



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN**

ESTABILIDAD DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

T E S I N A

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

ALEJANDRO CASTAÑEDA JUAREZ

ASESOR: CELSO BARRERA CHAVEZ

DICIEMBRE 2008



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos:

En primer lugar a Dios, por permitirme estar con vida, y por permitirme terminar con una de tantas metas que tengo en la vida.

A mis Padres, por su ejemplo y dedicación.

A mis Hermanos por su apoyo incondicional.

Este trabajo no hubiera sido posible sin el apoyo que recibí de mi asesor y maestros, que con su dedicación y experiencia me apoyaron en todo momento.

Y quiero agradecer también a todas las personas fuera de la Universidad las cuales me apoyaron con sus consejos y experiencias para poder concluir con éxito esta etapa de mi vida.

A todos muchas Gracias.

ESTABILIDAD DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

INTRODUCCIÓN.

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES

1.1 Tipos de cimentaciones.	1
1.1.1 Cimentaciones superficiales	1
1.1.2 Cimentaciones profundas	1
1.2 Tipos de cimentaciones superficiales	2
1.2.1 Zapatas aislada	2
1.2.2 Zapatas corridas	2
1.2.3 Losas de cimentación	3
1.2.4 Cajones de cimentación	3
1.3 Análisis de capacidad de carga en cimentaciones superficiales	4
1.3.1 Modelo de Kristianovich	4
1.3.2 Teorías y mecanismos de falla	5
Prandtl	5
Terzaghi	6
Skempton	8
Vesic	9
Meyerhof	11
1.4 Análisis de asentamientos en cimentaciones superficiales	12
1.4.1 Distribución de esfuerzos verticales	12
Teoría de Boussinesq	12
Teoría de Frölich	14
Teoría de Westergaard	15
1.4.2 Asentamientos por consolidación	16
1.4.3 Asentamientos elásticos	17
1.5 Casos especiales en cimentaciones superficiales	18
1.5.1 Suelos expansivos	18
1.5.2 Suelos colapsables	19
1.5.3 Licuación	19

CAPÍTULO 2	EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUELO	
2.1 Métodos de exploración		20
2.1.1 Muestreo alterado		21
Pozos a cielo abierto (PCA)		21
Prueba de penetración estándar (SPT)		21
2.1.2 Muestreo inalterado		23
Pozos a cielo abierto (PCA)		23
Tubo Shellby		23
Prueba de penetración estática (CPT)		24
Tubo TGC		26
Tubo Denison		27
Doble barril giratorio		28
2.1.3 Exploración sin obtención de muestras		29
Presiómetro de Menard		29
2.2 Pruebas de laboratorio		30
2.2.1 Pruebas triaxiales		30
2.2.2 Pruebas odométricas		33
2.2.3 Pruebas de corte directo		34
CAPÍTULO 3	OBRAS AUXILIARES EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES	
3.1 Muros de gravedad y muros en voladizo		37
3.1.1 Teoría de Rankine		38
3.2 Control de filtraciones bajo el nivel freático		40
3.2.1 Fuerzas de filtración		40
3.2.2 Métodos de abatimiento		40
Pozos profundos		41
Pozos punta		41
Pozos punta combinados con vacío		42
Bombeo de achique		42
3.3 Estabilidad de la excavación		43
3.3.1 Falla de los taludes		45
3.3.2 Falla de fondo		47
3.4 Métodos de impermeabilización		48
3.4.1 Losas		48
3.4.2 Cajones		48
3.4.3 Zapatas		49

CAPÍTULO 4	DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	
4.1 Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del G.D.F		
4.1.1 Capacidad de carga		50
4.1.2 Asentamientos		52
4.1.3 Cargas excéntricas		53
4.2 Ejemplos		54
4.3.1 Zapatas		56
4.3.2 Losa		60
CAPÍTULO 5	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES	
5.1 Instrumentación		65
5.1.1 Variables o parámetros que se pueden medir		66
5.1.2 Clasificación de los equipos de medición		68
5.1.3 Sistemas de medición de uso más frecuentes		71
5.1.4 Costo de la instrumentación		78
CONCLUSIONES.		80
BIBLIOGRAFÍA		83
Anexo A		84
Anexo A1		85
Anexo A2		86
Anexo A3		96

INTRODUCCION

El presente trabajo introduce al lector al tema de los aspectos geotécnicos en el análisis de la estabilidad de una cimentación superficial. En él se trata que el texto y el ejemplo sean simples y entendibles, con objeto de que el lector obtenga una herramienta de apoyo al análisis y estudios necesarios para garantizar la estabilidad de una cimentación superficial.

En este trabajo se mencionan los diferentes tipos de cimentaciones superficiales que existen, en qué casos se pueden utilizar, además de mencionar sus ventajas y desventajas de las cuales como diseñadores se tendrán que tomar en cuenta para el diseño final.

Con base en la bibliografía que se menciona en el texto es como se describen algunas de las diferentes teorías que se pueden utilizar para calcular la capacidad de carga de una cimentación, los diferentes estudios que se deben hacer para conocer las propiedades del suelo en donde se va a desplantar la estructura o estructuras que se desean construir y de esta manera saber si el suelo soportará las solicitaciones o necesitará de algún mejoramiento o cambio de cimentación para que funcione correctamente.

El trabajo se divide en cinco capítulos, los primeros tres capítulos proporcionan información general sobre conceptos básicos, algunas teorías de análisis, métodos exploratorios del suelo y obras auxiliares que en algún momento se pueden llegar a utilizar, en el capítulo cuatro se presenta un ejemplo práctico de lo que es un análisis de una cimentación superficial en suelo, ya que

también se puede hacer un análisis sobre roca. En el capítulo cinco se describe la importancia de la instrumentación aunque en el caso de cimentaciones superficiales no se ponga el debido cuidado y se considere importante sólo para obras como presas, edificios etc.

Cabe señalar que en el capítulo tres se menciona algunos métodos para abatir niveles freáticos y obras auxiliares que muy probablemente no se utilizarán en una cimentación superficial, sin embargo, el mencionar estos métodos puede ayudar en algún momento al lector cuando tenga otro tipo de proyecto, en otras condiciones de trabajo y con otro tipo de suelo que tendrá propiedades y características diferentes a las que se mencionan en el ejemplo práctico de este trabajo.

En el ejercicio práctico se muestra una Estación de Servicio, es un ejemplo sencillo donde se utilizó el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, el ejemplo consta de dos etapas, la primera es el análisis de los elementos de las islas de abastecimiento es decir, donde estarán ubicadas las bombas despachadoras de combustible y la segunda etapa donde se ubicará la oficina de la Estación de Servicio.

Finalmente se anexan al trabajo gráficas, estudios de mecánica de suelos, pruebas de consolidación, triaxiales etc, necesarios para el análisis de la cimentación superficial, mostrando los detalles que se tomaron en cuenta para el ejemplo práctico que se mencionó en este texto.

Capítulo 1 Antecedentes

Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas deben cimentarse sobre la superficie del terreno o dentro de él. Las cargas de estas estructuras se transmiten al terreno a través de una cimentación adecuada; dependiendo de la naturaleza del terreno, se construyen cimentaciones superficiales como las zapatas y cimentaciones profundas como los pilotes.

1.1 Tipos de cimentaciones

El objetivo principal de las cimentaciones es el de transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable y esperando asentamientos tolerables durante su vida útil.

Para definir el tipo de cimentación es importante evaluar con precisión las cargas que se transmitirán al subsuelo, realizar un estudio detallado de mecánica de suelos y escoger el sistema constructivo que sea técnica y económicamente el más viable.

Las cimentaciones pueden clasificarse de acuerdo a los siguientes criterios:

- Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen, etc.
- Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
- Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Los cuales serán útiles, si permiten identificar los elementos que transmitirán las cargas al suelo, así como el mecanismo de falla del suelo de cimentación para la aplicación del método de cálculo adecuado.

1.1.1 Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se construyen sobre estratos superficiales, donde no se requiere de maquinaria pesada ni procedimientos constructivos especiales y su diseño no acepta esfuerzos de tensión. Las cimentaciones más comunes son:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Losas de cimentación
- Cajones de cimentación

1.1.2 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando los estratos de suelo o de roca que se encuentran en la superficie no son capaces de soportar la carga, con una seguridad adecuada o con un asentamiento tolerable.

Algunos tipos de cimentaciones profundas son:

- Pilotes
- Pilas
- Cajón de cimentación profundos.
- Cilindros

Para identificar las diferentes cimentaciones profundas se propone clasificarlas considerando sus características y condiciones de trabajo, como son:

- Tipo de suelo en donde se construyen
- Material de fabricación

- Procedimiento constructivo
- Transmisión de carga al subsuelo

Conociendo estos elementos se puede determinar el tipo de cimentación profunda a utilizar, ofreciendo seguridad y asentamientos tolerables por efecto de las cargas de la estructura que soportan.

1.2 Tipos de cimentaciones superficiales

1.2.1 Zapatas aisladas

Se construyen generalmente de concreto armado o de mampostería, se coloca a poca profundidad bajo el nivel superficial del terreno, y sirven para transmitir al suelo una carga puntual, de modo que la zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. Pueden ser de forma cuadrada, rectangular y/o circular.

Cuando se trabaja con zapatas aisladas se requiere que los asentamientos diferenciales entre una zapata y otra no sean excesivos

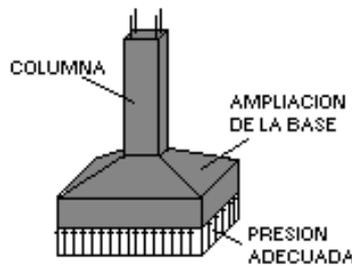


fig 1.2.1 Zapata aislada (ref 15)

1.2.2 Zapatas corridas

Se utilizan cuando se requieren controlar los asentamientos diferenciales entre columnas. Cuando los depósitos de suelo son de media a baja compresibilidad, se recomienda el uso de este tipo de zapatas. Son rectangulares, con longitud suficiente para recibir un muro o una hilera de varias columnas.

Entre otras ventajas de las zapatas corridas es, que se utilizan cuando se requiere una mayor área para transmitir las cargas y disminuir las presiones para evitar una falla por capacidad de carga y deformación.

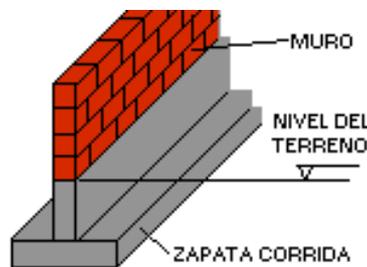


fig 1.2.2 Zapata corrida (ref 15)

1.2.3 Losas de cimentación

Las losas rígidas de concreto reforzado cubren la totalidad del área bajo la estructura y soportan todas las columnas y muros de la superestructura. Las losas de cimentación son utilizadas en suelos superficiales donde se requiere una mayor área de apoyo o cuando las zapatas corridas cubren más del 50% por cimentar y su principal ventaja es la de distribuir uniformemente las cargas transmitidas al subsuelo y el de restringir los asentamientos diferenciales además de cumplir con la capacidad de carga del suelo de apoyo.

Este tipo de cimentación se utiliza en depósitos de suelo de mediana a alta compresibilidad donde los asentamientos diferenciales son muy grandes, por lo que las losas ofrecen la ventaja de asentarse de la manera más uniforme posible.

Con frecuencia las losas de cimentación se utilizan bajo estructuras pesadas en los que no es adecuado el uso de zapatas aisladas o corridas, pero los estratos superficiales pueden ser aptos para cimentar sobre ellos debido a que su capacidad de carga y deformaciones pueden ser tolerados para la presión que transmite la losa. Estas losas son continuas en ambas direcciones y ocupan una superficie muy amplia. Es conveniente usar una losa rígida para lo cual se usan espesores del orden de 15cm a 30 cm, requieren de un gran volumen de concreto y tienen un peso considerable de acero de refuerzo, por lo que resultan costosas. Las losas de cimentación actúan como zapatas corridas en ambas direcciones, y por consiguiente, pueden servir como puentes sobre las zonas blandas, con lo que se tiene un apoyo más uniforme para las columnas de los edificios.



fig 1.2.3 Losa de cimentación (ref 15)

1.2.4 Cajones de cimentación

Son elementos estructurales elaborados con concreto reforzado y están constituidos por una retícula de sección rectangular. Se utilizan en depósitos de suelo de media, alta y muy alta compresibilidad junto con una baja capacidad de carga. Si el nivel freático es cercano a la superficie del terreno, se debe realizar un análisis de flotación provocado por el efecto de la subpresión en la base de la cimentación.

Cuando se diseña un cajón de cimentación se debe considerar al suelo en dos fases:

- El peso específico sumergido y,
- El efecto de flotación para el peso del líquido desplazado.

Ambos efectos son utilizados para compensar el peso total o parcial del edificio.

Al construir el cajón y la superestructura, el peso de ambos aplicará una presión en la base del fondo. Teóricamente, si la presión que ejerce la estructura es igual que la presión original que ejercía la tierra antes de excavar, el estado de esfuerzos totales en la masa de suelo subyacente al cajón volverá a ser igual al que prevalecía antes de ejecutar la excavación.

Esto significa que la expansión del fondo generada por la excavación se regenerará totalmente, desarrollándose así un asentamiento en la estructura de igual magnitud que la expansión del fondo.

Cuando la excavación abarca una gran área y profundidad se generan expansiones en el fondo, que al ser nuevamente cargada se traducirá en un asentamiento.

Por otra parte, el incremento de los esfuerzos cortantes generados por la descarga del fondo desaparecerá y estos esfuerzos volverán a su valor, dirección y sentido que tenían antes de la excavación.



fig 1.2.4 Cajón de cimentación (ref 15)

1.3 Análisis de capacidad de carga en cimentaciones superficiales.

1.3.1 Modelo de Khristianovich

El problema de capacidad de carga se puede visualizar analizando el modelo mecánico de Khristianovich. Consiste en una balanza cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos; si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanecerá en equilibrio, pues la fricción de las guías puede neutralizarlo. Sin embargo, si el peso que se coloca es mayor a la capacidad de las guías para desarrollar fricción, se tendrá que poner un peso adicional en el otro platillo que permita obtener el equilibrio.

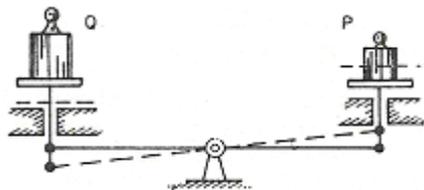


fig 1.3.1 Modelo de Khristianovich (Juárez, E. 1989)

Se entiende por equilibrio crítico de la balanza, cuando pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de sus platillos, por pequeño que éste sea. La estabilidad de cimentaciones se puede ilustrar con el siguiente problema planteado en la balanza.

El problema de una cimentación sería encontrar la carga q , máxima, que puede ponerse en el cimiento, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La correspondencia con la balanza puede visualizarse, haciendo coincidir un platillo con el cimiento tal como se ve en la figura 1.3.1.2. El otro platillo está dentro del terreno natural. Se puede observar que la presión q que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo, $p = \gamma D$, puesto

que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción de las guías, está trabajando a favor del q .

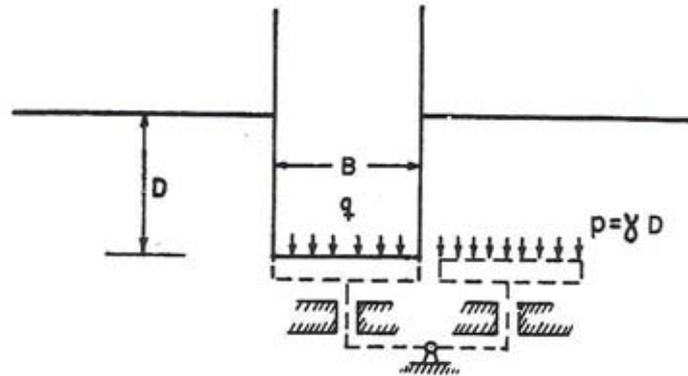


fig. 1.3.1.2 Correspondencia de un cimiento con la balanza de Krhistianovich (Juárez, E. 1989)

Esto quiere decir que un suelo con una buena resistencia equivale a unas guías en la balanza con mucha fricción. Casos límite estarían representados por una roca sana, en la cual, con referencia al caso de la cimentación, q podría ser muy grande en comparación de p y por un líquido, de resistencia nula al esfuerzo cortante, en el que el máximo q que puede ponerse es igual a p . Una cimentación en que la q sea igual a p se denomina totalmente compensada.

1.3.2 Teorías y mecanismos de falla

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.

a) Solución de Prandtl.

En 1920 Prandtl estudió el problema de la indentación en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido-plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita, de base plana. Prandtl consideró que el elemento y el medio era perfectamente liso, y propuso el mecanismo de falla que se muestra en la siguiente figura.

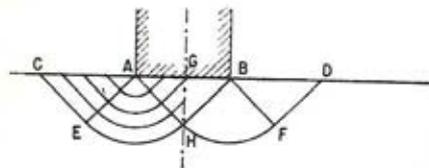


Fig. 1.3.2. Mecanismo de falla de Prandtl (Juárez E. 1989)

Tratando de calcular la presión máxima que se puede dar al elemento rígido sin que penetre en el medio semi-infinito, a este valor que toma la presión se denomina carga límite.

La superficie AB es un plano principal, por no existir en ella esfuerzos cortantes (plano liso). Las superficies AC y BD son superficies libres, exentas de todo esfuerzo. Con base en lo anterior se deduce que para tener un estado de falla incipiente en la vecindad de dichas superficies se requerirá que el esfuerzo de compresión mencionado deba tener un valor de $2c$. Siendo el medio un sólido de resistencia constante igual a c , un elemento vecino a la superficie AC o BD está en condición análoga a la que se tiene en una prueba de compresión simple, en la cual la resistencia es $q_u = 2c$.

Donde:

q_u es la resistencia a la compresión simple

Haciendo uso de la teoría de los cuerpos perfectamente plásticos se encuentra que la región ACE es una región de esfuerzos constantes, iguales a la compresión horizontal, igualmente la región AGH es también de esfuerzos constantes. La transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radial. Con los valores de estos esfuerzos, Prandtl calculó que la presión límite que puede ponerse en la superficie AB esta dada por el siguiente valor;

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

Prandtl consideró que la región ABH se incrusta como cuerpo rígido, moviéndose verticalmente hacia abajo como si fuera parte del elemento rígido. En la región AEH las líneas de deslizamiento son círculos con centro en A y con velocidad tangente en tales líneas igual a $\frac{\sqrt{2}}{2}$, constante en toda la región, supuesto que el elemento rígido desciende con una velocidad unitaria. Finalmente la región ACE se mueve como cuerpo rígido con una velocidad $\frac{\sqrt{2}}{2}$, en dirección de EC .

Esta solución es la base de todas las teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para la aplicación específica en suelos.

b) Teoría de Terzaghi

Esta teoría es la de mayor aplicación, especialmente en el caso de cimientos poco profundos. La expresión cimientos poco profundos se aplica a aquellos elementos en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre la superficie del terreno natural y la base del cimiento. Considerando lo anterior Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo del nivel de desplante hacia abajo. El terreno que esta sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que se representa por una sobrecarga $q = \gamma D_f$, actuando en el plano horizontal, que pasa por la base del cimiento, donde γ es el peso específico del suelo y D_f es la profundidad de desplante.

Con base en los estudios de la teoría de Prandtl, Terzaghi propuso su mecanismo de falla

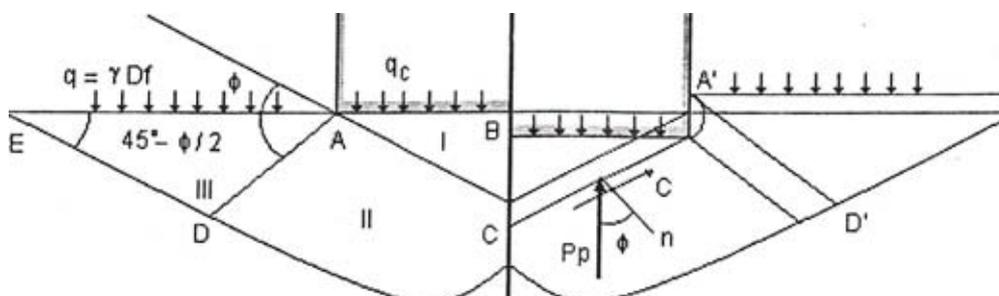


Fig 1.3.2.2 Mecanismo de falla de Terzaghi (Juárez, E. 1989)

La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es de deformación tangencial radial, la frontera A-C de esta zona forma con la horizontal el ángulo Φ , cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería $45 + \frac{\phi}{2}$. La frontera A-D forma un ángulo de $45 - \frac{\phi}{2}$ con la horizontal en cualquiera de los dos casos. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

La penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; estas comprenden al efecto de la cohesión en las superficies A-C y la resistencia pasiva del suelo desplazado; actuante en dichas superficies. Por tratarse de un caso de falla incipiente, estos empujes formarán un ángulo Φ con las superficies, es decir, serán verticales en cada una de ellas.

Terzaghi realizó varios cálculos en donde despreció el peso de la cuña I y consideró en equilibrio las fuerzas verticales con lo que obtuvo la siguiente expresión.

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

Donde:

q_c = carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo

P_p = empuje pasivo actuante en la superficie A-C

C = fuerza de cohesión actuante en la superficie A-C

Como $C = \frac{cB}{2 \cos \phi}$ se tiene que $q_c = \frac{1}{B} (2P_p + cB \operatorname{tg} \phi)$

Con el procedimiento anterior redujo el problema a calcular P_p única incógnita en la ecuación. La fuerza P_p puede ser descompuesta en tres partes:

- P_{pc} es la componente de P_p debida a la cohesión actuante a lo largo de la superficie C-D-E.
- P_{pq} es la componente de P_p debida a la sobrecarga $q = \gamma D_f$ que actúa en la superficie A-E
- P_{py} es la componente de P_p debida a los esfuerzos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento C-D-E, causados por el peso de la masa de suelo en las zonas II y III.

Tomando en cuenta el desglosamiento anterior llegó a la siguiente ecuación:

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

Terzaghi calculó algebraicamente los valores de P_{pc} , P_{pq} y P_{py} transformando la ecuación anterior en una nueva que quedó de la siguiente manera:

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

Donde q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud.

N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen solo 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.

A continuación se muestra una gráfica que muestran los valores de estos factores de capacidad de carga.

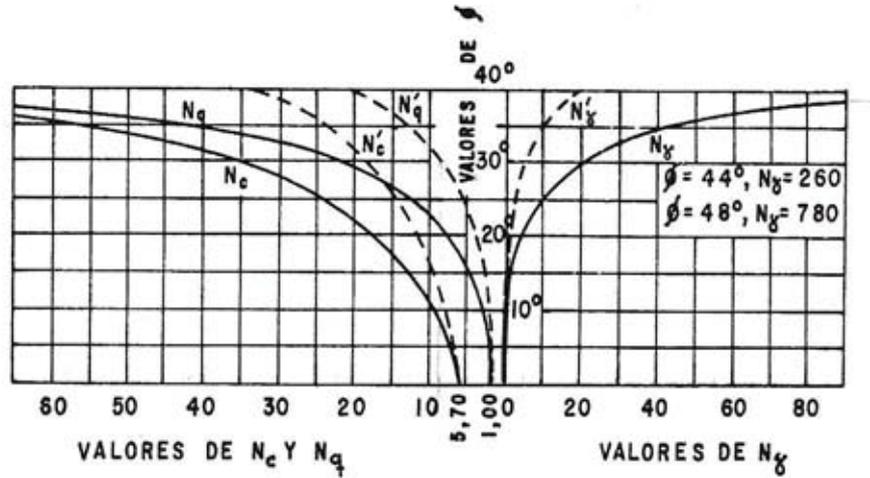


Fig 1.3.2.3 Valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ según Terzaghi (Juárez, E. 1989)

c) Teoría de Skempton.

Terzaghi aplica su teoría a suelos puramente cohesivos sin considerar la profundidad de desplante " D_f " para fijar el valor de " N_c ".

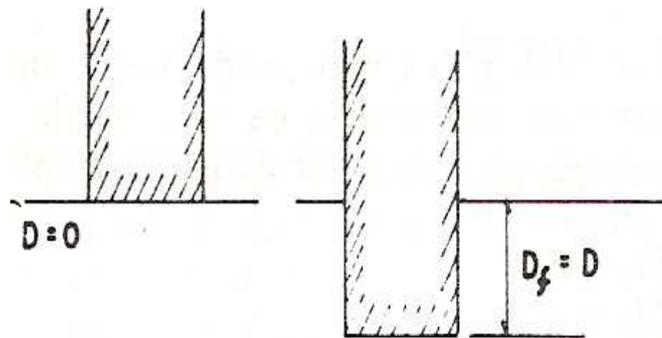


Fig 1.3.2.4 Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos (Juárez, E. 1989)

Según Terzaghi la capacidad de carga no sería la misma en los dos cimientos, a causa del valor diferente del término γD_f . Si se piensa en términos de superficie de falla, el cimiento más profundo tendrá una cohesión que trabajará más, a lo que deberá corresponder un mayor valor de N_c .

Skempton realizó varios experimentos tratando de cuantificar estas ideas y encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante por lo que propone adoptar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos con la siguiente expresión.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

La diferencia es que ahora N_c varía con la relación D/B , en que D es la profundidad de desplante del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. En la figura que se muestra a continuación aparecen los valores obtenidos por Skempton para N_c , en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares.

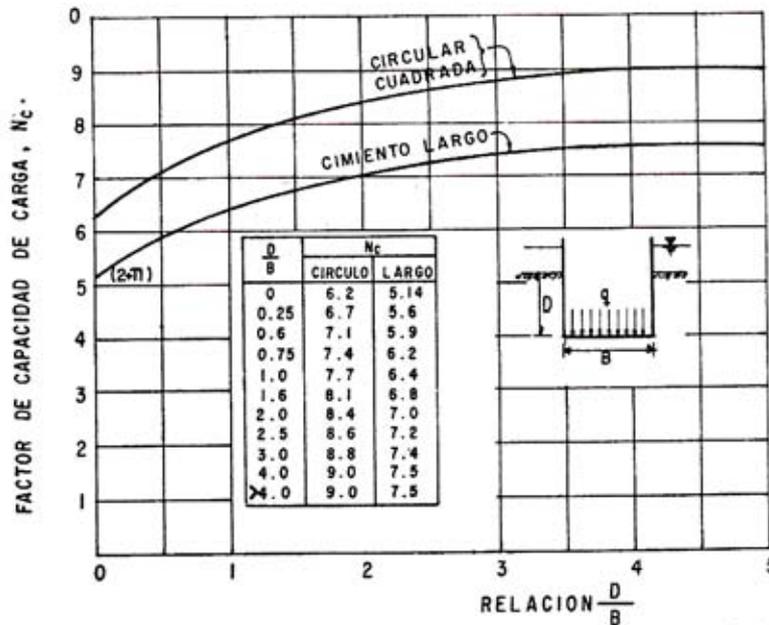


Fig 1.3.2.5 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos (Juárez, E. 1989)

Algunas ideas de Vesic en torno a la capacidad de carga de los suelos.

Vesic propuso algunos modelos de falla en torno al problema de la capacidad de carga de los suelos. Las ideas de Vesic se basan en una cimentación superficial sobre suelo homogéneo, sujeta a una carga vertical concéntrica.

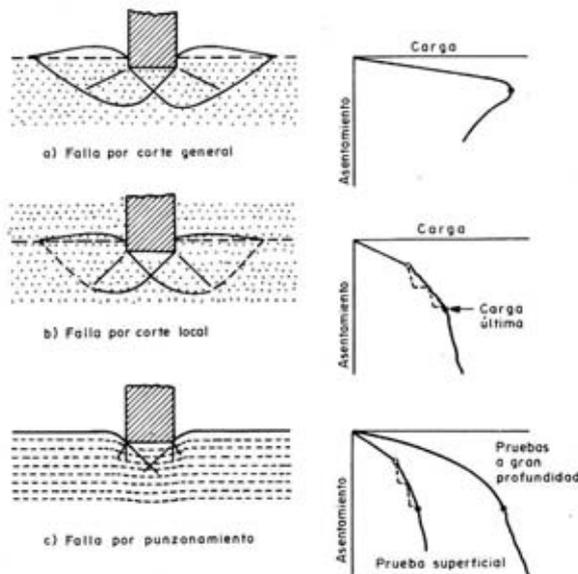


Fig 1.3.2.6 Formas de falla por capacidad de carga (Juárez, E. 1989)

En relación a los modelos de falla, Vesic describe tres tipos:

Falla por corte general.- Esta bien definido por que presenta una superficie de deslizamiento continua desde el borde de la cimentación hasta la superficie del terreno en el lado opuesto. Cuando se efectúa una prueba de carga controlada o una prueba con desplazamiento controlado, se observa una expansión del suelo a los lados del cimiento, aunque el colapso final ocurre de un sólo lado. En las arenas compactas se presenta este tipo de falla, cuando el cimiento está desplantado a poca profundidad; es decir, cuando los niveles de esfuerzo aplicados son bajos.

Falla por corte local.- Es un mecanismo que se define con claridad bajo la cimentación y consiste en una cuña y superficies de deslizamiento que empiezan en los bordes de la zapata, como en el caso de la falla general, pero que se pierden en algún punto próximo al cimiento, sin llegar a desarrollarse nítidamente hasta la superficie del terreno. En este tipo de falla existe tendencia al bufamiento del terreno a los lados del cimiento y también se observa claramente un asentamiento del cimiento.

Falla por punzonamiento.- Esta falla no es visible fácilmente; cuando se aumenta la carga, existe un movimiento vertical del cimiento que 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.

Vesic elaboró una clasificación para los modelos de falla que propuso para las arenas y que se muestra en la siguiente figura. Dicha clasificación depende de la compacidad relativa de la arena y de la relación D/B' , donde $B'=B$, ancho del cimiento, en zapatas cuadradas o circulares y $B' = 2BL/(B+L)$, en zapatas rectangulares.

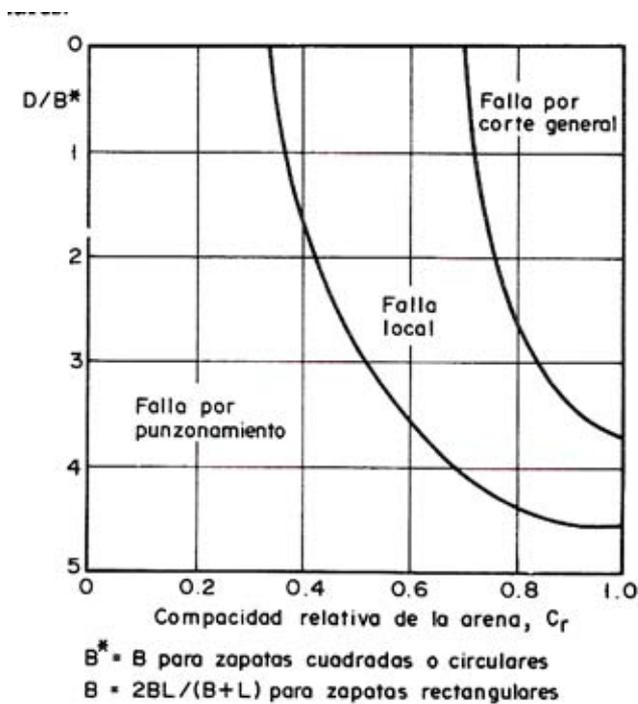


Fig 1.3.2.7 Formas típicas de falla en arena (Juárez, E. 1989)

Para una cimentación superficial sobre arcilla saturada normalmente consolidada Vesic expresa que puede ocurrir una falla por corte general, si la carga se aplica de modo que no ocurra cambio de volumen. Pero puede fallar por punzonamiento si se carga con la suficiente lentitud para que se produzca en el suelo el cambio de volumen necesario.

