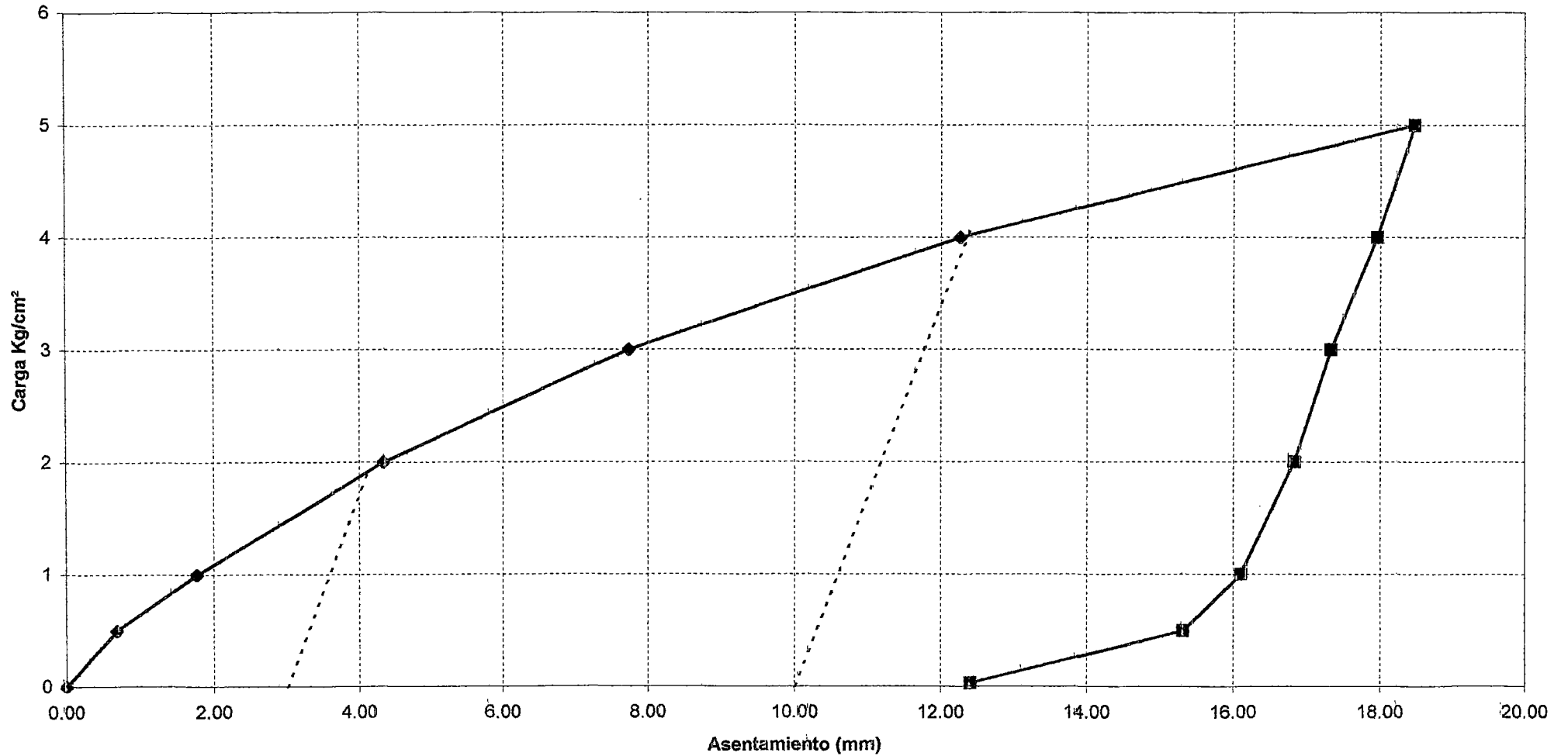
PRUEBA : EP1
DIAMETRO PLACA = 0.45 m
PROFUNDIDAD = 2.0 m

CARGA (Kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	LECTURA 3 (mm)	DESPLAZ.(mm)			DESPLAZ. PROMEDIO
					1	2	3	
4.00	0.0	7.120	10.920	11.790				
	0.5	7.370	11.460	12.300				
	1.0	7.570	11.850	12.690				
	2.0	7.890	12.270	13.130				
	4.0	8.180	12.640	13.510				
	6.0	8.360	12.850	13.740				
	8.0	8.500	13.020	13.920				
	10.0	8.640	13.160	14.070				
	12.0	8.700	13.260	14.180				
	14.0	8.750	13.350	14.280				
	16.0	8.810	13.420	13.460				
18.0	8.870	13.490	14.430	8.87	13.49	14.43	12.26	
5.00	0.0	10.43	15.84	17.09				
	0.5	11.28	16.42	17.79				
	1.0	11.71	16.78	18.19				
	2.0	12.75	17.20	18.69				
	4.0	13.41	17.70	19.22				
	6.0	13.74	18.06	19.61				
	8.0	14.20	18.33	19.92				
	10.0	14.58	18.55	20.16				
	12.0	14.81	18.72	20.35				
	14.0	15.02	18.87	20.52				
	16.0	15.12	18.99	20.60				
18.0	15.22	19.10	20.78					
20.00	15.32	19.20	20.88	15.32	19.20	20.88	18.47	
4.00	0.0	14.15	19.03	20.74				
	0.5	14.09	19.02	20.74				
	1.00	14.09	19.02	20.74	14.09	19.02	20.74	17.95
3.00	0.0	12.93	18.80	20.49				
	0.5	12.80	18.75	20.48				
	1.0	12.77	18.74	20.47	12.77	18.74	20.47	17.33
2.00	0.0	12.23	18.42	20.13				
	0.5	12.11	18.33	20.09				
	1.0	12.09	18.32	20.08	12.09	18.32	20.08	16.83
1.00	0.0	11.44	17.72	19.53				
	0.5	11.34	17.63	19.44				
	1.0	11.31	17.59	19.41	11.31	17.59	19.41	16.10
0.5	0.0	10.71	17.04	18.86				

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM - D1156 - 93)

PROYECTO : HIPER MERCADO METRO
FECHA : ABRIL 1999
LUGAR : AV. TUPAC AMARU S/N CAMPUS-UNI-RIMAC

PRUEBA : EP-1
DIAMETRO PLACA : 0.45 m
PROFUNDIDAD : 2.50 m



ENSAYO ESTÁTICO DE CARGA DIRECTA
(ASTM - D1196 - 93)

PROYECTO : HIPER MERCADO METRO
FECHA : ABRIL 1999
LUGAR : AV. TUPAC AMARU S/N
 CAMPUS-UNI-RIMAC

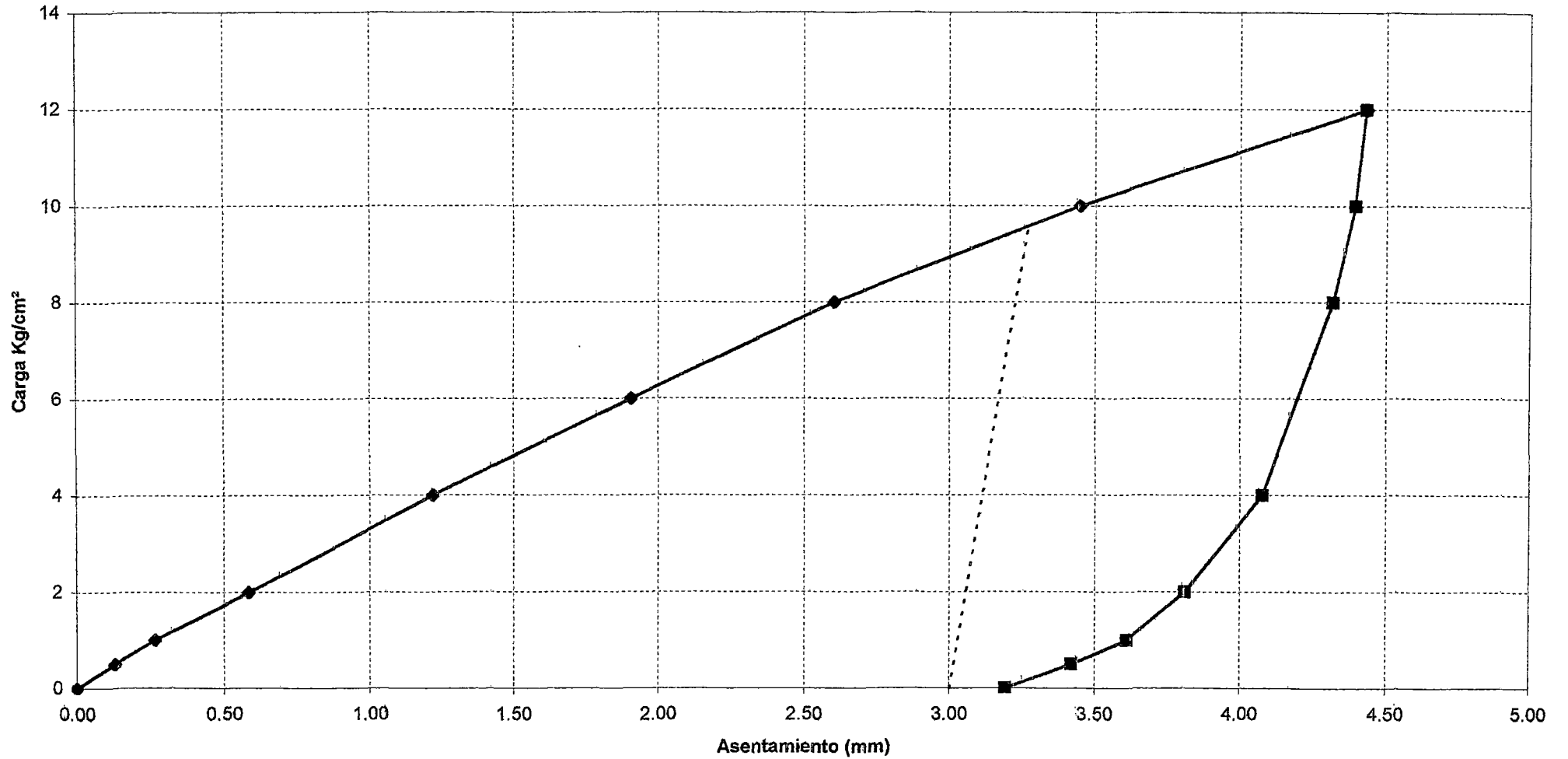
PRUEBA : EP2
DIAMETRO PLACA = 0.45 m
PROFUNDIDAD = 2.0 m

CARGA (Kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	LECTURA 3 (mm)	DESPLAZ.(mm)			DESPLAZ. PROMEDIO
					1	2	3	
8.00	0.0	3.610	2.270	1.320				
	0.5	3.630	2.320	1.380				
	1.0	3.640	3.640	2.350				
	2.0	3.680	3.680	2.380				
	4.0	3.730	2.410	1.490				
	6.0	3.760	2.440	1.520				
	8.0	3.780	2.450	1.530				
	10.0	3.800	2.460	1.550	3.800	2.460	1.550	2.60
10.00	0.0	4.33	2.80	1.98				
	0.5	4.48	2.91	2.14				
	1.0	4.56	2.97	2.18				
	2.0	4.62	3.02	2.25				
	4.0	4.71	3.07	2.32				
	6.0	4.74	3.10	2.36				
	8.0	4.77	3.13	2.39				
	10.0	4.78	3.15	2.41	4.78	3.15	2.41	3.45
12.00	0.0	5.24	3.48	2.85				
	0.5	5.51	3.67	3.10				
	1.0	5.55	3.72	3.17				
	2.0	5.36	3.78	3.26				
	4.0	5.75	3.84	3.35				
	6.0	5.79	3.88	3.39				
	8.0	5.82	3.90	3.43				
	10.0	5.84	3.92	3.45				
12.0	5.86	3.95	3.49	5.86	3.95	3.49	4.43	
10.00	0.0	5.83	3.90	3.45				
	0.5	5.83	3.90	3.45				
	1.0	5.83	3.90	3.45	5.83	3.90	3.45	4.39
8.00	0.0	5.74	3.83	3.39				
	0.5	5.74	3.83	3.38				
	1.0	5.74	3.83	3.38	5.74	3.83	3.38	4.32
4.00	0.0	5.45	3.61	3.18				
	0.5	5.45	3.61	3.17				
	1.0	5.45	3.61	3.17	5.45	3.61	3.17	4.08
2.00	0.0	5.16	3.43	2.97				
	0.5	5.08	3.39	2.94				
	1.0	5.09	3.40	2.94	5.09	3.40	2.94	3.81

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM - D1156 - 93)

PROYECTO : HIPER MERCADO METRO
FECHA : ABRIL 1999
LUGAR : AV. TUPAC AMARU S/N CAMPUS-UNI-

PRUEBA : EP-2
DIAMETRO PLACA : 0.45 m
PROFUNDIDAD : 2.50 m



ENSAYO ESTATICO DE CARGA DIRECTA
(ASTM - D1196 - 93)

PROYECTO : HIPER MERCADO METRO
FECHA : ABRIL 1999
LUGAR : AV. TUPAC AMARU S/N
 CAMPUS-UNI-RIMAC

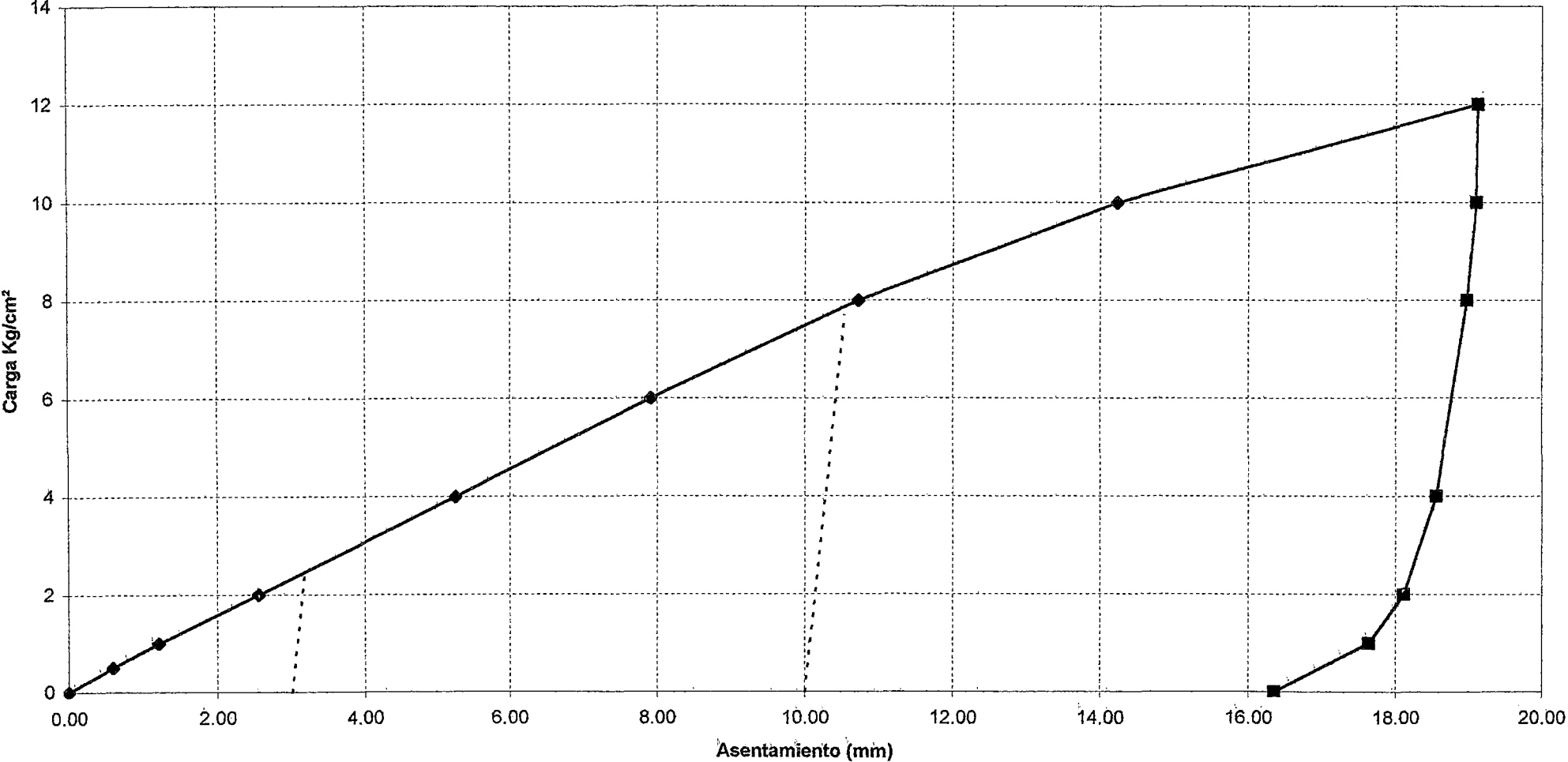
PRUEBA : EP3
DIAMETRO PLACA = 0.45 m
PROFUNDIDAD = 2.0 m

CARGA (Kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	LECTURA 3 (mm)	DESPLAZ.(mm)			DESPLAZ. PROMEDIO
					1	2	3	
6.00	8.0	6.780	7.920	8.570				
	10.0	6.820	7.950	8.600				
	12.0	6.860	7.980	8.630				
	14.0	6.900	8.010	8.680				
	16.0	6.930	8.030	8.700				
	18.0	6.960	8.060	8.720	6.960	8.060	8.720	7.91
8.00	0.0	9.12	9.88	10.21				
	0.5	9.40	10.13	10.38				
	1.0	9.55	10.27	10.47				
	2.0	9.72	10.44	10.58				
	4.0	9.91	10.60	10.69				
	6.0	10.01	10.69	10.74				
	8.0	10.09	10.76	10.79				
	10.0	10.15	10.81	10.83				
	12.0	10.20	10.86	10.85				
	14.0	10.24	10.90	10.88				
	16.0	10.28	10.93	10.89				
18.0	10.30	10.97	10.91	10.30	10.97	10.91	10.73	
10.00	0.0	12.42	12.84	12.34				
	0.5	12.94	13.28	12.67				
	1.0	13.20	13.49	12.84				
	2.0	13.48	13.73	13.03				
	4.0	13.79	13.98	13.24				
	6.0	13.95	14.12	13.33				
	8.0	14.05	14.24	13.40				
	10.0	14.13	14.33	13.46				
	12.0	14.21	14.40	13.53				
	14.0	14.27	14.46	13.57				
	16.0	14.32	14.52	13.61				
	18.0	14.38	14.56	13.64				
20.00	14.42	14.60	13.67	14.42	14.60	13.67	14.23	
12.00	0.0	17.28	16.42	15.75				
	0.5	17.83	16.96	16.24				
	1.0	18.18	17.36	16.60				
	2.0	18.66	17.74	16.96				
	4.0	19.19	18.15	17.33				
	6.0	19.50	19.39	17.50				
	8.0	19.70	18.56	17.66				
	10.0	19.85	18.68	17.77				
	12.0	19.98	18.80	17.85				

ENSAYO DE CARGA DIRECTA (ASTM - D1156 - 93)

PROYECTO : HIPER MERCADO METRO
FECHA : ABRIL 1999
LUGAR : AV. TUPAC AMARU S/N CAMPUS-UNI-

PRUEBA : EP-3
DIAMETRO PLACA : 0.45 m
PROFUNDIDAD : 2.00 m



ANEXO B:
ENSAYOS DE CARGA EN MODELOS

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : OCTUBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

