

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: "RELACION DE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL" LUGAR: PUEBLA., PUE. 10 Y. DE DICIEMBRE DE 1981.

PROFESORES

- 1.- ING. AGAPITO CRUZ GALINDO GARZA
SUPERVISOR DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS GEOTECNICOS,
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA,
S.A.H.D.P.
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD,
CUERPO "C", 1er. PISO,
MEXICO 12, D.F.
TEL: 530 46 77

- 2.- ING. JOSE SPRINGALL CARAM
GERENTE GENERAL,
GEOTEC.
LONDRES No. 44,
COL. COYOACAN,
MEXICO 21, D.F.
TEL: 544. 20 85

1877

1878

1879

1880

1881



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA
INGENIERIA CIVIL**

CHILPANCINGO - PUEBLA

**INSTRUMENTACION Y TERRACERIA EN SUELOS
BLANDOS**

ING. JOSE SPRINGALL CARAM

**DICIEMBRE
1981**

las fuerzas \bar{R}_1 y E quedan determinadas para el factor de seguridad supuesto.

Sobre el dinámico de la cuña I se puede construir el de la cuña II, llevando W_2 , de manera que C_2 y E , que son conocidas, se superpongan con las fuerzas previamente dibujadas (ver parte c de la figura). Aplicando la ecuación (6-37) a la cuña II, se podrá calcular C_2 para el factor de seguridad supuesto. Por el extremo de C_2 podrá llevarse una línea con la dirección de \bar{R}_2 .

Si el valor del factor de seguridad elegido fuese correcto, el dinámico construido como se indicó se cerraría, pasando la línea de acción de \bar{R}_2 por el origen de C_2 . Empero, es probable que no suceda tal cosa, indicio de que se supuso un factor de seguridad que no refleja las condiciones reales del problema. Así, habrá que proceder por tanteos hasta encontrar el factor de seguridad correspondiente al caso, el cual deberá tener un valor satisfactorio. Desde luego que ese factor estará ligado a una cierta superficie de falla; deberá repetirse el cálculo para otras superficies posibles, hasta alcanzar la seguridad de que no hay para el terraplén en estudio ninguna superficie de falla a la que esté ligada un factor de seguridad indeseablemente bajo.

VI-6 TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

Mucho de lo que ahora debería decirse con referencia al importante problema de terraplenes construidos sobre suelos muy blandos o turbas ha sido ya mencionado en el capítulo III de este libro, en relación con el terreno de cimentación. Sin embargo, existen algunos comentarios que seguramente no están fuera de lugar en este capítulo. Sin duda el primer problema a considerar es el que se refiere al cálculo de la estabilidad del terraplén en conjunto con su terreno de cimentación, el cual en estos casos suele constituir un elemento crítico.

En muchos suelos blandos probablemente es esencial evitar una falla catastrófica del terraplén por el descenso que suele sufrir su resistencia al esfuerzo cortante a causa del intenso remoldeo que acompaña a un colapso estructural total, tras el que la resistencia se recupera tan lentamente que pueden plantearse problemas en verdad insolubles.

La Fig. VI-40.a (Ref. 69) indica el tipo de análisis que ha de hacerse en estos casos, el cual ha sido ya suficientemente discutido en el párrafo anterior. La misma figura muestra en su parte b el proceso de carga a lo largo del tiempo y, en su parte c, la evolución que es de esperar en las presiones de poro dentro del terreno natural. La parte d expresa cuantitativamente la variación del factor de seguridad con el tiempo. El análisis por lo común se debe hacer con la resistencia no drenada del terreno (c_u) y se desarrollará con base en esfuerzos totales. Existen sin embargo dos puntos que conviene comentar en este lugar.

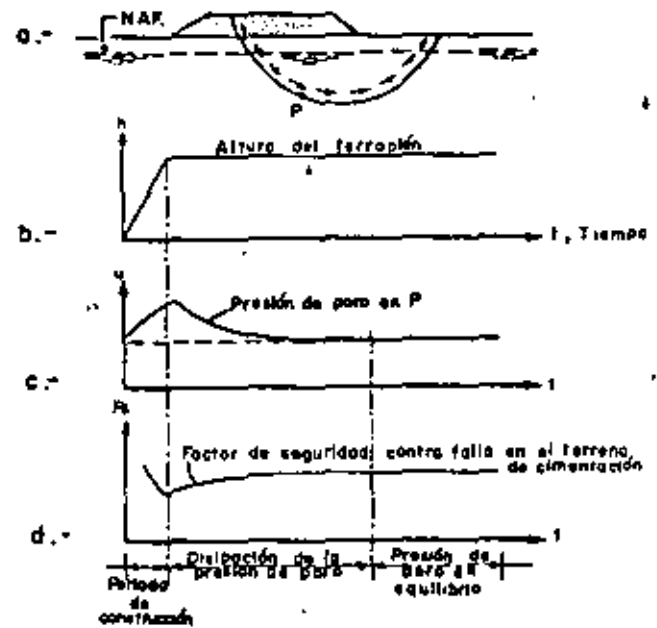


Figura VI-40. Variación de las condiciones con el tiempo en un terraplén construido sobre un suelo blando (Ref. 69).