Teoría de Meyerhof.

En su teoría Terzaghi no toma en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. La teoría de Meyerhof tampoco resuelve el problema y está sujeta a hipótesis de importancia.

Para el caso de cimientos largos, supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra a continuación.

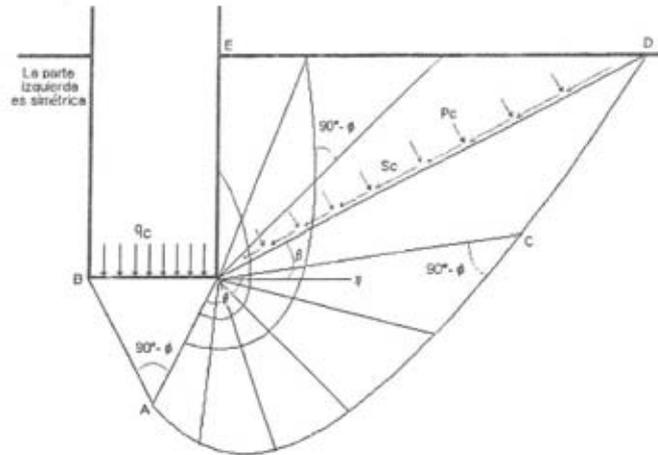


Fig 1.3.2.8 Mecanismo de falla propuesto por Meyerhof (Juárez, E. 1989)

Según Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDE es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof como la superficie libre equivalente y en ella actúan los esfuerzos normales p_0 y tangenciales s_0 correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

Meyerhof llega finalmente a desarrollar la siguiente ecuación;

$$q_c = cN_c + p_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Meyerhof presenta una expresión cuya forma matemática es enteramente análoga a la de Terzaghi. Las diferencias estriban en p_0 y en los tres factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ que son diferentes en valor numérico a los que se manejan en la teoría de Terzaghi.

El cálculo de estos factores sigue los lineamientos planteados anteriormente por Terzaghi, aunque, las superficies de deslizamiento que sirven de base a los cálculos son diferentes. Sin embargo, en la teoría de Meyerhof persiste el defecto fundamental de que N_c y N_q se calculan con una cierta superficie de deslizamiento, en tanto que N_γ se calcula a partir de otra y que no coincide con la primera.

El propio Meyerhof a substituido su planteamiento original y para el caso de cimientos superficiales vuelve a una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi;

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

Meyerhof creó una gráfica en la cual se pueden obtener los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ que están en función de Φ que es el ángulo de fricción interna.

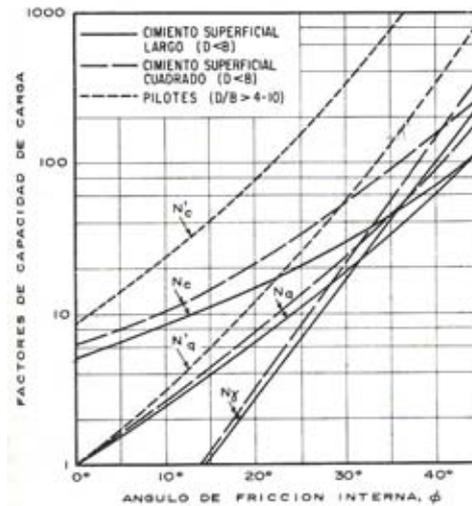


Fig 1.3.2.9 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes (Juárez, E. 1989)

Para el caso de cimientos superficiales circulares o cuadrados ($B = L$) los coeficientes de capacidad de carga considerados por Meyerhof son los mostrados con las líneas discontinuas de raya negra larga, estos son los valores propuestos por Meyerhof con base en consideraciones teóricas y semiempíricas. Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación largo a ancho igual a B/L no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, pero Meyerhof propone que para ese caso se obtengan por interpolación.

1.4 Análisis de asentamientos en cimentaciones superficiales.

1.4.1 Distribución de esfuerzos verticales.

a) Teoría de Boussinesq.

Boussinesq propuso una solución para el cálculo de los esfuerzos en el interior de un semi-espacio linealmente elástico debido a una carga puntual actuando en la dirección normal a la superficie del medio.

Boussinesq hizo las siguientes hipótesis:

1. El medio es elástico, homogéneo, isótropo, semi-infinito y obedece a la ley de Hooke.
2. El medio no tiene peso propio.
3. El medio no tiene historia previa de esfuerzos.
4. La distribución de esfuerzos es independiente del tipo de material del medio.
5. En el medio es válida una distribución de esfuerzos lineal.
6. Existe continuidad de esfuerzos.
7. La distribución de esfuerzos es simétrica con respecto al eje z.

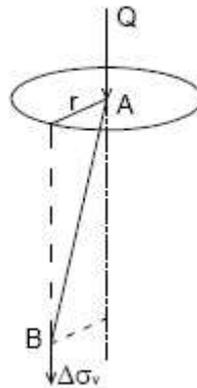
Comparando y evaluando la cercanía que existe entre las hipótesis empleadas en el desarrollo de la teoría y las condiciones reales del sitio, llegó a la conclusión de que no es apropiada la

teoría de Boussinesq para conocer la distribución de esfuerzos en una masa de suelo, sin embargo los resultados experimentales realizados tanto en el laboratorio como en campo han demostrado que cuando las condiciones de frontera del modelo analítico se aproximan a las condiciones in situ la distribución corresponde razonablemente.

Utilizando la ecuación de Boussinesq se puede representar la distribución del esfuerzo en las siguientes formas:

Carga concentrada.

Para el caso de una carga concentrada Q aplicada en un punto A de la superficie, la tensión vertical en un punto B, situado a una profundidad de z y apartado de la vertical una magnitud r , se calcula con la fórmula:



$$\Delta\sigma_v = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

Aplicada a la condición de carga lineal uniformemente distribuida

Utilizando la expresión de carga puntual y considerando la acción de una diferencia de carga se tiene:

$$dP = Pdy$$

Diferencia de esfuerzo.

$$d\sigma_z = \frac{3Pdy}{2\pi} \frac{z^3}{(z^2 + r^2)^{5/2}}$$

En forma simplificada la ecuación puede escribirse como:

$$\sigma_z = P_0 \frac{P}{z}$$

Donde:

$$P_0 = \text{valor de influencia}$$

Nota: m y n no son intercambiables

En el anexo A se muestran valores de P_0 en relación de r/z , con estos datos y con la ayuda de la tabla basta medir la distancia que se tiene en r del punto de aplicación de la carga al punto de la superficie y dividir ese valor entre la z correspondiente al plano en que se calcula el esfuerzo. Una vez que se tiene el valor r/z se selecciona el valor que le corresponde a P_0 y se calcula el esfuerzo utilizando la expresión $\sigma_z = P_0 \frac{P}{z}$.

Aplicada a la condición de carga lineal uniformemente distribuida sobre un área rectangular.

Utilizando la expresión de carga puntual y considerando la acción de una diferencia de carga se tiene:

$$dP = W dx dy$$

En forma simplificada tenemos:

$$\sigma_z = W w_0$$

Donde:

W = carga uniformemente distribuida

w_0 = valor de influencia

Al igual que en el caso anterior los valores de w_0 están tabulados en relación de r/z , una vez conocido el valor de r/z se selecciona el valor que le corresponde a w_0 y se sustituye en la expresión $\sigma_z = W w_0$ para conocer el esfuerzo correspondiente (Anexo A1).

b) Teoría de Fröhlich.

La distribución de esfuerzos verticales en la masa de suelo debidos a cargas aplicadas en la superficie se puede calcular por medio de la expresión para una carga concentrada Q en la superficie, según Fröhlich (1942).

$$I_{Fr} = \frac{x}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{\left(\frac{x+2}{2}\right)}$$

En la expresión anterior x , es el factor de distribución de esfuerzos de Fröhlich. El factor depende de las condiciones estratigráficas y mecánicas de compresibilidad del suelo.

- $x = 2$ suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades
- $x = 3$ solución de Boussinesq, suelo homogéneo e isotropo
- $x = 4$ suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en el caso de las arenas.

c) Teoría de Westergaard

Westergaard obtuvo una solución elástica para un suelo que contiene laminaciones de materiales rígidos que demuestre la condición de no isotrópica, por la presencia de numerosas laminaciones horizontales, de espesor pequeño pero rigidez infinita, lo cual evita que la masa experimente deformaciones laterales.

Westergaard aplica la siguiente expresión para esfuerzos verticales, causados por una carga puntual:

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

Donde: P = magnitud de la carga puntual

z = profundidad a la que se quiere determinar el esfuerzo

ν = relación de Poisson

r = distancia radial (horizontal) del punto de aplicación de la carga al punto de esfuerzo medido.

En forma abreviada y para $\nu = 0$

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

Donde I_w se puede obtener mediante la siguiente expresión:

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

Westergaard desarrollo la siguiente expresión para la condición de una carga uniformemente distribuida de "w" unidades de carga por unidad de área sobre una superficie rectangular.

$$\sigma_z = \frac{W}{2\pi} \cot^{-1} \sqrt{\left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu} \right) \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) + \left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu} \right)^2 \left(\frac{1}{m^2 n^2} \right)}$$

para $\nu = 0$, se tiene

$$\sigma_z = \frac{W}{2\pi} \cot^{-1} \sqrt{\frac{1}{2m^2} + \frac{1}{2n^2} + \frac{1}{4m^2 n^2}}$$

En forma reducida queda:

$$\sigma_z = w_{0w} W$$

Donde: w_{0w} = coeficiente debido a Westergaard; cuando $\nu = 0$

1.4.2 Asentamientos por consolidación.

Cuando actúa una carga vertical sobre la superficie del terreno, se presenta un asentamiento, ya que el esfuerzo provoca deformación y la aplicación de la carga provoca desplazamiento.

El análisis del asentamiento por consolidación es una parte importante del diseño de cimentaciones. En este tipo de cálculo sólo se tiene que tomar en cuenta las cargas muertas y las vivas permanentes, puesto que las cargas accidentales o transitorias no intervienen en el tiempo que se requiere para un proceso de consolidación.

El asentamiento por consolidación se da a lo largo del tiempo, y ocurre en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación. En base a las ecuaciones para el asentamiento unidimensional por consolidación se puede escribir lo siguiente:

$$S_c = \int \varepsilon_z dz$$

Donde $\varepsilon_z = \text{deformación unitaria vertical} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$

$$\Delta e = \text{cambio de la relación de vacíos} = f(p_o, p_c \text{ y } \Delta p)$$

Entonces:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0} \quad (\text{para arcillas normalmente consolidadas})$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0} \quad (\text{para arcillas preconsolidadas con } p_0 + \Delta p_{prom} < p_c)$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0} \quad (\text{para arcillas preconsolidadas con } p_0 < p_c < p_0 + \Delta p_{prom})$$

Donde:

$p_0 =$ presión efectiva

$\Delta p_{prom} =$ incremento promedio de la presión

$p_c =$ presión de preconsolidación

$e_0 =$ relación de vacíos inicial del estrato

$C_c =$ índice de compresión

$C_s =$ índice de expansibilidad

$H_c =$ espesor de la capa de arcilla

Los procedimientos para determinar los índices de compresión y expansibilidad se muestran en el capítulo cuatro de este trabajo.

El incremento promedio de la presión puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\Delta p_{prom} = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

Donde $(\Delta p_t, \Delta p_m, \Delta p_b)$ son los incrementos de presión arriba, en medio y en el fondo del estrato de arcilla.

Una característica importante de los suelos arenosos, finos y limosos sueltos, es que al saturarse o alcanzar un grado de saturación presente un gran riesgo de colapso en su estructura, sobre todo bajo carga, con la consecuencia práctica de producirse un fuerte asentamiento del estrato.

Cuando se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada estrato, que representa el comportamiento del suelo a esa profundidad. Con los datos arrojados de estas pruebas se puede contar con los elementos suficientes para obtener los valores de e_0 y Δe .

1.4.3 Asentamientos elásticos.

En la solución para determinar los asentamientos elásticos se utilizan el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, sin embargo, una masa de suelo no tiene valores únicos de E y μ y la dificultad que se tiene en ocasiones para determinar los valores apropiados de estos parámetros limita la aplicación práctica de estas soluciones.

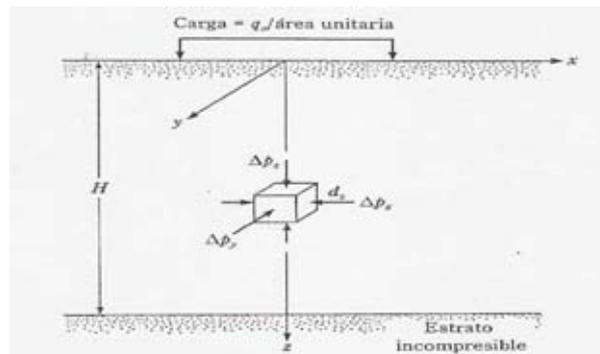


figura 1.4.1 Asentamiento elástico de cimentación superficial (Das, 2001)

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la teoría de la elasticidad. Aplicando la ley de Hooke se tiene:

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu \Delta p_y) dz$$

Suponiendo q la profundidad de la cimentación $D_f = 0$, $H = \infty$, y la cimentación es flexible, de acuerdo con Harr (1996), el asentamiento se expresa de la siguiente manera:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{esquina de la cimentación flexible})$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible})$$

Donde:
$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2+m_1}}{\sqrt{1+m_1^2-m_1}} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2+m_1}}{\sqrt{1+m_1^2-m_1}} \right) \right]$$

$$m_1 = L/B$$

B= ancho de la cimentación

L= longitud de la cimentación

Los valores de α para varias relaciones de longitud a ancho (L/B) se presentan en la siguiente figura

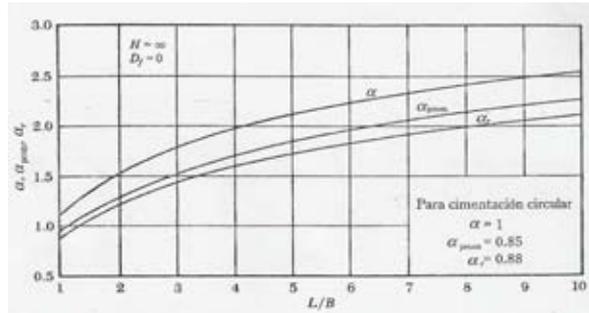


figura 1.4.1.2 valores de α para varias relaciones de longitud (Das, 2001)

1.5 Casos especiales en cimentaciones superficiales.

1.5.1 Suelos expansivos.

Se consideran suelos expansivos aquellos que experimentan un importante incremento de volumen cuando aumenta su contenido de humedad, y una reducción del mismo en los momentos de desecación, los suelos arcillosos como las montmorilonitas presentan este tipo de características.

Los cambios que sufren los suelos activos en el medio ambiente no se pueden controlar, por lo que, cuando se encuentran en regiones áridas los contenidos de agua que presentan son demasiado bajos frecuentemente por la acción solar pierden parte de su contenido de agua y en tiempos de lluvias son capaces de aumentar su contenido de agua. Este tipo de cambios producen nocivos efectos en los suelos activos, sobre todo en lo referente a la estabilidad volumétrica y a las características de resistencia al esfuerzo cortante.

La información que se tiene de las propiedades de los suelos expansivos, de los métodos con los que se cuentan para identificarlos en campo o en el laboratorio y los procedimientos constructivos que permitan manejarlos hasta donde resulte conveniente, no son suficientes para evitar caer en un riesgo debido al comportamiento que presentan este tipo de suelos.

En la siguiente tabla se muestra una clasificación propuesta por Skempton, tomando como base la actividad de la arcilla.

Tabla 1

Actividad	Categoría del suelo
Menor que 0.75	Inactivo
0.75-1.25	Normal
Mayor que 1.25	Activo

Clasificación de los suelos finos según su tendencia a la expansión (Skempton).

La actividad esta dada por la relación del índice de plasticidad de un suelo entre el porcentaje por peso de las partículas que poseen un diámetro equivalente menor que 0.0002 mm.

En base a la clasificación de la tabla anterior, las montmorilonitas y bentonitas resultan ser activas, las ilitas normales y las caolinitas inactivas. La actividad se determina tomando en cuenta la estructura del suelo, su contenido de agua y su contenido de finos de esta manera se puede saber si un suelo es activo o inactivo.

Los mecanismos que producen la expansión se relacionan con las propiedades y características de las arcillas, encontrando que cuando se destruye la estructura del suelo natural y después se compacta al mismo peso específico seco y con el mismo contenido de agua originales, el potencial de expansión del suelo aumenta. Los hechos anteriores conducen a la recomendación práctica de alterar lo menos posible a los suelos expansivos extraídos de banco y compactarlos con métodos de amasado.

1.5.2 Suelos colapsables.

Consiste en un cambio muy rápido de volumen del suelo, que se traduce en un importante asentamiento superficial, este fenómeno se presenta en suelos parcialmente saturados con una estructura abierta, al aumentar el grado de saturación por cambios ambientales o de otro tipo puede producir una pérdida rápida de resistencia y un desmoronamiento estructural interno, todo lo cual tiene lugar en el momento en que el suelo absorbe cantidades importantes de agua.

Un suelo que tiene tendencia al colapso, en general es estable mientras el grado de saturación es inferior a cierto límite; a partir del cual la llegada del agua puede debilitar suficientemente los enlaces existentes como para que se produzcan deslizamientos entre los contactos de las partículas.

La causa del fenómeno se presenta en suelos con estructura panaloide y partículas redondeadas unidas entre sí por alguna clase de cementación. En todos los casos, esta cementación es susceptible a ser removida cuando el material absorbe agua. El mecanismo de colapso parece ser un derrumbe de los granos hacia los vacíos, precisamente cuando desaparece la cementación entre ellos.

1.5.3 Licuación.

Es muy importante saber que los únicos materiales térreos que presentan el fenómeno de licuación son los suelos granulares saturados y que tengan una distribución de partículas uniforme y con poco contenido de materiales finos como limos o arcillas. Es decir: gravas y arenas bien graduadas, arenas finas y arenas limosas.

Entre las condiciones necesarias que se deben reunir para que los suelos granulares experimenten el fenómeno de licuación se encuentran: que se trate de arenas finas, baja densidad de los materiales, su ubicación bajo el nivel freático (suelos saturados) y, principalmente, estar sometidos a la acción de fuerzas dinámicas como las que generan los sismos.

Se dice que un suelo arenoso totalmente saturado se licua cuando la resistencia al esfuerzo cortante entre sus partículas disminuye a tal grado que la mezcla agua-suelo se comporta como un semilíquido o líquido.

Tal fenómeno está condicionado por la generación de presión en el agua, también conocida como presión de poro, lo que determina la reducción de los esfuerzos efectivos; y con ello, la disminución y pérdida temporal de su resistencia al esfuerzo cortante. Los aumentos de presión en el agua, que inducen el fenómeno de licuación, son provocados por la acción de los movimientos sísmicos. En los depósitos conformados principalmente por materiales arenosos, especialmente cuando se trata de arenas limpias sueltas ubicadas menos de 15 metros de profundidad y con niveles freáticos altos existe la posibilidad de que se presente este fenómeno en el cual se pierde toda la capacidad de soporte del suelo presentándose grandes asentamientos del terreno y hundimiento de las edificaciones que estén localizadas sobre estos. Una característica muy importante que indica la ocurrencia de licuación de suelos es la expulsión de una mezcla agua-suelo a través de pequeños volcancitos o grietas que se forman en la superficie del terreno.

Capítulo 2 Exploración y muestreo del suelo

La exploración y muestreo del suelo es una necesidad que tiene el proyectista para tener una concepción razonable de las propiedades físicas del suelo y que son consideradas en sus análisis. El laboratorio es una parte muy importante ya que de aquí se obtiene datos definitivos para el proyecto.

Los trabajos que se requieren para un estudio geotécnico se dividen en dos etapas, cada una de estas etapas tiene objetivos específicos los cuales se describen a continuación:

Primera Etapa. Exploración y muestreo preliminar

- Obtener una estratigrafía del sitio
- Clasificación geotécnica de los suelos que forman cada estrato o lente
- Capacidad relativa o consistencia de cada tipo de suelo identificado en el perfil estratigráfico
- Resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los suelos de cada estrato.

Segunda Etapa. Muestreo final y pruebas de campo

La obtención de muestras representativas de los estratos que conforman el suelo o roca, permite definir las propiedades de los materiales que los constituyen. Con estas muestras se complementan los resultados de la etapa preliminar.

2.1 Métodos de exploración

Existen diversos métodos que permiten la obtención de muestras de suelo y para poder elegir el más conveniente para un problema en particular requerimos analizar varios factores como lo son:

- Información preliminar acerca del suelo
- Recorridos superficiales
- Mapas geológicos
- Publicaciones Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS)
- Obras ya construidas
- Fotografías aéreas

Los métodos de exploración pueden ser directos o indirectos.

Los métodos indirectos son procedimientos que no obtienen muestras de suelo y el reconocimiento del suelo se efectúa mediante correlaciones.

El método de exploración directo es el procedimiento que permite el reconocimiento del suelo a través de muestras extraídas por diferentes métodos con los que se cuenta y que a continuación se mencionan algunos de estos muestreos.

2.1.1 Muestreo alterado.

En este tipo de muestreo se ha modificado la estructura del suelo, sin embargo, mediante pruebas como granulometría, plasticidad de la fracción fina y contenido de agua se puede obtener la clasificación geotécnica del suelo.

Pozos a cielo abierto (PCA)

Este muestreo consiste en cavar un pozo de 1.20 m x 2.0 m aunque la profundidad tiene limitaciones que a continuación se mencionan:

- La presencia del nivel de aguas freáticas NAF
- Tipo de suelo que se encuentra en el sitio de la excavación, como lo son los suelos blandos (arcillas), suelos sueltos (arenas).

Cuando se tiene la presencia del NAF es recomendable bombear el agua para sacarla de la excavación y se pueda trabajar dentro de esta, de lo contrario no se podrá trabajar dentro de la excavación. Pero el empleo de equipo de bombeo encarece el muestreo y tal vez ya no sea conveniente usar este método.



figura 2.1.1.1 Pozo a cielo abierto (CNA 1990)

Si se encuentra en la excavación suelos como puede ser arcilla, limo o combinados será necesario colocar ademes para estabilizar las paredes de la excavación y no corra ningún peligro sin embargo, se encarece el costo del pozo por lo cual en ocasiones se opta por otro tipo de muestreo.

Prueba de penetración dinámica estándar (SPT Standard Penetration Test)

En este tipo de muestreo se obtienen muestras alteradas del suelo. El método consiste en hincar a golpe un tubo muestreador, que se conoce como penetrómetro estándar. Es un tubo de acero de pared gruesa que en sus extremos cuenta con dos piezas roscadas, la parte superior del penetrómetro sirve para unirlo con una serie de barras huecas que permiten introducirlo hasta el fondo de la excavación. Cuenta en la parte inferior con una zapata afilada de acero, una canastilla de laminillas de acero junto con una funda de polietileno se colocan en esta zapata y permiten retener muestras de suelo de cualquier tipo, el polietileno permite proteger las muestras obtenidas contra la pérdida de agua después de ser extraídas del muestreador.

El tubo muestreador estándar tiene una longitud de 60 cm, diámetro interior de 3.5 cm y diámetro exterior de 5 cm; la longitud total del muestreador es de 75 cm. El penetrómetro se enrosca en el extremo de la tubería de perforación y se introduce hasta el fondo, la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 Kg que cae desde una altura de 76 cm contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm, obteniendo así un índice de penetración estándar.

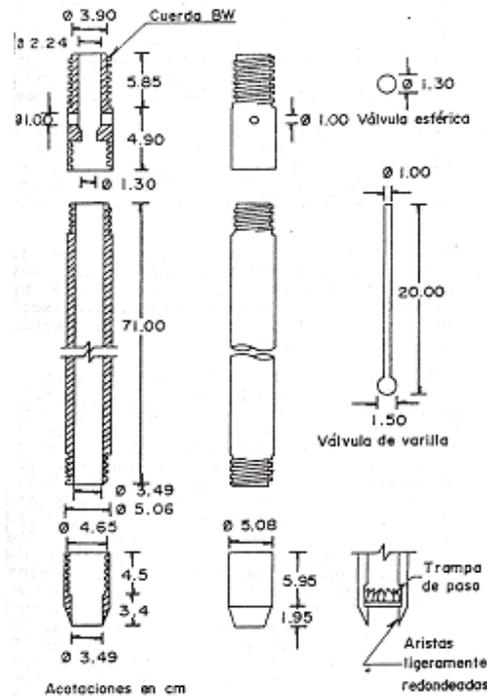


figura 2.1.1.2 Penetrómetro estándar (Tamez, E 1988)

El martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación, se eleva mediante un cable que pasa por una polea del trípode como se muestra en la figura 2.1.1.3. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

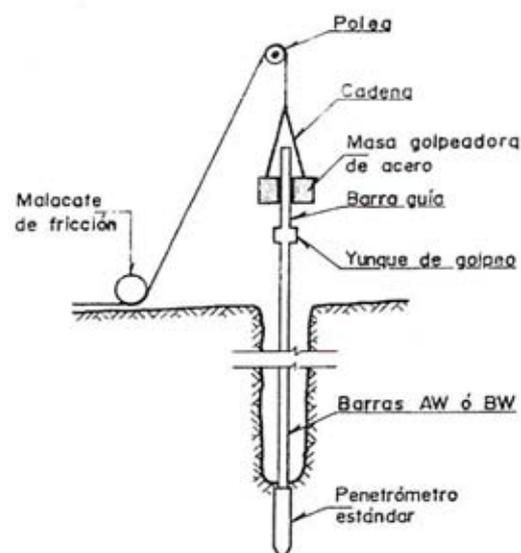


figura 2.1.1.3 Prueba de penetración estándar (Tamez, E, 1988)

2.1.2 Muestreo inalterado.

Son muestras obtenidas en una forma tal que su estructura física y sus propiedades permanecen inalteradas con relación a su estado en la masa de suelo de la cual provienen, estas muestras deben de ser apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia, los resultados que se obtienen de estas pruebas son la base para el análisis de la capacidad de carga, de los asentamientos y expansiones, que definirán el diseño de la cimentación, ayudando a diagnosticar su comportamiento inmediato y futuro.

Pozos a cielo abierto (PCA)

Se realiza este proceso con el fin de obtener muestras cúbicas con un mínimo de alteración. Excavando pozos de sección cuadrada o circular, de 1.5 m a 2 m por lado o diámetro, para proteger la muestra y que no pierda humedad se reviste con cera ayudando de esta manera a que la muestra permanezca protegida del medio ambiente el cual puede llegar a alterar la estructura y propiedades de dicha muestra.



figura 2.1.2.1 Pozo a cielo abierto (CNA 1990)

Tubo de pared delgada (tubo Shelby)

El tubo de pared delgada conocido como tubo Shelby es un tubo que no tiene costuras, es decir, que no se observa ninguna soldadura a su largo. Es afilado en su extremo inferior el cual se hince a presión y a velocidad constante, con objeto de introducir esfuerzos pequeños que perturben en un grado mínimo la estructura del suelo. La cabeza tiene dos orificios para escape de agua y una válvula de retención que cumple con un doble propósito, permite el ascenso del agua freática o de lavado por la tubería de perforación e impide su paso en caso contrario para evitar la expulsión de la muestra. El tubo se hince en el terreno a presión, de forma rápida y velocidad constante. Para lograrlo se hincan unas anclas, dándoles vueltas en el lugar de la perforación; sobre ellas se monta una cruceta en la que se apoya el gato hidráulico que produce la presión necesaria para hincar el muestreador.

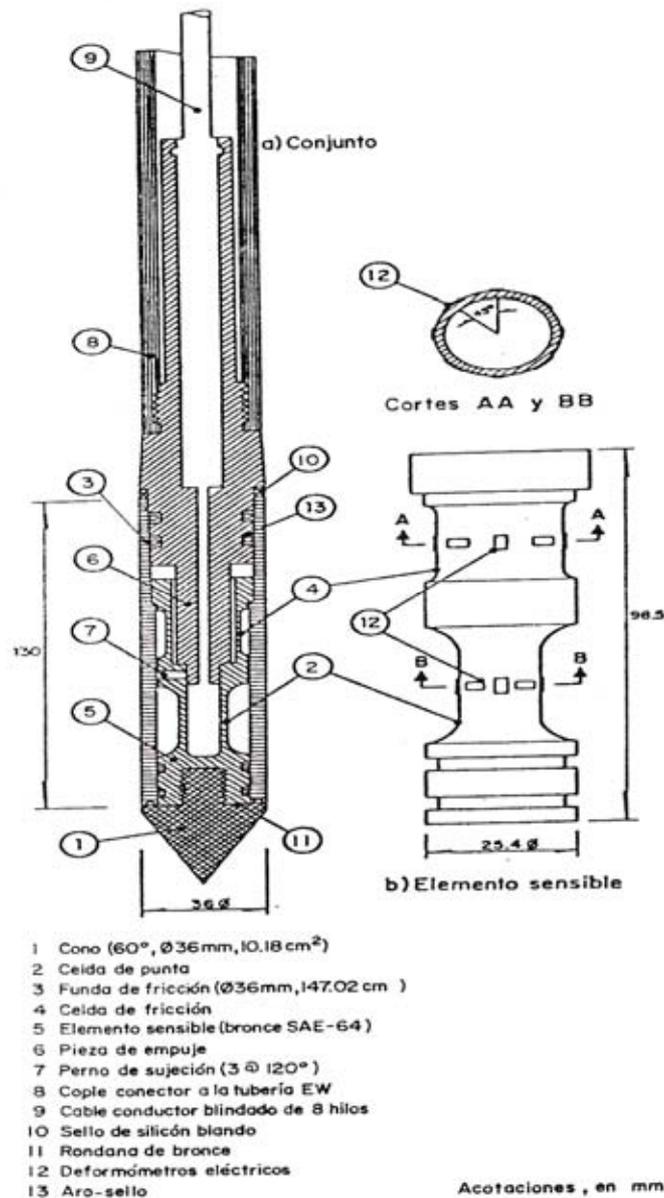


figura 2.1.2.3 Cono eléctrico (Tamez, E, 1988)

El cono eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos. Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tienen una capacidad de carga de 2 toneladas y resolución de +/- 1 Kg. pero, para la exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 10 toneladas y resolución de +/- 5 Kg.

Tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7 cm. La fuerza que se desarrolla en la funda de fricción se mide en la celda sensible superior. La señal de salida del cono se transmite por cables a la superficie, donde un aparato receptor la transforma en señal digital, o bien en una tabla numérica o directamente en una gráfica.

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, generalmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico provisto de un dispositivo para controlar la velocidad de penetración. La velocidad de hincado del cono es usualmente 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T) para operación del cono eléctrico se propone de 1 a 2 cm/s +/- 25%.

La prueba de penetración estática permite definir las variaciones de la resistencia registrada por la punta, con la profundidad.

Tubo TGC.

Para el caso de arcillas duras, puede usarse un tubo con pared más gruesa con la finalidad de darle mayor resistencia estructural. El ingeniero E. Santoyo Villa desarrollo un tubo que cuenta con una pared más gruesa que el tubo Shelby normal y que gracias a sus características y diseño, obtiene muestras de gran calidad tanto en arcillas muy duras como en arcillas blandas.