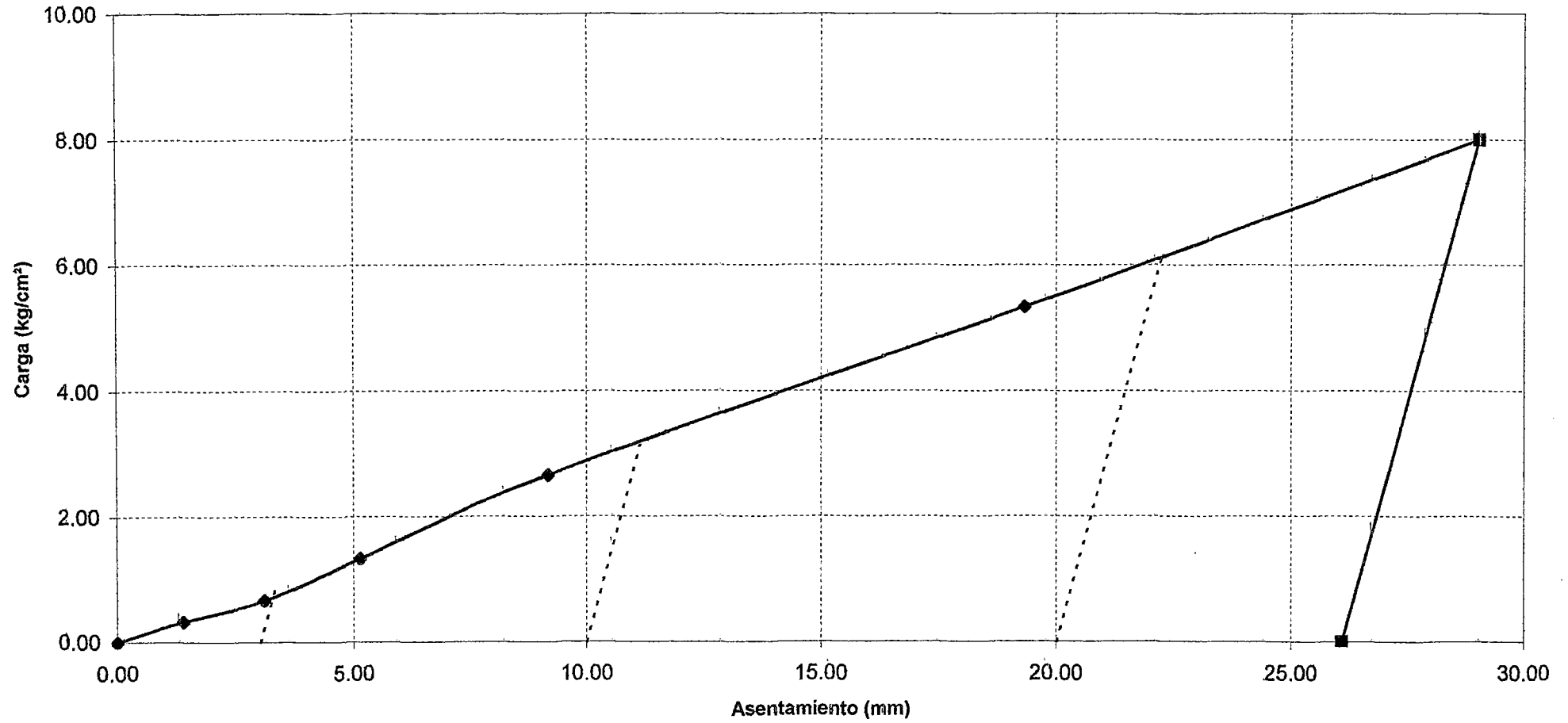
PRUEBA N° 1
 AREA ZAPATA 300 cm²
 FORMA CUADRADA

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	24.05	8.32	0	0	0.00
0.33	0	25.41	9.53	1.46	1.31	1.39
	5	25.44	9.58			
	10	25.49	9.60			
	15	25.51	9.63			
	20	25.51	9.63			
0.67	0	27.12	11.00	3.29	2.89	3.09
	5	27.22	11.10			
	10	27.32	11.19			
	15	27.34	11.21			
	20	27.34	11.21			
1.33	0	29.40	12.87	5.55	4.74	5.15
	5	29.55	12.89			
	10	29.58	13.00			
	15	29.60	13.06			
	20	29.60	13.06			
2.67	5	33.68	16.50	9.9	8.45	9.18
	10	33.72	16.67			
	15	33.85	16.70			
	20	33.95	16.77			
	25	33.95	16.77			
5.33	5	43.64	26.20	20.18	18.48	19.33
	10	43.98	26.52			
	15	44.15	26.70			
	20	44.23	26.80			
	25	44.23	26.80			
8.00	5	54.77	37.53	29.71	28.34	29.03
	10	55.05	37.70			
	15	55.17	37.79			
	20	55.22	37.92			
	25	55.22	37.97			
0.00		51.39	33.15	27.34	24.83	26.09

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUËLO : ARENA FINA

PRUEBA N°1
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA CUADRADA



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : OCTUBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

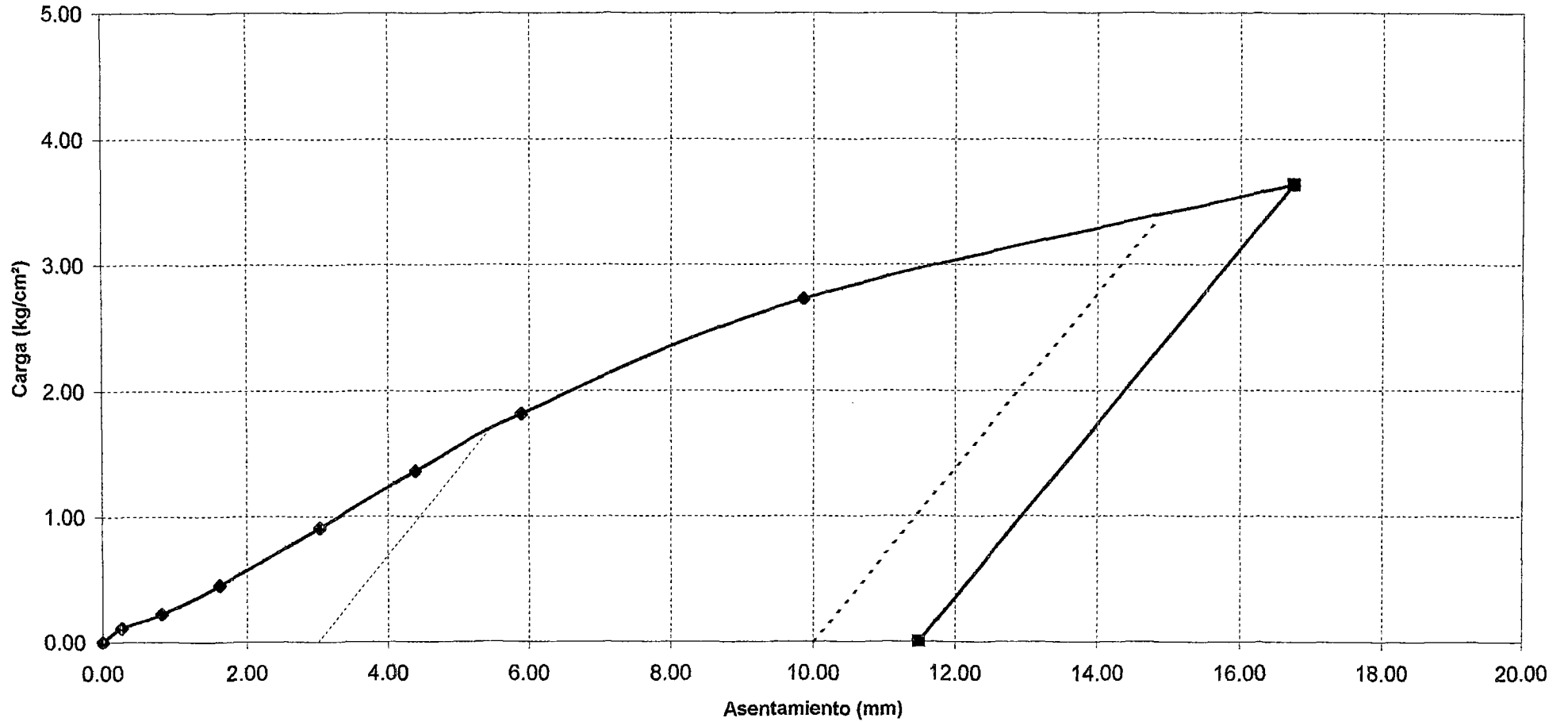
PRUEBA N° 2
 AREA ZAPATA 400 cm²
 FORMA CUADRADA

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	49.50	20.53	0	0	0.00
0.11	0	49.48	20.52	0.05	0.47	0.26
	2	49.55	21.00			
	3	49.55	21.00			
	3	49.55	21.00			
	5	49.55	21.00			
0.23	0	49.69	21.72	0.31	1.33	0.82
	1	49.79	21.84			
	2	49.81	21.86			
	3	49.81	21.86			
	5	49.81	21.86			
0.45	0	50.31	22.63	0.94	2.29	1.62
	1	50.39	22.73			
	2	50.44	22.82			
	3	50.44	22.82			
	5	50.44	22.82			
0.91	0	51.40	24.06	2.15	3.91	3.03
	1	51.55	24.35			
	2	51.65	24.43			
	3	51.65	24.43			
	5	51.65	24.44			
1.36	0	52.68	25.60	3.45	5.32	4.39
	1	52.82	25.75			
	2	52.92	25.84			
	3	52.95	25.85			
	5	52.95	25.85			
1.82	0	53.96	26.99	5.12	6.67	5.90
	1	54.07	27.11			
	2	54.23	27.24			
	3	54.40	27.42			
	5	54.67	27.67			
2.73	0	58.32	31.48	9.31	10.42	9.87
	1	58.69	31.82			
	2	58.86	32.01			
	3	58.94	32.10			
	5	59.12	32.28			
3.64	0	62.48	35.90	15.42	18.07	16.75
	1	63.95	37.56			
	2	64.74	38.42			
	3	64.92	38.60			
	5	64.92	38.60			
0.00		59.90	33.10	10.4	12.57	11.49

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE LABORATORIO

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°2
AREA DE ZAPATA : 400 cm²
FORMA DE ZAPATA CUADRADA



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : OCTUBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

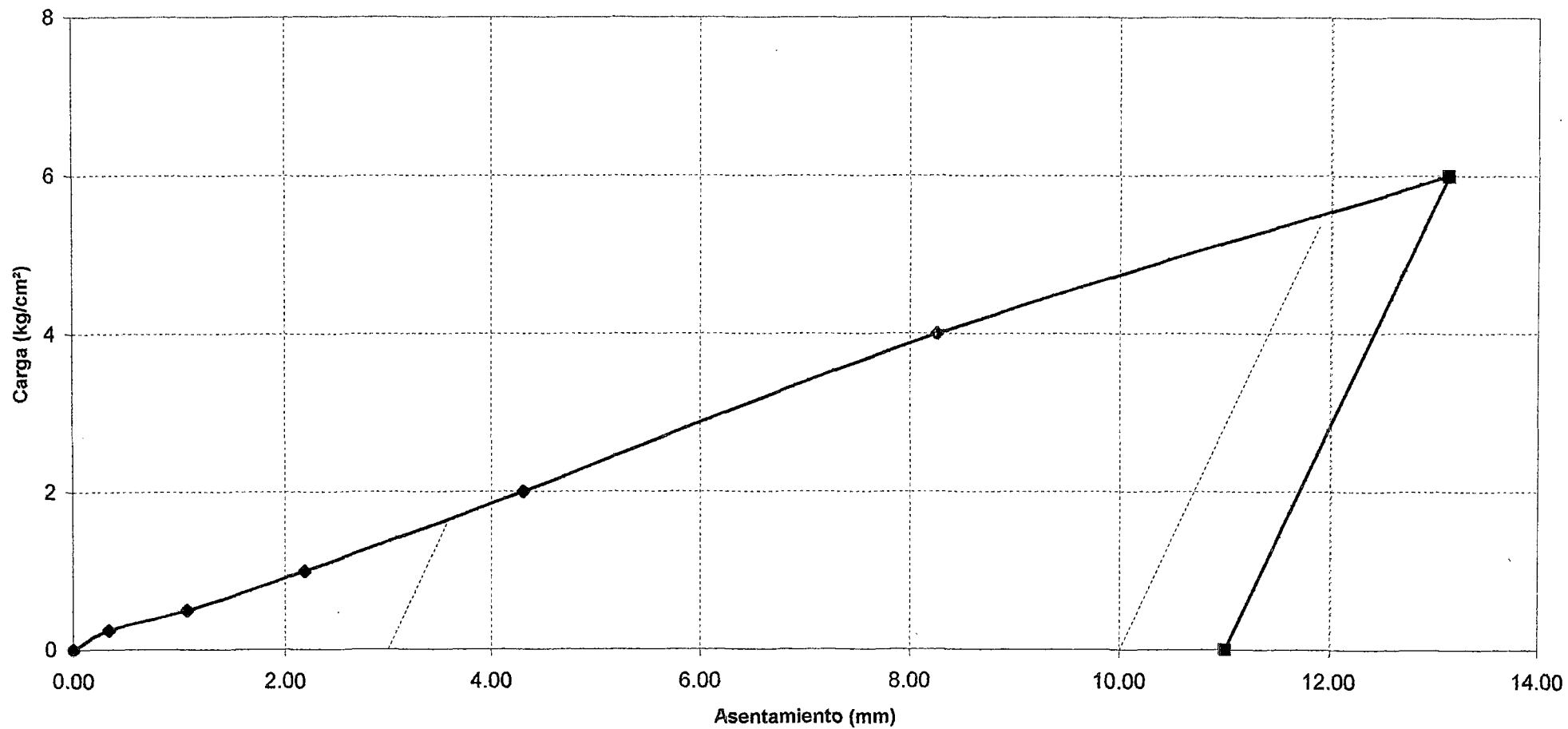
PRUEBA N° 3
 AREA ZAPATA 400 cm²
 FORMA CUADRADA

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	19.09	7.88	0	0	0.00
0.25	5	19.33	8.16	0.32	0.35	0.34
	10	19.35	8.18			
	15	19.40	8.22			
	20	19.41	8.23			
	30	19.41	8.23			
0.50	5	19.99	8.78	1.08	1.06	1.07
	10	20.08	8.86			
	15	20.10	8.88			
	20	20.14	8.91			
	30	20.17	8.94			
1.00	5	21.04	9.95	2.13	2.25	2.19
	10	21.14	10.05			
	15	21.18	10.10			
	20	21.20	10.12			
	30	21.22	10.13			
2.00	5	23.03	12.10	4.18	4.43	4.31
	10	23.09	12.17			
	15	23.16	12.22			
	20	23.22	12.27			
	30	23.27	12.31			
4.00	5	26.60	16.25	7.81	8.7	8.26
	10	26.70	16.36			
	15	26.77	16.44			
	20	26.82	16.48			
	30	26.90	16.58			
6.00	5	31.09	21.33	12.39	13.87	13.13
	10	31.22	21.48			
	15	31.32	21.58			
	20	31.41	21.66			
	30	31.48	21.75			
0.00		29.86	19.12	10.77	11.24	11.01

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°3
AREA DE ZAPATA : 400 cm²
FORMA DE ZAPATA CUADRADA



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : OCTUBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

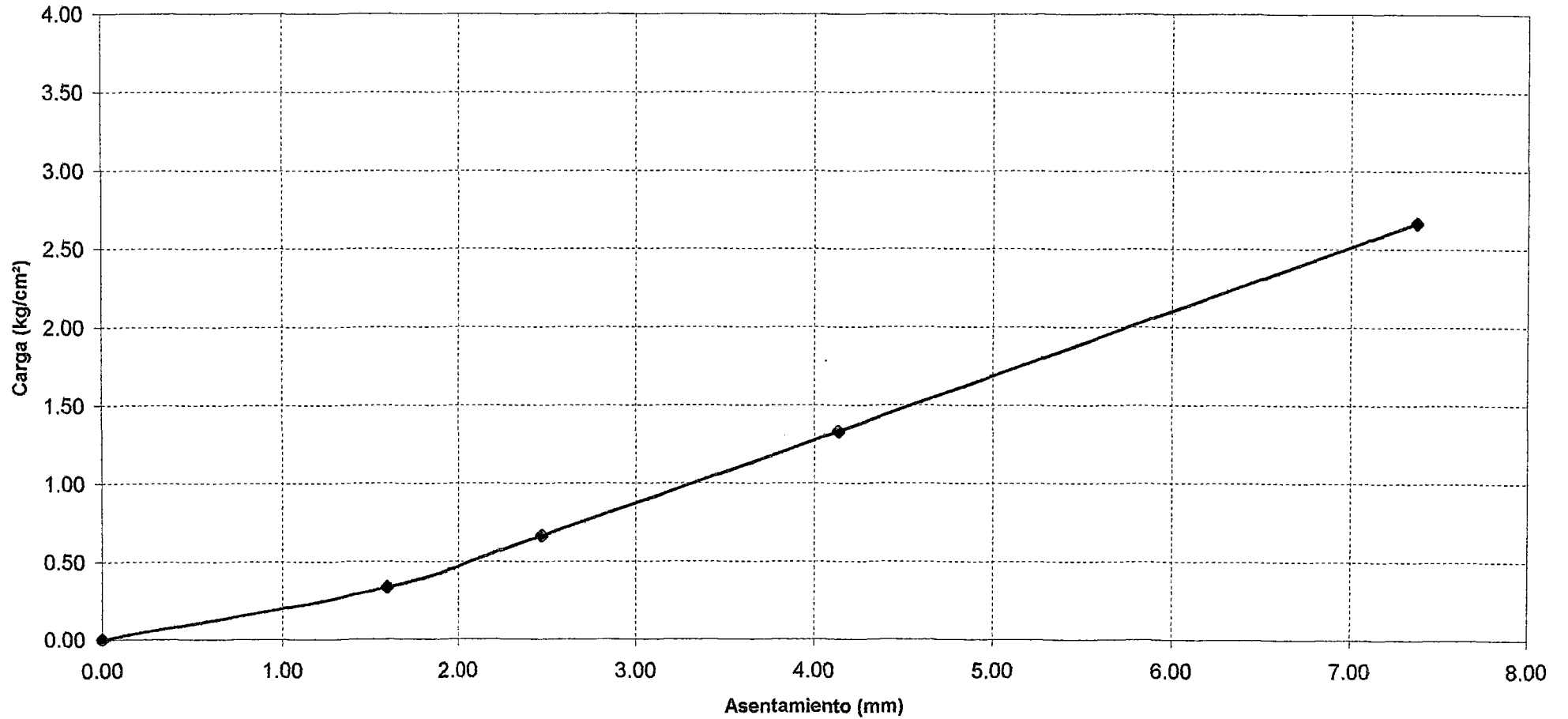
PRUEBA N° 4
 AREA ZAPATA 300 cm²
 F. RECTANGULAR 10x30

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	12.75	3.69	0	0	0.00
0.33	0	14.42	4.90	1.81	1.38	1.60
	10	14.49	4.97			
	15	14.53	5.02			
	20	14.55	5.05			
	30	14.56	5.07			
0.67	0	15.41	5.70	2.82	2.13	2.48
	10	15.50	5.78			
	15	15.55	5.81			
	20	15.57	5.82			
	30	15.57	5.82			
1.33	0	17.05	7.05	4.6	3.67	4.14
	10	17.20	7.21			
	15	17.26	7.28			
	20	17.33	7.36			
	30	17.35	7.36			
2.67	0	20.46	10.25	7.94	6.8	7.37
	10	20.53	10.33			
	15	20.60	10.40			
	20	20.66	10.45			
	30	20.69	10.49			
5.33						
Se interrumpió el ensayo por movimiento de los relojes						

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°4
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : OCTUBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