El dispositivo crea un vacío ara evitar que la muestra sea expulsada por el agua de perforación cuando se extrae el tubo muestreador de la perforación. La muestra obtenida se protege con un tubo interior de aluminio anodizado y barnizado para impedir la corrosión.

El tubo interior tiene 10 cm de diámetro con un espesor de 1 mm y se divide en segmentos de 20 cm de longitud, torneados en sus extremos para un ajuste perfecto entre ellos.

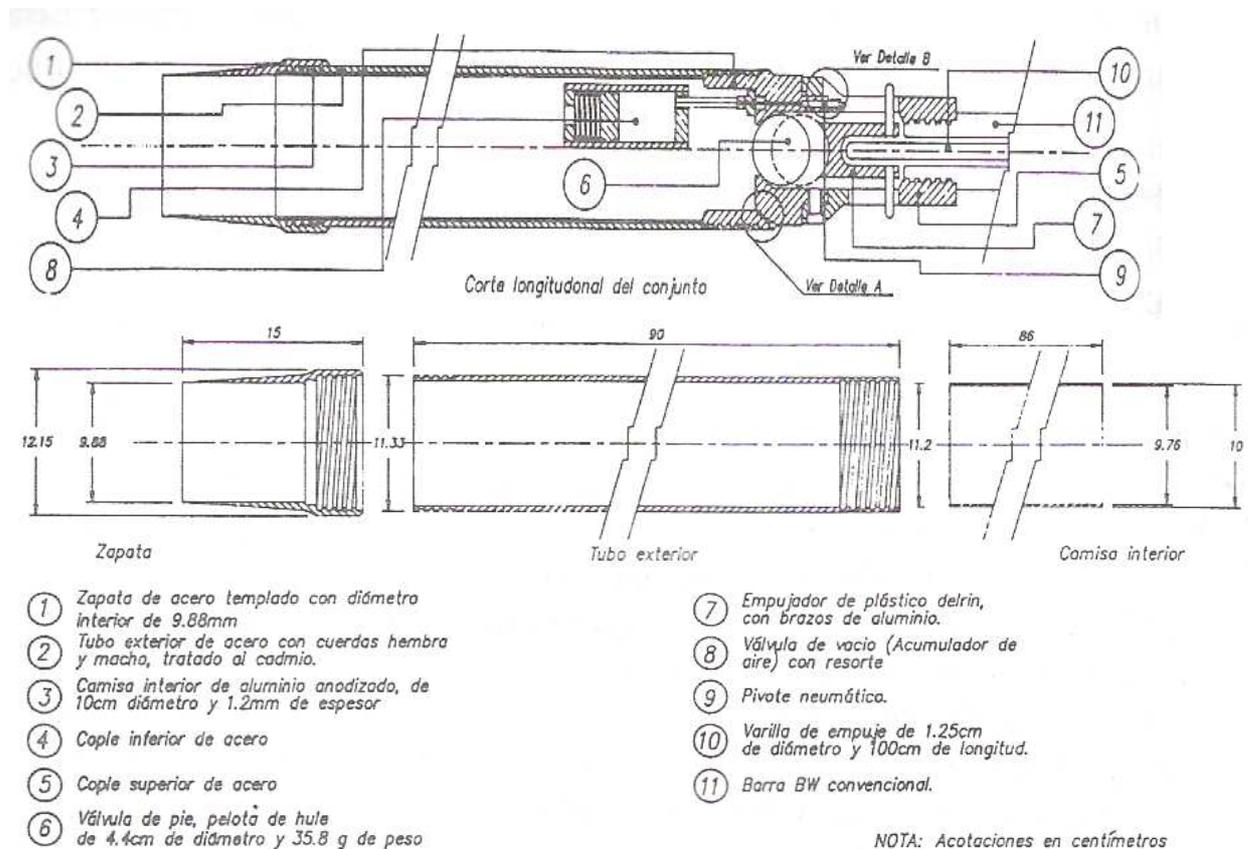


figura 2.1.2.4 Tubo TGC (Tamez, E, 1988)

Para el corte del material se utiliza una zapata de acero de alta dureza filo muy agudo. Al extraer la muestra de suelo se corta en segmentos con alambre de acero y cada segmento se protege en ambos extremos con polietileno para impedir la pérdida de agua por evaporación.

Tubo Denison.

El diseño del muestreador Denison permite la obtención de muestras inalteradas en suelos y materiales de fácil descomposición que pueden ser lavados durante la perforación. El barril Denison, opera a rotación y presión, durante la perforación se presiona firmemente el tubo interior en la perforación mientras se rota el tubo exterior, debido a esto las muestras llegan a presentar cierto grado de alteración. Para evitar la contaminación de la muestra debido al agua o lodo de perforación se recomienda el empleo de aire como fluido de perforación.

La estructura del muestreador Denison consiste en dos tubos concéntricos; uno interior, que penetra en el suelo a presión, y rescata la muestra mientras que el exterior, con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante.

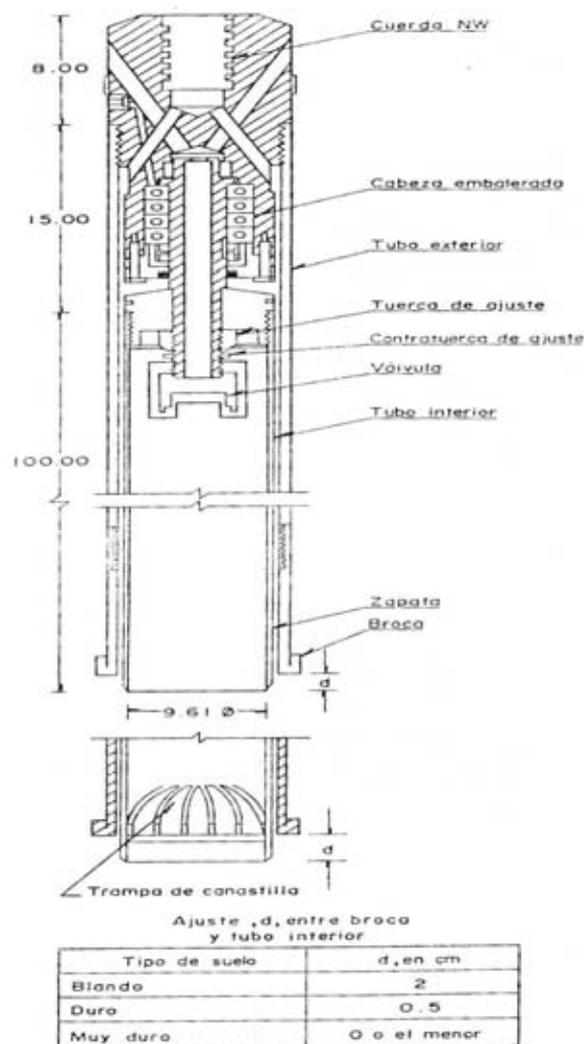


figura 2.1.2.5 Muestreador Denison (Tamez, E, 1988)

Antes de introducir el muestreador se debe ajustar la distancia d , entre el tubo interior y la broca, de acuerdo con el material que se va a muestrear; es necesario verificar que la cabeza este limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca la profundidad d para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. La velocidad de rotación con la que opera el tubo exterior varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para materiales duros, la fuerza vertical que se utiliza para hincar el muestreador puede ser hasta de una tonelada.

Cuando se ha llegado a la profundidad deseada o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, dejando reposar por tres minutos la muestra con el fin de que expanda para posteriormente girar y romper el espécimen por la base.

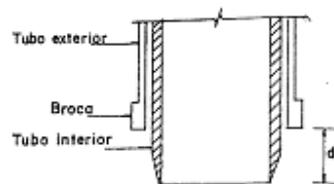


FIG 2 AJUSTE DEL MUESTREADOR DENISON

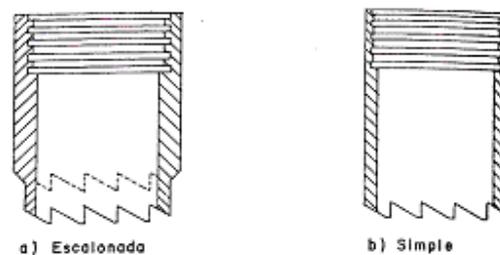


figura 2.1.2.6 Tipos de broca Denison (Tamez, E, 1988)

El material que corta la broca se extrae por medio del fluido de perforación que circula por el espacio que existe entre los dos tubos. El barril Denison es el mejor muestreador para las tobas duras, cuidando de utilizar aire como fluido de perforación, cuando se muestrea arriba del nivel freático.

Doble barril giratorio

Para el muestreo de rocas se utiliza generalmente un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. El llamado doble barril giratorio permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el barril.

El doble barril giratorio esta formado por dos tubos concéntricos unidos a una cabeza superior, el tubo exterior está rígidamente unido por una rosca, mientras que el interior se une por un cojinete de bolas (baleros), de tal manera que el tubo interior permanece estacionario mientras que el exterior gira junto con la cabeza del muestreador.

La corona de corte, provista de cristales de diamante industrial o de insertos de carburo de tungsteno, se atornilla al extremo inferior del tubo exterior, sobresaliendo del tubo interior una distancia de 1 a 5 cm. El barril muestreador se hace girar mediante una máquina rotatoria, a manera de taladro, anclada en la superficie del terreno, la cual transmite una fuerza de empuje y un movimiento rotatorio al barril a través de una columna de barras de perforación huecas, por cuyo interior circula agua a presión que enfría la corona de corte y extrae el material cortado a la

superficie del terreno. Al girar, la corona cortante labra un cilindro de roca que penetra en el tubo interior a medida que avanza el barril muestreador. Al extraer el muestreador, después de haber perforado una longitud igual a la del barril interior, una trampa cónica sujeta a la columna de la roca labrada y la extrae junto con él.

Una vez en la superficie, se desarma el muestreador, se extrae la muestra de roca y se mide su longitud, la cual, comparada con la longitud perforada, da el porcentaje de recuperación de la muestra. Este porcentaje de recuperación es un índice de calidad de la roca muestreada a diferentes profundidades.

2.1.3 Exploración sin obtención de muestras.

Presiómetro de Menard

El ensayo consiste en efectuar una puesta en carga lateral progresiva del terreno por medio de una sonda cilíndrica dilatante radialmente que se introduce dentro de un barreno realizado previamente. De esta manera se obtiene una curva de variación de las deformaciones del suelo en función del esfuerzo aplicado.

Se determinan tres parámetros del suelo

- ◆ Módulo de deformación
- ◆ Presión de fluencia
- ◆ Presión límite



figura 2.1.2.7 Presiómetro de Menard (ref 18)

El equipo se compone de tres elementos principales.

CPV o Central de Presión – Volumen. Permite la lectura de las presiones aplicada a la sonda y de los volúmenes inyectados a la célula central de la misma. Comprende una caja de poliéster resistente, volúmetro de 800 cm³ con visor graduado, manómetros para las lecturas de las presiones y reguladores. El rango de presión es de 0 a 100 bar.

Tubulares. Que tiene conexión coaxial de alta resistencia que conectan la CPV y la sonda.

Sonda Presiométrica Tricelular. Los cambios de radio/volumen (deformación del suelo) corresponden a los de la célula central de la sonda; las células extremas están destinadas a garantizar la expansión cilíndrica de la central, fundamento teórico del ensayo. Los diámetros disponibles son: 32, 44, 60 y 74 mm con fundas de caucho (3 y 4 mm), teladas, metálicas y malladas, Para ensayos en gravas y/o arenas por debajo del nivel freático, la sonda puede introducirse en un tubo rasurado protector que puede hincarse en el terreno mediante una tubería que permite el paso del tubular por su interior.

2.2 Pruebas de laboratorio.

2.2.1 Pruebas triaxiales

El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

Implementación del ensayo triaxial.

Equipo para ensayo.

El aparato consta, en primer lugar, de un tablero de comando y de una cámara Triaxial constituida de un cilindro de lucita de 35 cm de diámetro y unos 7 mm de espesor de su pared. Las bases de la cámara están conformadas por dos placas circulares las que quedarán solidarias al cilindro, por medio de sellos de goma y piezas de ajuste. La pieza base inferior es de acero inoxidable para poder resistir los ensayos. La cámara con las anteriores dimensiones resiste presiones internas de 7kg/cm².

Dentro de la cámara se ubican dos cilindros cortos, que sirven de base y cabezal del cuerpo de prueba con piezas de aluminio perforada en contacto con este.

La transmisión de carga hacia el cuerpo de prueba se logra mediante un movimiento ascendente de la cámara cuya sección superior del cuerpo, entra en contacto con el vástago del anillo de carga. Un extensómetro medirá las deformaciones que tengan lugar en el anillo, las que, a través, de una tabla de calibración proporcionara las cargas actuantes correspondientes. Por otro lado, el candenciómetro conjuntamente con el cronometro controlaran que la velocidad de carga sea de 0.025 cm/min.

En las pruebas de compresión Triaxial, se requiere que la muestra este enfundada en membranas flexibles, resistentes e impermeables, generalmente de látex. Para aplicar la presión de cámara en torno a la muestra, el agua sería el fluido ideal, ya que este no ataca a la membrana de látex.

Ensaye Triaxial drenado (CD)

Procedimiento de ensayo.

a. Preparación del equipo.

- Desarmar y limpiar la cámara y todas las líneas. Cerrar las válvulas.
- Fijar el cabezal inferior de la cámara en un soporte y colocar la pieza perforada que simula la piedra porosa. El cabezal se colocará invertido quedando la pieza de aluminio sobre él.

b. Preparación de la muestra.

- Tomar una muestra de suelo adecuada, para obtener un espécimen representativo y cuyo volumen compactado deberá ser equivalente al del molde a usar.
- Agregar el porcentaje de humedad necesaria para obtener la humedad de compactación.
- Formar la probeta de suelo llenando el molde en tres capas, donde cada una de ellas es compactada de igual forma, entregando la misma energía de compactación; el material que sobra se utilizará para determinar el contenido de humedad de la muestra. En este caso, las muestras a ensayar serán de 35 mm de diámetro. Esta probeta se preparará en la base de la celda Triaxial. La muestra de suelo se dividirá en tres partes iguales y cada parte representara una capa, su compactación se logrará mediante golpes producidos por un martillo de peso igual a 2800 gr.
- En la placa inferior de la celda se coloca la base afianzándola firmemente, enseguida se coloca la piedra porosa y el papel filtro. Hecho esto, colocar el collarín que recibirá el molde para la confección de la probeta. Este molde tiene la particularidad de estar conformado por dos piezas, las que se unen solidariamente mediante abrazaderas. Esta diseñado de tal forma que una vez confeccionada la probeta puede retirarse sin alterar la muestra
- Colocar la primera membrana adherida al molde antes de comenzar el llenado, este procedimiento se realizará colocando la membrana por el interior del molde, dispuesto este en la base de la celda Triaxial. Aplicar vacío desde el exterior del molde, hasta el momento de finalizar el llenado de este.
- Llenar el molde por capas, produciendo la compactación en forma manual mediante una energía de compactación en la que se considera la altura de caída del martillo, el peso del martillo, el volumen del molde, número de golpes y número de capas para que de esta manera se defina que las tres capas fueron compactadas de igual forma. Una vez completadas las capas retirar el molde y desconectar el vacío, para mantener la verticalidad de la probeta. Colocar el cabezal superior y desenrollar la membrana fijándola en este cabezal. Luego retirar el molde con mucho cuidado sin que el cuerpo de prueba pierda verticalidad
- Para asegurarse que no existen filtraciones desde afuera de la cámara hacia el interior del cuerpo de prueba y viceversa, cuando se realiza el ensayo, se procederá a colocar una segunda membrana
- Dentro de un cilindro metálico colocar la membrana doblando hacia afuera sus extremos, crear un vacío entre la membrana y el cilindro. Enseguida este conjunto se colocará sobre la muestra cubriéndola, se suspende el vacío, por lo que la membrana se adhiere en torno a la muestra, base y cabezal. Se retira el cilindro, los extremos libres de la membrana doblarlos sobre la base y el cabezal, alisando las posibles arrugas. Asegurar la posición de la membrana con elásticos alrededor de sus extremos inferior y superior, cubriendo los cabezales

c. Armado del conjunto.

Para obtener el conjunto del aparato Triaxial en condiciones de efectuar las pruebas deberá procederse como sigue:

- Colocar el cilindro de lucita que forma parte de la cámara Triaxial en su lugar. La tapa superior de la cámara sobre el cilindro centrando el vástago de carga axial cuidadosamente en el cabezal.
- Asegurar provisoriamente la tapa superior por medio de sus tuercas y luego en forma definitiva, apretándolas sucesivamente de modo que la placa quede horizontal, las placas deben apretarse con un torque solo lo suficiente para impedir la salida de agua a través de los ajustes de goma.
- Colocar la cámara en el banco de soporte, centrándola muy bien, ajustar el marco de carga sobre ella y también el extensómetro.
- Todas las llaves del tablero de comandos del ensaye Triaxial se deben encontrar cerradas.
- Se procede a trabajar en el sistema. Se almacena en el estanque A agua desaerada, luego se llena con agua la bureta C al abrir las llaves 1 y 10, posteriormente se cierra la llave 10. Enseguida se llena de agua la celda 1 mediante la abertura de las llaves 2,3 y 4 asegurándose que en dirección a la bureta D se eliminen todas las burbujas de aire provenientes del interior de la celda, para ello se aplicara una pequeña presión la que además hará circular el agua hacia el exterior de la celda, una vez que el nivel de agua de la bureta D sea el mismo que en la bureta C, cerrar las llaves 3, 4, 1 Y 2.
- Se procederá a saturar el cuerpo de prueba, por tal motivo entrara en operación el compresor mediante la válvula principal de alimentación de aire, luego se abren las válvulas 8, 7 y 9 que conducirán presión hasta la llave 19, una vez que se hayan igualado las presiones de los manómetros que conducen presión a las celdas y la probeta, entonces anotar el volumen inicial de la bureta E, luego abrir al mismo tiempo las llaves 3 y 19 momento en el cual comienza la saturación del cuerpo de prueba, en este instante comienza a disminuir el volumen de la bureta E, el cual debe llegar a un nivel de volumen constante el cual queda registrado.
- Se procederá a consolidar el cuerpo de prueba hasta la presión deseada, por tal motivo se incrementará la presión de la celda al abrir la válvula del manómetro que comunica con la bureta C, de esta manera se vuelve a registrar el volumen de la bureta E una vez que haya alcanzado un valor constante, de esta forma el sistema se encuentra apto para la realización de la prueba lenta.

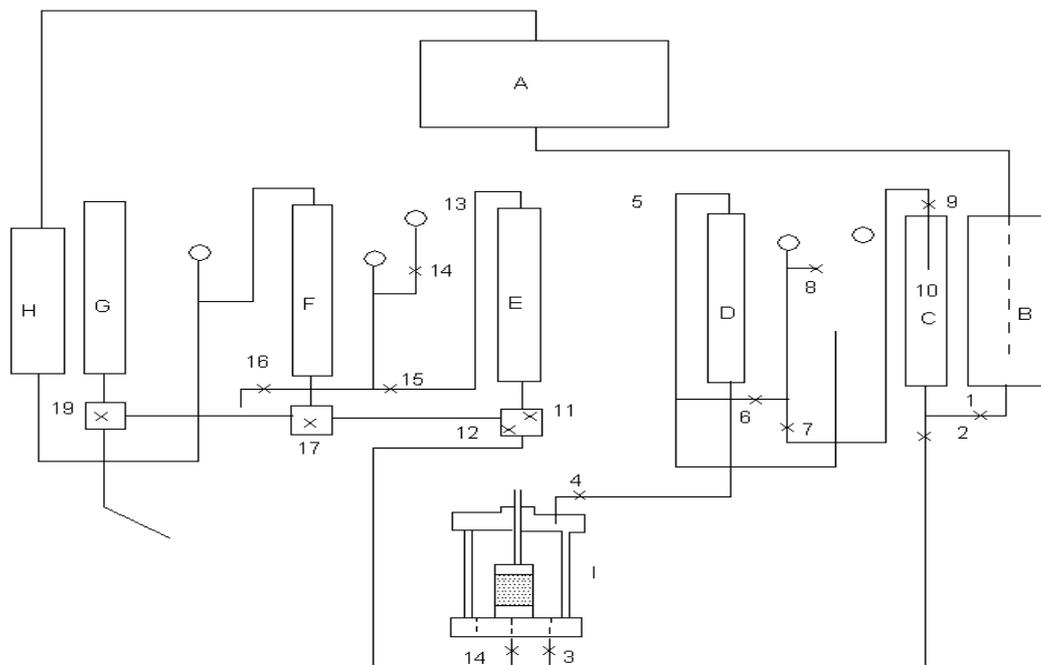


figura 2..2.1.1 Cámara Triaxial (Tamez, E, 1988)

d. Procedimiento para la prueba lenta.

Se procederá a la realización de la prueba lenta una vez armado el conjunto y que este se encuentre estanco. Una muestra cilíndrica de suelo se someterá en primer lugar a una presión confinante, en todas sus caras, a continuación se incrementará el esfuerzo axial, hasta que se rompa la probeta, todo esto permitiendo el drenaje en la muestra. Además se medirán las variaciones de volumen en la etapa de carga axial, para desarrollar la técnica sugerida por Casagrande.

e. Desarme del conjunto.

- Una vez obtenido los datos se procederá a desarmar el conjunto, a través de una llave ubicada en la base inferior de la cámara Triaxial, se procede a la evacuación del agua.
- Quitar las barras de armado entre placas, la tapa metálica superior, y luego el cilindro de Lucita.
- Desenrollar los elásticos de la base y el cabezal, doblar los extremos de la membrana sobre el espécimen y retirar la muestra.
- Quitar al espécimen las membranas impermeables, sacándolas a partir de un extremo.
- Preparar un esquema de la muestra fallada, si existe un plano de falla claramente definido medir su inclinación. Esta inclinación puede alterarse muy sensiblemente por deformaciones excesivas después de la falla.
- Obtener el peso húmedo de la muestra, secar al horno y obtener su peso seco. Calcular el contenido de humedad al principio y al final del ensayo.
- Secar la membrana impermeable y proceder a rociar con talco, para evitar su deterioro si esta es recuperable.
- Limpiar, secar y armar nuevamente el aparato. Esto habiendo cerrado las válvulas del tablero.

En el ensaye triaxial (UU) no consolidado no drenado, la válvula de drenado se mantiene cerrada en todo el ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse. El ensaye comienza inmediatamente aplicada la presión de confinamiento. Este procedimiento no podrá realizarse para un suelo cohesivo 100% saturado.

En un ensaye triaxial (CU) consolidado no drenado, se mantiene la válvula de drenaje abierta al aplicar la presión de confinamiento. Al terminar la consolidación, se cierra la válvula y se aplica la presión axial.

2.2.2 Pruebas odométricas

Las pruebas odométricas son las que nos permiten medir los parámetros de expansión en el suelo, y que son utilizados en el diseño de cimentaciones.

Una de estas pruebas es la de consolidación unidimensional estándar que se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir, de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro

Por medio del marco de carga, se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos,

permitiendo que cada incremento obre por un periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga en el extensómetro se leen las deformaciones correspondientes a diferentes tiempos. Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante en escala logarítmica y en las ordenadas se anotan los correspondientes de la relación de vacíos (e) en escala natural.

En rigor la prueba de consolidación disminuye el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal.

El equipo para la prueba consiste de un consolidómetro incluyendo el anillo para la ubicación de la muestra, piedras porosas, un micrómetro de 0.001 centímetros y equipo adicional tal como cortadores para labrar el espécimen, cronometro, capsulas, horno, balanzas, termómetros y una cierta cantidad de algodón hidrófilo.

La carga se aplica por medio de pesos colocados en una ménsula que cuelga del extremo de la viga de carga. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija de radio r_1 , ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar en torno a esa rótula. La relación del brazo de palanca de la ménsula de carga, r_2 , y del radio r_1 antes mencionado, suele ser del orden de 10 y esta es la razón de multiplicación de cargas del aparato.

El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A. El peso del marco de carga se balancea, a su vez, con el contrapeso B.

La posición del marco de carga respecto a la cazuela puede ajustarse utilizando las tuercas de las barras laterales del marco.

Para dejar el aparato listo para el uso es preciso obtener una curva de calibración; es decir, una curva que dé las deformaciones propias, sin muestra. Estas deformaciones deberán restarse de las obtenidas en una prueba, a fin de llegar a las deformaciones de la muestra sola. La curva se obtiene sujetando al conjunto las piedras porosas, placas de carga, etc, sin muestra, a una prueba de consolidación y dibujando las lecturas del micrómetro contra las cargas correspondientes, en escala aritmética, usualmente.

2.2.3 Prueba de corte directo.

Los tipos de ensayos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en laboratorio son: Corte Directo, Compresión Triaxial, Compresión Simple. Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos, aún cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión Triaxial.

El ensayo de corte directo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento.

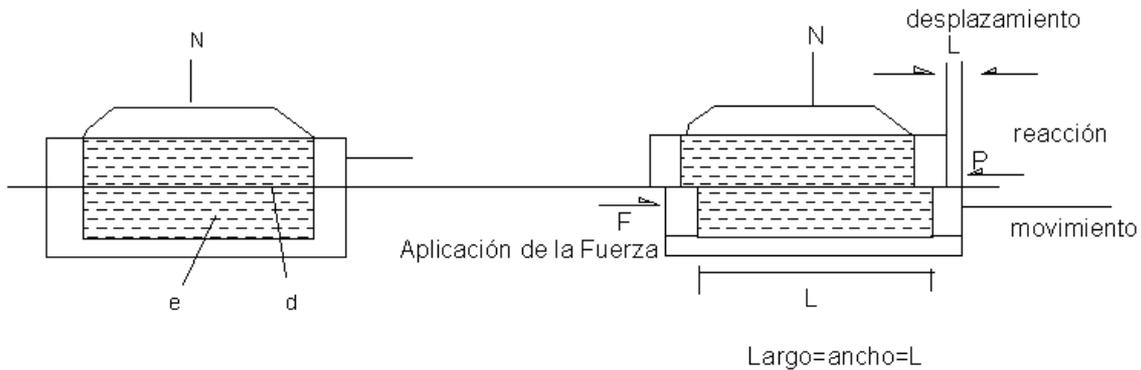


figura 2.2.3.1 Prueba corte directo (Tamez, E, 1988)

Los ensayos de corte directo en el laboratorio se pueden clasificar en tres tipos según exista drenaje y/o consolidación de la muestra, por lo tanto los valores de ϕ y C dependen esencialmente de la velocidad del ensayo y de la permeabilidad del suelo.

Ensayo no consolidado no drenado (UU).

Es un ensayo rápido, donde el corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (P_v); si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollara un exceso de presión de poros. Generalmente la recta intrínseca en el diagrama de τ contra σ es horizontal, donde $\tau=C_u$. No se permite el drenaje de la muestra en todo el ensayo.

Ensayo consolidado no drenado (CU).

En este ensayo se permite que la muestra drene ó se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales (bombeo de agua dentro de la caja), sean nulas. La tensión del corte es rápida para que la presión de poros no pueda disiparse en el transcurso del ensayo. Estos ensayos no se usan en suelos permeables y es necesario medir el movimiento vertical durante la consolidación (drenaje) para saber cuando se ha producido por completo.

Ensayo consolidado drenado (CD).

La velocidad de corte es lenta, se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo siendo las presiones intersticiales (bombeo de agua dentro de la caja) nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Ensayo.

El ensayo está normalizado en ASTM 3080. La caja de corte es del tipo cuadrada de 100 * 100 mm.

El "set" de presiones normales aplicadas a la muestra queda a criterio del constructor. Se recomienda usar valores de 50%; 100%; 150% y 200% del valor de terreno. Es decir si la estructura descarga en su fundación una tensión de compresión de 2 (Kg/cm²), se recomienda usar valores de 1,2,3 y 4 (kg/cm²), 10 que traducido a pesos significan 100, 200, 300 Y 400 kg respectivamente.

Ventajas del ensayo de corte directo

1. El ensayo es relativamente rápido y fácil de llevar a cabo.
2. El principio básico es fácilmente comprensible.
3. La preparación de la muestra no es complicada.
4. El principio puede aplicarse a suelos granulares y otros materiales que contienen grandes partículas que serían muy caras de ensayar por otros medios.
5. Puede medirse el ángulo de fricción entre suelo y roca, o entre suelo y otros materiales.
6. El ensayo Triaxial es, relativamente, mucho más difícil de ejecutar e interpretar, especialmente si se toman medidas de presión de poros.
7. El tamaño de las muestras hace que efectuar ensayos consolidados no drenados y consolidados drenados no requiere demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.
8. Se ha introducido cajas con muestra cuadrada de forma que la reducción de área durante el ensayo pueda fácilmente tenerse en cuenta si se desea. El uso de cajas cuadradas es relativamente reciente, y la mayoría de las máquinas antiguas todavía en servicio, utilizan cajas circulares.
9. La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiera la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados- drenados, que puedan durar varios días.
10. Se ha encontrado que los parámetros de suelo τ y c obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiables como los valores triaxiales (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento). Lo anterior no quiere indicar que el ensayo Triaxial sea indeseable; sino que, si se desean únicamente los parámetros de suelo, los valores que brinda el ensayo de corte directo se han encontrado usualmente bastante aceptables.

Limitaciones del ensayo de corte directo

1. La muestra está obligada a fallar en un plano predeterminado.
2. La distribución de esfuerzos en ésta superficie no es uniforme.
3. No es posible controlar el drenaje de la muestra, sólo se puede variar la velocidad de desplazamiento.
4. No puede medirse la presión de *poros*.
5. Las deformaciones aplicadas están limitadas *por* recorrido máximo de la caja.
6. El área de contacto entre las dos mitades de la muestra disminuye a medida que se realiza el ensayo. Pero como afecta a τ y a σ en la misma proporción, el efecto en la envolvente de Coulomb es despreciable.
7. El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores de preparación son relativamente importantes.
8. No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson.

CAPITULO 3 Obras auxiliares en cimentaciones superficiales

Durante la construcción de alguno de los sistemas que se mencionarán en este capítulo, es necesario controlar el agua, ya que puede crear muchos problemas durante el periodo de la excavación; para lo cual es necesario contar con diferentes sistemas de retención.

Estos sistemas de retención muchas veces son pasados por alto, sin embargo, conforme se va avanzando en la construcción son de vital importancia porque pueden ahorrar tiempo y dinero.

3.1 Muros de gravedad y muros en voladizo.

Son estructuras que de forma activa o pasiva producen un efecto estabilizador sobre una masa de suelo. El propósito de los muros es el de servir como elemento de contención ya sea para un terreno natural o un relleno artificial.

Los muros de gravedad son aquellos cuyo peso contrarresta el empuje del terreno, dadas sus grandes dimensiones, prácticamente no sufre esfuerzos importantes en su estructura (figura 3.1a). Sin embargo, este tipo de muros no son económicos si llegan a ser muy altos, en algunos casos se coloca acero para construir los muros de gravedad tratando de minimizar el tamaño de sus secciones y se denominan muros de semigravedad. (figura 3.1b).



figura 3.1 a Muro de gravedad (Das, 2001)

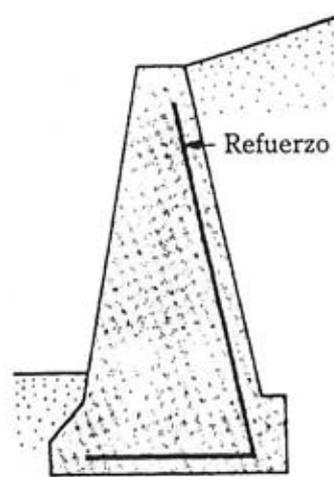


figura 3.1 b Muro de semigravedad (Das, 2001)

Es importante conocer las propiedades del suelo que esta detrás del muro y debajo de la losa de la base, para diseñar correctamente el muro de contención. Deben suponerse algunas dimensiones, lo que se llama proporcionamiento o dimensionamiento, que permite revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las dimensiones propuestas arrojan resultados no deseados, se cambian las secciones y vuelven a revisarse.

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención.

Primero, conocida la presión lateral de la tierra, la estructura en su conjunto se revisa por estabilidad.

Segundo, cada componente de la estructura se revisa por resistencia y se determina el refuerzo de acero de cada componente.

3.1.1 Teoría de Rankine.

El término equilibrio plástico en suelos hace referencia a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar. Rankine investigó las condiciones de esfuerzo en el suelo en un estado de equilibrio plástico.

Estado activo de Rankine.

En la figura 3.1.1 se muestra una masa de suelo la cual esta limitada por un muro AB sin fricción q se extiende hasta una profundidad infinita. Los esfuerzos efectivos principales vertical y horizontal sobre un elemento de suelo a una profundidad z son σ'_0 y σ'_h respectivamente.

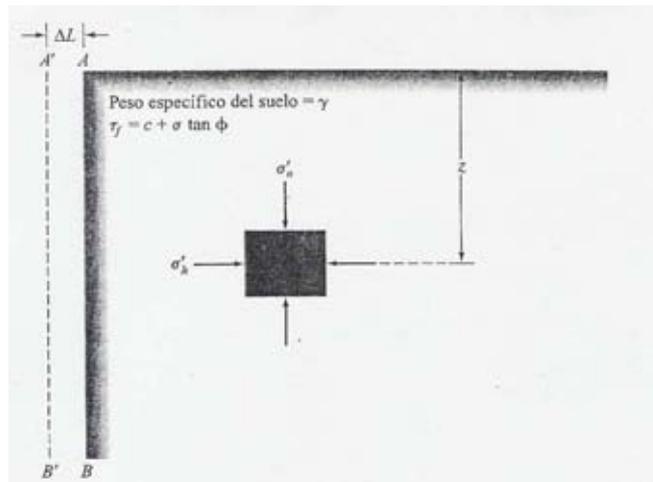
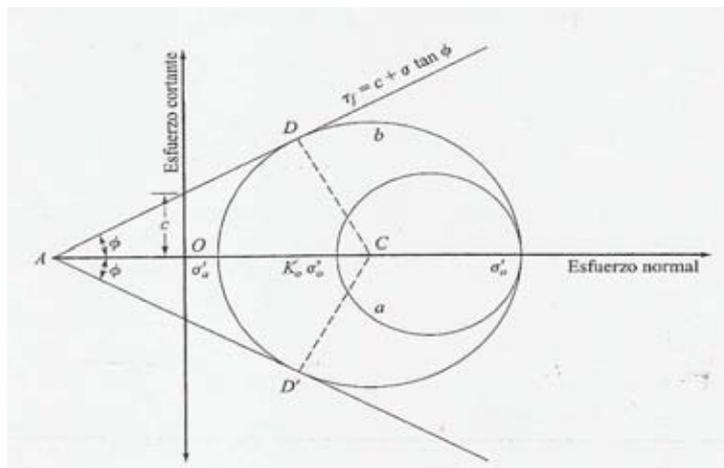


figura 3.1.1 Presión activa de tierra de Rankine (Das, 2001)

Si al muro AB no se le permite movimiento entonces $\sigma'_h = K_0 \sigma'_0$. La condición de esfuerzo en el elemento de suelo esta representado por el círculo a de Mohr en la figura 3.1.2, sin embargo, si se permite que el muro AB se mueva alejándose gradualmente de la masa de suelo, entonces el esfuerzo efectivo principal horizontal decrecerá y finalmente se alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representada por el círculo b de Mohr, o estado de equilibrio plástico, y ocurrirá la falla del suelo, denominado estado activo de Rankine.



F
figura 3.1.2 Círculos de Mohr para el estado activo de Rankine (Das, 2001)

El coeficiente de presión de tierra activa de Rankine "Ka" esta dada por la siguiente expresión:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Estado pasivo de Rankine.

En la figura 3.1.3 se muestra un muro sin fricción q se extiende hasta una profundidad infinita.

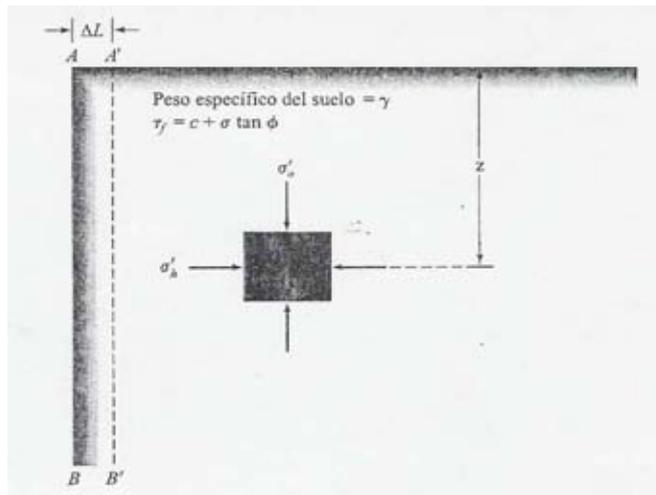


figura 3.1.3 Presión pasiva de tierra de Rankine (Das, 2001)

La condición de esfuerzo inicial sobre un elemento de suelo se representa en la figura 3.1.4 mediante el círculo a de Mohr. Si el muro es empujado gradualmente hacia la masa de suelo, el esfuerzo efectivo principal σ'_h se incrementará. Finalmente, el muro alcanzará un estado en que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representada por el círculo b de Mohr. En este momento ocurrirá la falla del suelo, a lo cual se le llama estado pasivo de Rankine

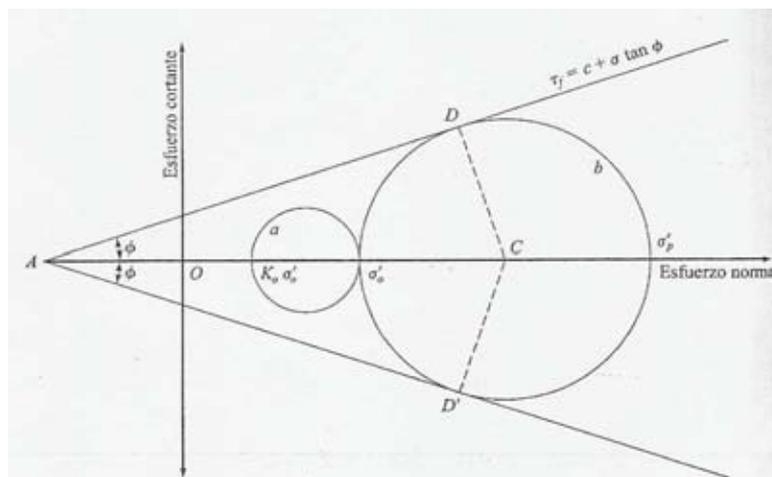


figura 3.1.4 Círculos de Mohr para el estado pasivo de Rankine (Das, 2001)

El coeficiente de presión pasiva de Rankine "Kp" esta dada por la siguiente expresión:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

3.2 Control de filtraciones bajo el nivel freático.

Cuando se tiene que excavar a profundidades mayores que el nivel freático para construir alguna obra, el agua freática fluye hacia la zona de excavación y es necesario sacarla o conducirla fuera del área de trabajo por medio de cárcamos o zanjas.

En cimentaciones como en algunas otras obras los drenajes son parte importante de la construcción, ya que son los encargados de abatir el nivel freático en el área de trabajo, y en algunos casos los drenes siguen cumpliendo con esta función durante la vida útil de la cimentación.

Se dice que la construcción de drenajes es indispensable en los suelos con coeficientes de permeabilidad mayores de 10^{-1} cm/s y que presenten niveles freáticos cercanos. Para terrenos con valores entre 10^{-1} a 10^{-4} cm/s es posible que se requiera, todo depende de un estudio de suelos detallado.

3.2.1 Fuerzas de filtración.

El manejo del agua, con toda su importancia práctica, es sólo la consecuencia final del abatimiento del nivel freático. En todo tipo de suelo, el flujo del agua hacia el interior de la excavación produce fuerzas de filtración que tienden a provocar fallas por deslizamiento de los taludes y el levantamiento del fondo de la excavación. El control de estas fuerzas desfavorables a la estabilidad es entonces el objetivo principal de la instalación de un adecuado sistema de abatimiento del nivel freático durante la construcción de la cimentación.

En los suelos no cohesivos, de permeabilidad media a alta, en los que la resistencia al corte depende solamente de la presión ínter granular, los efectos desfavorables de las fuerzas de filtración en la estabilidad de los taludes y del fondo se manifiestan de inmediato y se agravan a medida que se profundiza la excavación. Las filtraciones a través del fondo de la excavación ejercen fuerzas de arrastre ascendentes sobre las partículas de suelo; si el gradiente hidráulico a la salida de las filtraciones del fondo es cercano a la unidad, las fuerzas de filtración ascendentes reducen la presión ínter granular entre las partículas del suelo no cohesivo, lo cual disminuye considerablemente su resistencia al corte. La pérdida de resistencia al corte inducida por las fuerzas de filtración ascendentes reduce el empuje pasivo que actúa en el empotramiento (la pata) de las tablestacas, dando por resultado la falla de éstas por pateo, finalmente, si el gradiente ascendente en el fondo es mayor que la unidad, se pierde totalmente la presión ínter granular y las partículas del suelo no cohesivo quedan en suspensión en el agua ascendente, produciéndose el fenómeno llamado de *ebullición*. Este fenómeno se presenta en la naturaleza en aquellos sitios donde existe flujo ascendente del agua subterránea y se le conoce, coloquialmente, como arena movediza.

De aquí la necesidad de controlar el flujo del agua en las excavaciones, a fin de eliminar sus efectos en la inestabilidad, la expansión o la ebullición de los suelos durante la construcción. Además de mantener limpia y seca el área de trabajo.

3.2.2 Métodos de abatimiento.

A continuación se enumeran algunos tipos de instalaciones para el abatimiento del nivel freático antes de la excavación, posteriormente se describe cada uno de ellos.

- ✓ Pozos profundos
- ✓ Pozos punta
- ✓ Pozos punta combinados con vacío
- ✓ Bombeo de achique

Pozos profundos.

En excavaciones muy profundas no es recomendable instalar varios niveles de pozos punta puesto que se pueden presentar problemas hidráulicos que ponen en peligro la seguridad de la excavación. En estos casos se realizan perforaciones de diámetros hasta de 60 cm provistas de bombas de turbina sumergibles capaces de descargar elevados caudales a grandes profundidades.

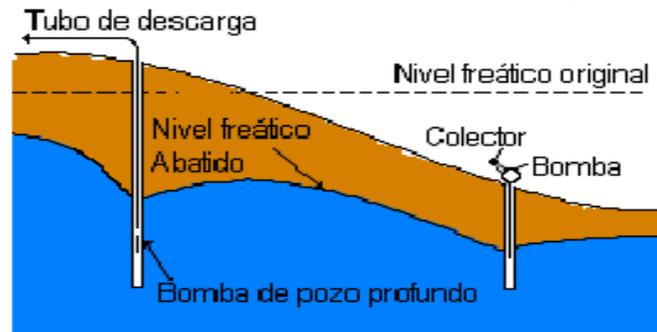


figura 3.2.2.1 Pozo profundo (ref 15)

Es necesario que la separación entre pozos no sea mayor que la mitad de la profundidad de abatimiento requerida y que el espejo del agua abatida en cada pozo de bombeo se encuentre de 2 a 3m bajo la profundidad de abatimiento deseada en la excavación.

Sobre estas bases se pueden elegir la capacidad y número de las bombas que se requieran, sin embargo, cuando se trata de permeabilidades de 10^{-1} cm/s o mayores, los gastos que se bombean llegan a ser tan grandes que requieren de fuertes inversiones en equipo y costo de operación en tales circunstancias puede ser mejor, desde un punto de vista económico impedir la entrada de las filtraciones mediante métodos de impermeabilización.

Pozos Punta

El pozo de punta consiste en un tubo recubierto de una tela que impide la entrada de partículas finas, y se introduce en el terreno unido con un tubo vertical de diámetro similar (38mm) que llega a la superficie de donde se bombea. Esta clase de pozos son utilizados en filas de succión. Cuando se realizan excavaciones de 4m por debajo del nivel freático, es posible necesitar una segunda fila de succión. Este sistema es aplicable a los suelos de permeabilidad intermedia, en los que el coeficiente de permeabilidad varía de 10^{-2} al 10^{-4} cm/s

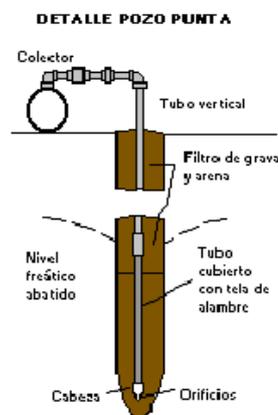


figura 3.2.2.2 Pozo punta (ref 15)

La punta de succión está formada por una fina malla metálica o de plástico. en cuyo interior se aloja un tubo perforado; esta última parte tiene unos 0.60m de longitud y en su extremo inferior está provista de una válvula de pie. Estos tubos punta se instalan en el terreno hincándolos con el auxilio de un chiflón de agua que circula por el propio tubo y sale por el extremo inferior alrededor de la válvula de pie. Se colocan en línea alrededor de la excavación con separaciones entre sí que varían de 0.5 a 2m; excepcionalmente esa separación llega a ser de 3m, en los suelos de menor permeabilidad el extremo superior de cada uno de los pozos punta se conecta a una tubería con diámetro de 8" a 10", la cual a su vez se conecta al extremo de succión de una bomba centrífuga de impulsor abierto, provista de una trampa de aire; una bomba de vacío, conectada también en la tubería de succión complementa el sistema. Al crear el vacío en la tubería de succión la válvula de pie de las puntas cierra el extremo inferior de éstas y el agua del suelo pasa solamente a través del cedazo con lo cual se evita el arrastre de partículas de arena y limo, cada una de estas puntas es capaz de succionar un gasto de 0.5 a 1.01lts, dependiendo de su diámetro; así la separación de las puntas dependerá del gasto que haya que bombear por metro lineal de perímetro del sistema el cual depende a su vez de la permeabilidad del suelo; de manera que si se conoce la permeabilidad, se puede estimar el gasto por unidad de longitud, así como el diámetro de las puntas y su separación de manera práctica puede decirse que en arenas de textura media a fina cuya permeabilidad es del orden de 10^{-2} cm/s.

Pueden requerirse puntas con diámetro de 2" separadas entre sí 0.50m, mientras que en arenas finas limosas con permeabilidad del orden de 10^{-3} cm/s podrían ser suficientes puntas de 1 y 2" de diámetro, con separación de 1.5m.

El sistema de pozos punta sólo puede abatir el nivel freático hasta unos 6m de profundidad que es la máxima altura de succión posible por la presión atmosférica, por esta limitación si se requiere mayor profundidad de abatimiento es necesario instalar varios circuitos de pozos punta colocados en etapas escalonadas.

Pozos punta combinados con vacío.

Cuando se tienen depósitos de arenas limosas (sm), con más de 25% de limo no plástico, o limos arenosos (ml) cuya permeabilidad varía entre 10^{-4} y 10^{-5} cm/s, los sistemas de bombeo por gravedad pueden requerir de un tiempo muy largo para lograr el abatimiento o bien ser totalmente ineficientes en el caso de limos menos permeables.

En tales condiciones se ha recurrido al auxilio de un sistema de vacío que, combinado con el sistema de pozos punta produce una succión que actúa en las paredes del pozo a través del filtro, la succión aumenta el gradiente de filtración hacia el pozo, lo cual aumenta la velocidad del flujo y desarrolla un estado de tensión en el agua de los poros del suelo que, a su vez se traduce en un aumento de la presión inter granular y, por tanto, de la resistencia al corte del suelo (cohesión aparente).

De esta manera no solamente se logra la eliminación de las fuerzas de filtración, sino que además el estado de tensión creado en el agua mejora notablemente las condiciones de estabilidad de los taludes de la excavación, lo que permite aumentar el ángulo del talud y reducir el volumen de tierra excavada en el caso de suelos estratificados que contienen capas alternadas de suelos de muy diferente permeabilidad, (arenas, limos y arcillas).

Bombeo por achique.

Este sistema se caracteriza por encausar el agua fuera de la excavación de la obra hacia un carcamo en donde se tienen instaladas unas bombas de achique, que también se conocen en el medio como borregos.

Estas bombas tienen la característica de poder trabajar sumergidas y es tal su potencia que bombean hasta los sedimentos que se encuentran en el carcamo. Es recomendable proteger la entrada de estas bombas ya que pueden succionar materiales que pueden dañar la bomba. Esta se protege con una malla en la entrada de la bomba en la cual se retienen los materiales de mayor volumen para que no se dañen los impulsores de la bomba.

Como su nombre lo indica este sistema de achique trata de llevar el agua a un sitio donde no pueda salir para posteriormente sacarla con las bombas. En la siguiente figura se muestra como el agua queda estancada en un área donde se coloca una bomba y desde ahí se saca el agua de la obra. También se puede observar en que condiciones puede trabajar la bomba de achique.



figura 3.2.2.3 Bomba de achique o borrego (ref 20)

3.3 Estabilidad de la excavación.

Como primer paso en la construcción de cimentaciones, se encuentra la excavación del suelo o roca que se encuentra bajo la superficie y por encima del nivel de dicha cimentación. Por lo tanto las excavaciones tienen como función preparar el terreno para la futura construcción del sistema de cimentación propuesto.

Cada uno de los tipos de excavación (profundas y poco profundas) tiene un método de apuntalamiento, por esta razón se considera que un buen método es aquel que reduce al máximo las deformaciones y protege lo mejor posible las construcciones y estructuras vecinas a la excavación e inclusive el interior de la misma excavación.

Son consideradas excavaciones poco profundas, aquellas que se encuentran entre 1 y 5 m, por lo tanto las profundas son aquellas mayores de 5 m.

El apuntalamiento consiste en sostener el material adyacente a la excavación con el fin de reducir al máximo los efectos inevitables que una intervención de este tipo conlleva. Estos efectos se producen debido al cambio de esfuerzo en el suelo y comúnmente se presentan en forma de hundimientos y deformaciones.



figura 3.3.1 Excavación apuntalada (ref 15)

Dentro de las funciones del Ingeniero se encuentra la de estar completamente familiarizado con los métodos y procesos utilizados en las excavaciones y apuntalamientos con el fin de evitar errores que pueden ser desastrosos.

Una de las recomendaciones que se hace comúnmente en cuanto al apuntalamiento es la de preesforzar cada puntal durante su colocación.

El método de preesforzar los puntales consiste en colocar con anterioridad al puntal definitivo dos puntales auxiliares equipados con gatos hidráulicos encargados de separar los largueros, para luego insertar y acuñar el puntal definitivo. Una vez colocado este, se retiran los gatos y puntales auxiliares transmitiéndole esfuerzos de varias toneladas al puntal definitivo.

Debido a condiciones de linderos y reducción en las áreas de trabajo para las construcciones, es común encontrar frentes de excavaciones verticales en los cuales es recomendable apuntalar. En el caso de excavaciones poco profundas se utilizan tablonces alrededor de la excavación unidos por medio de vigas perimetrales denominadas largueros soportadas entre ellas por los puntales.



figura 3.3.2 Excavación apuntalada con madera (ref 15)

Estos puntales pueden ser metálicos, en madera o inclusive si la excavación es muy ancha se utilizan cerchas.



figura 3.3.3 Excavación apuntalada con cerchas metálicas (ref 15)

Las excavaciones sin apuntalar son de poca profundidad y en lugar de sostener el material circundante con elementos externos, se sostiene por medio de taludes diseñados en la misma excavación. Los taludes deben ser diseñados con todas las normas que rigen la estabilidad de taludes.



figura 3.3.4 Proceso de excavación (ref 15)

La excavación se realiza generalmente con máquina, puesto que es común encontrar anchos considerables y grandes volúmenes de material a mover.



figura 3.3.5 Excavación sin apuntalar (ref 15)

3.3.1 Falla de los taludes.

Se comprende bajo el nombre de talud cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal, bien sea en forma natural, o como consecuencia de la intervención humana en una obra de Ingeniería.

Los mecanismos de falla en taludes más comunes en la práctica son de los tipos rotacional y traslaciones. La mayoría de los métodos para analizar dichos movimientos se basan en consideraciones de equilibrio al límite o colapso inminente, en los cuales se asume que se produce una falla como resultado de un deslizamiento a lo largo de una superficie de ruptura, en la frontera interior de una masa de suelo en movimiento.

La falla de tipo rotacional tiende a ocurrir lentamente en forma de cuchara y el material empieza a fallar por rotación a lo largo de una superficie cilíndrica, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia.

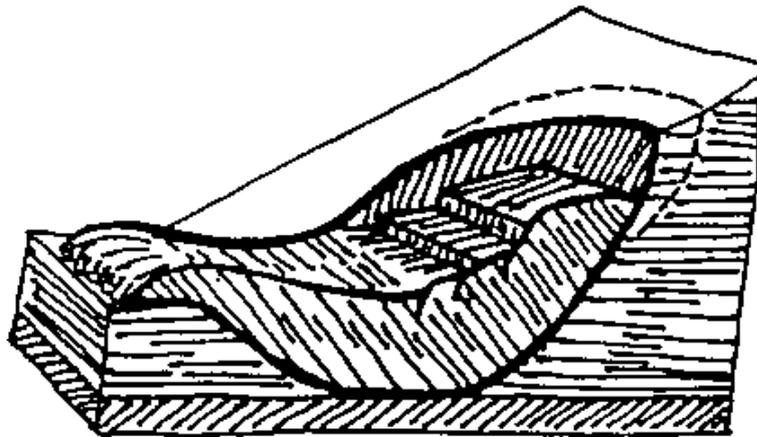


figura 3.3.1.1 Derrumbe rotacional (ref 20)

La falla de tipo trasnacional, donde la masa deslizante se produce a través de superficies rectas formando cuñas.

Tan pronto se comprueba que hay un riesgo de inestabilidad en un determinado talud, se debe buscar la mejor solución y considerar aspectos de costo, naturaleza de las obras afectadas (tanto en la cresta como al pie del talud), tiempo estimado en el que se puede presentar el problema, disponibilidad de los materiales de construcción, etc.

Existen tres grupos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud:

- *Aumentar la resistencia del suelo:* drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante
- *Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud:* soluciones tales como el cambio de la geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir su altura.
- *Aumentar los esfuerzos de confinamiento (s_3) del talud:* se puede lograr la estabilización de un talud mediante obras, como los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse (figura 3.3.1.3) mediante soluciones tales como la disminución de la pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura (especialmente en suelos con comportamiento cohesivo) y la colocación de material en la base o pie del talud (construcción de una berma); en esta última solución es común usar material de las partes superiores del talud.

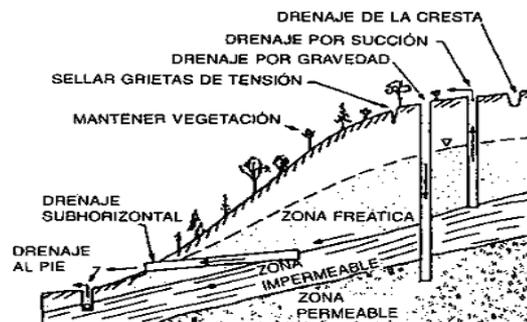


figura 3.3.1.2 Método para estabilizar un talud por medio de drenaje (ref 20)

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud es disminuir los esfuerzos que causan la inestabilidad y, en el caso de la implantación de una berma, el aumento de la fuerza resistente. Es importante destacar que la construcción de una berma al pie de un talud debe tomar en cuenta la posibilidad de causar inestabilidad en los taludes que se encuentren debajo, además, se deben tomar las previsiones para drenar el agua que pueda almacenarse dentro de la berma, ya que es probable que pueda haber un aumento de la presión de los poros en los sectores inferiores de la superficie de falla, lo que acrecienta la inestabilidad.



figura 3.3.1.3 Cambio de la geometría (ref 20)

3.3.2 Falla de fondo.

Cuando se excava siempre se extrae material y, en consecuencia se produce un cambio en el estado de esfuerzo del suelo, debajo y a los lados del espacio excavado. Ningún material puede sufrir un cambio de esfuerzo sin las deformaciones correspondientes.

Durante la excavación se presentan movimientos en la superficie del terreno, estos movimientos generalmente tienen el carácter de asentamientos, pero en algunas ocasiones, la superficie del terreno puede subir.

En la siguiente figura se muestra el mecanismo de una falla de fondo, de la cual se puede observar que, en el instante de falla de fondo incipiente, se obtendría la siguiente expresión:

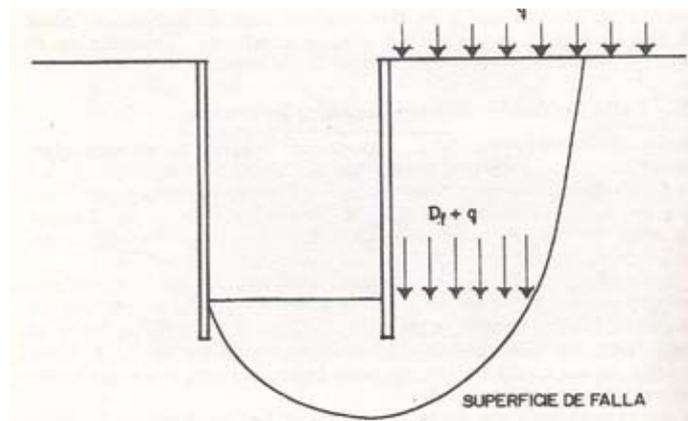


figura 3.3.2.1 Mecanismo de falla de fondo (Juárez, E. 1989)

$$cN_c = \gamma D_{f \max} + q$$

La expresión anterior proporciona la profundidad máxima a que puede llevarse la excavación sin que falle por fondo, sin embargo, es necesario adoptar precauciones adicionales por medio de un factor de seguridad que quedaría como sigue:

$$\gamma D_f + q = \frac{cN_c}{F_s}$$

donde

$$F_s = \frac{cN_c}{\gamma D_f + q}$$

La expresión anterior permite calcular la seguridad de la excavación contra falla de fondo. Prácticamente un valor de 1.5 para F_s puede ser suficiente pues la aproximación de los cálculos resulta del orden de +/- 20% cuando se les compara con los resultados obtenidos de fallas reales.

Teóricamente la falla de fondo sólo puede ocurrir en excavaciones ademadas, en que la falla de los taludes esta restringida; sin embargo, la distorsión que la falla de fondo implica, puede llevar a la excavación a un colapso más general.

3.4 Métodos de impermeabilización.

La impermeabilización de cimentaciones tiene como objeto evitar que el agua y otros elementos agresivos que pueda haber en el terreno dañen la cimentación, aumentando su impermeabilidad y durabilidad.

Los materiales adicionados a las mezclas o sistemas formados por capas alternadas de impermeabilizantes y membranas, que se colocan sobre elementos de una cimentación, para preservarlos de la humedad y/o evitar la transminación del agua u otros líquidos.

Todas las superficies que se vayan a impermeabilizar ya sea losa, zapata o cajón deberán estar secas y libres de materias extrañas que pudieran dar lugar a problemas de desprendimiento o formación de burbujas, por lo que se deberán eliminar las grasas o aceites, polvo y arena suelta, salientes de varillas o alambres y membranas de curado.

3.4.1 Para la impermeabilización de una losa se observará lo siguiente:

- ✓ La losa de concreto hidráulico, deberá estar completamente descimbrada y tener una edad mínima de 10 días de colada
- ✓ Aplicación de primario asfáltico con rendimiento de 0.20 lt/m² para anclaje y tapa poro de la superficie; dejándolo secar perfectamente
- ✓ Resanar fisuras y grietas a base de cemento plástico asfáltico, con un rendimiento de 1.0 litros en 10 metros lineales en sección de 1.0 cm²
- ✓ Colocación de sistema prefabricado impermeabilizante multicapa de asfalto modificado "SBS" (estireno butadieno-estireno) con un mínimo de 12% de polímero en asfalto modificado; ó "APP" (polipropileno atáctico), con un mínimo del 25% de polímero en asfalto modificado; con refuerzo central de fibra de vidrio de 90grs/m², con resina termofija de borosilicato tipo "E", e hilo de refuerzo longitudinal y acabado aparente con gavilla a base de riolita pigmentada y esmaltada a fuego con resina silicón en color terracota, con 4.5 mm de espesor total
- ✓ Los traslapes serán mínimo de 10 cm en ambos sentidos. La forma de aplicación será a base de termofusión usando soplete de gas butano.

3.4.2 Cuando se trata de un cajón de cimentación se observará lo siguiente:

- ✓ Tanto la losa de fondo como de las paredes de cajón deberán limpiarse de acuerdo con lo fijado en la fracción 3.4.1. A si mismo los elementos metálicos tales como torzales, separadores, troqueles, clavos y varillas se cortarán hasta una profundidad de 3 cm del paño de la losa, resanando con mortero impermeable.
- ✓ La superficie se picará en forma uniforme hasta que el 50% de ella quede rugosa. Inmediatamente, se lavará y se curará humedeciéndola durante un tiempo no menor de 6 horas antes de aplicar la impermeabilización.
- ✓ Una vez que haya desaparecido la humedad superficial del curado previo, se aplicará con brocha una lechada, a base de cemento, impermeabilizante integral, y agua, en tal forma

que tape las porosidades y cubra la superficie picada. El proporcionamiento de la lechada estará de acuerdo con el impermeabilizante de que se trate

- ✓ Estando aún fresca la lechada o tapa poro, se aplicará un aplanado de mortero plástico a base de cemento, impermeabilizante integral líquido, agua y arena cernida, con un espesor indicado por el fabricante, acabada con llana de madera o metálica. El proporcionamiento del mortero dependerá del tipo de impermeabilizante que se use
- ✓ Transcurridas 2 ó 3 horas, se presentará el fraguado inicial y se procederá de inmediato a curar toda la superficie con vapor de agua, rociados continuos o con curador a base de parafinas emulsionadas en agua
- ✓ El aplanado de mortero plástico, deberá cubrir paños continuos sin juntas de construcción. Cuando sea necesario dejar alguna junta, se deberá tratar calafateando con material adecuado.

3.4.3 Para la impermeabilización de una zapata se tomará en cuenta lo siguiente:

- ✓ Se tendrá que hacer referencia a la fracción 3.4.1
- ✓ Se aplicarán dos capas de asfalto oxidado en caliente y una capa de fieltro asfaltado
- ✓ También se incluye la aplicación de sellador o tapa poro

CAPITULO 4 Diseño de cimentaciones superficiales

4.1 Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del G.D.F. (2001)

4.1.1 Estados Límite de Falla

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia (F_R) y las acciones de diseño (ΣQ) con sus respectivos factores de carga (F_c).

a) acciones de diseño (ΣQ) (artículo 188 del R.C.D.F.)

La combinación de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

1.- Primer tipo de combinación. Acciones permanentes (cargas muertas = peso del edificio y acabados) más acciones variables (Art. 186 del RCDF) incluyendo la carga viva. Para la revisión de estados límite de falla, se considera la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

2.- Segundo tipo de combinación. Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

b) Factores de carga (F_c) y de resistencia (F_R)

Factores de carga (F_c). Los F_c que deberán de aplicarse a las acciones (ΣQ) para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el artículo 194 del RCDF. Para los estados límites de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa (cimentaciones profundas), al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Factores de resistencia (F_R).