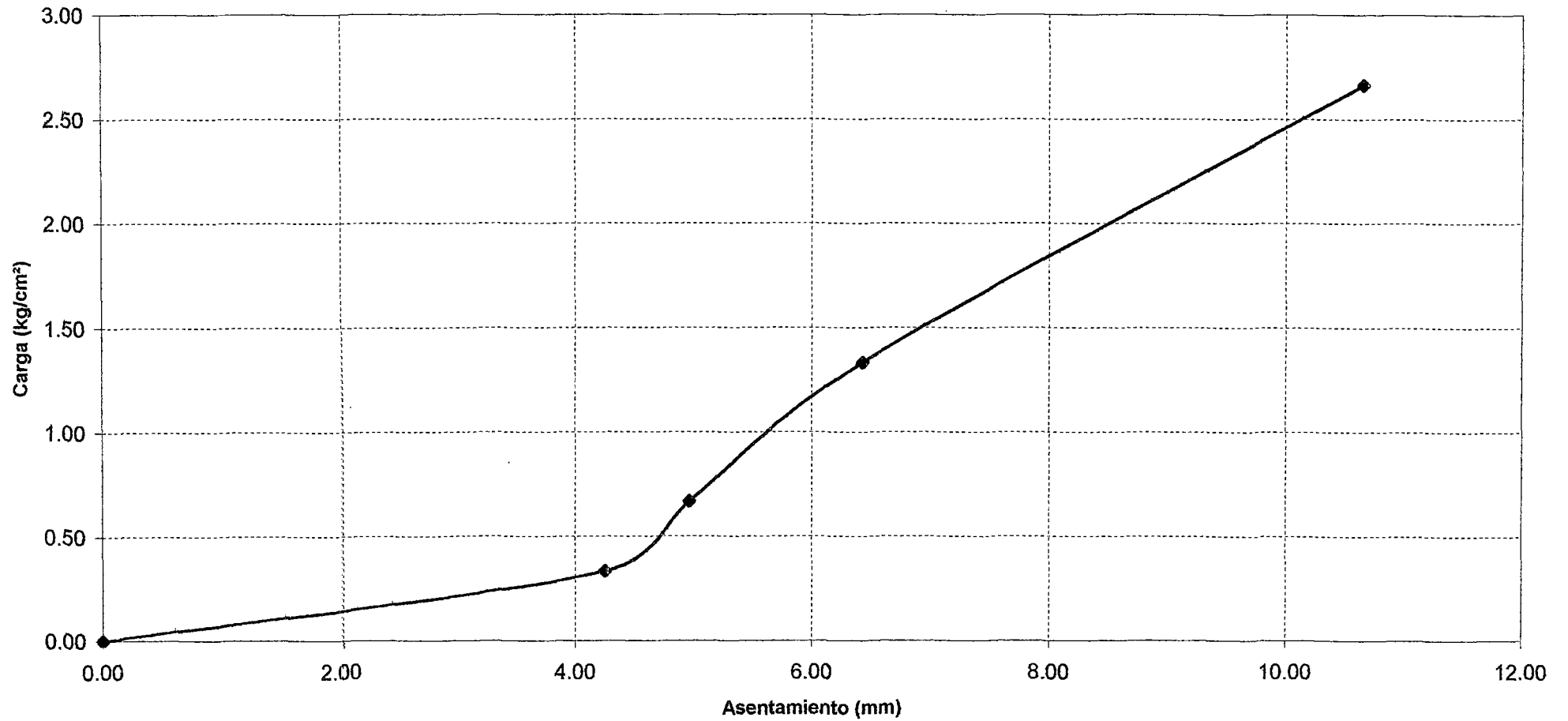
PRUEBA N° 5
 AREA ZAPATA 300 cm²
 F. RECTANGULAR 10x30

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	18.53	6.35	0	0	0.00
0.33	0	22.65	10.43			
	10	22.73	10.53			
	15	22.76	10.56			
	20	22.78	10.58			
	30	22.79	10.59			
0.67	0	23.42	11.23			
	10	23.46	11.27			
	15	23.48	11.29			
	20	23.50	11.31			
	30	23.50	11.31			
1.33	0	24.69	12.47			
	10	24.90	12.66			
	15	24.92	12.69			
	20	24.95	12.73			
	30	24.98	12.76			
2.67	0	28.75	16.68			
	10	28.94	16.82			
	15	28.97	16.87			
	20	29.08	16.88			
	30	29.13	17.05			
4.00						
No se culminó el ensayo, se desestabilizó el sistema						

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°5
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : OCTUBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

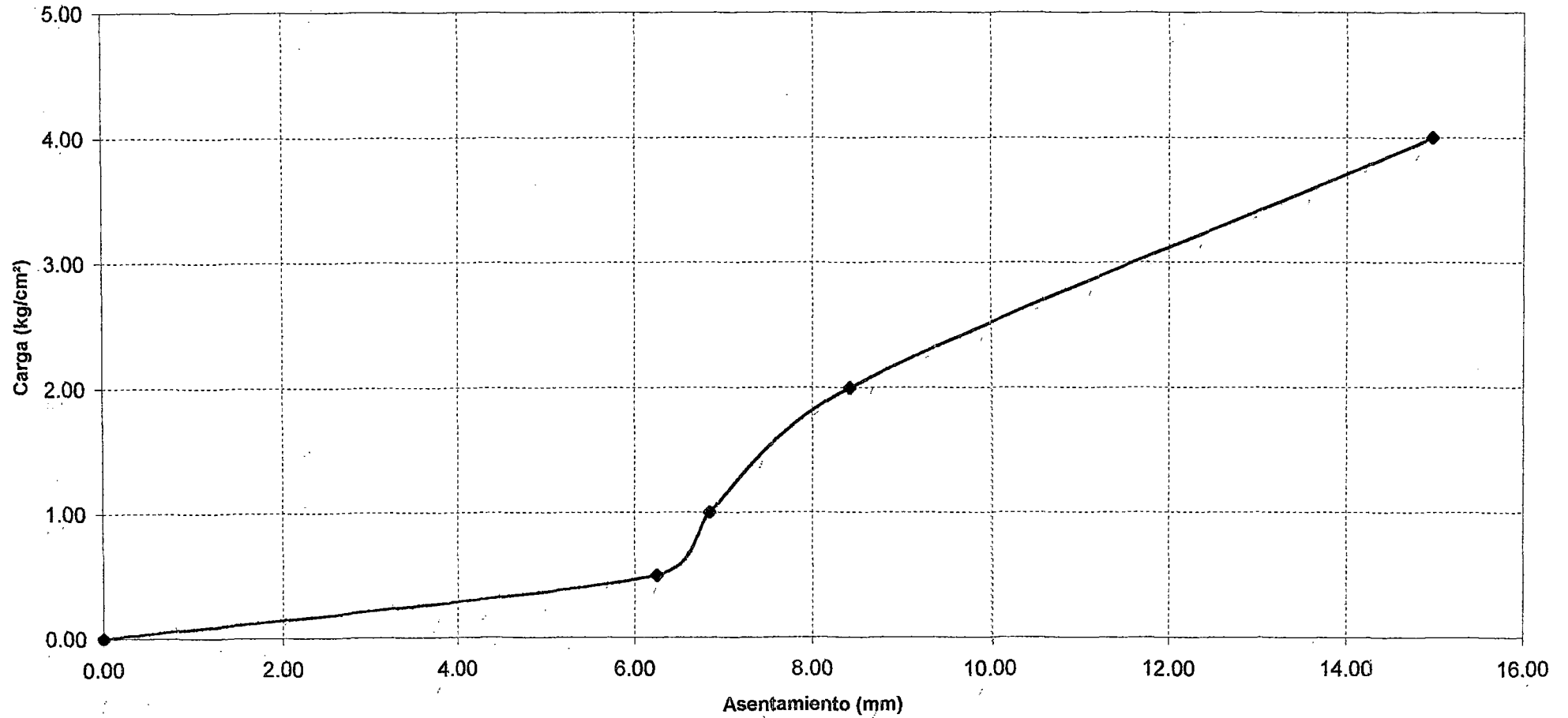
PRUEBA N° 6
 AREA ZAPATA 200 cm²
 F. RECTANGULAR 10x20

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	4.44	19.03	0	0	0.00
0.50	0	10.35	25.35	6.03	6.47	6.25
	10	10.41	25.43			
	15	10.45	25.47			
	20	10.46	25.49			
	30	10.47	25.50			
1.00	0	10.82	25.92	6.59	7.1	6.85
	10	10.90	26.00			
	15	10.97	26.07			
	20	11.01	26.11			
	30	11.03	26.13			
2.00	0	12.37	27.60	8.1	8.74	8.42
	10	12.43	27.67			
	15	12.48	27.71			
	20	12.51	27.74			
	30	12.54	27.77			
4.00	0	18.46	33.93	14.54	15.39	14.97
	10	18.71	34.18			
	15	18.84	34.31			
	20	18.91	34.37			
	30	18.98	34.42			
6.00						
No se culminó el ensayo, se desestabilizó el sistema.						

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°6
AREA DE ZAPATA : 200 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA DIRECTA A ESCALA REDUCIDA

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : NOVIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

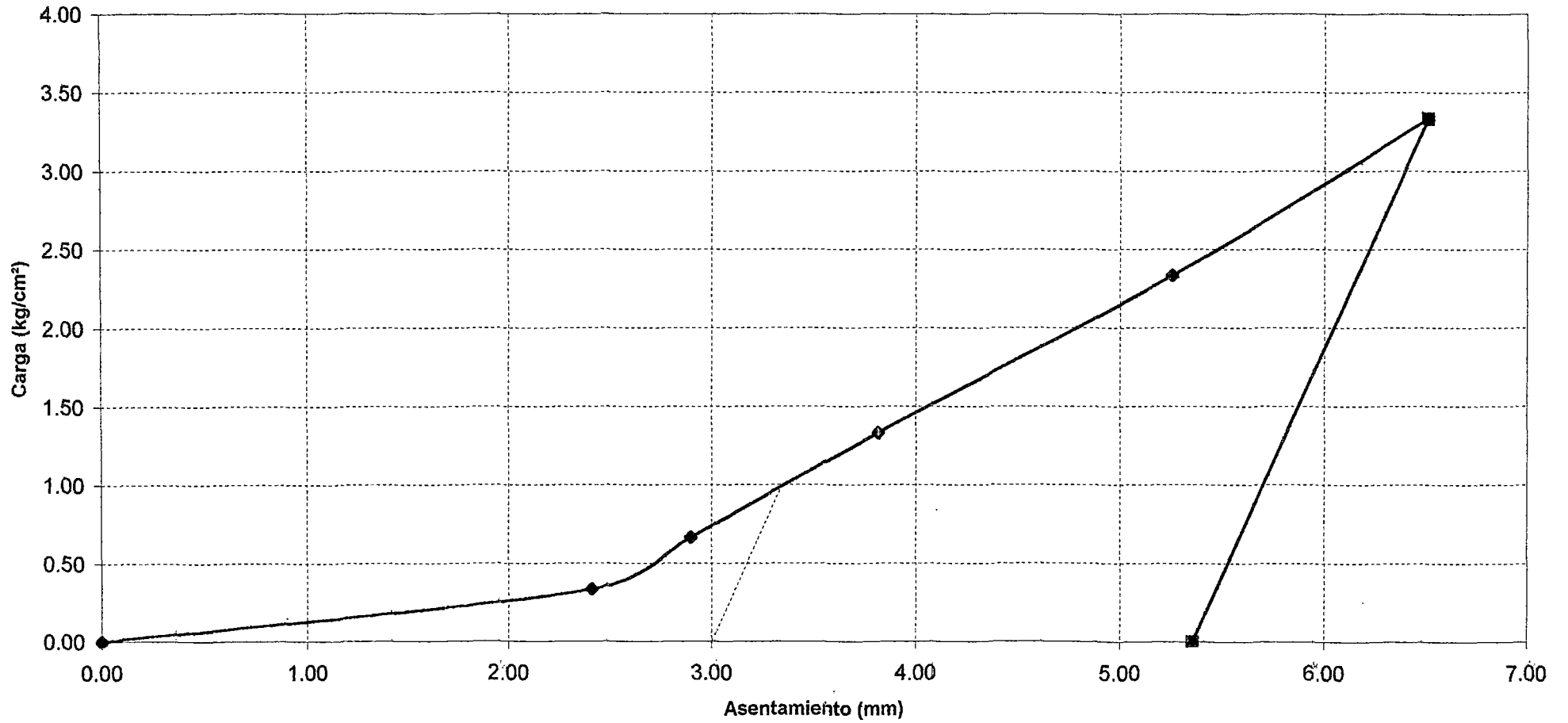
PRUEBA N° 7
 AREA ZAPATA 300 cm²
 F. RECTANGULAR 10x30

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	11.33	25.65	0	0	0.00
0.33	0	13.63	27.96			
	5	13.65	28.01			
	10	13.67	28.03			
	15	13.71	28.09			
	20	13.71	28.09	2.38	2.44	2.41
0.67	0	14.10	28.49			
	5	14.13	28.52			
	10	14.16	28.55			
	15	14.20	28.58			
	20	14.20	28.58	2.87	2.93	2.90
1.33	0	14.91	29.46			
	5	14.95	29.51			
	10	14.99	29.56			
	15	15.02	29.59			
	20	15.02	29.59	3.69	3.94	3.82
2.33	5	16.22	30.90			
	10	16.27	30.96			
	15	16.32	31.02			
	20	16.41	31.08			
	25	16.41	31.08	5.08	5.43	5.26
3.33	5	17.46	32.23			
	10	17.53	32.30			
	15	17.58	32.34			
	20	17.60	32.39			
	25	17.60	32.39	6.27	6.74	6.51
0.00		16.80	30.89	5.47	5.24	5.36

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE LABORATORIO

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : NOVIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°1
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : NOVIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

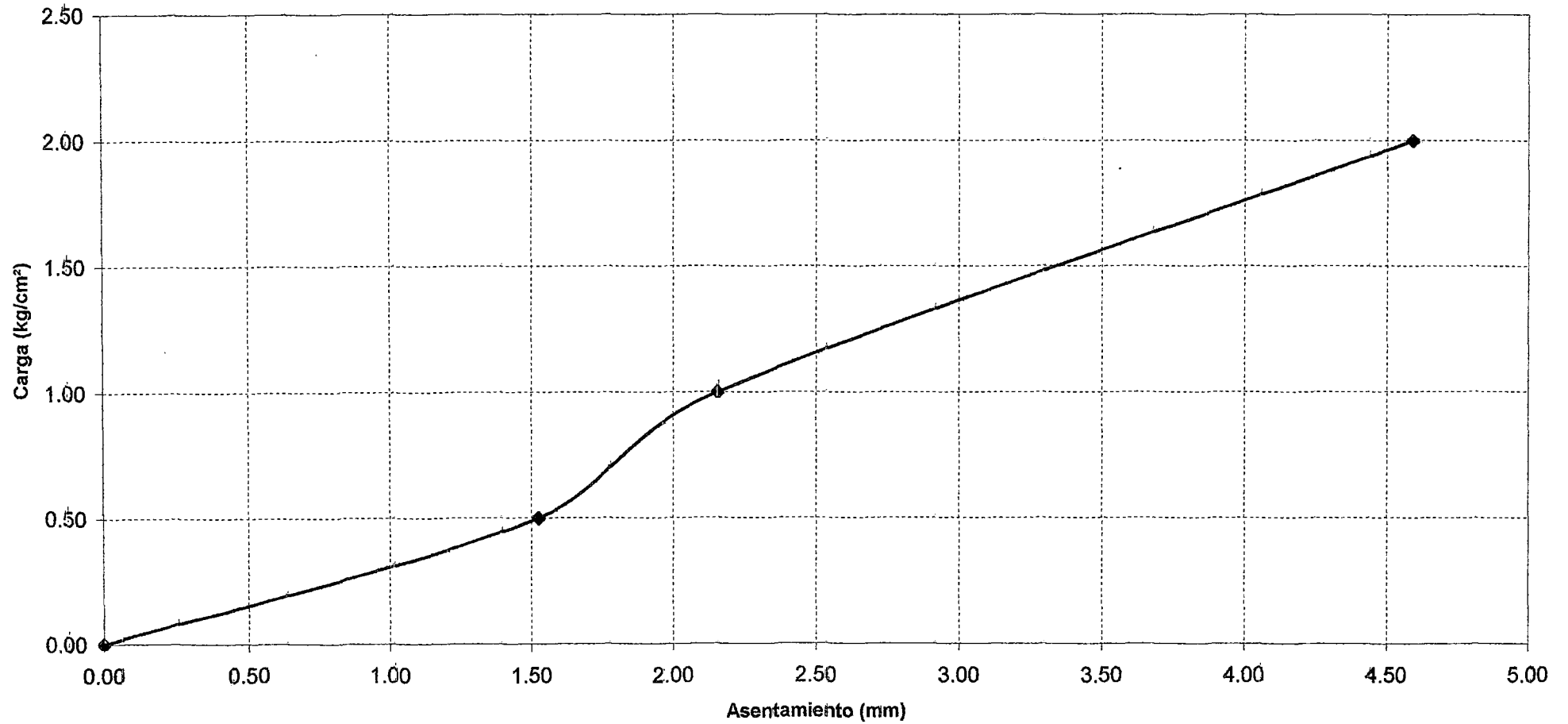
PRUEBA N° 8
 AREA ZAPATA 200 cm²
 F. RECTANGULAR 10x20

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	9.91	27.68	0	0	0.00
0.50	0	11.31	29.15	1.50	1.55	1.53
	10	11.36	29.20			
	15	11.41	29.23			
	20	11.41	29.23			
	30	11.41	29.23			
1.00	0	11.83	29.67	2.12	2.19	2.16
	10	11.91	29.74			
	15	11.95	29.79			
	20	12.03	29.87			
	30	12.03	29.87			
2.00	0	14.02	31.93	4.5	4.68	4.59
	10	14.15	32.08			
	15	14.27	32.20			
	20	14.38	32.32			
	30	14.41	32.36			
3.50						
No se culminó el ensayo, se movieron los relojes.						