1.- 0.35 para la capacidad de carga en la base de las zapatas de cualquier tipo (corridas, cuadradas, rectangulares, centrales o de colindancia) localizadas en la zona I (zonificación del DF), las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5.00 m de profundidad en las zonas II y III.

2.- 0.70 para todos los demás casos.

Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas).

Suelos sensiblemente homogéneos para distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\text{Suelos cohesivos: } \frac{\Sigma Q F_c}{A} < (C_u N_c F_R + P_v)$$

$$\text{Suelos friccionantes: } \frac{\Sigma Q F_c}{A} < \left[(P_v')(Nq - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right] F_R + P_v$$

Donde:

- $\sum QFc$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, multiplicada por su respectivo factor de carga.
- A = área del cimiento (m^2)
- Pv' = presión vertical efectiva a la profundidad de desplante (t/m^2) por peso propio del suelo = $\gamma_s Df$, y donde: $\gamma_s = \gamma_{sat} - \gamma_w$
- Pv = presión vertical total de suelo a la misma profundidad (t/m^2) = γDf
- γ = peso volumétrico del suelo (t/m^2)
- Cu = cohesión aparente t/m^2 , determinado en ensaye triaxial UU.
- B = ancho de la cimentación (m)
- $Nc, Nq, N\gamma$ = factores de capacidad de carga

Factores de capacidad de carga.

a) Nc :

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{Df}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

para: $\frac{Df}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$

Donde: Df = profundidad de desplante

L = largo de la cimentación

para: $\frac{Df}{B} \neq 2$ y $\frac{B}{L} \neq 1$

entonces: $\frac{Df}{B} = 2$ y $\frac{B}{L} = 1$

b) Nq :

$$Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \text{ Reissner (1924)}$$

Cimientos rectangulares.

$$Nq = \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \left(1 + \frac{B}{L} \tan \phi \right)$$

Zapatas circulares o cuadradas.

$$Nq = \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) (1 + \tan \phi) \frac{B}{L} \right] = 1$$

c) N_γ :

$$N_\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi$$

Cimientos rectangulares.

$$N_\gamma = \left[2(Nq + 1) \tan \phi \right] \left(1 - 0.4 \frac{B}{L} \right)$$

Cimientos circulares o cuadrados.

$$N_\gamma = \left[2(Nq + 1) \tan \phi \right] 0.6$$

Para utilizar los factores de capacidad (Nq y N_γ) se tomará en cuenta lo siguiente:

Para el ángulo ϕ :

$$\phi = \tan^{-1}(\alpha \tan \phi') \text{ Ec. de } \phi \text{ para falla local}$$

Donde: ϕ' = ángulo de fricción interna del suelo

α = en suelos arenosos donde la compacidad relativa $Cr < 70\%$: $\alpha = 0.67$ en todos los demás suelos $\alpha = 1$

4.1.2 Estados Límite de Servicio.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas.

Cuando el subsuelo este constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmico se calcularán cuando procesa, como se indica en el Art. 203 del capítulo de diseño sísmico.

La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \Delta z$$

Donde: ΔH = asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 = relación de vacíos inicial

Δe = variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzos vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad

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

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

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

En cimentaciones compensadas se calculará:

- Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos se calcularán en la forma antes mencionada. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 ($\frac{t}{m^2}$) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

4.1.3 Cargas excéntricas.

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

$$L' = L - 2e_L$$

Donde: e = M / P distancia al eje longitudinal del cimientto

M momento flexionante en la dirección de análisis

P carga axial

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimientto para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimientto será: $A' = B' L'$.

4.2 Ejemplos

Diseño de la cimentación.

1) Planteamiento del problema.

Se proyecta la construcción de una estación de servicio PEMEX en la esquina que forman la calzada Vallejo y la calle Clave en la colonia Vallejo Poniente en la zona Norte de la ciudad de México.

De acuerdo con este tipo de proyectos, las E.S. (estaciones de servicio), actuales cuentan con tanques de almacenamiento, despachadoras y accesorios para el manejo de hidrocarburos con tecnología moderna.

Particularmente el proyecto se constituye por una zona de abastecimiento y una zona de servicios, la primera esta formada por islas de carga y la segunda por tienda y oficina.

De acuerdo con la información proporcionada por los dueños del predio, el área que ocupará la gasolinería es del orden de 2700 m² ubicados sobre un terreno de forma irregular.

2) Programa de exploración.

Como parte inicial de los trabajos se realizó una visita al sitio, con objeto de hacer un reconocimiento y observar las características y estado que guarda el lugar, así como sus alrededores.

Las colindancias del predio son estructuras ligeras de dos niveles como máximo, destinadas a uso habitacional y algunas otras como bodegas. En un recorrido por la zona se observó que algunas estructuras presentan deficiencias en su construcción y los daños obedecen a asentamientos diferenciales.

Durante la visita se observó que el predio se encuentra cubierto superficialmente por cascajo, basura y algunos pequeños arbustos. Figura 4.1

Con objeto de observar las características de los rellenos superficiales y conocer la composición de los materiales del subsuelo a mayor profundidad, se propuso la realización de dos (PCA) y un sondeo exploratorio (SE), respectivamente. Adicionalmente se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas de los PCA y muestras inalteradas a diferentes profundidades mediante un sondeo de muestreo selectivo (SMS).

3) Ejecución de los trabajos de exploración.

La profundidad máxima explorada a través de los PCA fue de 2.7m. En las paredes de cada uno se midió la resistencia al esfuerzo cortante con penetrómetro de bolsillo y se realizó una descripción detallada de la estratigrafía observada.



figura 4.1 Predio en estudio

Con el SE fue posible investigar los materiales del subsuelo hasta 12m de profundidad. Este sondeo se ejecutó con la técnica de penetración estándar siguiendo la norma establecida en el ASTM (Designación D1585-67).

Con ella fue posible estimar, de forma cuantitativa, la resistencia del suelo a la penetración, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar. Se obtuvieron muestras alteradas del subsuelo en tramos continuos de 60 cm.

Con los resultados del SE se propuso un perfil estratigráfico preliminar, del que se identificaron los estratos representativos. Con esta información se programó el SMS, de donde se extrajeron muestras de tipo inalterado, utilizando tubos de pared delgada (Shelby).

Las muestras obtenidas fueron enviadas al laboratorio para su estudio. Los barrenos realizados fueron aprovechados para medir, con sonda eléctrica, la posición del agua superficial detectada aproximadamente a 3m de profundidad con respecto al nivel de terreno natural.

4) Programa de laboratorio.

En todas las muestras obtenidas se efectuaron los siguientes ensayos índices:

- Contenido de agua natural
- Contenido de finos

Con estos resultados se identificó la naturaleza de los materiales, utilizando para ello el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Adicionalmente, en muestras seleccionadas se determinaron las siguientes propiedades:

- Densidad de sólidos
- Límites de consistencia
- Peso volumétrico natural

En las muestras inalteradas se realizaron los siguientes ensayos mecánicos de deformación:

- Compresión simple
- Compresión triaxial

5) Capacidad de carga.

Con base en la información recabada del subsuelo, los resultados de la exploración y las características del proyecto, se evaluaron las soluciones de cimentación viables para las estructuras.

De acuerdo con la estratigrafía observada, asociada a las características y propiedades de cada unidad, se considera que el limo arenoso o arcilla, que se presenta después de los rellenos y a partir de 2.0 m de profundidad en promedio, representa una superficie de apoyo para las descargas que generan las estructuras de la estación de servicio, por lo que la cimentación se ha resuelto mediante zapatas aisladas para la zona de abastecimiento y losa de cimentación para la zona de oficinas.

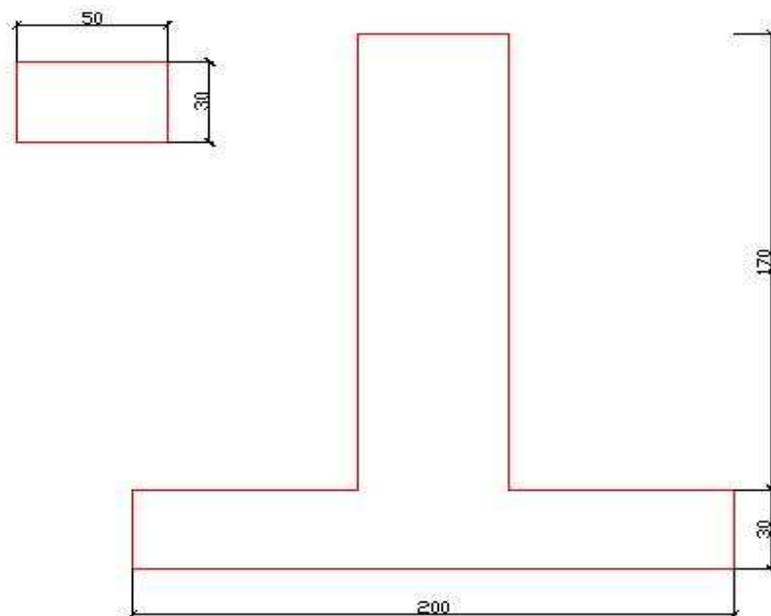
4.3.1 Zapata

Descarga: Esta dada por la suma de los pesos de la estructura de la techumbre así como de las zapatas que se van a desplantar en el terreno.

$$W_{estructura} = (\text{techumbre}, 1 \text{ poste})$$

$$W_{estructura} = \text{techumbre}(20t) + 1 \text{ poste}(3.5t) = 23.5t$$

$$W_{cim} = W_{dado} + W_{base}$$



$$V_{dado} = 0.50m \times 0.30m \times 1.7m = 0.255m^3$$

$$V_{zapata} = 2 \times 2 \times 0.30 = 1.2m^3$$

Volumen total de la zapata = $1.45m^3$

$$V_{excavación} = 2 \times 2 \times 2 = 8m^3$$

$$V_{relleno} = 8.0 - 1.45 = 6.55m^3$$

Peso de la zapata = 3.48 t

Peso del relleno = 11.13 t

Peso total que se aplicará al suelo = $11.13 + 23.5 + 3.48 = 38.11$ t

Peso inicial antes de la excavación al nivel de desplante

$$W_i = 8m^3 \times 1.7 \frac{t}{m^3} = 13.60 \text{ t}$$

La diferencia de pesos da el incremento que se aplica al suelo

$$\Delta w = 38.11 - 13.60 = 24.51t$$

Transformado a presión

$$\Delta p = \frac{24.51t}{2m \times 2m} = 6.12 \frac{t}{m^2}$$

Según RCDF se tiene que aplicar un $F_c = 1.4$

$$\Delta p_d = 6.12 \frac{t}{m^2} \times 1.4 = 8.57 \frac{t}{m^2}$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 8.57 \frac{t}{m^2}$$

Capacidad de carga de la zapata propuesta (NTC)

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq CNcF_R + P_v$$

$$Nc = 5.14 \left(1 + .25 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right) + .25 \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$Nc = 7.71$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq (2 \frac{t}{m^2} \times 7.71 \times 0.35 + 3.4)$$

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq 8.79 \frac{t}{m^2}$$

$$8.57 \frac{t}{m^2} < 8.79 \frac{t}{m^2}$$

Cálculo de asentamientos

Zona de asentamiento	Profundidad (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)	$\frac{x}{z}$ (m)	$\frac{y}{z}$ (n)	ω_0	$\sum \omega_0$	$\Delta\sigma$ t/m ²
Centro de la zapata	2.0	1	1	0	∞	∞	0.25	1.00	6.12
	3.50	1	1	1.50	0.66	0.66	0.11	0.44	2.69
	5.00	1	1	3.00	0.33	0.33	0.043	0.172	1.05
	6.50	1	1	4.50	0.22	0.22	0.019	0.076	0.46
	8.00	1	1	6.00	0.16	0.16	0.006	0.024	0.14

Cálculo de parámetros de consolidación.

Estrato limo arenoso

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{p_2}{p_1}} \quad C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log \frac{p_4}{p_3}}$$

Datos obtenidos de las curvas de consolidación

$$e_4 = 2.672 \quad p_4 = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_3 = 2.786 \quad p_3 = 0.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_s = \frac{2.786 - 2.672}{\log \frac{2}{0.25}} = 0.126 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$e_1 = 3.123 \quad p_1 = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_2 = 2.661 \quad p_2 = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \frac{3.123 - 2.661}{\log \frac{4}{2}} = 0.154 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Para el estrato de arcilla

$$e_4 = 2.458 \quad p_4 = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_3 = 2.624 \quad p_3 = 0.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_s = \frac{2.624 - 2.458}{\log \frac{2}{0.25}} = 0.184 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$e_1 = 3.027 \quad p_1 = 2 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$e_2 = 2.437 \quad p_2 = 4 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$C_c = \frac{3.027 - 2.437}{\log \frac{4}{2}} = 1.96 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Cálculo de incrementos de presión netos

Estrato limo arenoso

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6} (6.12 + 4 \times 2.69 + 1.05) = 2.98 \text{ t}/\text{m}^2$$

Para el estrato de arcilla

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6} (1.05 + 4 \times 0.46 + 0.14) = 0.50 \text{ t}/\text{m}^2$$

Cálculo de e_0

Limo arenoso

$$e_0 = 3.408 \quad p_0 = 0.51 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Arcilla

$$e_0 = 3.73 \quad p_0 = 0.64 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Cálculo de asentamientos

Limo arenoso

$$P_c = 1.60 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$P_0 + \Delta p_{prom} < P_c$$

$$0.51 + 0.29 < 1.60$$

Se trata de un material preconsolidado por lo que se utilizará la siguiente expresión.

$$S_c = \frac{CsHc}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0}$$

$$S_c = \frac{0.126 \times 300}{1+3.408} \log \frac{0.51+0.29}{0.51} = 1.7 \text{ cm}$$

Arcilla

$$P_c = 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_0 + \Delta p_{prom} < P_c$$

$$0.64 + 0.050 < 1.00$$

Se trata de un material preconsolidado por lo que se utilizará la siguiente expresión.

$$S_c = \frac{0.184 \times 300}{1+3.73} \log \frac{0.64+0.050}{0.64} = 0.34 \text{ cm}$$

Asentamiento total = 2.04 cm

4.3.2 Losa de cimentación.

$$\text{Área} = 200 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Volumen} = (200 \text{ m}^2)(2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3})(0.15 \text{ m}) = 30 \text{ m}^3$$

$$W = (30 \text{ m}^3)(2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}) = 72 \text{ t}$$



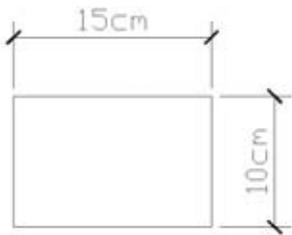
Castillos.

$$\text{Altura} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = (0.15 \text{ m})(0.10 \text{ m})(3 \text{ m}) = 0.045 \text{ m}^3$$

$$W = (0.045 \text{ m}^3)(2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}) = .108 \text{ t}$$

$$Wt = (.108 \text{ t})(12) = 1.296 \text{ t}$$

**Losa de azotea.**

$$\text{Área} = 200\text{m}^2$$

$$\text{Espesor} = 10\text{cm}$$

$$\text{Volumen} = (200\text{m}^2)(2.4 \text{ t/m}^3)(0.10\text{m}) = 20\text{m}^3$$

$$W = (20\text{m}^3)(2.4 \text{ t/m}^3) = 48\text{t}$$

Muros de tabique rojo recocido.

$$\text{Área} = (3\text{m})(3\text{m}) = 9\text{m}^2$$

$$\text{Área}_{\text{total}} = (9\text{m}^2)(12) = 108\text{m}^2$$

$$W = (108\text{m}^2)(350 \text{ kg/m}^2) = 32400\text{kg}$$

$$W = 32.4\text{t}$$

Carga viva media

$$\text{Azotea} = (15 \text{ kg/m}^2)(200\text{m}^2) = 3\text{t}$$

$$\text{Cimentación} = (40 \text{ kg/m}^2)(200\text{m}^2) = 8\text{t}$$

$$\text{Instalaciones} = (40 \text{ kg/m}^2)(200\text{m}^2) = 8\text{t}$$

$\text{Desc arg } a_t = 305\text{t}$ tomando en cuenta todos los factores que marca el RCDF.

Incremento de presión

$$\Delta p = \frac{305\text{t}}{200\text{m}^2} = 1.52 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta p_d = 1.52 \text{ t/m}^2 \times 1.4 = 2.13 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\Sigma QFc}{A} = 2.13 \text{ t/m}^2$$

Capacidad de carga de la losa propuesta (NTC)

$$\frac{\sum QFc}{A} < CuNcF_R + Pv$$

$$Nc = 5.14(1 + 0.25(D_f/B) + 0.25(B/L))$$

$$Nc = 5.14(1 + 0.25(0/10) + 0.25(10/20))$$

$$Nc = 5.78$$

$$F_R = 0.7 \text{ tomado de las NTC}$$

$$Cu = 2.0 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sum QFc}{A} < (2.0 \text{ t/m}^2)X(5.78)X(0.7)$$

$$\frac{\sum QFc}{A} < 8.09 \text{ t/m}^2$$

$$2.13 \text{ t/m}^2 < 8.09 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de asentamientos

Zona de asentamiento	Profundidad (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)	x/z (m)	y/z (n)	ω_0	$\sum \omega_0$	$\Delta\sigma$
Centro de la losa	0.0	10	5	0.0	∞	∞	0.25	1	1.52
	1.0	10	5	0.5	20	10	0.25	1	1.52
	2.0	10	5	1.0	10	5	0.25	1	1.52
	3.5	10	5	2.5	4	2	0.24	0.96	1.45
	5.0	10	5	4.0	2.5	1.25	0.225	0.9	1.36
	6.5	10	5	5.5	1.81	0.9	0.19	0.76	1.15
	8.0	10	5	7.0	1.42	0.71	0.163	0.652	0.99

Cálculo de incrementos de presión netos.**Relleno arena limosa**

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6}(\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6}(1.52 + 4 \times 1.52 + 1.52) = 1.52 \text{ t/m}^2$$

Limo arenoso

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6}(\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6}(1.52 + 4 \times 1.45 + 1.36) = 1.44 \text{ t/m}^2$$

Arcilla

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6}(\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

$$\Delta P_{prom} = \frac{1}{6}(1.36 + 4 \times 1.15 + 0.99) = 1.15 \text{ t/m}^2$$

Asentamientos Elásticos**Arena limosa**

$$\lambda = W \frac{B}{E} Fv$$

Datos

$$\frac{L}{B} = 2 \qquad \lambda = 1.52 \text{ t/m}^2 \times \frac{5m}{1000} \times 0.08$$

$$Z = 1 \qquad \lambda = 0.0006m$$

$$B = 5$$

$$Fv = 0.08$$

$$W = 1.52 \text{ t/m}^2$$

Asentamientos plásticos**Limo arenoso**

$$P_c = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_0 + \Delta p_{prom} < P_c$$

$$0.51 + 0.144 < 1.60$$

Se trata de un material preconsolidado por lo que se utilizará la siguiente expresión.

$$S_c = \frac{CsHc}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0}$$

$$S_c = \frac{0.126 \times 300}{1+3.408} \log \frac{0.51 + .144}{0.51} = 0.92 \text{ cm}$$

Arcilla

$$P_c = 1.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_0 + \Delta p_{prom} < P_c$$

$$0.64 + 0.115 < 1.00$$

Se trata de un material preconsolidado por lo que se utilizará la siguiente expresión.

$$S_c = \frac{CsHc}{1+e_0} \log \frac{P_c}{p_0} +$$

$$S_c = \frac{1.96 \times 300}{1+3.73} \log \frac{0.64 + 0.115}{0.64} = 0.83 \text{ cm}$$

Asentamiento total= 1.7506 cm

Después de revisar los resultados obtenidos del análisis de estabilidad de los elementos que se utilizarán para cimentar, es decir, zapata y losa de cimentación, se puede decir que los resultados son satisfactorios por lo que los elementos de cimentación no tendrán problemas de inestabilidad.

En el anexo A2 de este trabajo encontrarán curvas de consolidación, perfiles estratigráficos, gráficas y todos los elementos que se utilizaron para realizar el análisis de estabilidad.

Capítulo 5 Evaluación del comportamiento de las cimentaciones

Los proyectos de instrumentación se establecen por dos razones, la primera con fines de investigación básica, académicos o de desarrollo y la segunda para obtener información inmediata o a largo plazo sobre aplicaciones prácticas como pueden ser:

- Evaluación de los parámetros del suelo e investigación de las condiciones del subsuelo
- Control del comportamiento de obras durante la construcción
- Observación del comportamiento de estructuras terminadas
- Realización de pruebas de campo a escala natural y a modelos de grandes dimensiones
- Comprobar la eficacia de un nuevo método constructivo o la aplicabilidad de procedimientos conocidos
- Verificar que el contratista cumpla con las especificaciones
- Mejorar el estado actual del conocimiento
- Por razones legales, cuando la construcción afecte edificios vecinos

5.1 Instrumentación

La diferencia entre la teoría y la práctica resulta mucho más compleja en el campo de la mecánica de suelos aplicada que en cualquier otra rama de la ingeniería civil. La observación es una parte fundamental de la instrumentación, ya que muchas veces la observación nos permite identificar inmediatamente problemas que se pueden tener en alguna estructura y es necesario complementarlo con mediciones de campo para obtener un diagnóstico preciso.

La instrumentación geotécnica se define de varias maneras, dependiendo del punto de vista que se adopte. En algunos casos, la instrumentación comprende distintos dispositivos mecánicos hidráulicos y eléctricos que se emplean para efectuar mediciones físicas; otros interpretan la instrumentación como una actividad física asociada a la instalación de dispositivos de medición.

Una posible definición de instrumentación es la siguiente: “La instrumentación es una combinación de actividades constituida en parte por filosofía y conocimientos prácticos, en parte por perspicacia y experiencia, y en parte por aparatos y técnicas de medición, que se usa para obtener información cualitativa y cuantitativa necesaria para evaluar o resolver un problema geotécnico.” (Instituto de Investigaciones Eléctricas)

El objetivo principal de la instrumentación geotécnica es la de proporcionar información a investigadores, proyectistas y contratistas para poder realizar programas de trabajo eficientes dependiendo del tipo de construcción en la que se encuentren.

Para implementar un sistema de instrumentación, se deben tener objetivos específicos los cuales pueden resumirse como se muestra en los siguientes puntos:

- Definir el objetivo del producto final
- Preparar distintos diseños factibles
- Seleccionar el diseño más adecuado con base en criterios racionales aplicables a cada solución, tomando en cuenta su costo
- Elaborar el diseño definitivo, incluyendo la preparación de planos y especificaciones

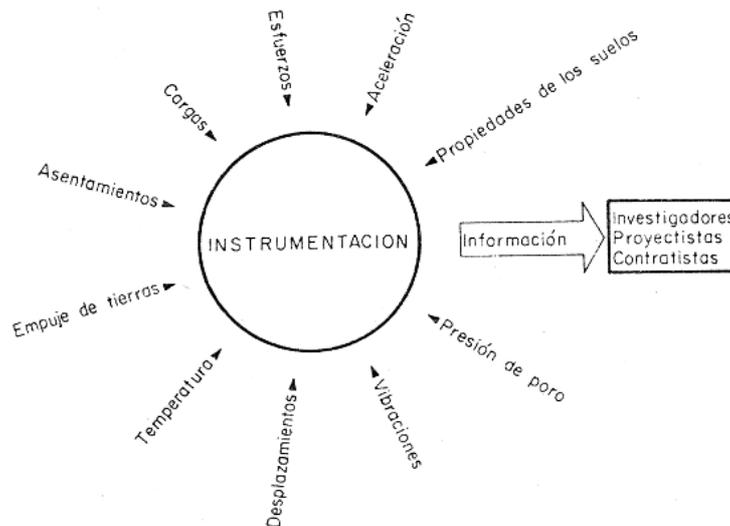


figura 5.1 Funciones de la instrumentación geotécnica (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

El empleo de la instrumentación no es solamente la selección de los aparatos, es más un proceso ingenieril detallado que inicia con la definición de un objetivo y termina con la implementación de la información recabada. El geotecnista tiene la responsabilidad de establecer dichos objetivos, mientras que el experto en instrumentación le corresponde el diseño y ejecución de un proyecto de instrumentación en el que ese empleen los métodos y sistemas más simples con los cuales se pueda obtener la información deseada en forma confiable y a un costo mínimo.

5.1.1 Variables o parámetros que se pueden medir.

El punto de partida para realizar análisis y posibles medidas correctivas en algún proyecto es, la medición de los movimientos de suelo, presiones de poro y asentamientos de la estructura. Una vez que se conocen las propiedades del suelo donde se esta trabajando, se puede realizar un programa de trabajo para conocer los parámetros que se desean conocer. A continuación se mencionan las variables que se pueden medir:

- Nivel freático (posición)
- Presión de poro
- Presiones totales dentro de la masa de suelo
- Empujes de tierra en contacto con la estructura
- Bufamiento o asentamiento de la superficie
- Bufamiento o asentamiento del subsuelo
- Deformaciones horizontales superficiales
- Deformaciones horizontales del subsuelo
- Desplomes
- Vibraciones
- Gastos de filtraciones

La medición de los movimientos del terreno, de cimentaciones o de obras terreas está dirigida a conocer con precisión los asentamientos (o bufamiento), desplazamientos laterales, cambios de posición y cambios de dimensión, así como variaciones de longitud en elementos de cimentación.

Las mediciones de deformación están relacionados con cuatro aspectos principales: desarrollo de grietas de tensión, inestabilidad debida a esfuerzos cortantes, pérdida de bordo libre en presas y observación del comportamiento con fines de investigación.

El significado de asentamientos o movimientos que se llegan a reportar no se pueden evaluar a menos que se especifique el periodo durante el cual se efectuaron las mediciones en función de la historia de construcción de la obra.

Cuando se hacen mediciones superficiales con un buen grado de precisión, proporcionan información sobre la dirección y velocidad del movimiento del suelo. El problema más difícil es el establecimiento de una línea de referencia en terreno firme, localizada fuera de la zona de influencia del movimiento.

Los instrumentos portátiles que ayudan a medir deformaciones se usan para observar los cambios en el espesor de grietas que se llegan a formar en edificios o en la superficie del terreno natural. La presencia de grietas en la parte superior y al pie de una zona bien definida de movimientos, indican la presencia de posibles deslizamientos. Las grietas se pueden medir con escala graduada, calibrador vernier, cinta de topógrafo, micrómetro y comparador de carátula.

El ojo humano puede llegar a ser el mejor instrumento con el que se cuente. En un reconocimiento superficial puede definir la extensión y forma en que se deslizan los bloques de material.

Para determinar en campo la magnitud y velocidad tanto de los desplazamientos horizontales como verticales, se utilizan métodos topográficos ordinarios. Los datos obtenidos con estos procedimientos permiten correlacionar los resultados con bancos de nivel bien definidos y de esta manera tener una mayor cobertura de la zona de deformaciones. El término banco de nivel se define como un punto de referencia estable que no se mueve en dirección vertical.

Las mediciones de asentamientos y bufamientos deben referirse a un banco de nivel, y todas las mediciones de movimientos horizontales a una base de centrado fija. La regla general es desplantar el banco de nivel a suficiente profundidad en roca sana o en un estrato firme.

Terzaghi recomienda que un banco de nivel en una estructura existente debe estar alejado del edificio que se va a observar cuando menos el doble del ancho de dicho edificio. La red de bancos se deberá renivelar con frecuencia sobre todo durante los periodos críticos de observación. En la figura 5.1.1.1 se muestra esquemáticamente la construcción típica de un banco de nivel profundo. El material de relleno para las tres zonas que se indican en la figura puede ser lodo bentonítico.

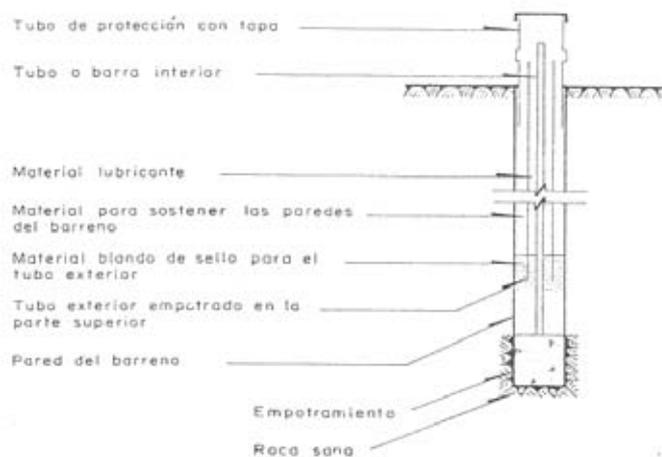


figura 5.1.1.1 Croquis esquemático de un banco de nivel profundo (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

5.1.2 Clasificación de los equipos de medición

No se debe perder de vista el objetivo principal de la instrumentación que es el de observar en forma realista el comportamiento de la estructura y ajustar las observaciones al problema en particular. La calidad y cantidad de instrumentos instalados en una obra depende de la finalidad de la obra, condiciones de cimentación y materiales seleccionados para la construcción.

La instalación y operación de un sistema de instrumentación se puede dividir en tres fases independientes:

- Diseño, adquisición e instalación
- Operación y registro de datos
- Procesamiento y almacenamiento de datos y evaluación del comportamiento

Diseño, adquisición e instalación de instrumentos.

Antes de seleccionar un instrumento se deben definir las características del proyecto y las condiciones prevalentes en el sitio de la obra:

- Tipo de proyecto
- Estratigrafía del subsuelo y propiedades ingenieriles
- Condiciones de agua freática
- Condiciones de las estructuras cercanas o de las otras instalaciones
- Condiciones ambientales
- Métodos de construcción

Definir la finalidad específica de la instrumentación

- Diagnosticar la naturaleza específica de un evento adverso
- Control del comportamiento de obras durante la construcción
- Observación del comportamiento de estructuras terminadas
- Realización de pruebas de campo a escala natural y en modelos de grandes dimensiones
- Comprobar la eficacia de un nuevo método constructivo o la aplicabilidad de procedimientos conocidos
- Verificar que el contratista cumpla con las especificaciones
- Mejorar el estado actual del conocimiento
- Por razones legales, cuando la construcción afecte edificios vecinos
- Verificar la seguridad de la obra
- Identificar las condiciones del medio ambiente
- Verificar lo adecuado del diseño
- Verificar el comportamiento satisfactorio durante las distintas etapas de construcción y operación inicial y a largo plazo

El medio ambiente es un factor importante en la instrumentación porque puede afectar directamente a los instrumentos de medición, desafortunadamente muchos instrumentos no están diseñados para una operación confiable en un medio ambiente hostil.

No existen instrumentos “buenos” ni “malos” sino simplemente instrumentos adecuados o no para su función. Las limitaciones que puedan existir durante la instalación u operación pueden hacer que resulte impráctica la selección de un cierto tipo de instrumentos.

Los instrumentos deben diseñarse para permanecer estables y continuar funcionando durante lapsos largos bajo las condiciones más desfavorables y en un ambiente hostil para garantizar la confiabilidad de los datos. La calibración no solo se refiere a la comparación de la precisión de un instrumento contra un patrón estándar, sino también al establecimiento de un patrón de referencia para las mediciones con el instrumento.

La calibración de un instrumento tiene las siguientes ventajas:

- Definir la precisión del instrumento y la relación verdadera entre los valores medidos por el aparato y los valores reales de la variable que se va a medir, es decir establecer una relación lineal o no lineal y el factor de calibración
- Verificar que el instrumento este trabajando correctamente
- Determinar correcciones por temperatura y otros factores que afecten la medición

La calibración implica el empleo del instrumento para medir la magnitud estándar conocida y la comparación del valor medido con el dato conocido y las normas de calibración se pueden obtener del fabricante del instrumento o se pueden elaborar específicamente para el proyecto.

Operación y registro de datos

El personal encargado de la instrumentación debe ser digno de confianza y además tener como virtudes la paciencia, perseverancia y una gran motivación. Es útil que cuente con experiencia en construcción ya que con ello se toma conciencia de los peligros alrededor del sitio de trabajo. Una última cualidad es la habilidad mecánica. Los instrumentos, aún los más simples requieren de cierta destreza para su instalación, lectura, mantenimiento y reparación.

Proyectar los procedimientos de registro de datos. Preparar formas de registro de campo. Programar frecuencia de lecturas; está debe ser función del avance en la construcción, de las tendencias observadas en las mediciones y de la capacidad de interpretación de datos. Coordinar las necesidades de acceso a los instrumentos con el contratista.

Datos confiables se podrán obtener de un instrumento bien diseñado si se le instala adecuadamente y se lee con regularidad. Será necesario definir si las lecturas se harán en forma continua o si con registros periódicos será suficiente. También habrá que decidir si se necesita una respuesta instantánea o si el tiempo de respuesta no afecta a las lecturas.

Debe ser posible efectuar verificaciones simples y rápidas en el campo para garantizar la confiabilidad de las mediciones. La persona que tome las lecturas debe saber lo que puede pasar y estar preparado para tomar las medidas necesarias en el caso de lecturas inesperadas.

Procesamiento y almacenamiento de datos y evaluación del comportamiento

El procesamiento e interpretación de los datos comienza con el registro de lecturas en una libreta de campo. El registro de todas las lecturas de un cierto grupo de instrumentos es preferible hacerlo en una libreta de campo en vez de anotarlas por separado en hojas especiales de registro de campo.

Esto permite la interpretación inmediata para saber si las lecturas se ajustan a la tendencia de las anteriores y al patrón general de comportamiento del instrumento o si existe un error o se está gestando una tendencia desfavorable. Terzaghi comenta: "Los registros con información potencial valiosa han resultado inútiles debido a algunas omisiones que escaparon a la intención cuando se archivó el registro. Otros nunca han sido de utilidad debido a que la información estaba mal presentada y era tan difícil de manejar que nadie podía darse el lujo de descifrarla y procesarla".

La finalidad principal del proceso de interpretación de datos es la de juzgar inmediatamente si el instrumento está funcionando correctamente y si ha surgido alguna situación peligrosa que requiera acción inmediata.

Existen dos puntos clave para el buen funcionamiento del proceso de evaluación:

- 1) la designación de un ingeniero con experiencia y motivación como responsable de la seguridad de la obra
- 2) la asignación de prioridades en las lecturas de acuerdo a su importancia dentro de la seguridad de la obra (figura 5.3)

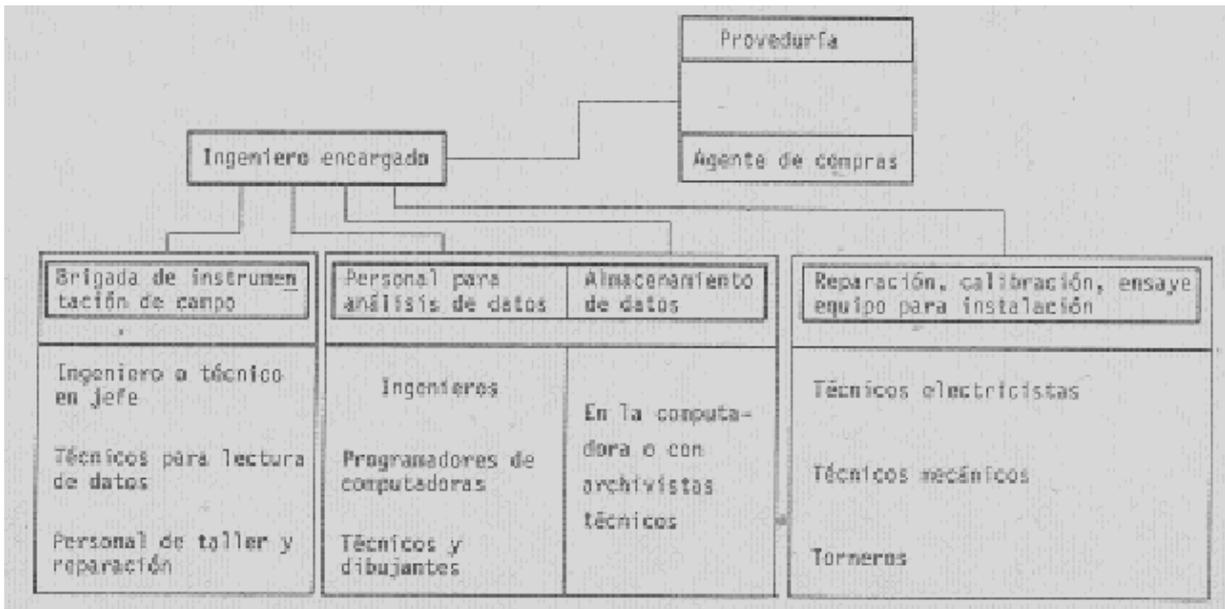


figura 5.1.2.1 Organización de la adquisición, procesamiento y evaluación de datos (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

Es frecuente encontrar dos grupos básicos que trabajan para el ingeniero encargado: la brigada de instrumentación de campo que recaba, examina y transmite las lecturas y el personal de análisis de datos, cuya función es recibir, organizar y procesar la información.

La automatización ofrece una solución obvia al problema creado por la rápida acumulación de datos. Los procesos automáticos pueden proporcionar observaciones eficientes, confiables y completas, pero no pueden sustituir el criterio de un observador humano con experiencia.

En la figura 5.1.2.2 se muestra en diagrama de bloques la cadena de componentes de que consta cualquier sistema de instrumentación.

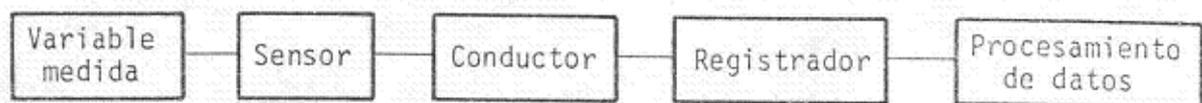


figura 5.1.2.2 Diagrama de bloques de un sistema general de instrumentación (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

Muchas mediciones se pueden efectuar por medio de instrumentos convencionales de lectura directa, tales como manómetros, termómetros, etc; y se deben preferir estos dispositivos cuando resulten adecuados. Sin embargo, en muchos casos los dispositivos electrónicos mejorarán los instrumentos de lectura directa o será posible con ellos efectuar mediciones que de otra forma serían imposibles.

Equipos de medición eléctricos:

- Sensores.- Es parte del sistema de medición y transforma la variable que se va a medir en otra cantidad que se puede registrar fácilmente. A estos componentes se les conoce como transductores.
- Transformadores.- Antes de llegar al registrador, los elementos transformadores pueden cambiar o modificar en cierta forma la señal eléctrica obtenida con un transductor.
- Registradores o medidores.- El registrador mide y transforma la señal modificada en una indicación que se puede percibir con los sentidos humanos.
- Sistemas de registro automático.- En la mayoría de las aplicaciones resulta conveniente un sistema eléctrico de registro, cinta de papel perforada, dispositivos magnéticos como grabadoras de cinta, y aparatos con memoria de estado sólido.

5.1.3 Sistemas de medición de uso más frecuentes

Cualquier sistema de instrumentación no importa cuan complejo o sencillo sea, esta formado por tres componentes básicos conectados en serie:

- Sensor
- Elementos conductores de la señal
- Registrador o medidor

En la figura 5.1.3.1 se presentan los componentes básicos de los equipos de medición y en la figura 5.1.3.2 la clasificación de los mismos en función de los requisitos de operación.

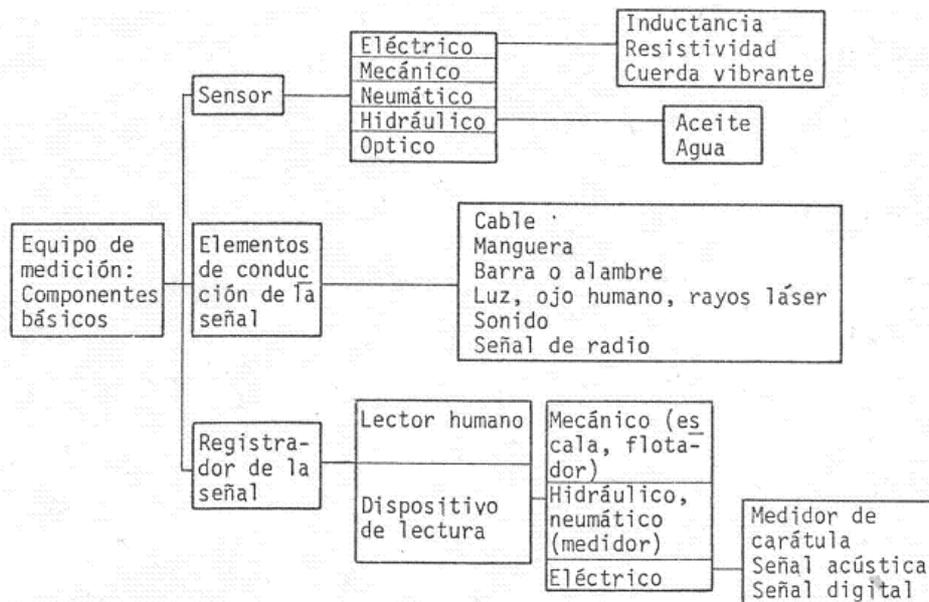


figura 5.1.3.1 Componentes básicos de los equipos de medición (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)



figura 5.1.3.2 Clasificación de los equipos de medición en función de los requisitos de operación (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

En la tabla 1.1 del anexo A3 se presentan los métodos de medición superficiales más conocidos, dependiendo la selección de un cierto tipo de características propias de cada proyecto. En la tabla 1.2 del anexo A3 se presentan los dispositivos de uso más común para la medición de movimientos internos (asentamientos, expansiones o hinchamientos, desplazamientos horizontales y deformaciones unitarias) en puntos aislados y en forma continua, en una masa de suelo.

Medición directa de asentamientos en puntos aislados.

Aunque las mediciones superficiales cuando se efectúan con el debido grado de precisión pueden proporcionar información sobre la dirección y velocidad del movimiento del terreno natural, dicha información es a menudo insuficiente. En lo referente al análisis de estabilidad desplazamientos etc, también resulta fundamental el conocer con precisión la profundidad que abarca el movimiento.

- Placas de asentamiento.- Consiste en una placa metálica que se coloca sobre una superficie preparada estableciendo la elevación a la que se desea medir el asentamiento y en el centro de la placa se coloca un tubo o barra metálica en posición vertical. El asentamiento de la placa se determina nivelando topográficamente la parte superior del tubo vertical. Los problemas que llega a presentar este dispositivo es que se puede dañar por el equipo que se utiliza en la construcción otro problema, es que se dificulta la compactación del material alrededor del tubo vertical y además el contar con una brigada de topografía para tomar las lecturas periódicamente. A veces se le agrega un tubo exterior telescópico para aislar la barra vertical del relleno y evitar la transferencia de carga a la placa debida al arrastre del suelo sobre la barra.

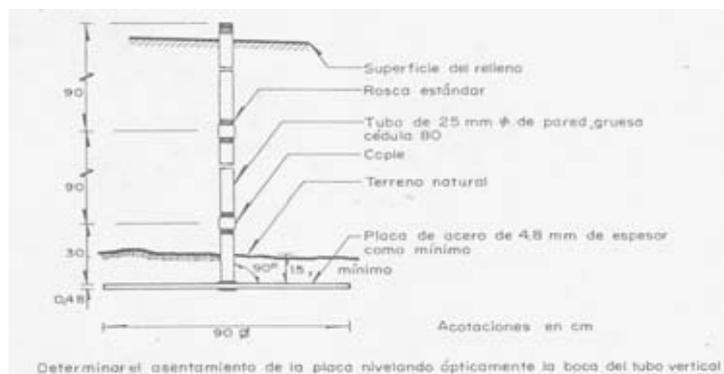


figura 5.1.3.3 Placa de asentamientos típica (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

- Medición de expansiones y bufamientos.- El medidor es un dispositivo mecánico como el que se muestra en la figura 5.1.3.4. Consta de una barra de punta cónica enterrada en el fondo de la excavación o del barreno y de un escantillón de longitud conocida que en cualquier momento durante el proceso de excavación se coloca dentro del barreno hasta acoplarse con la punta cónica; la elevación de la punta superior del escantillón se determina con elevación topográfica, de donde se deduce la elevación de la punta cónica.

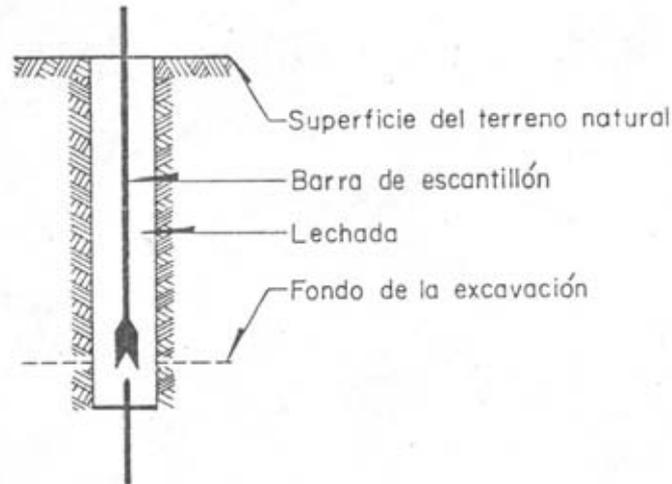


figura 5.1.3.4 Medidor de expansiones o bufamientos (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

Medición de desplazamientos horizontales

El inclinómetro permite medir los cambios de pendiente que presenta un ademe vertical que se coloca dentro de un barreno o fijado en estructuras de cimentación. Este procedimiento permite definir la distribución de movimientos laterales al deformarse e inclinarse el tubo del ademe, en función de la profundidad medida con respecto al nivel del terreno natural y en función del tiempo.

Un sistema de inclinómetro consta de cuatro partes principales:

- 1) Un ademe guía que se instala permanentemente en una perforación casi vertical practicada en el terreno o se va colocando en un terraplén a medida que se construye. El ademe puede ser de plástico, acero o aluminio, siendo éste último el más común. Los tubos de sección circular generalmente tienen cuatro ranuras longitudinales para guiar el elemento sensor, aunque en algunos modelos se utilizan además de sección cuadrada.
- 2) Una unidad medidora hermética y portátil que se coloca generalmente dentro de una carcasa diseñada para deslizar dentro de un ademe la guía. Se le conoce a menudo como sonda.
- 3) Un cable de control para subir y bajar la sonda dentro del ademe y transmitir señales eléctricas a la superficie. Para el control preciso de la profundidad de la sonda, el cable está generalmente graduado o se baja junto con una cinta metálica de topógrafo empleando un adaptador acoplado al tubo de ademe, que tiene seguro de fijación del cable y escala graduada.
- 4) Una unidad portátil de control y lectura localizada en la superficie, cuya función es generar energía, recibir las señales eléctricas y exhibir las lecturas en indicadores de cuadrante o en forma digital.

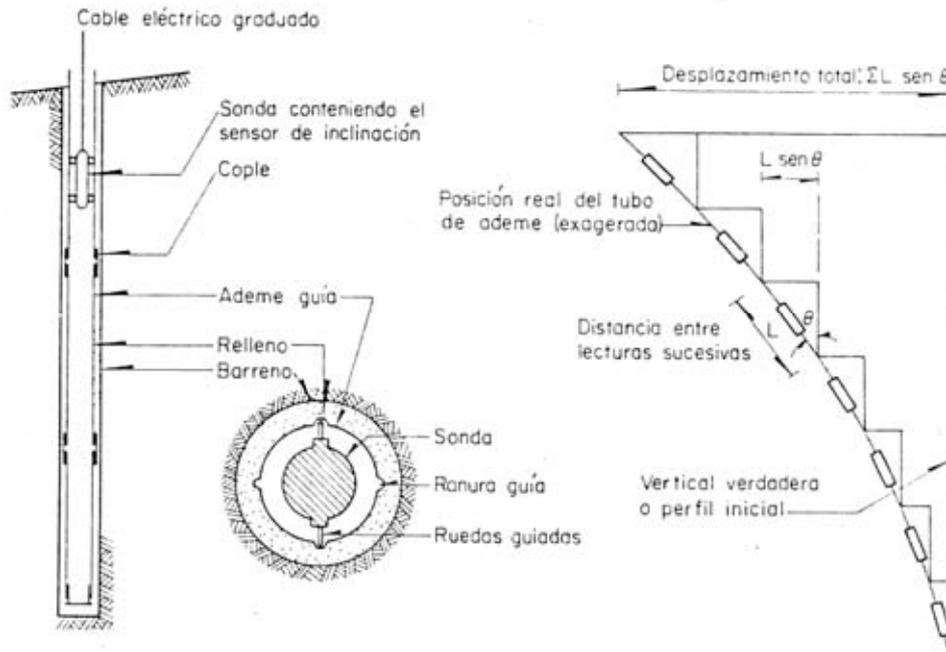
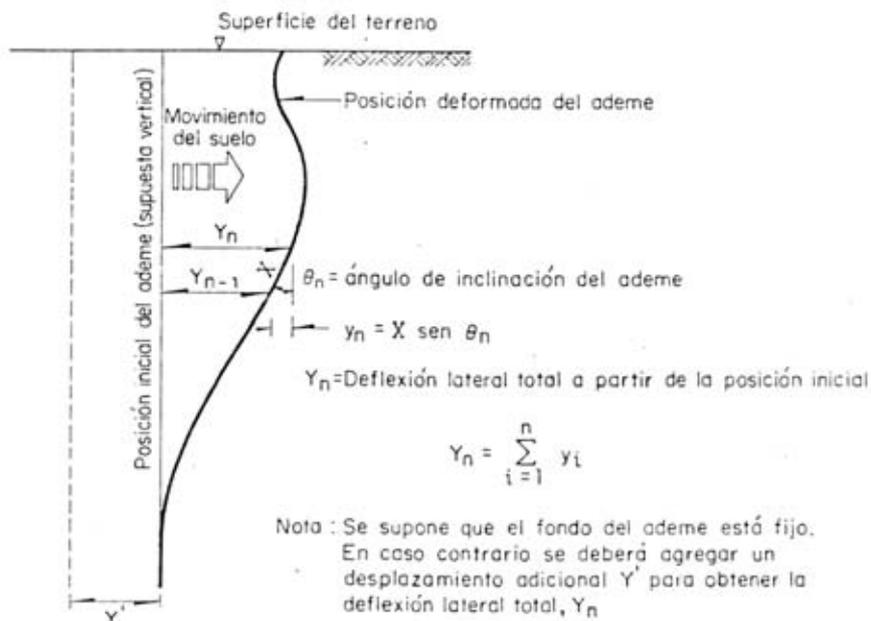


figura 5.1.3.5 Inclinómetro(CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

Las lecturas tomadas a profundidades regularmente espaciadas dentro del ademe, permiten determinar los cambios de pendiente entre dos puntos cualesquiera, se obtiene la deflexión relativa entre dichos puntos. La repetición de esas mediciones periódicamente, proporciona información sobre la localización, magnitud, dirección y velocidad del movimiento del ademe.



5.1.3.6 Principio de operación del inclinómetro. (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

Medición de esfuerzos

La estimación correcta de los esfuerzos en una masa de suelo y de los cambios de esfuerzos en él, así como los cambios de esfuerzos causados por las operaciones de construcción y por la aplicación de cargas, es un punto crítico de la ingeniería de diseño. Aunque los esfuerzos en suelos se pueden estimar empleando varios procedimientos analíticos, la medición real de estos esfuerzos es difícil.

Las mediciones de esfuerzos totales son necesarias para estimar esfuerzos efectivos a partir del conocimiento de la presión de poro, y así poder estimar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales.

Las celdas de presión se han utilizado para medir esfuerzos en terraplenes y en estructuras en contacto con el suelo (cimentaciones), es decir estos instrumentos miden ya sea presiones actuando sobre estructuras en el caso más general, esfuerzos de campo libre dentro de un terraplén.

Las primeras celdas que se colocaron dentro de un terraplén operaron bajo el principio de aplicar aire a presión al respaldo de un diafragma hasta equilibrar el empuje de tierras actuando en su frente; el aire se alimentaba a la celda desde una caseta de instrumentación donde se medía su presión.

Posteriormente Glöztzl desarrollo una celda hidráulica muy delgada a base de un sistema cerrado lleno de aceite que consta esencialmente de dos láminas de acero con sus extremos unidos entre sí en forma flexible (gato plano) llenando de aceite el espacio interior.

El aceite se conecta a un transductor de presión a través de un tramo corto de tubo, a menudo montado en una de las caras de la celda, aunque el transductor se puede colocar a mayor distancia. El transductor contiene un diafragma de plástico que se opera a través de dos mangueras llevadas hasta una caseta de instrumentación. El aceite dentro de la celda se precarga ligeramente para mantener el diafragma en posición cerrada, lo cual ocurre al sellarse los extremos de los dos tubos de conexión llenos también de aceite.

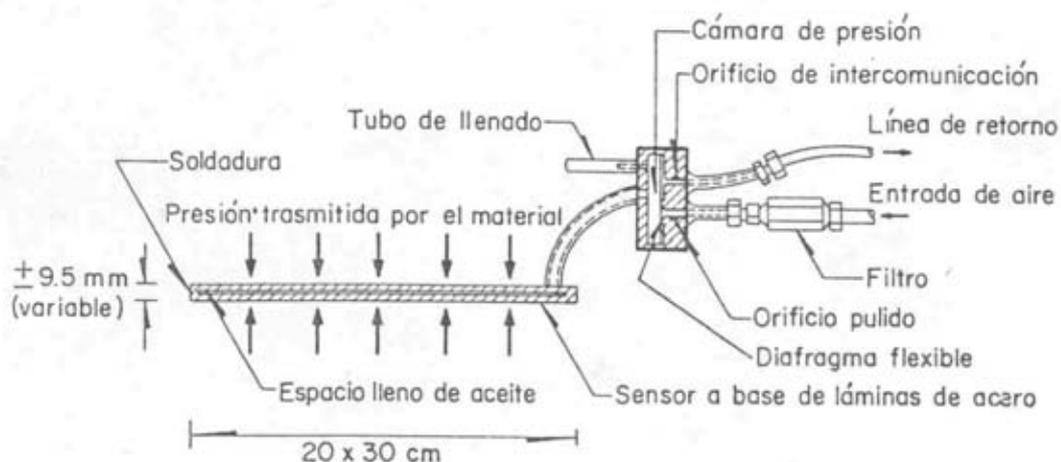


figura 5.1.3.7 Principio de medición de celda hidráulica tipo Glöztzl (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

Para tomar lecturas se aumenta la presión del aceite inyectando un volumen pequeño y constante en uno de los tubos hasta que sea suficiente para empujar el diafragma y permitir que el aceite regrese por el otro tubo. Cuando esto sucede se suspende el bombeo y el aceite se regresa hasta que el diafragma obtura el tubo de retorno; la presión del aceite en el tubo de entrada, medida en la

caseta de instrumentación, deberá ser entonces la misma que la del aceite de la celda actuando en el lado opuesto del diafragma plástico.

Con base en este sistema y variando únicamente el principio de medición del transductor de diafragma se ha desarrollado el transductor operado con aire, que se puede adaptar a celdas llenas de aceite.

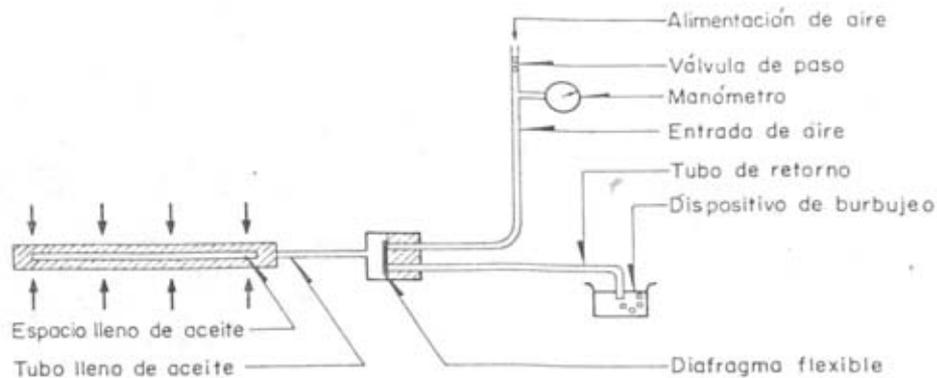


figura 5.1.3.8 Principio de medición de la celda de presión neumática (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

También se pueden usar transductores eléctricos a base de cuerda vibrante. Los transductores se unen a la celda por medio de tubería de acero flexible y se recomienda colocarlos cuando menos a una distancia equivalente a un diámetro de la celda, para que no afecte la distribución de esfuerzos alrededor de la celda.

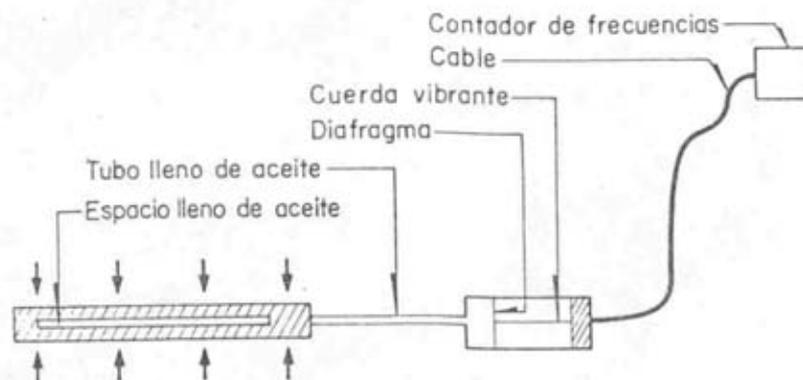


figura 5.1.3.9 Principio de medición de la celda de presión eléctrica (CFE, Manual de Diseño Obras civiles, 1983)

Para la medición de esfuerzos en una masa de suelo pueden surgir varios problemas, siendo el principal de ellos el garantizar que el dispositivo de medición (la celda), registre el esfuerzo promedio actuante. Si la celda es demasiado rígida, el instrumento estará sometido a esfuerzos mayores que aquellos en el suelo circundante; lo contrario sucede cuando el sensor es más compresible que el suelo. Además, es más difícil e incluso imposible, colocar el relleno del suelo alrededor de la celda en forma tal que tenga las mismas propiedades que el resto del suelo. El instrumento ideal debería tener en consecuencia un diámetro grande para minimizar las concentraciones locales de esfuerzos y a su vez ser de muy poco espesor para minimizar los efectos de rigidez.

En muchos problemas de cimentaciones el tamaño de la celda es pequeño en comparación con la masa de suelo estudiada y por tanto se supone que la celda mide el esfuerzo en un punto. En

ocasiones la distribución de las presiones medidas aunque burdamente con celdas, ha revelado un efecto importante de arqueo.

El medio ambiente en el cual se va a colocar la celda de presión debe normar el criterio de protección de la celda contra las condiciones adversas. Entre las condiciones que pueden dar lugar a lecturas erróneas se tiene:

- Corrosión y humedad.- La corrosión exterior de la celda puede alterar las propiedades de la celda (rigidez, forma y relación de espesor). De ahí la necesidad de escoger el metal más adecuado para su fabricación (aluminio, acero inoxidable, titanio, etc)
- Energía de compactación.- En las investigaciones de campo, las celdas de presión se someten frecuentemente a esfuerzos de compactación mayores que las presiones estáticas del suelo para las que fueron diseñadas. La celda de presión debe ser lo suficientemente robusta como para resistir esos esfuerzos, aunque también debe ser lo suficientemente sensible como para medir con precisión las presiones de diseño.
- Temperatura.- La mayoría de las celdas sufren ciertas alteraciones con los cambios de temperatura. Afortunadamente el suelo es un buen aislante.
- Orientación.- Para obtener una estimación de la magnitud y dirección de los esfuerzos principales, se necesita conocer tanto las direcciones como los valores de las presiones medidas. Aunque las celdas se instalen correctamente con la orientación deseada, el efecto que tiene sobre ellas el paso de la maquinaria de construcción es desconocido. Un inclinómetro miniaturizado leído a control remoto se podría fijar a la celda y con ello conocer su orientación en cualquier momento.

Para analizar el desarrollo del proceso de consolidación de terraplenes o de cimentaciones construidos sobre suelos blandos se necesitan medir los desplazamientos verticales y las presiones de poro. La medición de estas últimas es también parte esencial de una investigación del terreno, ya que el conocimiento de las presiones de poro en el terreno natural antes de la construcción puede destacar la necesidad de tomar medidas especiales durante el diseño o construcción. Las mediciones de presión de poro son así mismo una guía valiosa en los problemas de filtraciones, ya que permiten apreciar la efectividad de sistemas subterráneos de drenaje y del abatimiento del nivel freático (operaciones de bombeo).

Las presiones de poro se pueden determinar midiendo la carga hidrostática de agua en un barreno adomado o en un tubo vertical abierto a la atmósfera o indirectamente a través de distintos tipos de piezómetros.

En muchos problemas de cimentaciones resulta imposible poder predecir las presiones de poro en forma confiable. Bajo condiciones puramente estáticas, la carga correspondiente a la presión neutral en todos los puntos estará dada por la elevación del espejo de agua; sin embargo, salvo en masas de suelo comparativamente uniformes y en terrenos planos, esta condición estática pura no existe en la naturaleza. Además, los cambios en las condiciones de esfuerzos propios de los proyectos de ingeniería inducen filtraciones que pueden persistir a lo largo de mucho tiempo en suelos de grano fino, y para las cuales las relaciones hidrostáticas ya no son aplicables al análisis de presiones de poro.

Los instrumentos empleados se agrupan en dos categorías generales: los pozos de observación para medición del nivel freático y los piezómetros para la medición de la presión de poro en una zona localizada del suelo, debiendo el piezómetro estar sellado dentro de la zona.

El principio básico de operación de todos los piezómetros de uso común estriba en la colocación de un elemento poroso dentro del suelo en forma tal que se genere un flujo de agua continuo a través de los huecos del elemento y esta agua se acumule en una cavidad. Se puede medir el nivel del agua en la cavidad o registrar la presión hidrostática dentro de la misma y de ahí determinar la

presión de poro del suelo. Una medición correcta implica alcanzar el equilibrio entre la presión de poro y la presión dentro de la cavidad.

Para medir el nivel del agua dentro del tubo se hace descender con contrapesos de plomo un alambre eléctrico flexible hasta que las puntas de los electrodos hagan contacto con la superficie del agua. En este momento el contacto se registra claramente por medio de la señal en un óhmetro de precisión al cual se conectan los cables. El uso de un óhmetro tiene la ventaja de que la medición del nivel del agua se puede repetir todas las veces que sea necesario sin perder precisión, ya que la medición de la resistencia eléctrica produce únicamente una corriente despreciable entre las puntas la cual no induce la formación de burbujas de gas entre los electrodos.

5.1.4 Costo de la instrumentación.

La instrumentación por sí misma no es fácil de justificar desde el punto de vista económico. Sin embargo, cuando el costo de mediciones de campo queda justificado por las necesidades específicas de un proyecto, el avance que se logra en los conocimientos ingenieriles es a menudo una ganancia no prevista.