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : NOVIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°8
AREA DE ZAPATA : 200 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES-FIC-UNI

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : NOVIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

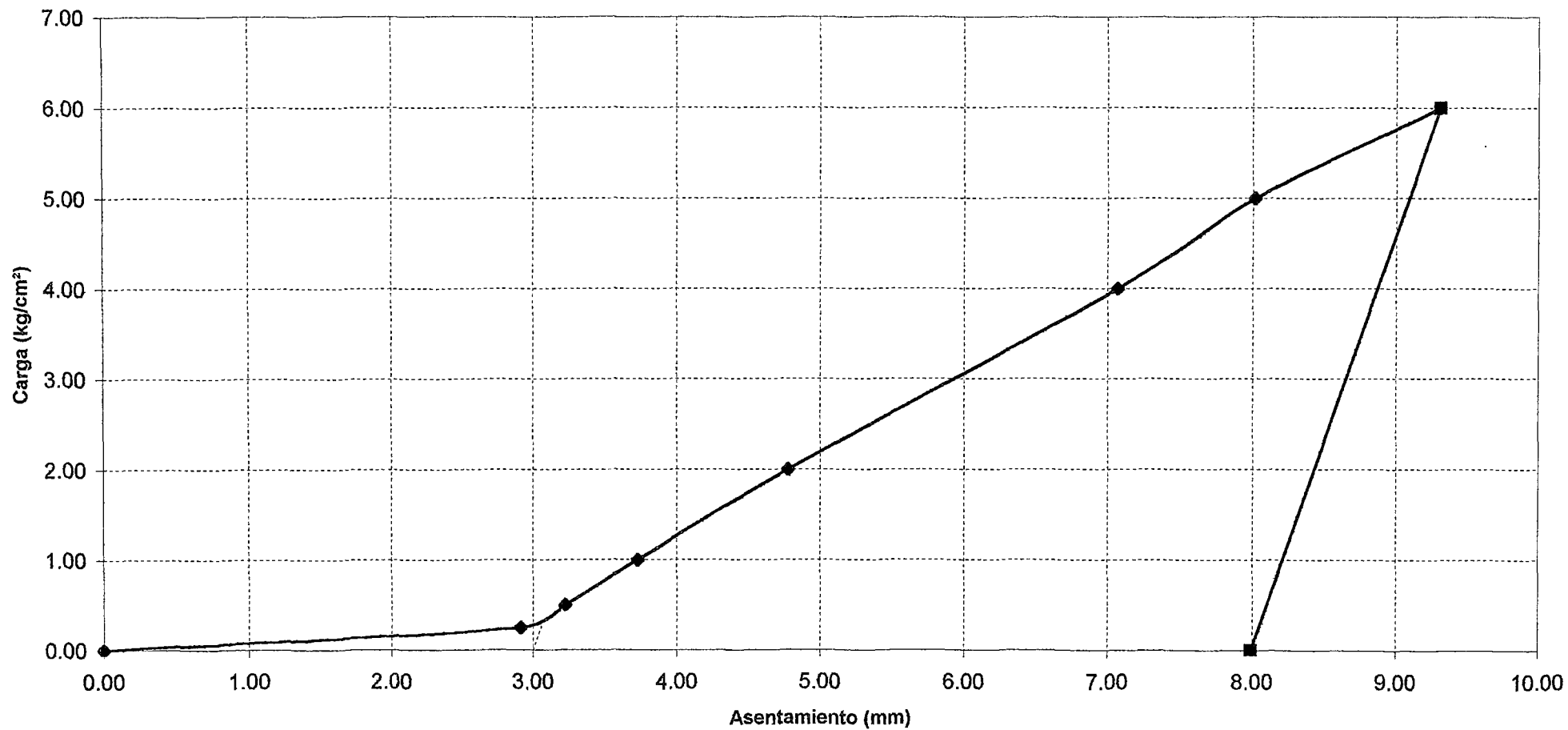
PRUEBA N° 9
 AREA ZAPATA 400 cm²
 FORMA CUADRADA

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	6.86	21.37	0	0	0.00
0.25	5	9.38	24.48	2.62	3.21	2.92
	10	9.46	24.56			
	15	9.48	24.58			
	20	9.48	24.58			
	30	9.48	24.58			
0.50	5	9.66	24.77	2.9	3.55	3.23
	10	9.69	24.82			
	15	9.72	24.86			
	20	9.74	24.89			
	30	9.76	24.92			
1.00	5	10.13	25.26	3.42	4.04	3.73
	10	10.20	25.33			
	15	10.23	24.37			
	20	10.28	25.41			
	30	10.28	25.41			
2.00	5	11.15	26.25	4.48	5.07	4.78
	10	11.31	26.40			
	15	11.33	26.42			
	20	11.34	26.44			
	30	11.34	26.44			
4.00	5	13.44	28.56	6.77	7.37	7.07
	10	13.51	28.62			
	15	13.55	28.66			
	20	13.63	28.74			
	30	13.63	28.74			
5.00	5	14.43	29.52	7.73	8.30	8.02
	10	14.49	29.57			
	15	14.56	29.64			
	20	14.56	29.67			
	30	14.59	29.67			
6.00	5	15.58	30.66	9.03	9.59	9.31
	10	15.71	30.80			
	15	15.80	30.89			
	20	15.89	30.96			
	30	15.89	30.96			
0.00		14.67	29.54	7.81	8.17	7.99

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : NOVIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°9
AREA DE ZAPATA : 400 cm²
FORMA DE ZAPATA CUADRADA



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : NOVIEMBRE
 SUELO : ARENA FINA

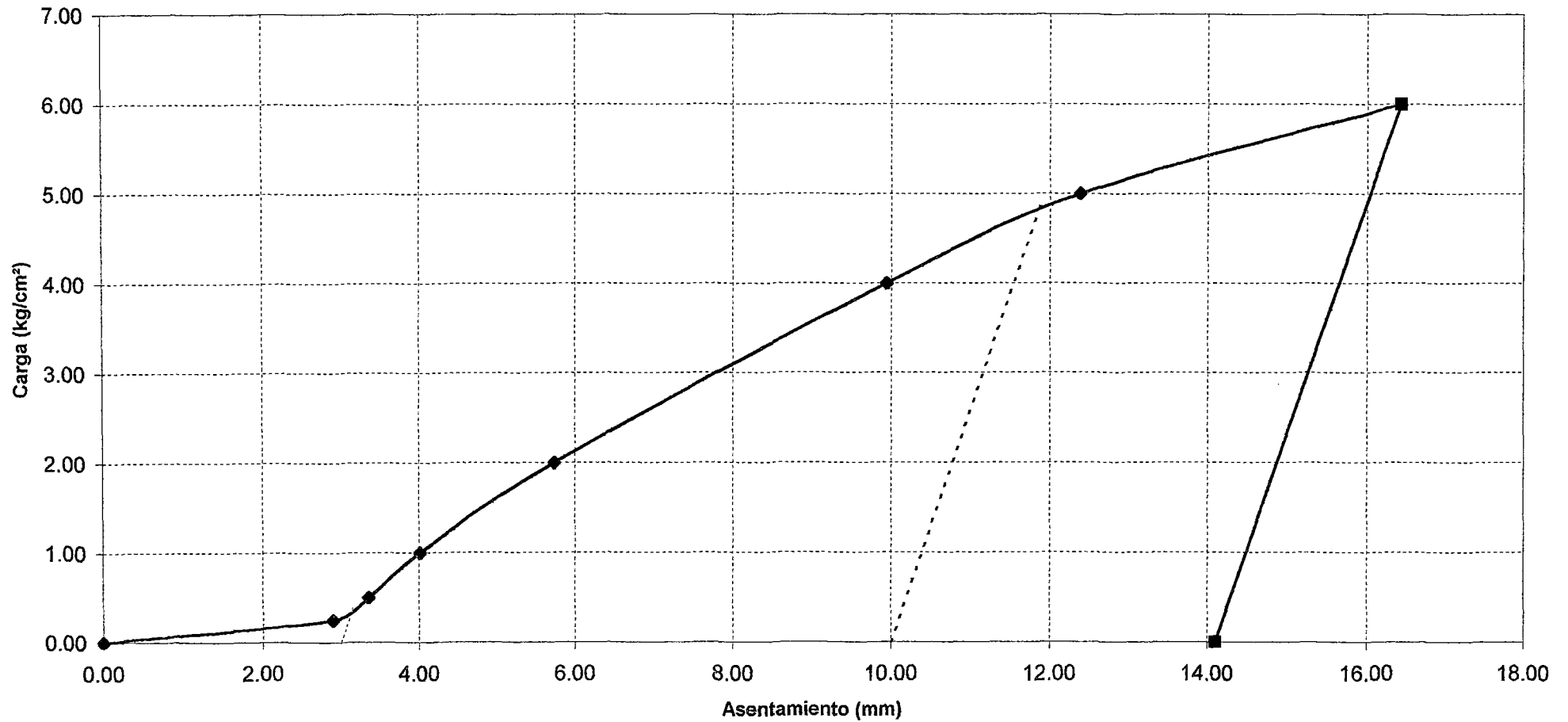
PRUEBA N° 10
 AREA ZAPATA 300 cm²
 FORMA CUADRADA

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	5.83	16.20	0	0	0.00
0.25	5	8.68	19.12	2.86	2.93	2.90
	10	8.69	19.13			
	15	8.69	19.13			
	20	8.69	19.13			
	30	8.69	19.13			
0.50	5	9.10	19.51	3.34	3.37	3.36
	10	9.15	19.56			
	15	9.17	19.57			
	20	9.17	19.57			
	30	9.17	19.57			
1.00	5	9.73	20.10	3.99	4.03	4.01
	10	9.82	20.21			
	15	9.82	20.23			
	20	9.82	20.23			
	30	9.82	20.23			
2.00	5	11.64	21.70	5.91	5.56	5.74
	10	11.73	21.72			
	15	11.74	21.76			
	20	11.74	21.76			
	30	11.74	21.76			
4.00	5	15.90	25.61	10.28	9.6	9.94
	10	16.02	25.74			
	15	16.08	25.74			
	20	16.11	25.80			
	30	16.11	25.80			
5.00	5	18.48	28.16	12.71	12.06	12.39
	10	18.54	28.26			
	15	18.54	28.26			
	20	18.54	28.26			
	30	18.54	28.26			
6.00	5	22.40	32.09	16.77	16.08	16.43
	10	22.56	32.20			
	15	22.60	32.28			
	20	22.60	32.28			
	30	22.60	32.28			
0.00		20.30	29.93	14.47	13.73	14.10

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : NOVIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°10
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA CUADRADA



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : NOVIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

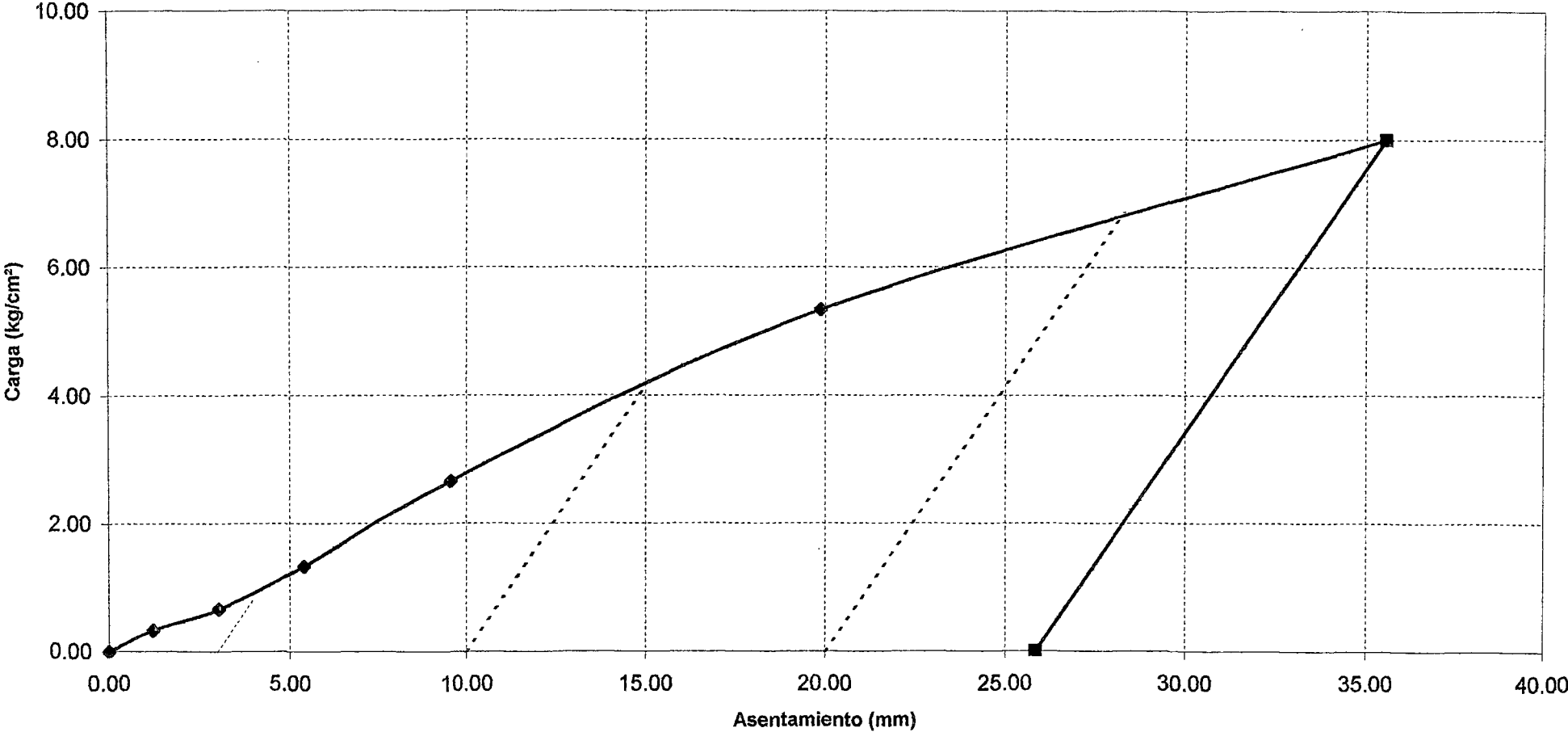
PRUEBA N° 11
 AREA ZAPATA 300 cm²
 F. RECTANGULAR 10x30 cm

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	7.66	20.56	0	0	0.00
0.33	5	8.79	21.60	1.24	1.20	1.22
	10	8.90	21.76			
	15	8.90	21.76			
	20	8.90	21.76			
	30	8.90	21.76			
0.67	5	10.76	23.20	3.29	2.78	3.04
	10	10.86	23.29			
	15	10.95	23.34			
	20	10.95	23.34			
	30	10.95	23.34			
1.33	5	13.27	25.22	5.88	4.92	5.40
	10	13.49	25.43			
	15	13.54	25.48			
	20	13.54	25.48			
	30	13.54	25.48			
2.67	5	17.63	28.80	10.39	8.69	9.54
	10	17.95	29.16			
	15	18.05	29.25			
	20	18.05	29.25			
	30	18.05	29.25			
5.33	5	28.00	38.89	20.87	18.86	19.87
	10	28.21	39.10			
	15	28.44	39.33			
	20	28.53	39.42			
	30	28.53	39.42			
8.00	5	43.64	53.80	36.96	34.14	35.55
	10	44.50	54.58			
	15	44.62	54.70			
	20	44.62	54.70			
	30	44.62	54.70			
0.00		34.80	45.11	27.14	24.55	25.85

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : NOVIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°11
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : NOVIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

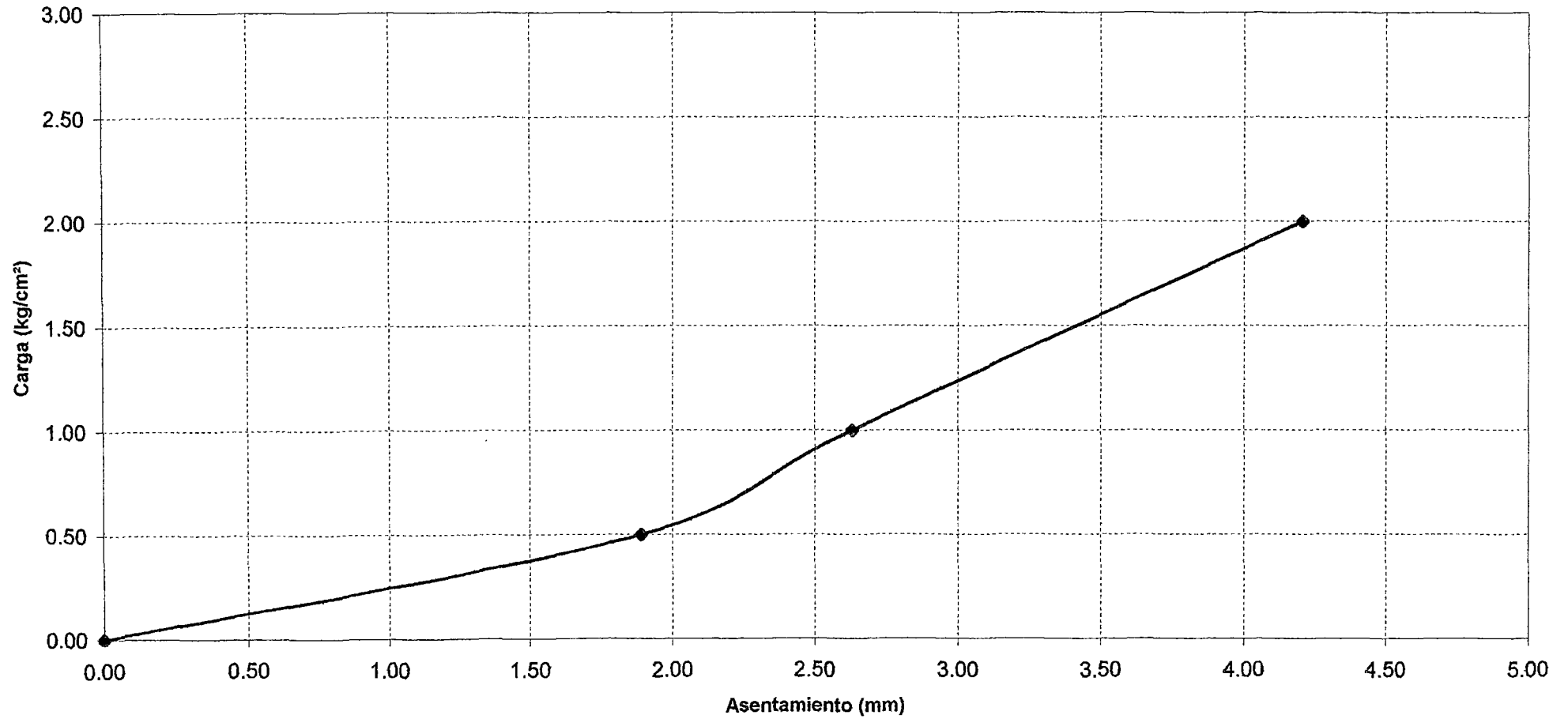
PRUEBA N° 12
 AREA ZAPATA 200 cm²
 F. RECTANGULAR 10x20 cm

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	9.27	23.94	0	0	0.00
0.50	5	11.34	25.44	2.17	1.61	1.89
	10	11.39	25.49			
	15	11.42	25.52			
	20	11.44	25.55			
	30	11.44	25.55			
1.00	5	11.97	26.06	2.92	2.34	2.63
	10	12.06	26.15			
	15	12.14	26.24			
	20	12.19	26.28			
	30	12.19	26.28			
2.00	5	13.56	27.62	4.5	3.91	4.21
	10	13.68	27.75			
	15	13.73	27.81			
	20	13.77	27.85			
	30	13.77	27.85			
3.50						
Se desestabilizó el sistema al aplicar la carga						

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : NOVIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°12
AREA DE ZAPATA : 200 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : NOVIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

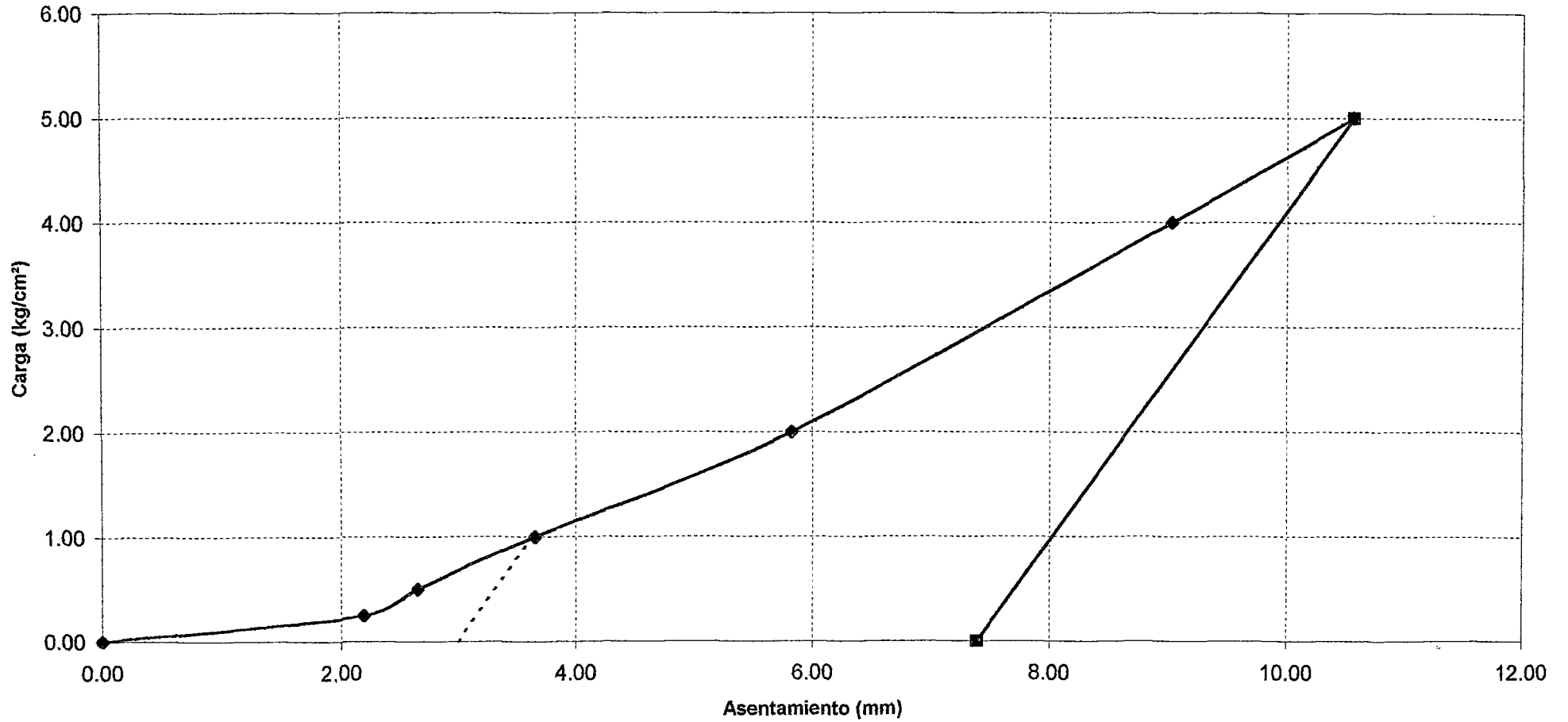
PRUEBA N° 13
 AREA ZAPATA 400 cm²
 F. RECTANGULAR 10x40 cm