El costo de la instrumentación de cualquier obra, generalmente involucra tres aspectos:

- El costo de los aparatos
- El costo de la calibración e instalación de los instrumentos
- El costo de operación, mantenimiento y procesamiento de datos

En general, se acepta como razonable una cantidad variando entre 0.5 y 1.5% del costo de la construcción, para cubrir exclusivamente el equipo y su instalación.

Para el éxito de un programa de instrumentación se necesita obviamente una buena planeación, instrumentos confiables y técnicas correctas de medición, aunque quizá los factores más importantes sean el entusiasmo y la motivación profesional del personal que trabaja en el proyecto. Otro factor que también influye es la experiencia del personal.

La instalación de un sistema de instrumentación puede dar lugar también a ahorros considerables en el costo de construcción y operación del proyecto. Finalmente, los resultados de la instrumentación junto con las pruebas de control de campo, se pueden analizar a fin de compararlos con las hipótesis de diseño de las estructuras existentes y para definir los procedimientos de cálculo de proyectos futuros. La instrumentación hoy en día tiene gran importancia como complemento de los métodos analíticos, para verificar las predicciones analíticas más avanzadas.

Generalmente el costo de los aparatos es mínimo mientras que el costo de tomar las lecturas y evaluar los datos sobre todo a largo plazo es con mucho el más alto, por lo que cualquier cosa que se haga para aumentar la confiabilidad de los instrumentos se justifica plenamente, ya que a veces no pueden repararse ni reemplazarse una vez instalados. También vale la pena cualquier simplificación en los procedimientos de lectura e interpretación; de aquí ha surgido la tendencia en muchos países hacia la automatización.

Entre los costos del equipo, el precio de los conductores, sobre todo de cables eléctricos, puede ser un concepto importante. Las instalaciones iniciales son considerablemente menos caras que las adiciones, sustituciones o modificaciones que se hagan posteriormente. Por esta razón, se debe considerar seriamente la duplicación de los instrumentos esenciales.

A veces se puede economizar al usar una instalación para más de una finalidad. Al planear una instalación no hay que pretender demasiado; un programa elaborado no es necesariamente el más

recomendable. Resulta absolutamente necesario evaluar cual puede ser el efecto que acarrea la pérdida de instrumentos clave que son irremplazables o de instalaciones, en el éxito global del proyecto. Cuando no pueda hacerse esta evaluación, resulta conveniente instalar instrumentos redundantes.

Si se observa continuamente el comportamiento de los aspectos críticos y con ello se logra una confirmación de la seguridad, y si por otra parte el diseño permite la introducción futura de posibles medidas correctivas, el proyecto no tendrá porqué estar basado en hipótesis muy conservadoras.

Ya que el costo del instrumento es sólo una mínima parte del costo total de la instrumentación, sería muy provechoso que los dispositivos pudieran ser cada vez mejor diseñados, probados y calibrados. La compra del instrumento más barato por razones económicas, puede resultar contraproducente si la instalación y lectura del mismo es difícil o si el aparato no es confiable.

CONCLUSIONES:

En este trabajo se muestran algunas de las diversas teorías y mecanismos de falla más comunes que existen para tratar de entender el comportamiento de las cimentaciones superficiales.

Para definir una alternativa de cimentación de alguna estructura es importante efectuar la visita al sitio, donde se recopilará información del lugar y se verifica la información que fue proporcionada por la autoridad municipal o delegacional para observar si existen cambios, o para añadir nuevos datos. Esto permitirá elaborar el programa de exploración correspondiente, donde se obtendrán muestras representativas del subsuelo y posteriormente se enviarán al laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas.

Todos los datos recopilados se deben de entregar a los responsables del diseño de la cimentación. El cálculo de la capacidad de carga y asentamiento en el subsuelo nos permite diseñar el tipo de cimentación más adecuada para el desplante de nuestras estructuras.

En el ejemplo que se maneja en este trabajo, después de la visita al sitio se elaboró un programa de exploración el cual consistió en la realización de 2 PCA con lo que se pudo hacer una descripción de la estratigrafía observada a una profundidad de 2.7m. Con el sondeo de penetración estándar fue posible investigar los materiales del subsuelo hasta una profundidad de 12m, y fue posible estimar de forma cuantitativa la resistencia del suelo a la penetración mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, con los resultados del sondeo mediante la penetración estándar se propuso un perfil estratigráfico preliminar, del que se identificaron los estratos representativos y con esta información se programó otro sondeo para obtener muestras de tipo inalterado utilizando tubos de pared delgada shelby.

Una vez que el laboratorio recibió las muestras obtenidas con los sondeos exploratorios realizó las pruebas pertinentes para conocer las propiedades del subsuelo como son los contenidos de agua, contenido de finos, densidad de sólidos peso volumétrico, pruebas triaxiales, pruebas de consolidación unidimensional, etc.

Después de hacer las pruebas al subsuelo el laboratorio entregó los resultados al ingeniero el cual debe saber interpretar perfectamente los resultados que se le proporcionaron para que no vaya a diseñar con datos que no corresponden a dichas pruebas o a dicho subsuelo.

En el ejemplo que se maneja en este texto después de revisar los resultados que proporcionó el laboratorio se detectó que los resultados de una prueba triaxial con una muestra obtenida a la profundidad de 4m no correspondía con lo que el laboratorio reportó en las graficas de esta prueba, por lo que el diseño se realizó con un dato propuesto de la cohesión obtenido de la misma gráfica, para que no se viera afectado el diseño de la cimentación.

En esta gráfica se marcó con una línea de color rojo el valor de la cohesión del suelo que se utilizó para diseñar la cimentación ya que esa gráfica no correspondía a un material que está saturado.

En los demás resultados que entrego el laboratorio no se detectó ninguna anomalía. Se definen perfectamente los espesores de los estratos que conforman el subsuelo, el tipo de material que existe en cada uno de los estratos en los cuales se observa que en los dos primeros metros se tiene material de cascajo (este material no es adecuado para colocar nuestra cimentación); en el segundo estrato se tiene material constituido por limo arenoso firme el cual permite tener una opción para colocar nuestros elementos de cimentación y posteriormente, con un espesor de 3m, se tiene otro estrato que presenta material arcilloso de consistencia firme.

Una vez que se conocieron las propiedades de cada uno de los estratos existentes se continuó con la propuesta de cimentación para cada uno de los elementos que conforman el proyecto.

El diseño y la revisión de la estabilidad de cada uno de los elementos propuestos se realizó utilizando el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, señalando que no se detectó evidencia de problemas de inestabilidad que pudieran presagiar asentamientos importantes.

Un aspecto que debe cuidarse es la instrumentación de cualquier obra que así lo requiera, como se indicó en el capítulo 5, esto con la finalidad de corroborar los resultados arrojados por la teoría, a fin de conocer el comportamiento del suelo ante sus nuevas condiciones de carga, y para que en caso de que presenten problemas de asentamientos o fracturamientos internos que puedan poner en peligro la seguridad de nuestra construcción, se tomen las debidas consideraciones y se de una solución adecuada.

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal menciona que sólo hay dos tipos de suelos, cohesivos o friccionantes, dentro de esta limitación se puede llegar a tener algunas confusiones cuando se tiene un suelo con características tanto cohesivas como friccionantes; sin embargo, siempre alguna de estas dos predomina más y gracias a ésto el ingeniero geotecnista puede tomar una decisión de qué expresiones podrá utilizar para realizar el análisis de estabilidad.

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad de cualquier cimentación, es necesario que el ingeniero geotecnista conozca los métodos de análisis que puede utilizar, las condiciones en que se pueden aplicar satisfactoriamente, las hipótesis en las que se basan, las formas en las que puede fallar la cimentación y apoyado en su propia experiencia y criterio pueda decidir cuál es el modelo matemático que más se asemeja a la realidad y con éste proceder a evaluar la estabilidad de una cimentación.

Bibliografía

1. Comisión Federal de Electricidad, (1983) *Manual de Diseño de Obras civiles B.2.5. Instrumentación.*, Editorial de la CFE, México.
2. Comisión Nacional del Agua, (1990) *Mecánica de suelos*, Instructivo para ensaye de suelos, Colección Brevarios del agua, México.
3. Dany J, y Casales, G., (1985) *Soil stresses Under a polygonal areas uniformly loaded*, Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Sn. Francisco, USA.
4. Das, Braja M. (2001) *Principios de ingeniería de cimentaciones*, Internacional Thomson Editores, México
5. Instituto Mexicano de tecnología del Agua (2001) *Geotecnia en ingeniería de presas México IMTA.*
6. Juárez, E. y Rodríguez, A., (1989) *Fundamentos de la Mecánica de Suelos.*, LIMUSA, México.
7. Juárez, E. y Rodríguez, A., (1983) *Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.*, LIMUSA, México.
8. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del D.F. (2004), México.
9. Rico y del Castillo. (1996) *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*, Limusa Vol. 2, México
10. Series del Instituto de Ingeniería No. ES-6. *Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones*, DDF Julio 1993.
11. Tamez, E. (1988) *Manual de Exploración Geotécnica*, Secretaría General de Obras, México.
12. Taylor, D. W. (1949), *Fundamentos de Mecánica de Suelos*
13. <http://www.agua.uji.es>
14. www.capit-cicm.org
15. http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/cortedirecto.pdf
16. http://www.es.wikipedia.org/wiki/Estabilidad_de_taludes
17. http://www.igeotest.com/img_up/catalogo/lgeotest_ENSAYOS.pdf
18. <http://micigc.uniandes.edu.co/Construccion/ciment/#TOP>
19. <http://micigc.uniandes.edu.co/Construccion/ciment/superf.htm>
20. <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0206s/h0206s.5.htm>
21. http://ingenieriageologica.iespana.es/biblioteca/estabilidad_de_taludes.htm

Anexo A

$$\text{Boussinesq } \sigma_z = P_0 \frac{P}{z}$$

r/z	P _s						
0.00	0.4775	0.40	0.3294	0.80	0.1386	1.20	0.0513
1	0.4773	1	0.3238	1	0.1353	1	0.0501
2	0.4770	2	0.3181	2	0.1320	2	0.0489
3	0.4764	3	0.3124	3	0.1288	3	0.0477
4	0.4756	4	0.3068	4	0.1257	4	0.0466
5	0.4745	5	0.3011	5	0.1226	5	0.0454
6	0.4732	6	0.2955	6	0.1196	6	0.0443
7	0.4717	7	0.2899	7	0.1166	7	0.0433
8	0.4699	8	0.2843	8	0.1138	8	0.0422
9	0.4679	9	0.2788	9	0.1110	9	0.0412
0.10	0.4657	0.50	0.2733	0.90	0.1083	1.30	0.0402
1	0.4633	1	0.2679	1	0.1057	1	0.0393
2	0.4607	2	0.2625	2	0.1031	2	0.0384
3	0.4579	3	0.2571	3	0.1005	3	0.0374
4	0.4548	4	0.2518	4	0.0981	4	0.0365
5	0.4516	5	0.2466	5	0.0956	5	0.0357
6	0.4482	6	0.2414	6	0.0933	6	0.0348
7	0.4446	7	0.2363	7	0.0910	7	0.0340
8	0.4409	8	0.2313	8	0.0887	8	0.0332
9	0.4370	9	0.2263	9	0.0865	9	0.0324
0.20	0.4329	0.60	0.2214	1.00	0.0844	1.40	0.0317
1	0.4286	1	0.2165	1	0.0823	1	0.0309
2	0.4242	2	0.2117	2	0.0803	2	0.0302
3	0.4197	3	0.2070	3	0.0783	3	0.0295
4	0.4151	4	0.2024	4	0.0764	4	0.0288
5	0.4103	5	0.1978	5	0.0744	5	0.0282
6	0.4054	6	0.1934	6	0.0727	6	0.0275
7	0.4004	7	0.1889	7	0.0709	7	0.0269
8	0.3954	8	0.1846	8	0.0691	8	0.0263
9	0.3902	9	0.1804	9	0.0674	9	0.0257
0.30	0.3849	0.70	0.1762	1.10	0.0658	1.50	0.0251
1	0.3796	1	0.1721	1	0.0641	1	0.0245
2	0.3742	2	0.1681	2	0.0626	2	0.0240
3	0.3687	3	0.1641	3	0.0610	3	0.0234
4	0.3632	4	0.1603	4	0.0595	4	0.0229
5	0.3577	5	0.1565	5	0.0581	5	0.0224
6	0.3521	6	0.1527	6	0.0567	6	0.0219
7	0.3465	7	0.1491	7	0.0553	7	0.0214
8	0.3408	8	0.1455	8	0.0539	8	0.0209
9	0.3351	9	0.1420	9	0.0526	9	0.0204

r/z	P _s						
1.60	0.0200	2.10	0.0070	2.60	0.0029	3.10	0.0013
1	0.0195	1	0.0069	1	0.0028	1	0.0013
2	0.0191	2	0.0068	2	0.0028	2	0.0013
3	0.0187	3	0.0066	3	0.0027	3	0.0012
4	0.0183	4	0.0065	4	0.0027	4	0.0012
5	0.0179	5	0.0064	5	0.0026	5	0.0012
6	0.0175	6	0.0063	6	0.0026	6	0.0012
7	0.0171	7	0.0062	7	0.0025	7	0.0012
8	0.0167	8	0.0060	8	0.0025	8	0.0012
9	0.0163	9	0.0059	9	0.0025	9	0.0011
1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024	3.20	0.0011
1	0.0157	1	0.0057	1	0.0024	1	0.0011
2	0.0153	2	0.0056	2	0.0023	2	0.0011
3	0.0150	3	0.0055	3	0.0023	3	0.0011
4	0.0147	4	0.0054	4	0.0023	4	0.0011
5	0.0144	5	0.0053	5	0.0022	5	0.0011
6	0.0141	6	0.0052	6	0.0022	6	0.0010
7	0.0138	7	0.0051	7	0.0022	7	0.0010
8	0.0135	8	0.0050	8	0.0021	8	0.0010
9	0.0132	9	0.0049	9	0.0021	9	0.0010
1.80	0.0129	2.30	0.0048	2.80	0.0021	3.30	0.0010
1	0.0126	1	0.0047	1	0.0020	1	0.0009
2	0.0124	2	0.0047	2	0.0020	2	0.0009
3	0.0121	3	0.0046	3	0.0020	3	0.0009
4	0.0119	4	0.0045	4	0.0019	4	0.0009
5	0.0116	5	0.0044	5	0.0019	5	0.0009
6	0.0114	6	0.0043	6	0.0019	6	0.0009
7	0.0112	7	0.0043	7	0.0019	7	0.0009
8	0.0109	8	0.0042	8	0.0018	8	0.0009
9	0.0107	9	0.0041	9	0.0018	9	0.0009
1.90	0.0105	2.40	0.0040	2.90	0.0018	3.40	0.0009
1	0.0103	1	0.0040	1	0.0017	1	0.0008
2	0.0101	2	0.0039	2	0.0017	2	0.0008
3	0.0099	3	0.0038	3	0.0017	3	0.0008
4	0.0097	4	0.0038	4	0.0017	4	0.0008
5	0.0095	5	0.0037	5	0.0016	5	0.0008
6	0.0093	6	0.0036	6	0.0016	6	0.0008
7	0.0091	7	0.0036	7	0.0016	7	0.0008
8	0.0089	8	0.0035	8	0.0016	8	0.0008
9	0.0087	9	0.0034	9	0.0015	9	0.0008
2.00	0.0085	2.50	0.0034	3.00	0.0015	3.50	0.0007
1	0.0084	1	0.0033	1	0.0015	a	0.0007
2	0.0082	2	0.0033	2	0.0015	3.61	
3	0.0081	3	0.0032	3	0.0014	3.62	
4	0.0079	4	0.0032	4	0.0014	a	0.0006
5	0.0078	5	0.0031	5	0.0014	3.74	
6	0.0076	6	0.0031	6	0.0014	3.75	
7	0.0075	7	0.0030	7	0.0014	a	0.0005
8	0.0073	8	0.0030	8	0.0013	3.90	
9	0.0072	9	0.0029	9	0.0013		

Valores de P₀ para la solución de Boussinesq (Juárez, E. 1989)

Anexo A1

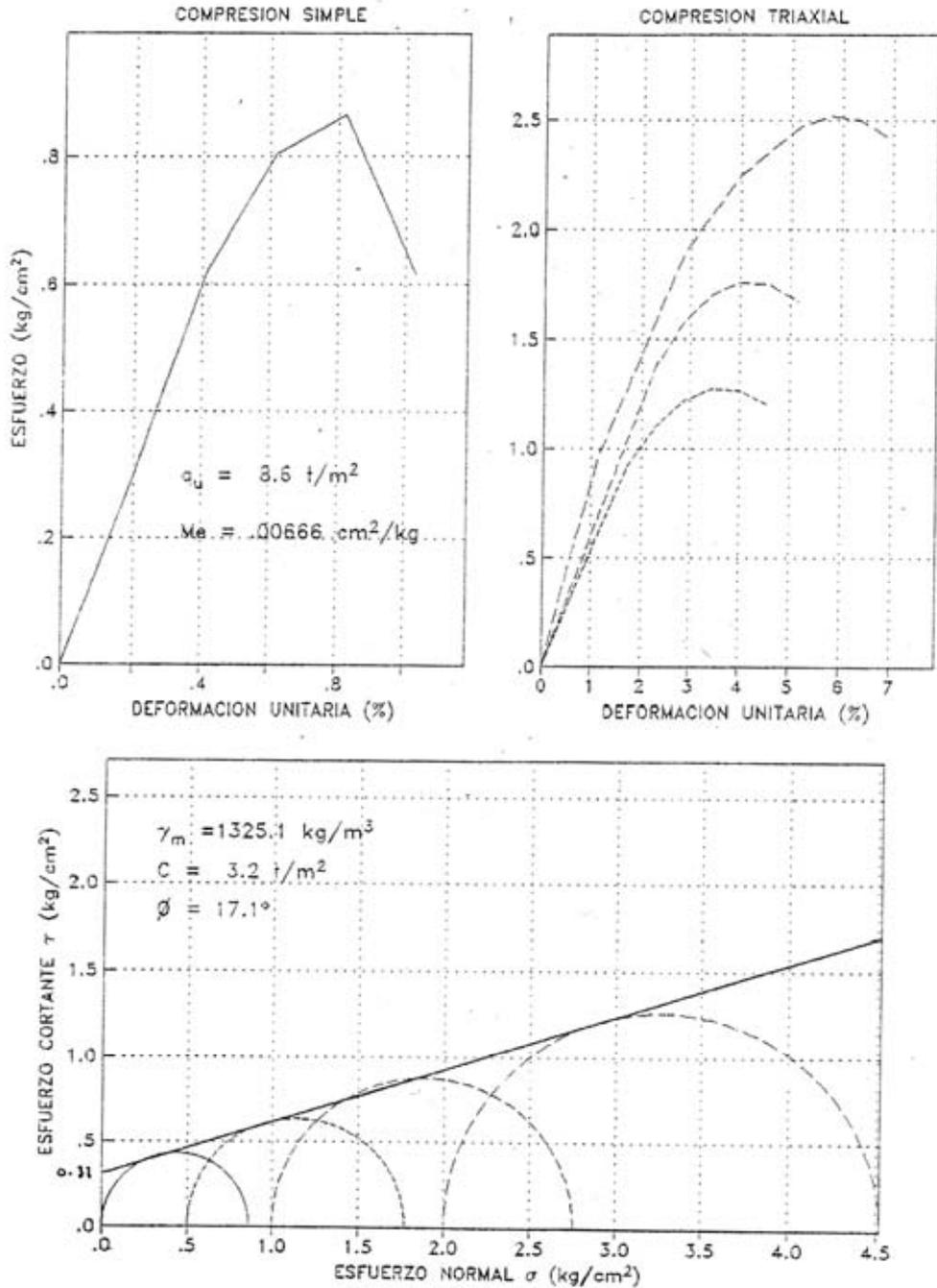
Boussinesq $\sigma_z = Ww_0$

r/z	w ₀	r/z	w ₀	r/z	w ₀	r/z	w ₀
.00	-0.00000	.30	-0.12126	.60	-0.36949	.90	-0.58934
1	-0.00015	1	-0.12859	1	-0.37781	1	-0.59542
2	-0.00060	2	-0.13605	2	-0.38609	2	-0.60142
3	-0.00135	3	-0.14363	3	-0.39431	3	-0.60734
4	-0.00240	4	-0.15133	4	-0.40247	4	-0.61317
5	-0.00374	5	-0.15915	5	-0.41058	5	-0.61892
6	-0.00538	6	-0.16706	6	-0.41863	6	-0.62459
7	-0.00731	7	-0.17507	7	-0.42662	7	-0.63018
8	-0.00952	8	-0.18317	8	-0.43454	8	-0.63568
9	-0.01203	9	-0.19134	9	-0.44240	9	-0.64110
.10	-0.01481	.40	-0.19959	.70	-0.45018	1.00	-0.64645
1	-0.01788	1	-0.20790	1	-0.45789	1	-0.65171
2	-0.02122	2	-0.21627	2	-0.46553	2	-0.65690
3	-0.02483	3	-0.22469	3	-0.47310	3	-0.66200
4	-0.02870	4	-0.23315	4	-0.48059	4	-0.66703
5	-0.03283	5	-0.24165	5	-0.48800	5	-0.67198
6	-0.03721	6	-0.25017	6	-0.49533	6	-0.67686
7	-0.04184	7	-0.25872	7	-0.50259	7	-0.68168
8	-0.04670	8	-0.26729	8	-0.50976	8	-0.68639
9	-0.05181	9	-0.27587	9	-0.51685	9	-0.69104
.20	-0.05713	.50	-0.28446	.80	-0.52386	1.10	-0.69562
1	-0.06268	1	-0.29304	1	-0.53079	1	-0.70013
2	-0.06844	2	-0.30162	2	-0.53763	2	-0.70457
3	-0.07441	3	-0.31019	3	-0.54439	3	-0.70894
4	-0.08057	4	-0.31875	4	-0.55106	4	-0.71324
5	-0.08692	5	-0.32728	5	-0.55766	5	-0.71747
6	-0.09346	6	-0.33579	6	-0.56416	6	-0.72163
7	-0.10017	7	-0.34427	7	-0.57058	7	-0.72573
8	-0.10704	8	-0.35272	8	-0.57692	8	-0.72976
9	-0.11408	9	-0.36112	9	-0.58317	9	-0.73373
1.20	-0.73763	1.56	-0.84283	1.91	-0.90021	3.40	-0.97753
1	-0.74147	7	-0.84495	2	-0.90143	.50	-0.97927
2	-0.74525	8	-0.84704	3	-0.90263	.60	-0.98083
3	-0.74896	9	-0.84910	4	-0.90382	.70	-0.98224
4	-0.75262			5	-0.90498	.80	-0.98352
5	-0.75622	1.60	-0.85112	6	-0.90613	.90	-0.98468
6	-0.75976	1	-0.85312	7	-0.90726		
7	-0.76324	2	-0.85607	8	-0.90838	4.00	-0.98573
8	-0.76666	3	-0.85700	9	-0.90948	.20	-0.98757
9	-0.77003	4	-0.85890			.40	-0.98911
		5	-0.86077	2.00	-0.91056	.60	-0.99041
1.30	-0.77334	6	-0.86260	2	-0.91267	.80	-0.99152
1	-0.77660	7	-0.86441	4	-0.91472		
2	-0.77981	8	-0.86619	6	-0.91672	5.00	-0.99246
3	-0.78296	9	-0.86794	8	-0.91865	.20	-0.99327
4	-0.78606					.40	-0.99396
5	-0.78911	1.70	-0.86966	2.10	-0.92053	.60	-0.99457
6	-0.79211	1	-0.87136	.15	-0.92499	.80	-0.99510
7	-0.79507	2	-0.87302	.20	-0.92914		
8	-0.79797	3	-0.87467	.25	-0.93301	6.00	-0.99556
9	-0.80083	4	-0.87628	.30	-0.93661	.50	-0.99648
		5	-0.87787	.35	-0.93997		
1.40	-0.80364	6	-0.87944	.40	-0.94310	7.00	-0.99717
1	-0.80640	7	-0.88098	.45	-0.94603	.50	-0.99769
2	-0.80912	8	-0.88250	.50	-0.94877		
3	-0.81179	9	-0.88399	.55	-0.95134	8.00	-0.99809
4	-0.81442			.60	-0.95374	9.00	-0.99865
5	-0.81701	1.80	-0.88546	.65	-0.95599	10.00	-0.99901
6	-0.81955	1	-0.88691	.70	-0.95810	12.00	-0.99943
7	-0.82206	2	-0.88833	.75	-0.96009	14.00	-0.99964
8	-0.82452	3	-0.88974	.80	-0.96195	16.00	-0.99976
9	-0.82694	4	-0.89112	.85	-0.96371	18.00	-0.99983
		5	-0.89248	.90	-0.96536	20.00	-0.99988
1.50	-0.82932	6	-0.89382	.95	-0.96691	25.00	-0.99994
1	-0.83167	7	-0.89514			30.00	-0.99996
2	-0.83397	8	-0.89643	3.00	-0.96838	40.00	-0.99998
3	-0.83624	9	-0.89771	.10	-0.97106	50.00	-0.99999
4	-0.83847			.20	-0.97346	100.00	-1.00000
5	-0.84067	1.90	-0.89897	.30	-0.97561	∞	-1.00000

Valores de W₀ para la solución de Boussinesq (Juárez, E. 1989)

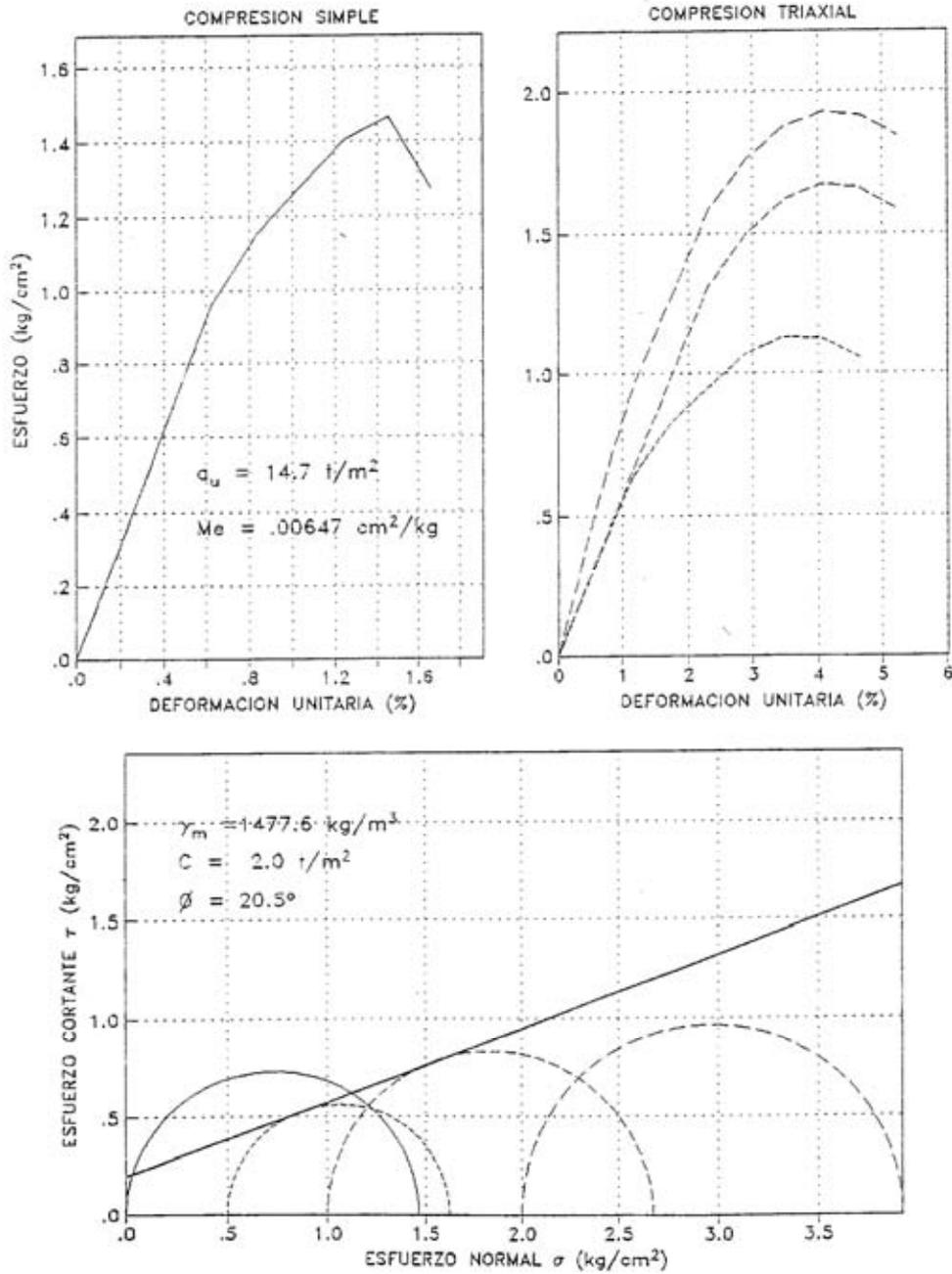
Anexo A 2

PROYECTO: Gas Vallejo	SONDEO O POZO: PCA-1
OBSERVACIONES: Triaxial UU	PROFUNDIDAD: 2.0 m



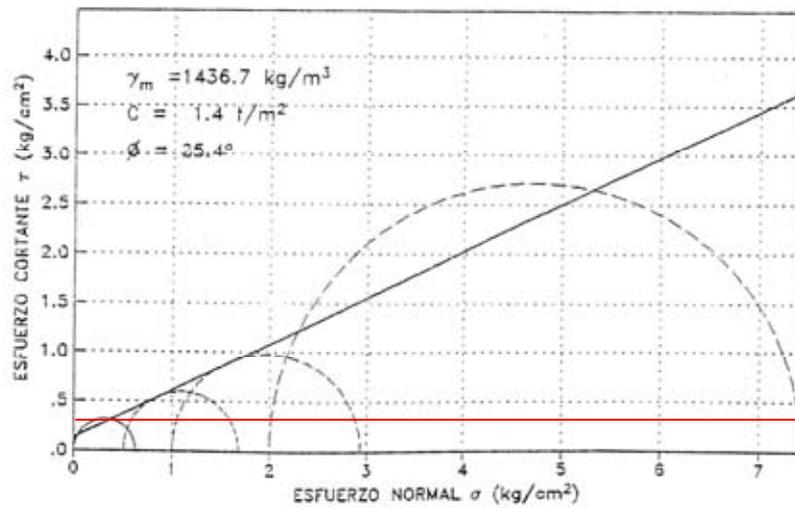
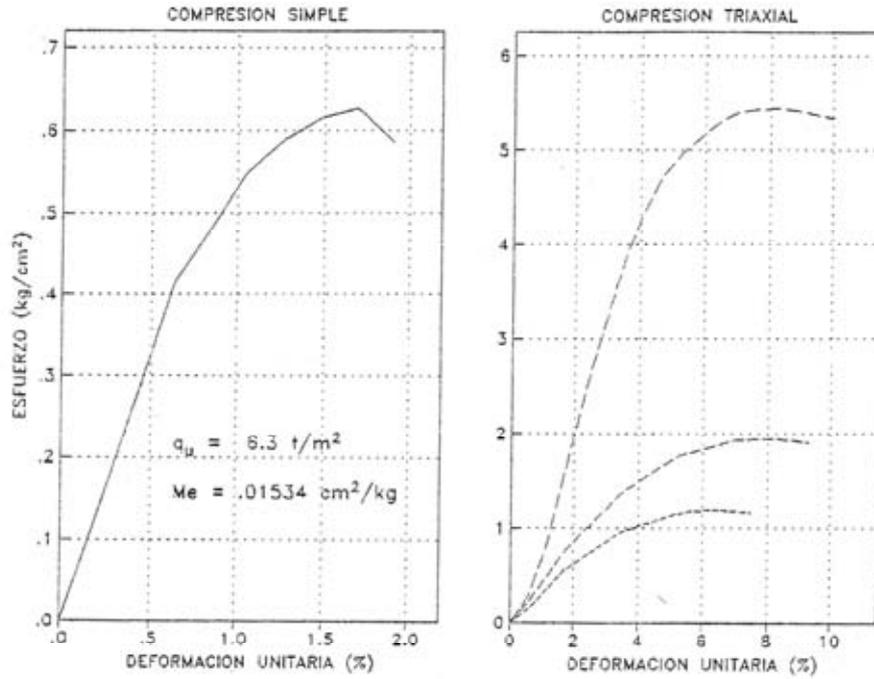
Anexo A 2

PROYECTO: Gas Vallejo	SONDEO O POZO: PCA-2
OBSERVACIONES: Triaxial UU	PROFUNDIDAD: 2.20 m

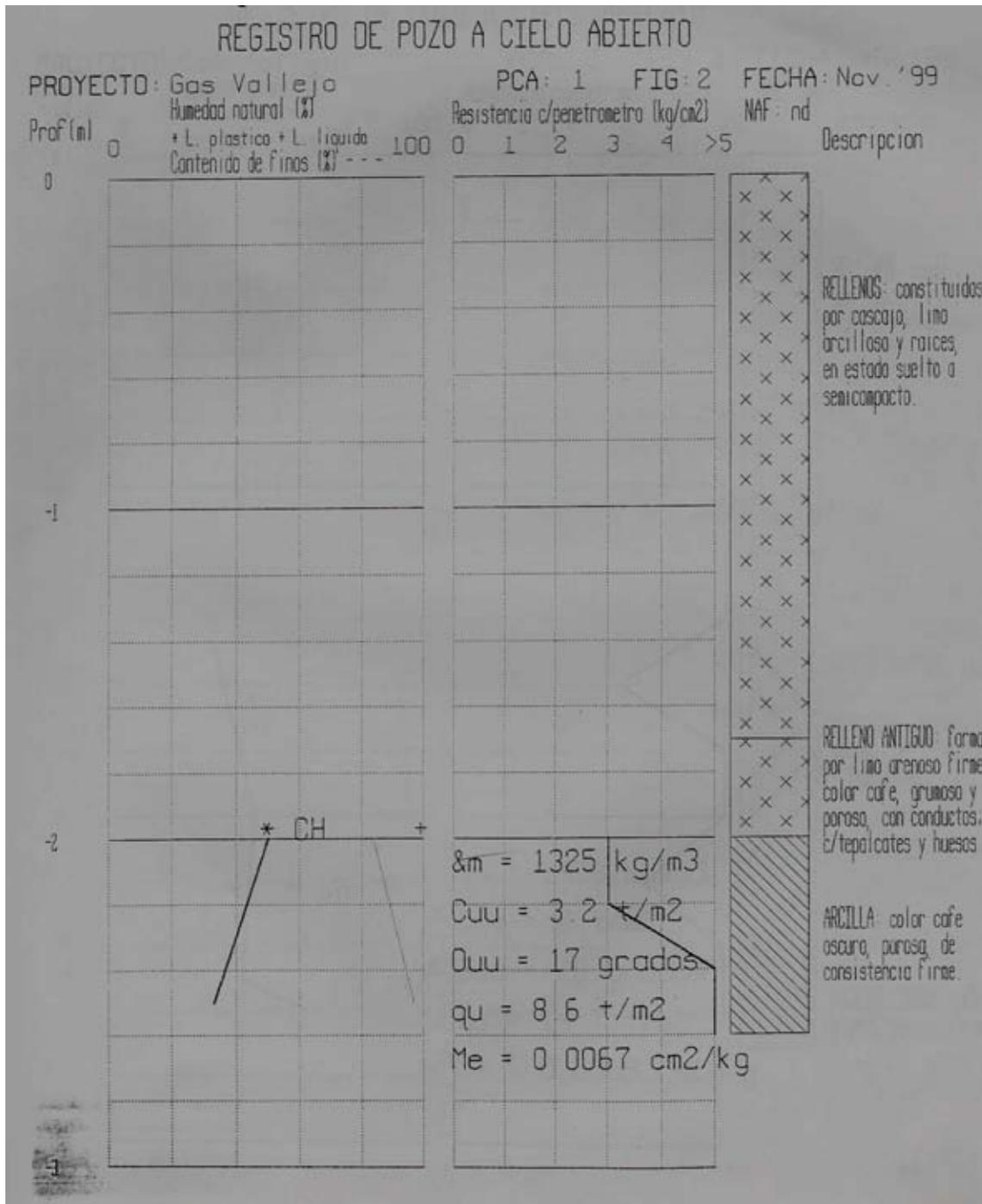


Anexo A 2

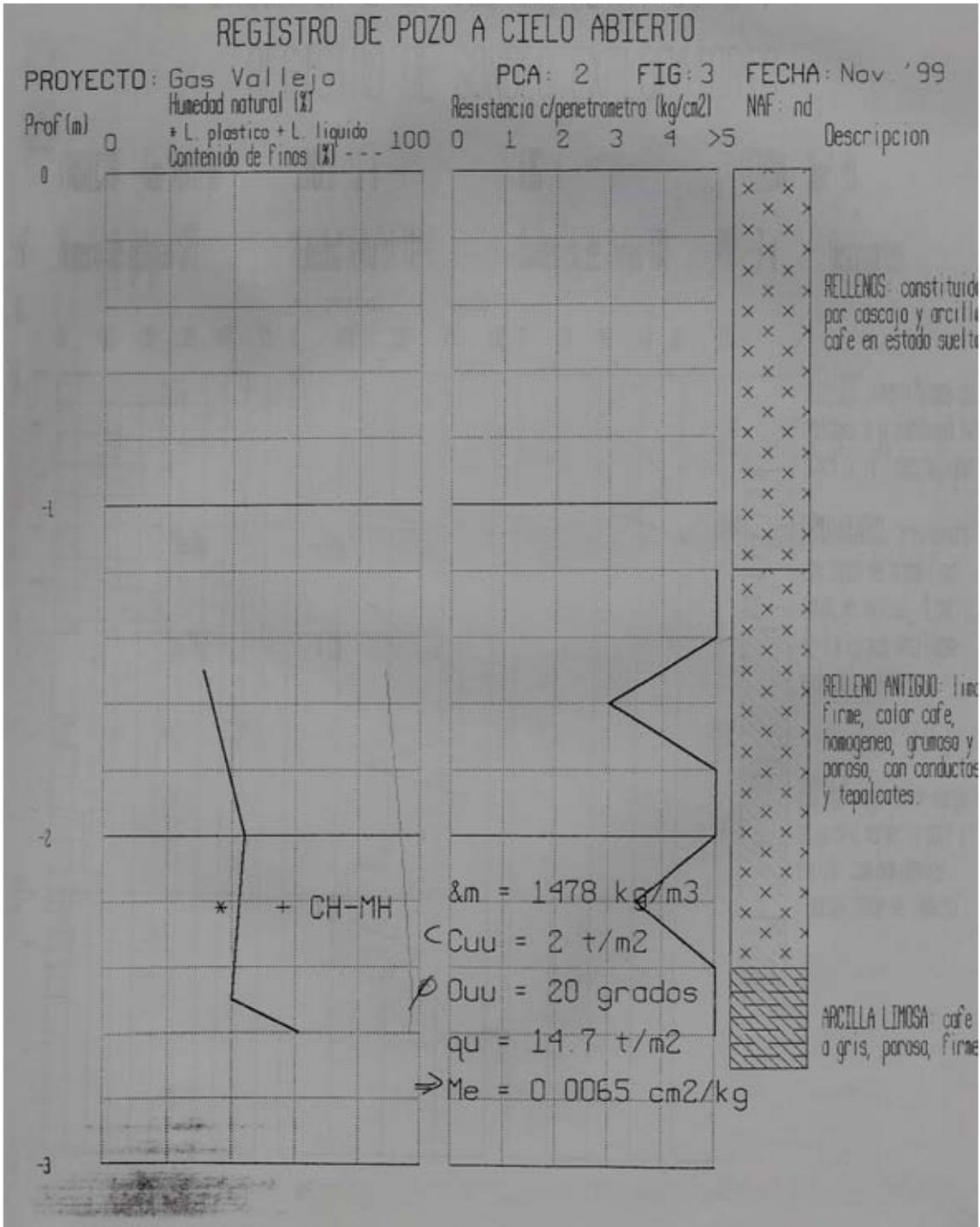
PROYECTO: Gas Vallejo	SONDEO O POZO: SM-1
OBSERVACIONES: Triaxial UU	PROFUNDIDAD: 4.0 m



Anexo A 2



Anexo A 2



Anexo A 2



Croquis de localización

Anexo A 2

Diagrama de presiones, zapata

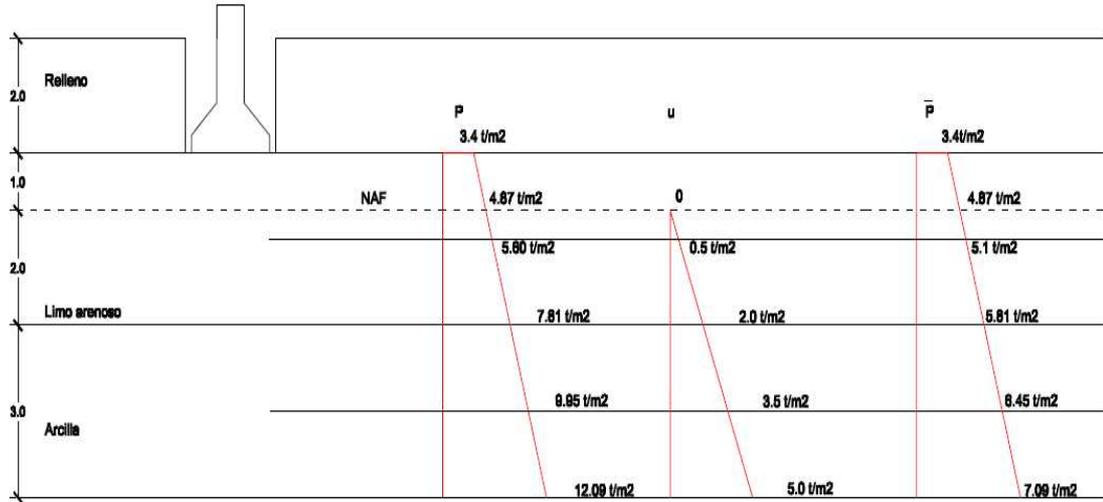
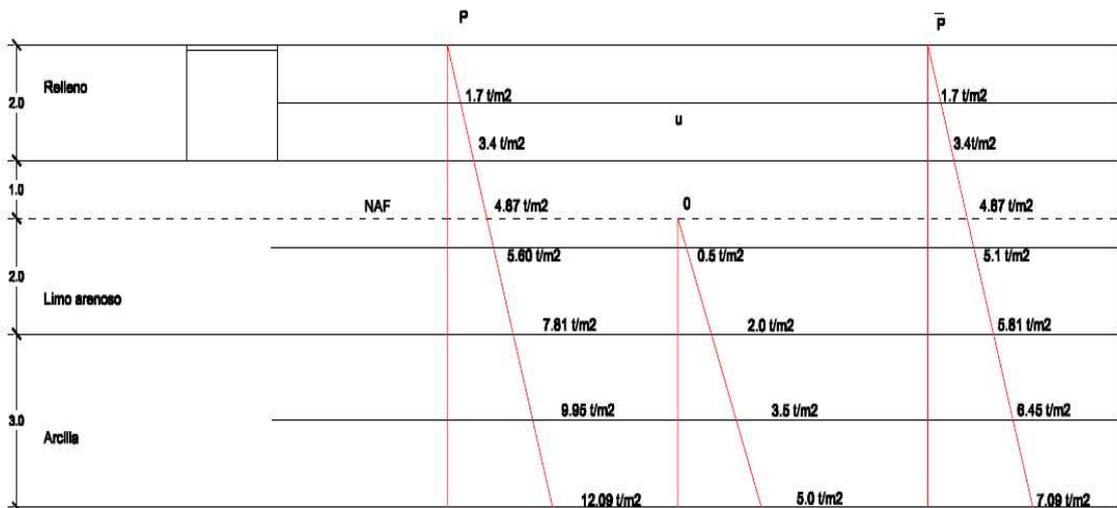


Diagrama de presiones, losa



Anexo A 2

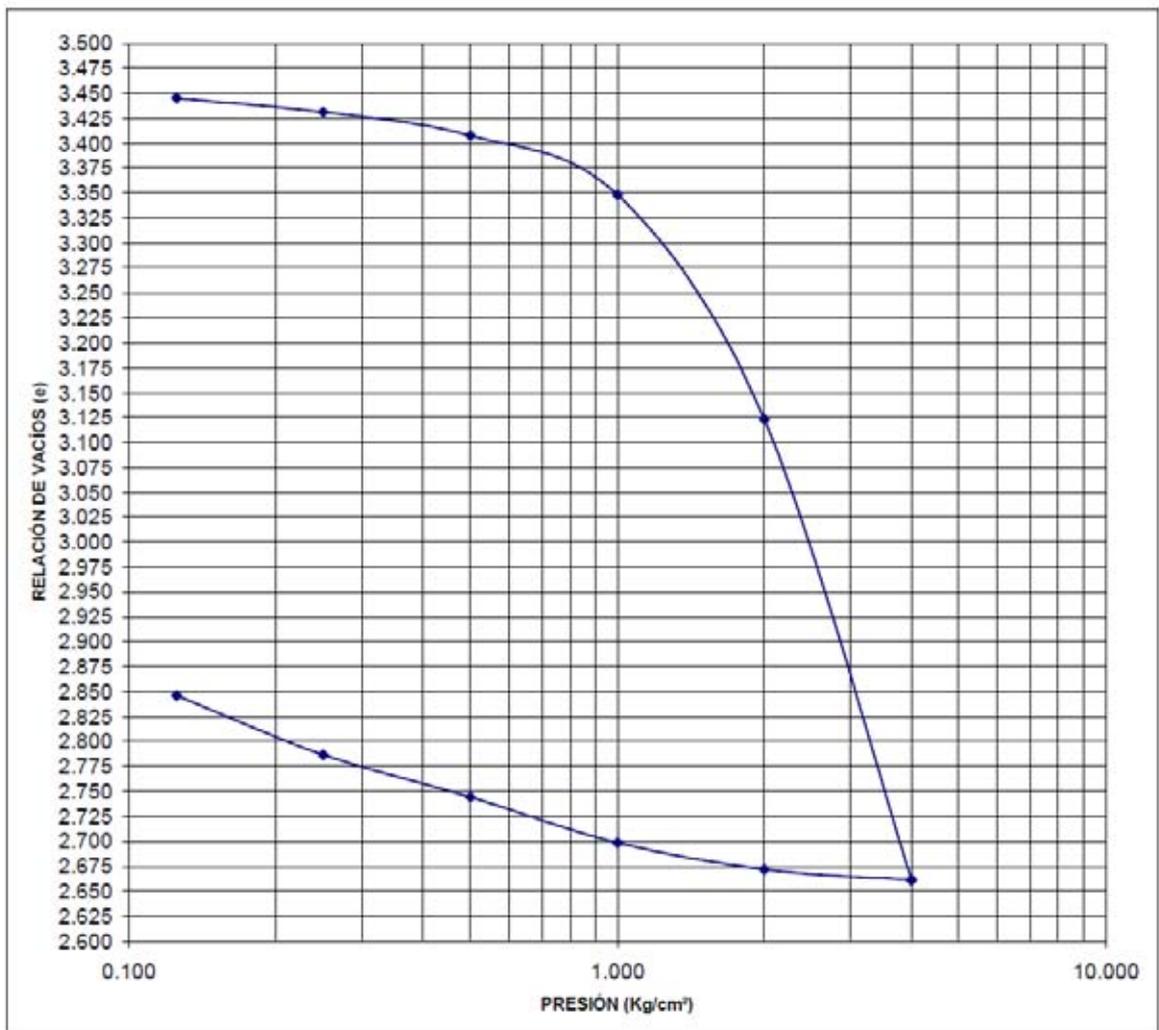
MIKE Ingeniería de suelos S.A de C.V

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA: VS01 CLASIFICACIÓN: LIMO ARENOSO FIRME COLOR CAFE
 UBICACIÓN: CALZADA VALLEJO Y CALLE CLAVE, VALLEJO PONIENTE, MEX, D.F
 SONDEO: SM - 1 FECHA: Nov-99
 MUESTRA: 1 OPERADOR: CALDERON
 PROFUNDIDAD: 2.20-3.10 m CALCULO: MARTÍNEZ

PRESION	e
0.000	3.452
0.125	3.445
0.250	3.431
0.500	3.408
1.000	3.348
2.000	3.123
4.000	2.661
4.000	2.661
2.000	2.672
1.000	2.698
0.500	2.744
0.250	2.786
0.125	2.846
0.000	2.938

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMÉTRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	
S_p	e_i	e_f	w_i	w_f	G_w	G_w	γ_h	γ_s	
2.430	3.452	2.938	149.494	107.343	105.232		1.477	0.546	



Anexo A 2

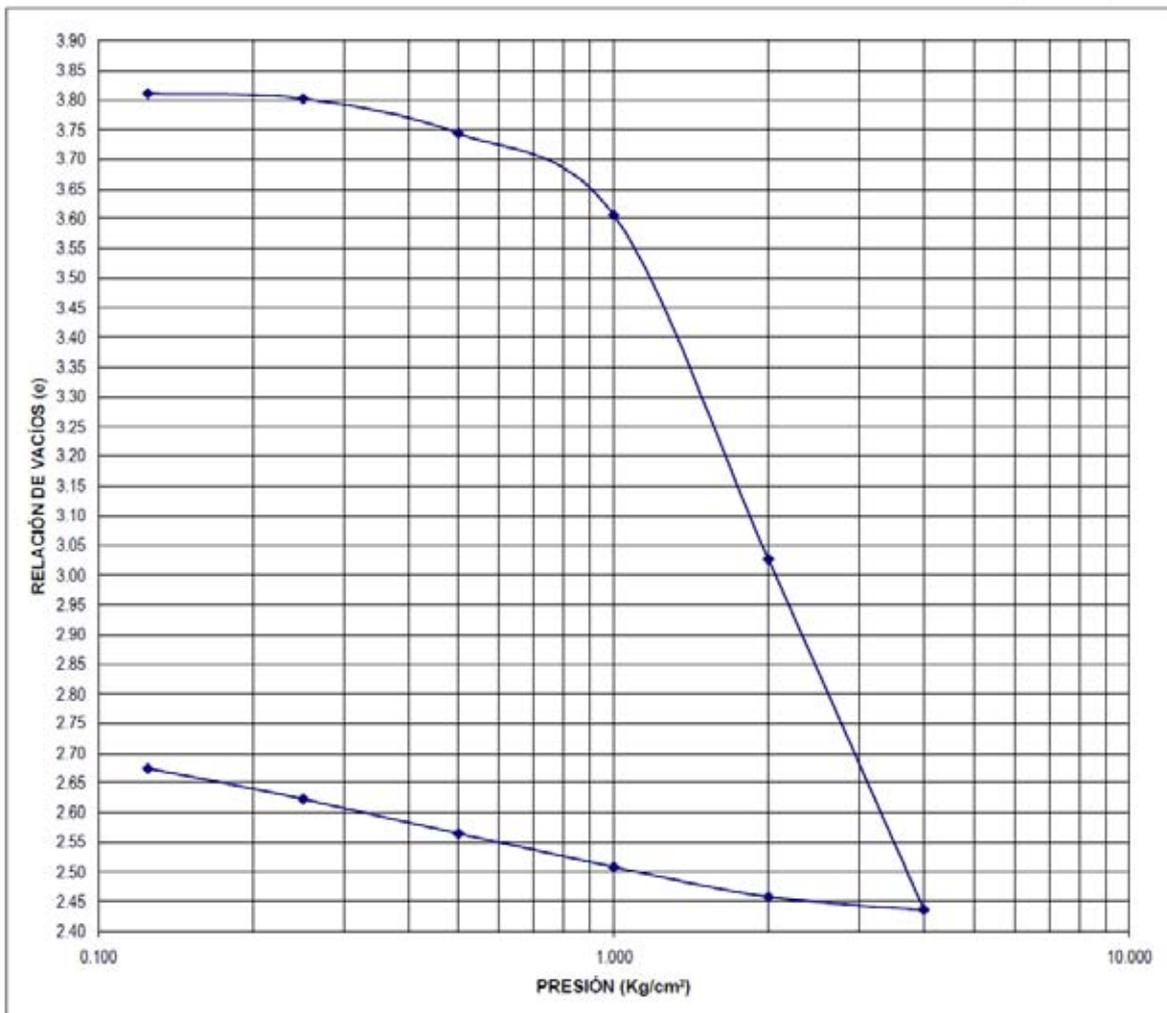
MIKE Ingeniería de suelos S.A de C.V

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA : VS02 CLASIFICACIÓN: ARCILLA CUYO COLOR VARIA DE GRIS A VERDE
 UBICACIÓN: CALZADA VALLEJO Y CALLE CLAVE, VALLEJO PONIENTE, MEX, D.F
 SONDEO: SM - 1 FECHA: Nov-99
 MUESTRA: 2 OPERADOR: CALDERON
 PROFUNDIDAD: 6.30-7.80 CALCULO: VÁZQUEZ

PRESION	e
0.000	3.125
0.125	3.811
0.250	3.802
0.500	3.744
1.000	3.606
2.000	3.027
4.000	2.437
4.000	2.437
2.000	2.458
1.000	2.508
0.500	2.565
0.250	2.624
0.125	2.675
0.000	2.763

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	
S_s	e_i	e_f	w_i	w_f	G_w_i	G_w_f	γ_h	γ_s	
2.220	3.125	2.763	331.044	207.877	93.220		1.436	0.538	



Anexo A 3

Instrumentación en una cimentación superficial.

Por ejemplo en el caso de las zapatas nos interesa conocer su comportamiento en cuanto a los asentamientos, y estos los podemos conocer si utilizamos los siguientes instrumentos:

- Banco de nivel. Es un patrón de referencia muy común y se define como un punto de referencia estable que no se mueve en dirección vertical. El requisito más importante es contar con un banco de nivel fijo cuya elevación deberá permanecer inalterada durante todo el periodo de observación.
- Nivelación óptica. Este método topográfico convencional se utiliza para determinar la elevación de puntos de referencia superficiales en el terreno o en una estructura. El orden de precisión de la nivelación es función del tipo de monumentos superficiales y del plano de referencia al cual estén referidas las mediciones.

Estos métodos son algunos de los que podemos utilizar para conocer los asentamientos, cabe hacer notar que las referencias superficiales pueden aumentar los errores de medición si se mueve durante la construcción, por esta razón se debe de tener especial cuidado en los lugares que se eligen para colocar estas referencias.

En los cajones de cimentación también es importante conocer los asentamientos, expansiones, movimientos de ademes etc. Para conocer estos movimientos se pueden utilizar los siguientes métodos de instrumentación.

- Expansiones. Esta medición puede ser de utilidad para evitar la falla de fondo de la excavación, el tipo más simple de medidor es un dispositivo mecánico que consta de una barra de punta cónica enterrada en el fondo de la excavación o del barreno y de un escantillón de longitud conocida que en cualquier momento durante el proceso de la excavación se coloca dentro del barreno hasta acoplarse con la punta cónica; la elevación en la parte superior del escantillón se determina con nivelación topográfica, de donde se deduce la elevación de la punta cónica.
- Movimientos de ademes. El inclinómetro mide el cambio de pendiente de un ademe casi vertical colocado dentro de un barreno o durante el proceso de construcción, este procedimiento permite definir la distribución de movimientos laterales al deformarse e inclinarse el tubo, en función de la profundidad medida con respecto al nivel de terreno natural y en función del tiempo.

Estos son algunos de los parámetros que se pueden conocer en una cimentación superficial obviamente hay distintos métodos que se pueden utilizar para conocer estos parámetros y que ya se mencionaron en este capítulo.

Anexo A3

Método de medición	Tipo	Principio de operación	Alcance y confiabilidad	Precisión	Ventajas	Limitaciones y precauciones
Directo	Escala graduada	Observación visual directa entre puntos fijos (distancia)	Corto	(+/-) 0.5 mm	Simple económico	Poca precisión
	Micrómetro		Excelente	(+/-) 0.01 mm	Portátil	Carrera corta
	Cinta			(+/-) 1/5000		Poca precisión
	Extensómetro de barras telescópicas	Observación directa entre dos puntos, usando comparador de carátula o micrómetro (distancia)	7.5 m Excelente	(+/-) 0.01 a 1 mm	Simple y preciso	Precisión limitada por fecha Barras de acero Invar
	Extensómetro de cinta o alambre		50 m Excelente	(+/-) 0.02 a 1mm	Portátil	Precisión limitada por ajustes en la tensión. Corrección por temperatura.
Topográfico	Cadenamiento: a) Ordinario (3er orden)	Observación visual directa entre puntos fijos usando cinta de acero común	Variable	(±) 1/5000 1/10 000 de la distancia	Simple y económico	Se necesita que la superficie entre puntos sea relativamente plana y despejada y que los monumentos superficiales sean estables.
	b) De precisión (1er orden)	Usando cinta de acero Invar (distancia)				Excelente
	Nivelación óptica: a) Ordinaria (2do y 3er orden) b) De precisión (1er orden) Con micrómetro de placas paralelas y estadal especial	Medición de elevaciones y cambios en elevación de referencias superficiales con respecto a bancos de nivel fijos	30 m entre puntos Excelente	(±) 3 a 6 mm o 1 cm en 1 km	Es simple y rápida, sobre todo con instrumentos autonivelables	Precisión limitada: se necesitan buenos bancos de nivel cercanos
			20 m entre puntos Excelente	(±) 0.6 a 1.2 mm (±) 0.06 mm en 30 m con nivel de precisión	Es más precisa	Se necesitan buenos bancos de nivel y puntos de referencia, así como seguir con cuidado los procedimientos convencionales
	Alineación óptica con tránsito y escala	Medición de desplazamientos horizontales tomando como base una línea de colimación entre bancos fijos	0 a 1.5 m de desplazamiento Excelente	(±) 2mm para 100 m con tránsito en dos posiciones	Es simple: permite observación directa	Se necesita una línea de colimación que no se allene con los movimientos, y buenos monumentos; la precisión se puede mejorar usando una mira deslizante con vernier y replisendo la alineación desde el extremo opuesto de la línea de colimación
	Alineación óptica con rayo láser y detector de fotocelda		0 a 1.5 m Buena	(±) 0.3 a 3 mm	Es más rápida que con el tránsito	Las condiciones atmosféricas la afectan seriamente
	Triangulación	Trazo de poligonales para determinar cambios absolutos de posición entre puntos de referencia	— Buena	(±) 0.6 a 12 mm	Se usa cuando no son posibles los métodos directos; es bueno para enlazar puntos fuera de la zona de construcción o en lugares poco accesibles	Se necesitan mediciones de precisión de distancias de base y de ángulo; se necesitan buenos monumentos superficiales
Geodésico	Fotogrametría	A base de fototeodolitos que se usan para tomar estereofotografías sucesivas desde una estación fija a lo largo de un eje fijo de la cámara	— Buena	(±) 1/5000 a 1/50 000 de la distancia	Puede registrar cientos de movimientos potenciales a la vez para la determinación del patrón general de desplazamientos	Las condiciones climatológicas pueden limitar su empleo
	Medición electrónica de distancias	Se emite un rayo modulado y se observa su reflexión desde una mira reflejante colocada al otro extremo de la línea	20 a 3 000 m Buena	(±) 1/ 50 000 a 1/ 300 000 de la distancia 0.03 a 1 cm	Es preciso de gran alcance, rápido y aplicable a terrenos abruptos	La precisión esta afectada por las condiciones atmosféricas; la precisión para distancias cortas (<30 a 90 m) es limitada en la mayoría de los instrumentos
	Trilateración	Localización de un punto o un triángulo midiendo la distancia electrónicamente			Util para medir deformaciones directamente desde estaciones de control	

Anexo A3

Método de medición	Tipo de aparato	Principio de medición	Alcance y confiabilidad	Precisión y ventajas	Limitaciones y precauciones
Medición directa de asentamientos en puntos aislados	Placa de asentamiento	La placa de base se coloca antes que el relleno. El tubo vertical se va instalando por tramos a medida que crece el terraplen. Con ademe se aísla el tubo, del asentamiento de los estratos arriba de la placa	En terraplenes de 4.5 m de altura Baja (puede dañarse)	(+/-) 5 a 25 mm Simple	Interfiere con las operaciones de compactación. Muy susceptible a dañarse. Requiere brigada de topografía
	Medidor mecánico de expansiones o hundimiento	Perno anclado al fondo de un barrenos con barra de extensión de longitud conocida que embona en la punta cónica del perno. La elevación de la barra se mide con nivelación.	Variable Regular	(+/-) 5 a 25 mm simple y barato	Se necesita brigada de topografía. Riesgo de colapso de las paredes del barrenos
	Nivel de manguera	Los extremos de una manguera llena de agua se cuelgan de pernos fijos a la estructura. Con micrómetros se hace contacto simultáneamente con el espejo de agua obteniéndose las elevaciones relativas de los pernos	Depende de la magnitud de los asentamientos esperados Excelente	(+/-) 0.02 a 1 mm Mide asentamientos diferenciales. Muy preciso Simple Se ha empleado por mucho tiempo	Gran cuidado para eliminar el aire atrapado. Muy sensible a la temperatura y presión barométricas. Ambos extremos deben estar a la misma elevación
Medición a distancia de asentamientos en puntos aislados	Vertedor	Principio de vasos comunicantes. Se inyecta agua hasta derramar en el vertedor y se mide el nivel de agua en la caseta	Variable, dependiendo de la longitud de las mangueras y del asentamiento esperado Excelente	(+/-) 5 a 20 mm Simple	Se debe expulsar las burbujas de aire. Los dos extremos deben estar a la misma elevación. Sensible a los cambios de temperatura
Registro continuo de asentamientos en ademe vertical telescópico (medición directa)	Deformómetro vertical	Tubo de acero telescópico con perfiles transversales añadidos con forme crece el terraplen. El asentamiento de cada tramo se mide con un torpedo de aletas retráctiles y cinta	Depende de la separación en el copie Buena	(+/-) 5 a 20 mm dependiendo de la calidad de la nivelación óptica. Se ha usado por mucho tiempo. Los perfiles transversales proporcionan un anclaje efectivo al tubo deslizando. Simple Puede medir compresiones de gran magnitud	Las aletas retráctiles del torpedo de medición se pueden quedar abiertas. No se pueden instalar en barrenos
	Inclinómetro con ademe telescópico	Tubos telescópicos unidos por coples deslizantes. El asentamiento de cada tramo se mide con un torpedo de aletas retráctiles y cinta	Depende de la separación en el copie Buena en el caso de terraplenes	(+/-) 5 a 20 mm dependiendo de la calidad de la nivelación óptica. Empleado desde hace mucho tiempo Simple	La acción telescópica es gobernada únicamente por la fricción entre suelo y ademe. No es adecuado para instalarse en barrenos