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	11.22	28.12	0	0	0.00
0.33	5	13.15	30.54	1.94	2.45	2.20
	10	13.16	30.56			
	15	13.16	30.57			
	20	13.16	30.57			
	30	13.16	30.57			
0.67	5	13.53	31.00	2.36	2.95	2.66
	10	13.55	31.02			
	15	13.57	31.05			
	20	13.58	31.07			
	30	13.58	31.07			
1.33	5	14.48	31.96	3.35	3.96	3.66
	10	14.54	32.05			
	15	14.57	32.07			
	20	14.57	32.08			
	30	14.57	32.08			
2.67	5	16.51	34.22	5.42	6.23	5.83
	10	16.55	34.25			
	15	16.60	34.25			
	20	16.64	34.30			
	30	16.64	34.35			
5.33	5	19.53	37.44	8.56	9.49	9.03
	10	19.65	37.52			
	15	19.78	37.58			
	20	19.78	37.61			
	30	19.78	37.61			
6.67	5	21.12	38.95	10.09	11.03	10.56
	10	21.24	39.04			
	15	21.28	39.11			
	20	21.31	39.15			
	30	21.31	39.15			
0.00		18.29	35.83	7.07	7.71	7.39

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : NOVIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°13
AREA DE ZAPATA : 400 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : DICIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

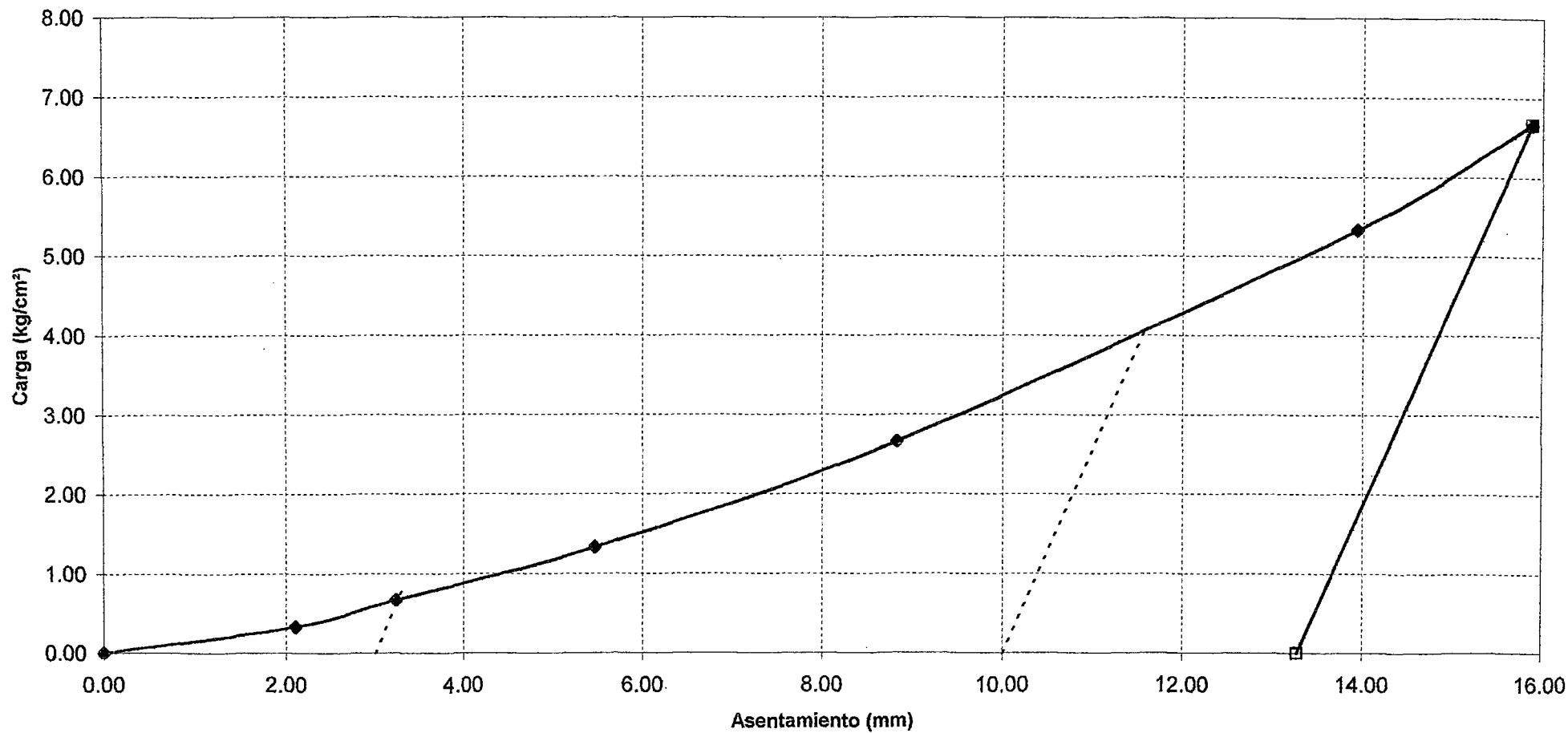
PRUEBA N°14
 AREA ZAPATA 300 cm²
 F. RECTANGULAR 10x30

CARGA (kg/CM ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	49.40	13.23	0	0	0.00
0.33	5	51.06	13.23	2.14	2.07	2.11
	10	51.20	15.01			
	15	51.36	15.17			
	20	51.49	15.26			
	30	51.54	15.30			
0.67	5	52.36	16.12	3.28	3.19	3.24
	10	52.47	16.21			
	15	52.58	16.33			
	20	52.63	16.38			
	30	52.68	16.42			
1.33	5	54.61	18.26	5.57	5.37	5.47
	10	54.71	18.36			
	15	54.81	18.45			
	20	54.90	18.53			
	30	54.97	18.60			
2.67	5	57.95	21.33	9.06	8.59	8.83
	10	58.18	21.55			
	15	58.32	21.69			
	20	58.39	21.76			
	30	58.46	21.82			
5.33	5	63.09	26.58	14.1	13.77	13.94
	10	63.24	26.74			
	15	63.31	26.81			
	20	63.40	26.90			
	30	63.50	27.00			
6.67	5	64.65	28.29	16.00	15.76	15.88
	10	64.88	28.51			
	15	65.06	28.66			
	20	65.27	28.88			
	30	65.40	28.99			
0		62.54	26.64	13.14	13.41	13.28

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°14
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : DICIEMBRE 96
 SUELO : ARENA FINA

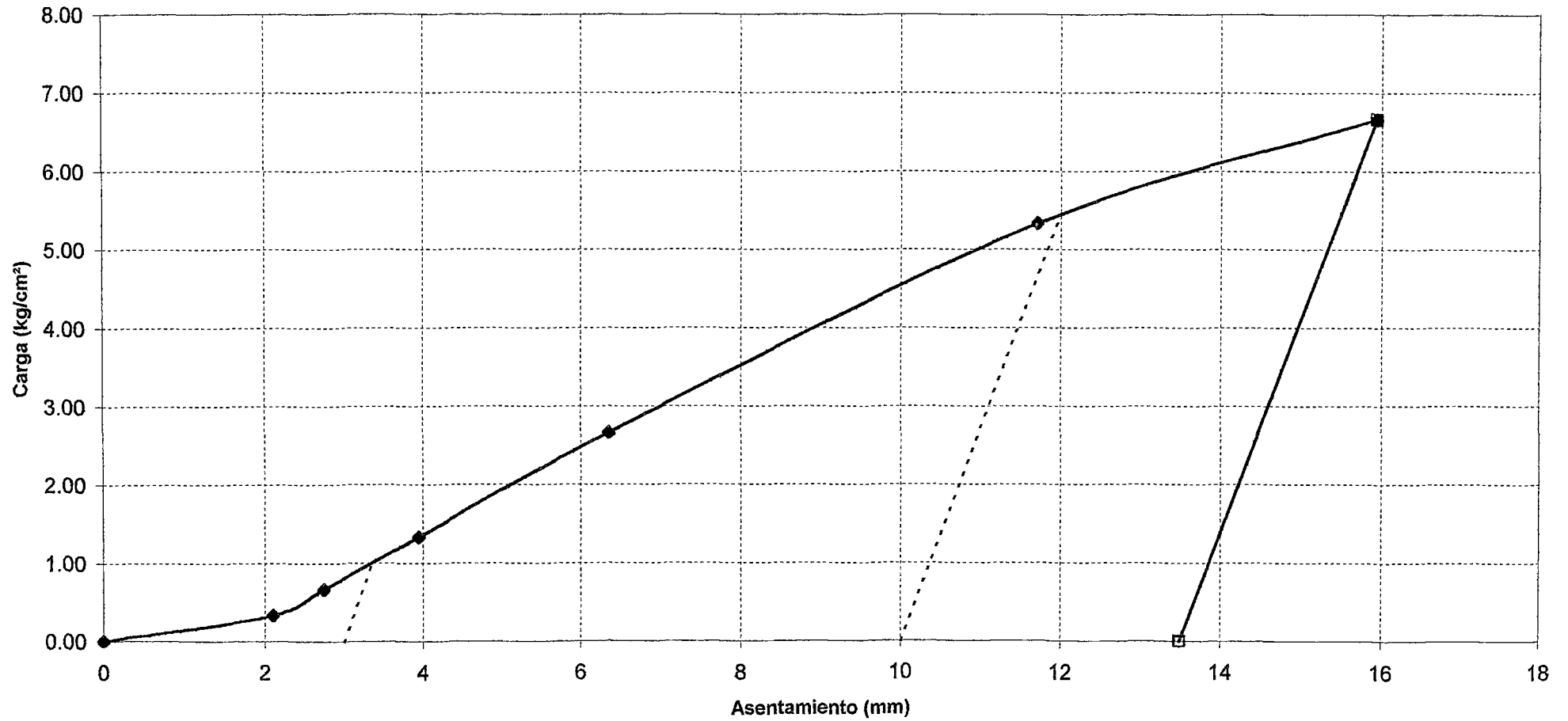
PRUEBA N°15
 AREA = 300 cm²
 F. RECTANGULAR 10x30

CARGA (kg/cm ²)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	TIEMPO (min)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0	15.61	5.60	0	0	0	
100	17.37	7.91	5			
	17.43	7.98	10			
	17.43	7.98	15			
	17.43	7.98	20			
	17.43	7.98	30	1.82	2.38	2.10
200	17.99	8.44	5			
	18.05	8.48	10			
	18.10	8.52	15			
	18.13	8.56	20			
	18.14	8.57	30	2.53	2.97	2.75
400	19.19	9.49	5			
	19.25	9.56	10			
	19.32	9.64	15			
	19.36	9.69	20			
	19.38	9.72	30	3.77	4.12	3.95
800	21.51	11.90	5			
	21.60	11.98	10			
	21.66	12.04	15			
	21.72	12.13	20			
	21.75	12.15	30	6.14	6.55	6.35
1600	26.73	17.35	5			
	26.84	17.47	10			
	26.92	15.56	15			
	26.96	17.60	20			
	26.99	17.63	30	11.38	12.03	11.71
2000	30.41	21.22	5			
	30.70	21.58	10			
	30.83	21.70	15			
	31.00	21.84	20			
	31.12	21.97	30	15.51	16.37	15.94
0	28.92	19.27		13.31	13.67	13.49

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : OCTUBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°15
AREA DE ZAPATA : 300 cm²
FORMA DE ZAPATA RECTANGULAR



ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
 FECHA : 17/10/96
 SUELO : ARENA FINA

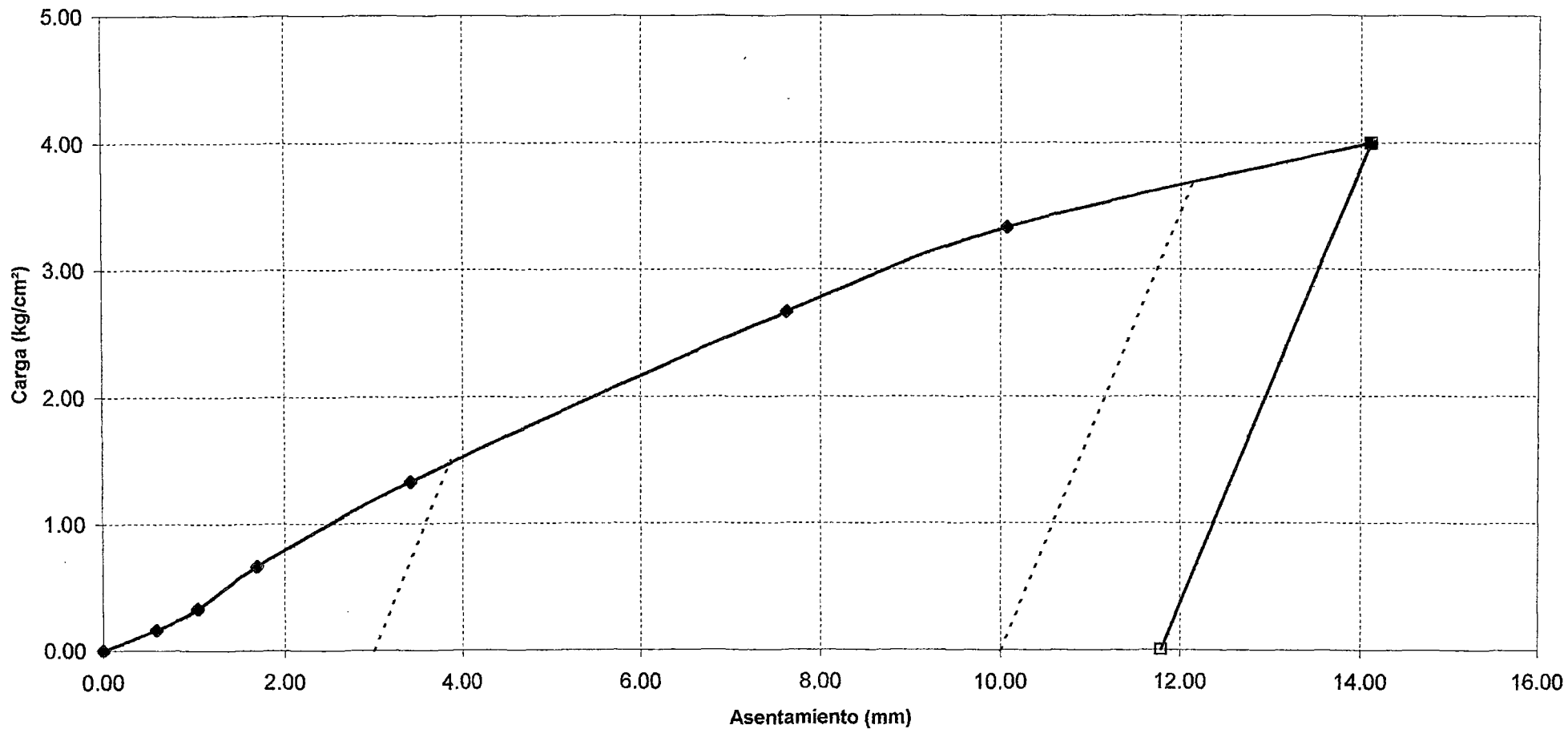
PRUEBA N°16
 AREA = 600 cm²
 FORMA CUADRADA 24.5x24.5

CARGA (kg/cm ²)	TIEMPO (min)	LECTURA 1 (mm)	LECTURA 2 (mm)	DESPLAZ.(mm)		DESPLAZ. PROMEDIO
				1	2	
0.00	0	8.06	18.60	0	0	0.00
0.33	5	8.68	19.12			
	10	8.69	19.13			
	15	8.69	19.13			
	20	8.69	19.13			
	25	8.69	19.13	0.63	0.53	0.58
0.67	5	9.10	19.51			
	10	9.15	19.56			
	15	9.17	19.57			
	20	9.17	19.57			
	25	9.17	19.57	1.11	0.97	1.04
1.33	5	9.73	20.10			
	10	9.82	20.21			
	15	9.82	20.23			
	20	9.82	20.23			
	30	9.82	20.23	1.76	1.63	1.70
2.67	5	11.64	21.70			
	10	11.73	21.72			
	15	11.74	21.76			
	20	11.74	21.76			
	30	11.74	21.76	3.68	3.16	3.42
5.33	5	15.90	25.61			
	10	16.02	25.74			
	15	16.08	25.77			
	20	16.11	25.80			
	30	16.11	25.80	8.05	7.2	7.63
6.67	5	18.48	28.16			
	10	18.54	28.26			
	15	18.54	28.26			
	20	18.54	28.26			
	25	18.54	28.26	10.48	9.66	10.07
8.00	5	22.40	32.09			
	10	22.56	32.20			
	15	22.60	32.28			
	20	22.60	32.28			
	25	22.60	32.28	14.54	13.68	14.11
0.00		20.30	29.93	12.24	11.33	11.79

ENSAYO DE CARGA EN MODELO DE CIMENTACION

PROYECTO : TESIS / JAMS / DAMS
FECHA : DICIEMBRE 96
SUELO : ARENA FINA

PRUEBA N°16
AREA DE ZAPATA : 600 cm²
FORMA DE ZAPATA CUADRADA



ANEXO C :
ENSAYOS DE LABORATORIO

LIMITES DE CONSISTENCIA

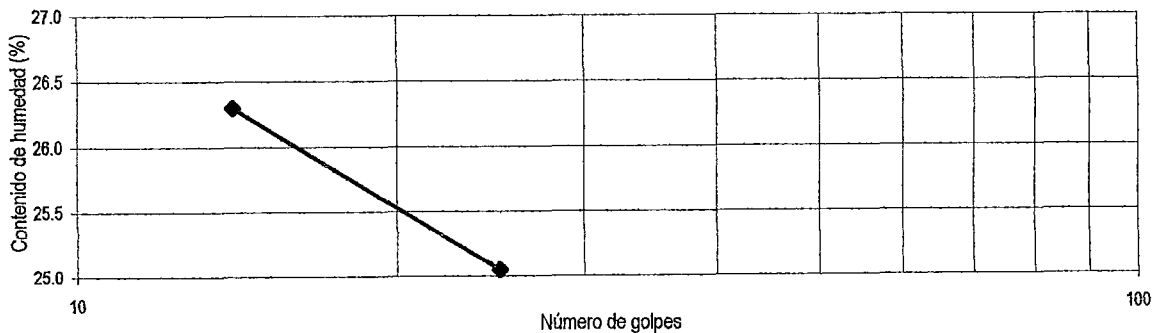
Proyecto : Ensayo de Carga / Tesis / JMS
 Lugar : Jardín FIGMM - UNI
 Descripción del suelo : arcilla arenosa

Muestra : MJ-1
 Fecha : Oct-96
 Operador : JMS

		LIMITE PLASTICO		LIMITE LIQUIDO	
Prueba N°					
Frasco N°		5	3	2	1
N° de golpes		18	19	25	14
1	Peso del frasco + suelo húmedo (gr)	22.62	23.26	42	38
2	Peso del frasco + suelo seco (gr)	22.00	22.67	37.87	34.60
3	Peso del agua (1 - 2) (gr)	0.62	0.59	4.15	3.40
4	Peso del frasco (gr)	18.60	18.82	21.30	21.67
5	Peso del suelo seco (2-4) (gr)	3.40	3.85	16.57	12.93
6	Contenido de humedad (3/5x100) (%)	18.24	15.32	25.05	26.30
7	Resultados	LP =16.8%		LL =25%	

LIMITE DE CONTRACCION		
1	Vasija de contracción N° : 9	
2	Peso de vasija de contracción + peso de suelo húmedo (gr)	47.70
3	Peso de vasija de contracción + peso de suelo seco (gr)	41.87
4	Peso de agua contenida (2-3) (gr)	5.83
5	Peso de vasija de contracción (gr)	18.68
6	Peso de suelo seco (Wo) (3-5) (gr)	23.19
7	Contenido de humedad (w) (4/6 x 100) (%)	25.14
8	Volumen de la vasija de contracción (V) (cm3)	14.70
9	Volumen de la torta de suelo seco (Vo) (cm3)	12.40
10	(V - Vo) = (8 - 9) (cm3)	2.30
11	$\frac{(V - Vo) \times 100}{W} = \frac{10 \times 100}{6}$ (%)	9.92
12	Límite de contracción (7-11) (%)	15.22

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CONTENIDO DE HUMEDAD, PESO VOLUMETRICO, PESO ESPECIFICO,

Proyecto : Ensayo de Carga / Tesis / JMS
 Lugar : Jardín FIGMM - UNI
 Descripción del suelo : arcilla arenosa

Muestra : MJ-1
 Fecha : Oct-96
 Operador : JMS

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO (w%)			
1	Peso del frasco + peso del suelo húmedo	(gr)	119.33
2	Peso del frasco + peso del suelo seco	(gr)	114.98
3	Peso del agua contenida (1-2)	(gr)	4.35
4	Peso del frasco	(gr)	20.52
5	Peso del suelo seco (2-4)	(gr)	94.46
6	Contenido de humedad (3/5x100)	(%)	4.61

PESO VOLUMETRICO DE MASA (γ_m)			
1	Peso del suelo + parafina	(gr)	257.88
2	Peso del suelo	(gr)	242.09
3	Peso de la parafina (1-2)	(gr)	15.79
4	Volumen del suelo + parafina	(cm3)	161.00
5	Volumen de la parafina	(cm3)	18.50
6	Volumen del suelo (4-5)	(cm3)	142.50
7	Peso específico de masa	(gr/cm3)	1.70

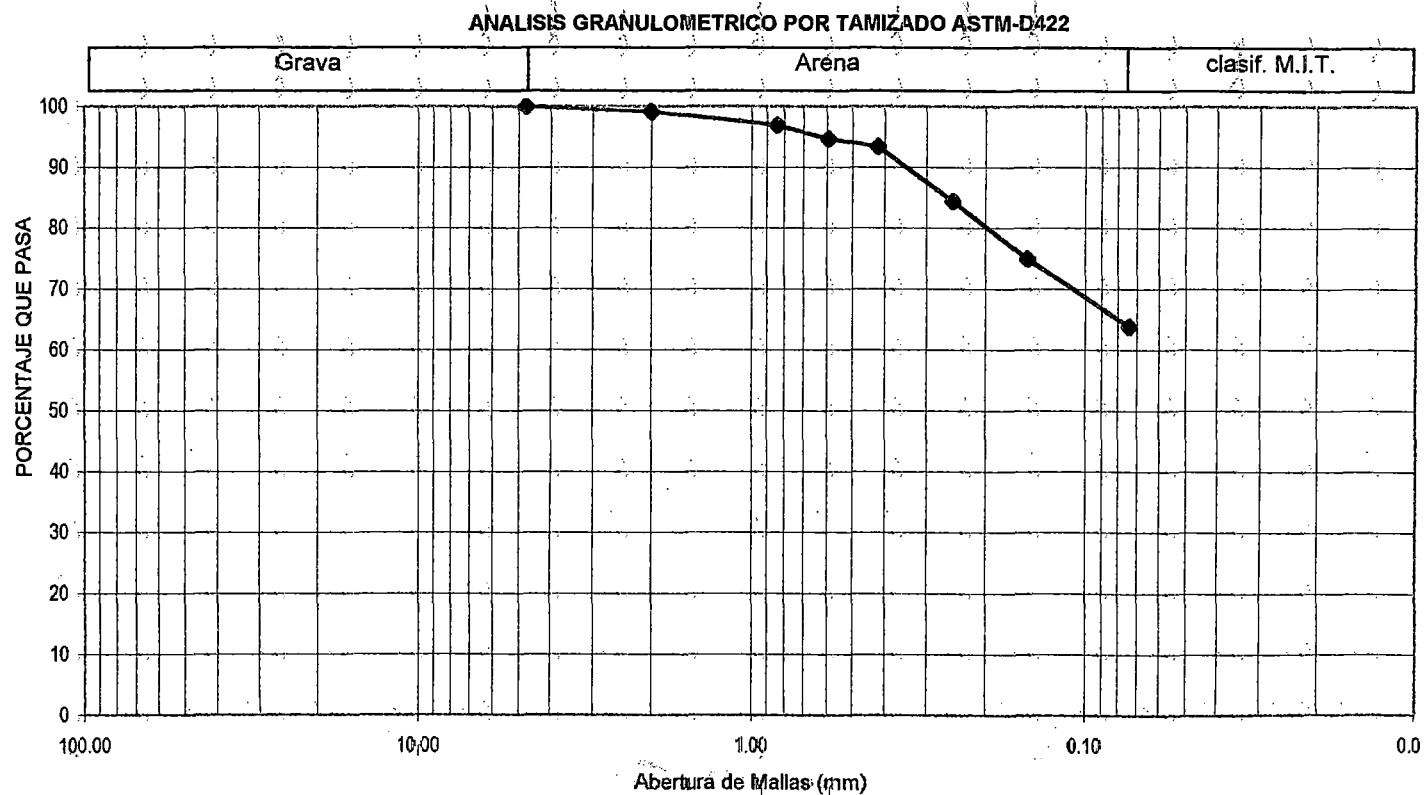
PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (Ss)			
1	Peso del frasco + peso suelo seco	(gr)	238.50
2	Peso del frasco volumétrico	(gr)	138.50
3	Peso del suelo seco (1-2)	(gr)	100.00
4	Peso del frasco + peso suelo + peso del agua	(gr)	700.70
5	Peso del frasco + peso del agua	(gr)	636.90
6	Peso del agua (5-4+3)	(gr)	36.20
7	Peso específico relativo de sólidos (3 / 6)		2.76

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D 421

Proyecto : TESIS / Ensayo de Carga Directa / JAMS
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI
 Fecha : Oct - 96

Muestra : MJ-1
 Profundidad : 0.80 m

MALLAS	ABERTURA (mm)	%ACUM. QUE PASA
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
3/4"	19.050	
1"	25.400	
1/2"	12.700	
3/8"	9.525	
1/4"	6.350	
N°4	4.760	100.00
N°10	2.000	99.10
N°20	0.840	96.90
N°30	0.590	94.70
N°40	0.420	93.40
N°60	0.250	84.40
N°100	0.149	75.00
N°200	0.074	63.80



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo de carga Directa
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Muestra MJ-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			4.03	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1063.90	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1059.50	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	4.40	gr	D. Húmeda	1.69 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.62 gr/cm ³
Peso suelo Seco	109.10	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1085.2 gr

Esfuerzo Desviador = 0.5 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.28		0.000
0.00	0.00	0.00	2.58		0.000
0.30	0.19	0.02	2.59		0.083
1.00	0.27	0.04	2.60		0.118
1.30	0.32	0.07	2.60		0.140
2.00	0.36	0.10	2.61		0.158
2.30	0.39	0.13	2.62		0.171
3.00	0.43	0.17	2.62		0.189
4.00	0.53	0.33	2.63		0.232
5.00	0.57	0.49	2.64		0.250
6.00	0.61	0.62	2.65		0.267
7.00	0.63	0.74	2.66		0.276
8.00	0.64	0.84	2.66		0.281
9.00	0.67	0.99	2.66		0.294
10.00	0.68	1.17	2.67		0.298
11.00	0.68	1.30	2.67		0.298
12.00	0.68	1.40	2.67		0.298
13.00	0.68	1.52	2.67		0.298

Observaciones :

El suelo presenta oquedades y raices muy finas.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayos de Carga Directa
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Muestra MJ-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			4.03	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1063.90	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1059.50	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	4.40	gr	D. Húmeda	1.69 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.62 gr/cm ³
Peso suelo Seco	109.10	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1083.1 gr

Esfuerzo Desviador = 1.00 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.35		0.000
0.00	0.00	0.00	2.60		0.000
0.30	0.39	0.02	2.60		0.171
1.00	0.56	0.08	2.61		0.246
1.30	0.70	0.15	2.62		0.307
2.00	0.84	0.23	2.63		0.368
2.30	0.94	0.33	2.64		0.412
3.00	1.00	0.42	2.65		0.438
4.00	1.10	0.58	2.66		0.482
5.00	1.17	0.71	2.66		0.513
6.00	1.24	0.85	2.67		0.544
7.00	1.30	1.05	2.67		0.570
8.00	1.33	1.20	2.68		0.583
9.00	1.35	1.34	2.68		0.592
10.00	1.40	1.49	2.68		0.614
11.00	1.40	1.70	2.69		0.614
12.00	1.40	1.88	2.69		0.614

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayos de Carga Directa
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Muestra MJ-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			4.03	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1063.90	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1059.50	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	4.40	gr	D. Húmeda	1.69 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.62 gr/cm ³
Peso suelo Seco	109.10	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1083.4 gr

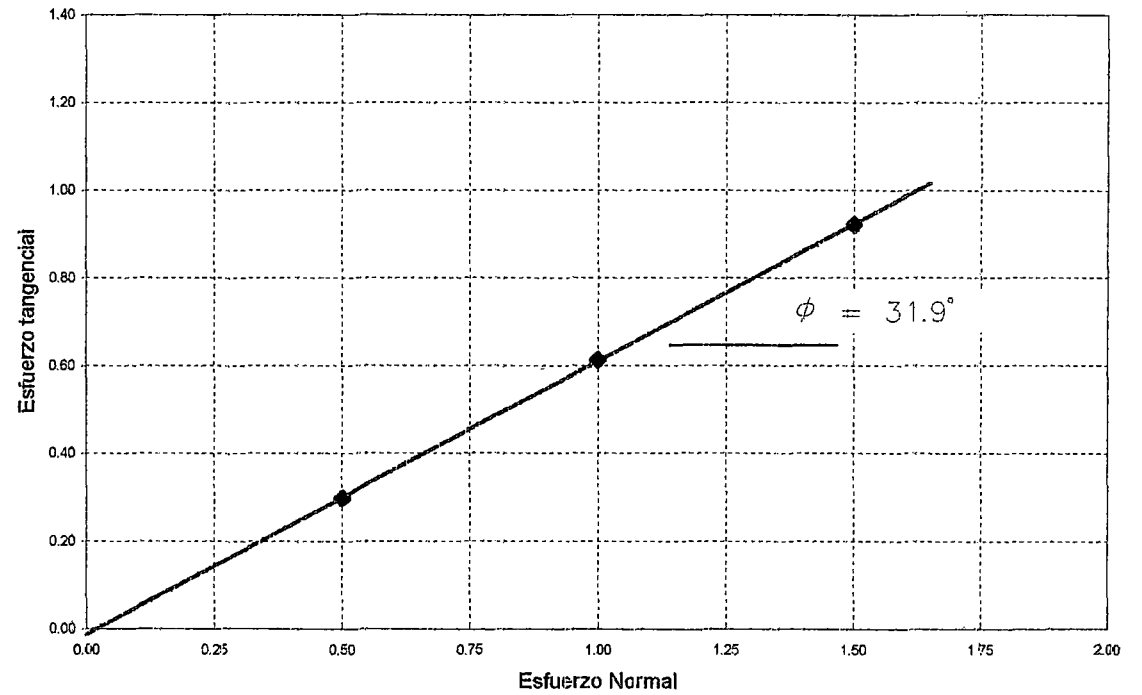
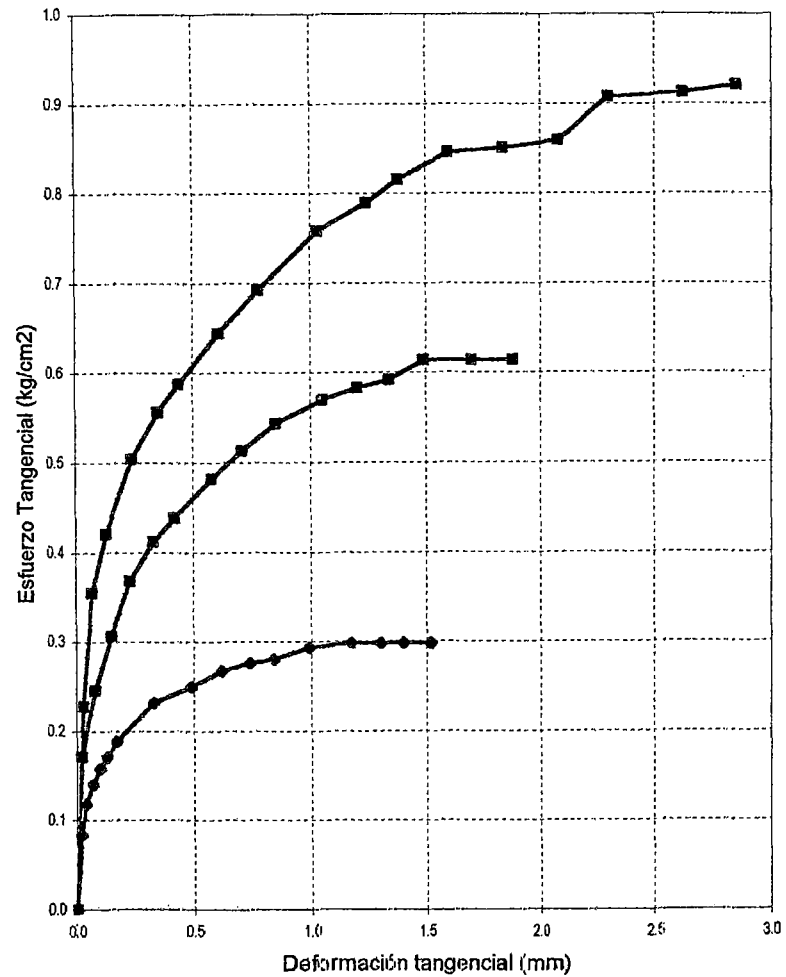
Esfuerzo Desviador = 1.50 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.60		0.000
0.00	0.00	0.00	2.97		0.000
0.30	0.52	0.03	2.98		0.228
1.00	0.81	0.07	2.99		0.355
1.30	0.96	0.13	3.01		0.421
2.00	1.15	0.24	3.03		0.504
2.30	1.27	0.35	3.05		0.557
3.00	1.34	0.44	3.06		0.588
4.00	1.47	0.61	3.08		0.645
5.00	1.58	0.78	3.10		0.693
6.00	1.73	1.03	3.12		0.759
7.00	1.80	1.24	3.14		0.789
8.00	1.86	1.38	3.15		0.816
9.00	1.93	1.60	3.16		0.846
10.00	1.94	1.84	3.17		0.851
11.00	1.96	2.08	3.17		0.859
12.00	2.07	2.30	3.18		0.908
13.00	2.08	2.62	3.18		0.912
14.00	2.10	2.85	3.18		0.921

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D - 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo de Carga Directa
Realizado por : José Medina S.
Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Hoja 4 de 4
Muestra : MJ-1
Fecha : Oct-96



Nota. Ensayo realizado con su humedad y densidad natural.

LIMITES DE CONSISTENCIA

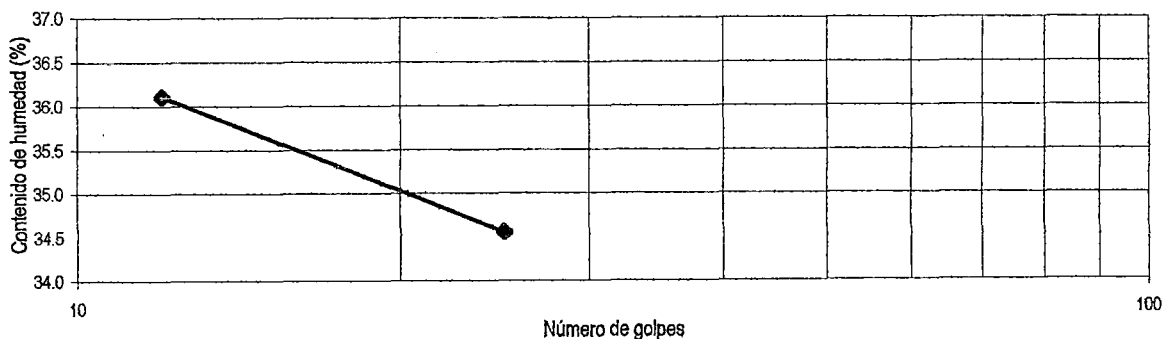
Proyecto : Ensayo de Carga / Tesis / JMS
 Lugar : Jardín FIGMM - UNI
 Descripción del suelo : suelo fino limo arenoso

Muestra : MJ-2
 Fecha : Oct-96
 Operador : JMS

		LIMITE PLASTICO		LIMITE LIQUIDO	
Prueba N°					
Frasco N°		41	25	111	170
N° de golpes		18	19	25	12
1	Peso del frasco + suelo húmedo (gr)	23.29	22.42	41	37
2	Peso del frasco + suelo seco (gr)	22.46	21.69	36.06	32.61
3	Peso del agua (1 - 2) (gr)	0.83	0.73	5.26	4.60
4	Peso del frasco (gr)	19.42	19.00	20.84	19.87
5	Peso del suelo seco (2-4) (gr)	3.04	2.69	15.22	12.74
6	Contenido de humedad (3/5x100) (%)	27.30	27.14	34.56	36.11
7	Resultados	LP =27.20%		LL =34.6%	

LIMITE DE CONTRACCION	
1	Vasija de contracción N° : 9
2	Peso de vasija de contracción + peso de suelo húmedo (gr)
3	Peso de vasija de contracción + peso de suelo seco (gr)
4	Peso de agua contenida (2-3) (gr)
5	Peso de vasija de contracción (gr)
6	Peso de suelo seco (W _o) (3-5) (gr)
7	Contenido de humedad (w) (4/6 x 100) (%)
8	Volumen de la vasija de contracción (V) (cm ³)
9	Volumen de la torta de suelo seco (V _o) (cm ³)
10	(V - V _o) = (8 - 9) (cm ³)
11	$\frac{(V - V_o) \times 100}{W} = \frac{10 \times 100}{6}$ (%)
12	Límite de contracción (7-11) (%)

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CONTENIDO DE HUMEDAD, PESO VOLUMETRICO, PESO ESPECIFICO,

Proyecto : Ensayo de Carga / Tesis / JMS
 Lugar : Jardín FIGMM - UNI
 Descripción del suelo : arena fina

Muestra : MJ-2
 Fecha : Oct-96
 Operador : JMS

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO (w%)			
1	Peso del frasco + peso del suelo húmedo	(gr)	114.98
2	Peso del frasco + peso del suelo seco	(gr)	102.93
3	Peso del agua contenida (1-2)	(gr)	12.05
4	Peso del frasco	(gr)	20.24
5	Peso del suelo seco (2-4)	(gr)	82.69
6	Contenido de humedad (3/5x100)	(%)	14.57

PESO VOLUMETRICO DE MASA (γ_m)			
1	Peso del suelo + parafina	(gr)	207.85
2	Peso del suelo	(gr)	194.51
3	Peso de la parafina (1-2)	(gr)	13.34
4	Volumen del suelo + parafina	(cm ³)	149.00
5	Volumen de la parafina	(cm ³)	15.33
6	Volumen del suelo (4-5)	(cm ³)	133.67
7	Peso específico de masa (2 / 6)	(gr/cm ³)	1.46

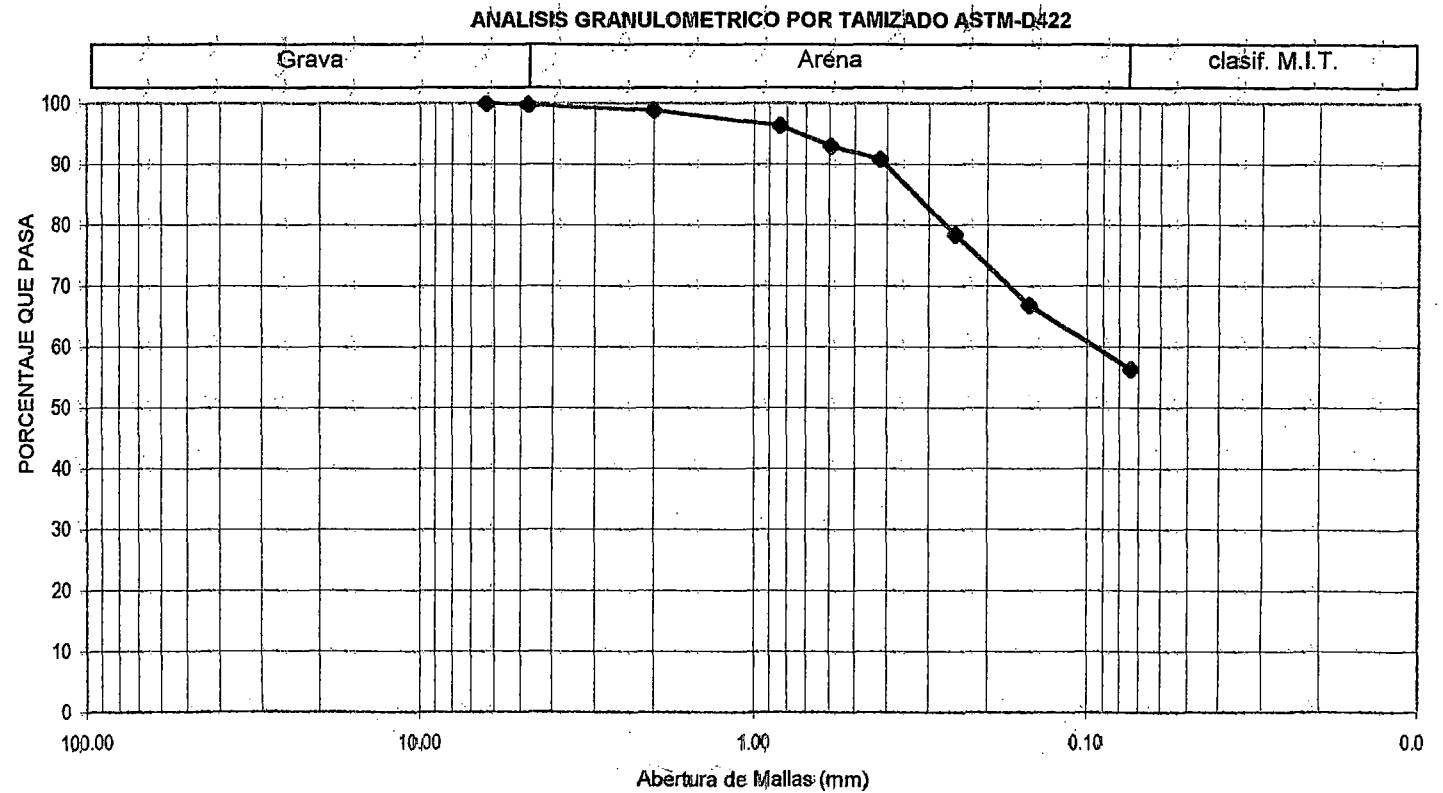
PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (Ss)			
1	Peso del frasco + peso suelo seco	(gr)	249.60
2	Peso del frasco volumétrico	(gr)	149.60
3	Peso del suelo seco (1-2)	(gr)	100.00
4	Peso del frasco + peso suelo + peso del agua	(gr)	711.30
5	Peso del frasco + peso del agua	(gr)	648.40
6	Peso del agua (5-4+3)	(gr)	37.10
7	Peso específico relativo de sólidos (3 / 6)		2.70

ANALISIS GRANUMOLETRICO POR TAMIZADO ASTM-D 421

Proyecto : TESIS / Ensayo de Carga Directa / JAMS
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI
 Fecha : Oct - 96

Muestra : MJ-2
 Profundidad : 0.80 m

MALLAS	ABERTURA (mm)	%ACUM. QUE PASA
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
3/4"	19.050	
1"	25.400	
1/2"	12.700	
3/8"	9.525	
1/4"	6.350	100.00
Nº4	4.760	99.70
Nº10	2.000	98.90
Nº20	0.840	96.30
Nº30	0.590	93.00
Nº40	0.420	90.80
Nº60	0.250	78.50
Nº100	0.149	66.80
Nº200	0.074	56.30



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayos de carga en modelos
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Muestra MJ-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =				15.11	%
Muestra N°	3			Diámetro	6.35 cm
Tara N°				Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1057.80	gr		Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.70	gr		Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	14.10	gr		D. Húmeda	1.60 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr		D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.30	gr		Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1070.2 gr

Esfuerzo Desviador = 0.5 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.25		0.000
0.00	0.00	0.00	2.50		0.000
0.30	0.15	0.02	2.51		0.066
1.00	0.23	0.05	2.52		0.101
1.30	0.27	0.11	2.53		0.118
2.00	0.31	0.17	2.54		0.136
2.30	0.37	0.26	2.55		0.162
3.00	0.42	0.38	2.56		0.184
4.00	0.46	0.55	2.57		0.202
5.00	0.48	0.70	2.58		0.210
6.00	0.50	0.84	2.59		0.219
7.00	0.54	1.05	2.59		0.237
8.00	0.56	1.23	2.60		0.246
9.00	0.59	1.38	2.60		0.259
10.00	0.60	1.55	2.61		0.263
11.00	0.62	1.76	2.61		0.272
12.00	0.63	1.96	2.61		0.276
13.00	0.64	2.11	2.61		0.281
14.00	0.64	2.26	2.61		0.281
15.00	0.65	2.44	2.61		0.285
16.00	0.65	2.65	2.61		0.285

Observaciones :

El suelo presenta oquedades y raíces muy finas

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayos de carga en modelos
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Muestra MJ-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			15.11	%
Muestra N°	3		Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1063.90	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1059.50	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	14.10	gr	D. Húmeda	1.69 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.30	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1083.1 gr

Esfuerzo Desviador = 1.00 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.35		0.000
0.00	0.00	0.00	2.60		0.000
0.30	0.39	0.02	2.60		0.171
1.00	0.56	0.08	2.61		0.246
1.30	0.70	0.15	2.62		0.307
2.00	0.84	0.23	2.63		0.368
2.30	0.94	0.33	2.64		0.412
3.00	1.00	0.42	2.65		0.438
4.00	1.10	0.58	2.66		0.482
5.00	1.17	0.71	2.66		0.513
6.00	1.24	0.85	2.67		0.544
7.00	1.30	1.05	2.67		0.570
8.00	1.33	1.20	2.68		0.583
9.00	1.35	1.34	2.68		0.592
10.00	1.40	1.49	2.68		0.614
11.00	1.40	1.70	2.69		0.614
12.00	1.40	1.88	2.69		0.614

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Hoja 3 de 4

Proyecto : Tesis / Ensayos de carga en modelos
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Muestra MJ-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			15.11	%
Muestra N°	3		Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1057.80	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.70	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	14.10	gr	D. Húmeda	1.60 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.30	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1070.2 gr

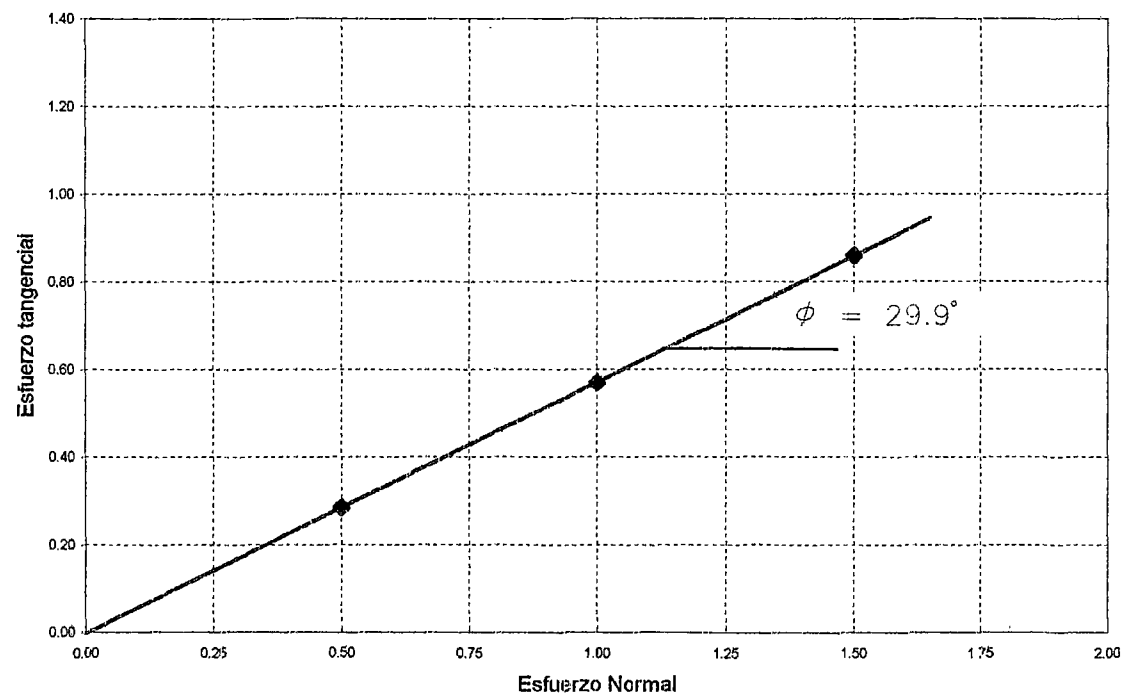
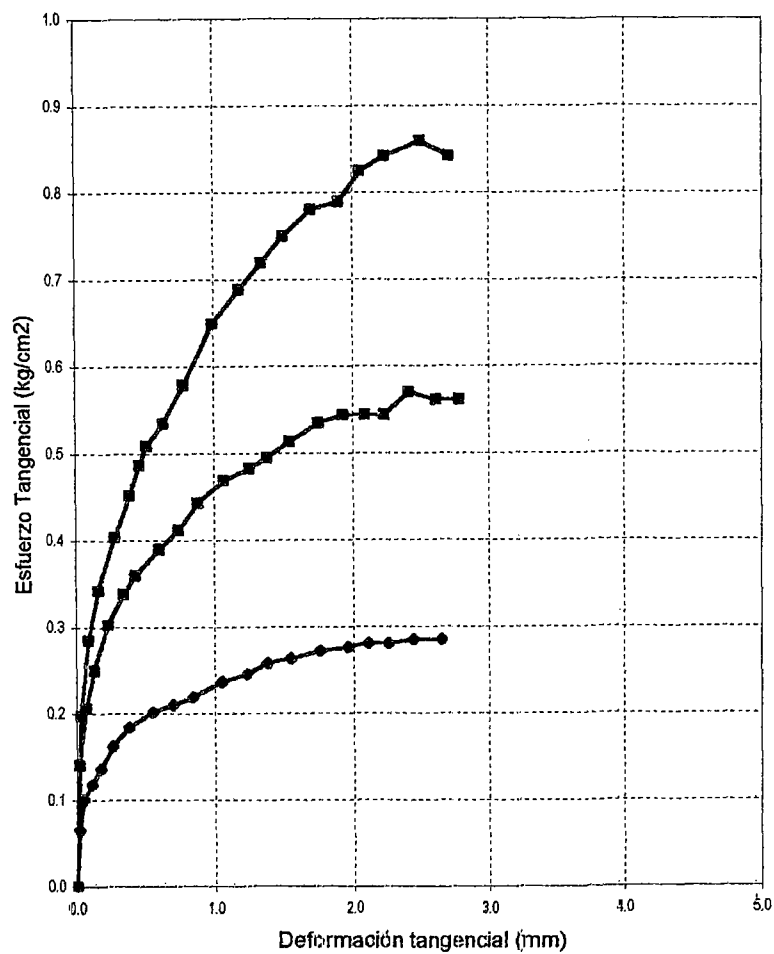
Esfuerzo Desviador = 1.50 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.60		0.000
0.00	0.00	0.00	2.97		0.000
0.30	0.52	0.03	2.98		0.228
1.00	0.81	0.07	2.99		0.355
1.30	0.96	0.13	3.01		0.421
2.00	1.15	0.24	3.03		0.504
2.30	1.27	0.35	3.05		0.557
3.00	1.34	0.44	3.06		0.588
4.00	1.47	0.61	3.08		0.645
5.00	1.58	0.78	3.10		0.693
6.00	1.73	1.03	3.12		0.759
7.00	1.80	1.24	3.14		0.789
8.00	1.86	1.38	3.15		0.816
9.00	1.93	1.60	3.16		0.846
10.00	1.94	1.84	3.17		0.851
11.00	1.96	2.08	3.17		0.859
12.00	2.07	2.30	3.18		0.908
13.00	2.08	2.62	3.18		0.912
14.00	2.10	2.85	3.18		0.921

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D - 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo de Carga Directa
Realizado por : José Medina S.
Lugar : Jardín de FIGMM - UNI

Hoja 4 de 4
Muestra : MJ-2
Fecha : Oct-96



Nota. Ensayo realizado con su humedad y densidad natural.

CONTENIDO DE HUMEDAD, PESO VOLUMETRICO, PESO ESPECIFICO,

Proyecto : Ensayo de Carga Directa / Tesis / JMS
 Lugar : Jardín FIGMM - UNI
 Descripción del suelo : arena fina

Muestra : MJ-1
 Fecha : Oct-96
 Operador : JMS

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO (w%)			
1	Peso del frasco + peso del suelo húmedo	(gr)	115.60
2	Peso del frasco + peso del suelo seco	(gr)	102.40
3	Peso del agua contenida (1-2)	(gr)	13.20
4	Peso del frasco	(gr)	19.87
5	Peso del suelo seco (2-4)	(gr)	82.53
6	Contenido de humedad (3/5x100)	(%)	15.99

PESO VOLUMETRICO DE MASA (γ_m)			
1	Peso del suelo + parafina	(gr)	289.14
2	Peso del suelo	(gr)	276.70
3	Peso de la parafina (1-2)	(gr)	12.44
4	Volumen del suelo + parafina	(cm ³)	187.00
5	Volumen de la parafina	(cm ³)	14.30
6	Volumen del suelo (4-5)	(cm ³)	172.70
7	Peso específico de masa (2 / 6)	(gr/cm ³)	1.60

PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (S_s)			
1	Peso del frasco + peso suelo seco	(gr)	288.60
2	Peso del frasco volumétrico	(gr)	188.60
3	Peso del suelo seco (1-2)	(gr)	100.00
4	Peso del frasco + peso suelo + peso del agua	(gr)	750.40
5	Peso del frasco + peso del agua	(gr)	687.30
6	Peso del agua (5-4+3)	(gr)	36.90
7	Peso específico relativo de sólidos (3 / 6)		2.71

CONTENIDO DE HUMEDAD, PESO VOLUMETRICO, PESO ESPECIFICO,

Proyecto : Ensayo de Carga Directa / Tesis / JMS
 Lugar : Jardín FIGMM - UNI
 Descripción del suelo : arena fina

Muestra : M.J-2
 Fecha : Oct-96
 Operador : JMS

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO (w%)			
1	Peso del frasco + peso del suelo húmedo	(gr)	113.82
2	Peso del frasco + peso del suelo seco	(gr)	103.82
3	Peso del agua contenida (1-2)	(gr)	10.20
4	Peso del frasco	(gr)	18.82
5	Peso del suelo seco (2-4)	(gr)	84.80
6	Contenido de humedad (3/5x100)	(%)	12.03

PESO VOLUMETRICO DE MASA (γ_m)			
1	Peso del suelo + parafina	(gr)	
2	Peso del suelo	(gr)	
3	Peso de la parafina (1-2)	(gr)	
4	Volumen del suelo + parafina	(cm ³)	
5	Volumen de la parafina	(cm ³)	
6	Volumen del suelo (4-5)	(cm ³)	
7	Peso específico de masa (2 / 6)	(gr/cm ³)	

PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (S _s)			
1	Peso del frasco + peso suelo seco	(gr)	276.20
2	Peso del frasco volumétrico	(gr)	176.20
3	Peso del suelo seco (1-2)	(gr)	100.00
4	Peso del frasco + peso suelo + peso del agua	(gr)	736.00
5	Peso del frasco + peso del agua	(gr)	672.80
6	Peso del agua (5-4+3)	(gr)	36.80
7	Peso específico relativo de sólidos (3 / 6)		2.72

CONTENIDO DE HUMEDAD, PESO VOLUMETRICO, PESO ESPECIFICO,

Proyecto : Ensayo de Carga Directa / Tesis / JMS
 Lugar : Jardín FIGMM - UNI
 Descripción del suelo : arena fina

Muestra : MJ-3
 Fecha : Oct-96
 Operador : JMS

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO (w%)			
1	Peso del frasco + peso del suelo húmedo	(gr)	110.98
2	Peso del frasco + peso del suelo seco	(gr)	99.94
3	Peso del agua contenida (1-2)	(gr)	11.04
4	Peso del frasco	(gr)	18.47
5	Peso del suelo seco (2-4)	(gr)	81.47
6	Contenido de humedad (3/5x100)	(%)	13.55

PESO VOLUMETRICO DE MASA (γ_m)			
1	Peso del suelo + parafina	(gr)	
2	Peso del suelo	(gr)	
3	Peso de la parafina (1-2)	(gr)	
4	Volumen del suelo + parafina	(cm ³)	
5	Volumen de la parafina	(cm ³)	
6	Volumen del suelo (4-5)	(cm ³)	
7	Peso específico de masa (2 / 6)	(gr/cm ³)	

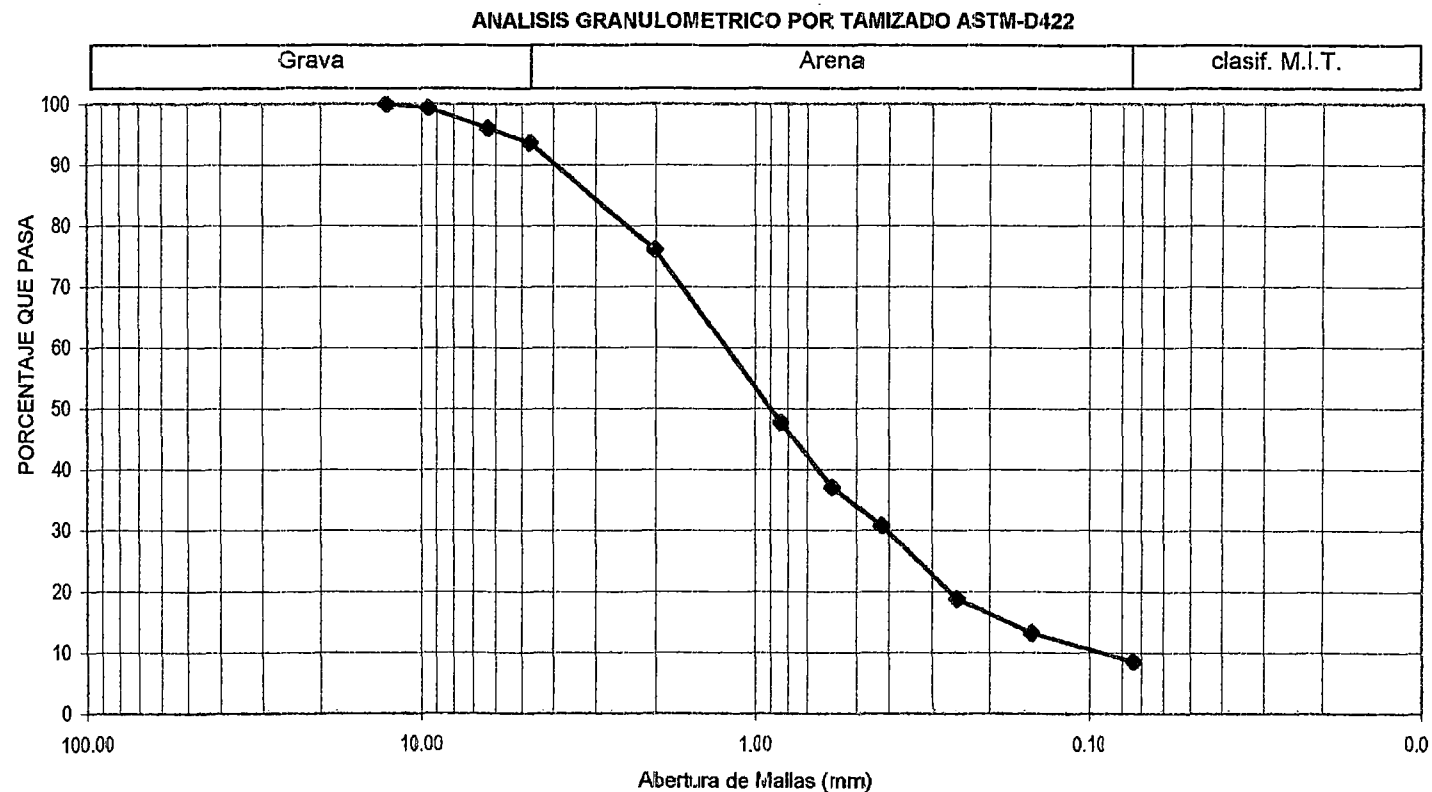
PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (Ss)			
1	Peso del frasco + peso suelo seco	(gr)	249.60
2	Peso del frasco volumétrico	(gr)	149.60
3	Peso del suelo seco (1-2)	(gr)	100.00
4	Peso del frasco + peso suelo + peso del agua	(gr)	711.50
5	Peso del frasco + peso del agua	(gr)	648.40
6	Peso del agua (5-4+3)	(gr)	36.90
7	Peso específico relativo de sólidos (3 / 6)		2.71

ANALISIS GRANUMOLETRICO POR TAMIZADO ASTM-D 421

Proyecto : TESIS / Ensayos de Carga en Modelo de Cimentación / JAMS
 Lugar : Laboratorio Ensayo de Materiales - FIC - UNI
 Fecha : Oct - 96

Muestra : MA-1
 Profundidad : : 0

MALLAS	ABERTURA (mm)	%ACUM. QUE PASA
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
3/4"	19.050	
1"	25.400	
1/2"	12.700	100.00
3/8"	9.525	99.40
1/4"	6.350	96.10
Nº4	4.760	93.70
Nº10	2.000	76.10
Nº20	0.840	47.80
Nº30	0.590	37.10
Nº40	0.420	30.80
Nº60	0.250	18.80
Nº100	0.149	13.20
Nº200	0.074	8.60



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo en Modelo de Cimentación
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : LEM - FIC- UNI

Muestra : MA-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			7.96	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1050.80	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.40	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	7.40	gr	D. Húmeda	1.50 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.00	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1067.7 gr

Esfuerzo Desviador = 0.5 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.24		0.000
0.00	0.00	0.00	2.24		0.000
0.30	0.30	0.03	2.24		0.132
1.00	0.45	0.05	2.24		0.197
1.30	0.49	0.06	2.24		0.215
2.00	0.60	0.10	2.25		0.263
2.30	0.75	0.17	2.25		0.329
3.00	0.86	0.21	2.25		0.377
4.00	1.04	0.32	2.25		0.456
5.00	1.15	0.41	2.24		0.504
6.00	1.24	0.50	2.23		0.544
7.00	1.29	0.60	2.21		0.566
8.00	1.35	0.70	2.18		0.592
9.00	1.32	0.83	2.16		0.579

Observaciones :

El suelo es muy frágil y contiene algunas gravas.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo en Modelo de Cimentación
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : LEM - FIC - UNI

Muestra : MA-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			7.96	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1050.80	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.40	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	7.40	gr	D. Húmeda	1.50 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.00	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1070.7 gr

Esfuerzo Desviador = 1.00 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.41		0.000
0.00	0.00	0.00	2.42		0.000
0.30	0.40	0.03	2.42		0.175
1.00	0.74	0.07	2.42		0.324
1.30	0.92	0.11	2.42		0.403
2.00	1.22	0.16	2.43		0.535
2.30	1.48	0.25	2.43		0.649
3.00	1.68	0.31	2.43		0.737
4.00	1.89	0.44	2.42		0.829
5.00	2.03	0.68	2.41		0.890
6.00	2.15	0.71	2.39		0.943
7.00	2.21	0.89	2.36		0.969
8.00	2.20	1.04	2.35		0.965
9.00	2.25	1.19	2.33		0.987
10.00	2.20	1.34	2.31		0.965

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo en Modelo de Cimentación
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : LEM - FIC - UNI

Muestra : MA-1
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			7.96	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1050.80	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.40	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	7.40	gr	D. Húmeda	1.50 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.00	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1070.6 gr

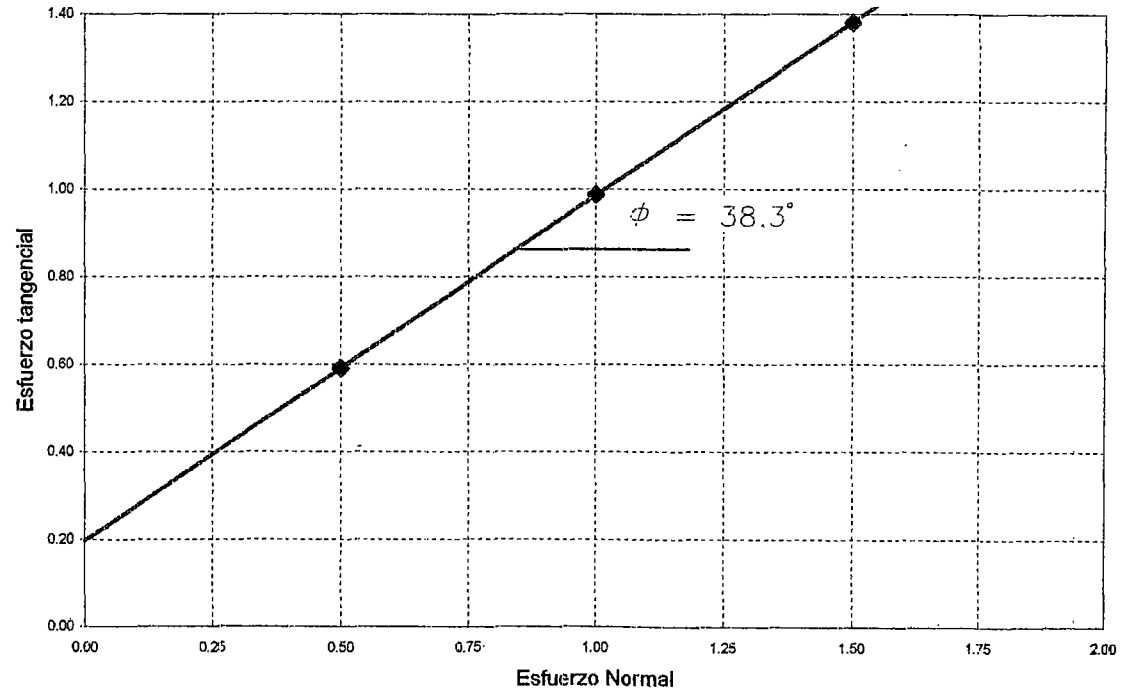
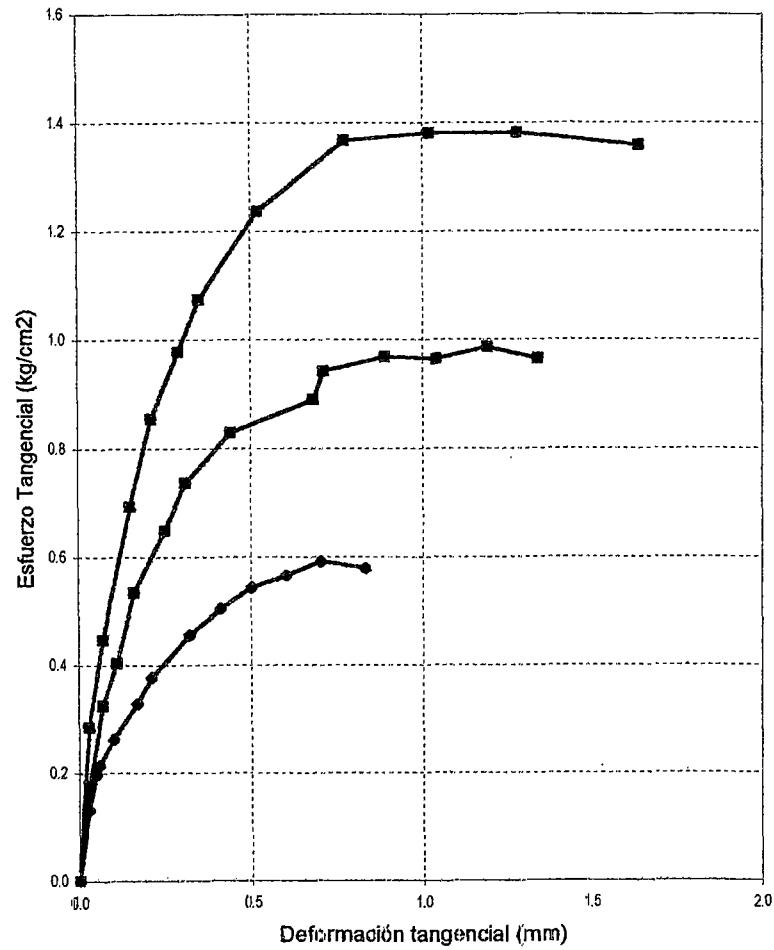
Esfuerzo Desviador = 1.50 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.48		0.000
0.00	0.00	0.00	2.48		0.000
0.30	0.65	0.03	2.50		0.285
1.00	1.02	0.07	2.50		0.447
1.30	1.58	0.15	2.51		0.693
2.00	1.95	0.21	2.52		0.855
2.30	2.23	0.29	2.52		0.978
3.00	2.45	0.35	2.52		1.074
4.00	2.82	0.52	2.51		1.236
5.00	3.12	0.77	2.48		1.368
6.00	3.15	1.02	2.45		1.381
7.00	3.15	1.28	2.41		1.381
8.00	3.10	1.64	2.37		1.359

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D - 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo de Carga en Modelos de Cimentación
Realizado por : José Medina S.
Lugar : LEM - UNI

Hoja 4 de 4
Muestra : MA-1
Fecha : Oct-96



Nota. Ensayo realizado con su humedad y densidad natural.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Hoja 1 de 4

Proyecto : Tesis / Ensayo en Modelo de Cimentación
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : LEM - UNI

Muestra : MA-2
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			7.59	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1051.00	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.90	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	7.10	gr	D. Húmeda	1.50 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.50	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1067.7 gr

Esfuerzo Desviador = 0.5 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.47		0.000
0.00	0.00	0.00	3.27		0.000
0.30	0.17	0.05	3.29		0.075
1.00	0.25	0.13	3.31		0.110
1.30	0.31	0.20	3.32		0.136
2.00	0.37	0.30	3.34		0.162
2.30	0.42	0.40	3.35		0.184
3.00	0.46	0.51	3.36		0.202
4.00	0.52	0.70	3.37		0.228
5.00	0.54	0.88	3.38		0.237
6.00	0.58	1.06	3.39		0.254
7.00	0.60	1.28	3.39		0.263
8.00	0.62	1.45	3.39		0.272
9.00	0.65	1.69	3.39		0.285
10.00	0.67	1.90	3.39		0.294
11.00	0.66	2.10	3.39		0.289
12.00	0.66	2.26	3.39		0.289

Observaciones :

El suelo es muy frágil y contiene algunas gravas.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo en Modelo de Cimentación
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : LEM - UNI

Muestra : MA-2
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			7.59	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1051.00	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.90	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	7.10	gr	D. Húmeda	1.50 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.50	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1066.5 gr

Esfuerzo Desviador = 1.00 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.62		0.000
0.00	0.00	0.00	3.31		0.000
0.30	0.28	0.03	3.34		0.123
1.00	0.44	0.09	3.34		0.193
1.30	0.58	0.15	3.36		0.254
2.00	0.74	0.26	3.37		0.324
2.30	0.82	0.40	3.40		0.360
3.00	0.90	0.49	3.40		0.395
4.00	1.02	0.67	3.41		0.447
5.00	1.10	0.84	3.42		0.482
6.00	1.20	1.07	3.43		0.526
7.00	1.24	1.26	3.43		0.544
8.00	1.27	1.43	3.43		0.557
9.00	1.32	1.61	3.43		0.579
10.00	1.36	1.83	3.43		0.596
11.00	1.36	2.02	3.43		0.596
12.00	1.39	2.19	3.43		0.609
13.00	1.39	2.37	3.43		0.609

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo en Modelo de Cimentación
 Realizado por : José Medina S.
 Lugar : LEM - UNI

Muestra : MA-2
 Fecha : Oct-96

CONTENIDO DE HUMEDAD =			7.59	%
Muestra N°			Diámetro	6.35 cm
Tara N°			Area	31.67 cm ²
Peso Tara + Suelo Húmedo	1051.00	gr	Altura	2.12 cm
Peso Tara + Suelo Seco	1043.90	gr	Volumen	67.14 cm ³
Peso Agua	7.10	gr	D. Húmeda	1.50 gr/cm ³
Peso Tara	950.40	gr	D. Seca	1.39 gr/cm ³
Peso suelo Seco	93.50	gr	Peso muestra húmeda+tara al final del ensayo	1066.3 gr

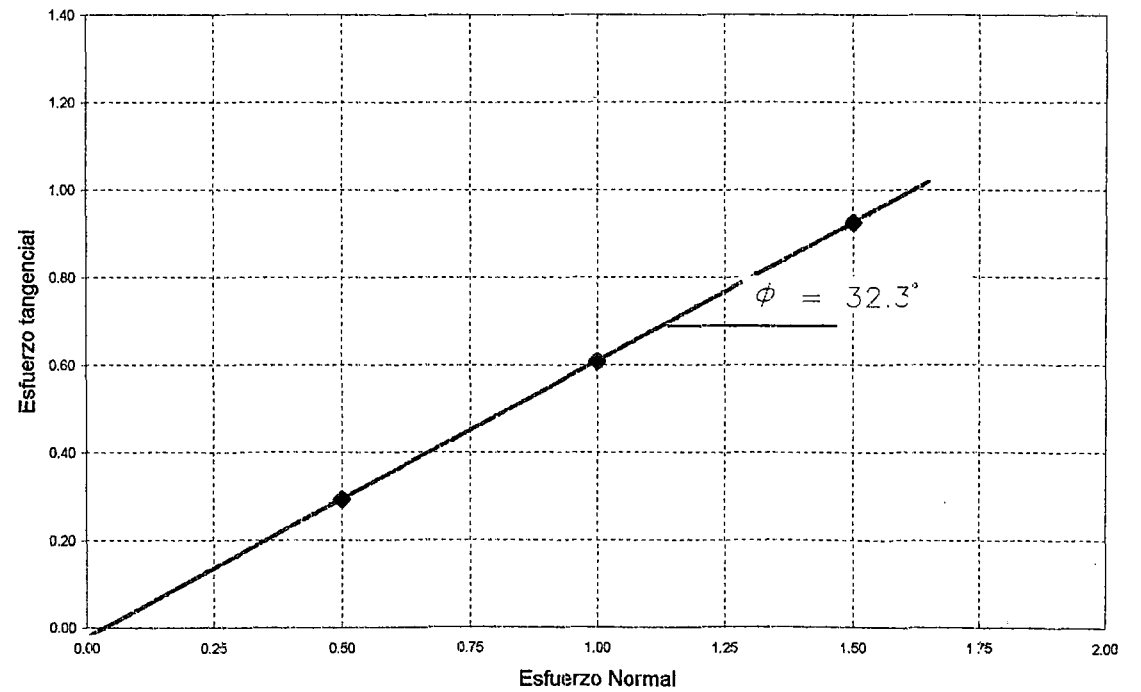
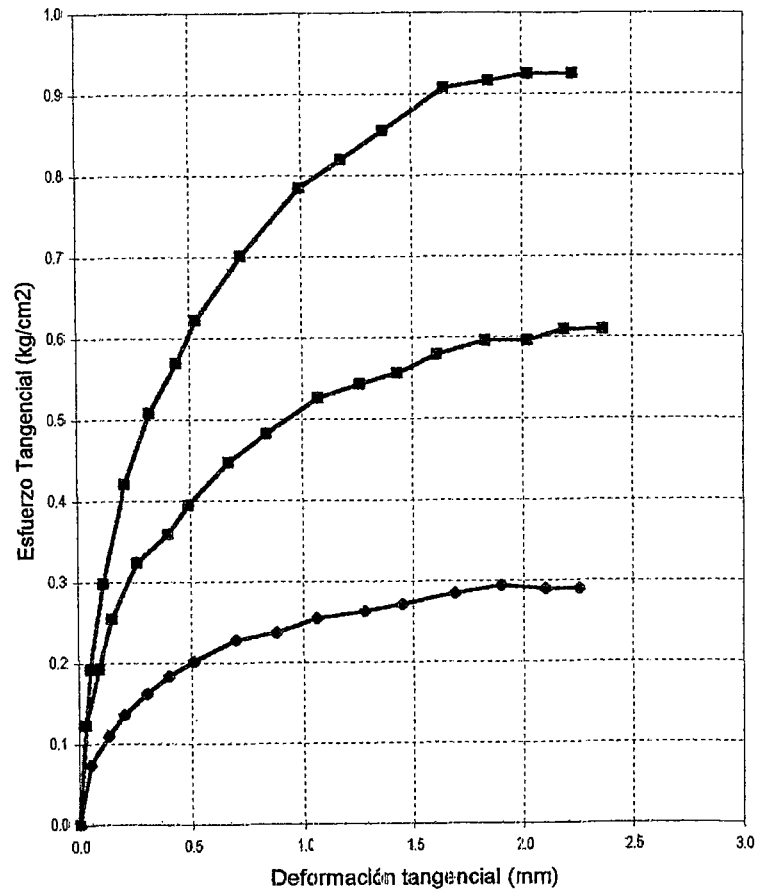
Esfuerzo Desviador = 1.50 kg/cm²

Tiempo transcurrido	Dial de carga	Deformación Tangencial	Deformación Normal	Fuerza cortante	Esfuerzo de corte
0.00	0.00	0.00	2.00		0.000
0.00	0.00	0.00	2.66		0.000
0.00	0.00	0.00	3.16		0.000
0.30	0.44	0.05	3.18		0.193
1.00	0.68	0.11	3.20		0.298
1.30	0.96	0.21	3.21		0.421
2.00	1.16	0.32	3.24		0.509
2.30	1.30	0.44	3.28		0.570
3.00	1.42	0.53	3.31		0.623
4.00	1.60	0.73	3.33		0.702
5.00	1.79	0.99	3.35		0.785
6.00	1.87	1.18	3.36		0.820
7.00	1.95	1.37	3.37		0.855
8.00	2.07	1.65	3.38		0.908
9.00	2.09	1.85	3.39		0.916
10.00	2.11	2.03	3.39		0.925
11.00	2.11	2.23	3.39		0.925

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D - 3080

Proyecto : Tesis / Ensayo de Carga en Modelos de Cimentación
Realizado por : José Medina S.
Lugar : LEM - UNI

Hoja 4 de 4
Muestra : MA-2
Fecha : Oct-96



Nota. Ensayo realizado con su humedad y densidad natural.