El primero se refiere a los conceptos comentados con base en la Fig. VI-2 (Ref. 6). Si la resistencia del suelo de cimentación disminuye continuamente con el tiempo, hasta alcanzar valores muy por abajo de la resistencia máxima, el diseño con base en esta última puede ser del todo inapropiado; a este respecto no cabría más posibilidad que determinar en el laboratorio la respuesta de la arcilla a pruebas de larga duración, para establecer a criterio un valor apropiado de la resistencia de diseño.

En 1960 A. Casagrande reportó (Ref. 70) un muy interesante caso práctico de construcción en que se pudo observar una variación importante en la resistencia no drenada de una arcilla (obtenida con pruebas de compresión simple) en las pruebas de larga duración (hasta 2 semanas) respecto a la resistencia máxima en prueba estándar (alrededor de 5 min); las curvas esfuerzo-deformación variaron correspondientemente desde formas de falla frágil típica hasta formas de falla plástica.

El dato práctico quizás más importante es que la c_u disminuyó hasta 30% respecto al valor de prueba rápida estándar. Muchos ingenieros piensan que tal reducción de resistencia debe ocurrir con el tiempo en un terreno de cimentación muy blando sobre el que se haya construido un terraplén, por efecto de los esfuerzos cortantes actuantes que degradan la estructura de la arcilla, aun cuando la situación general esté lejos de la falla, juzgada ésta con base en la resistencia máxima obtenida en una prueba convencional (c_u). Es cierto que los efectos de consolidación y el paso del tiempo contribuirán a aumentar esa resistencia mínima a que pudiera llegarse, pero sin duda tal valor mínimo representa una condición crítica que muchos proyectistas juzgan digna de ser

tomada en cuenta. No hay suficiente volumen de estudio para juzgar qué porcentaje de reducción de la resistencia máxima convencional pudiera considerarse seguro. En muchas oficinas de cálculo se reduce arbitrariamente esa resistencia máxima convencional en un 25 ó 30% para obtener el valor de resistencia de diseño.

La resistencia del terreno probablemente se puede obtener en forma aproximada y económica por medio de pruebas de veleta (Ref. 69), cuyos fundamentos han sido discutidos en el capítulo I. Por lo general es necesaria una rotación de menos de 10° para obtener la resistencia máxima del suelo "intacto", en tanto que se requieren varias vueltas para llegar a la resistencia residual.

La Fig. VI-41 (Ref. 71) muestra la curva típica de una arcilla blanda probada con veleta.

La resistencia del suelo "intacto", dividida entre la resistencia residual, suele tomarse como una medida de la sensibilidad de la arcilla. Desde luego que la prueba de la veleta deja de ser representativa cuando el terreno de cimentación va siendo duro o dejando de ser arcilla homogénea franca.

Para tomar en cuenta los efectos de reducción de resistencia de que se ha hablado en la prueba de veleta, Bjerrum proporciona en la Ref. 69 una gráfica que incluye un factor de corrección μ , que multiplicado por la resistencia que proporciona la prueba, da la resistencia que se debe usar en el proyecto. (Fig. VI-42).

La correlación de Bjerrum en términos del índice plástico de la arcilla es puramente estadística y se ha obtenido con base en la relación observada entre el índice plástico de 14 terrenos de cimentación que fallaron bajo terraplenes y el factor de seguridad calculado retrospectivamente en tales fallas; en forma sistemática, dicho factor de seguridad fue algo mayor que uno, indicio de que la resistencia del terreno fue sobreevaluada por las pruebas de campo.

Las incertidumbres en decidir el valor de la resistencia que se debe usar en los análisis de estabilidad, han llevado a muchos proyectistas a considerar deseable obtenerlos de terraplenes de prueba a escala natural. Las Refs. 72, 73, 74, 75, 76, 77 y 78 son des-

$$(c_u)_{\text{proyecto}} = \mu (c_u)_{\text{prueba}}$$

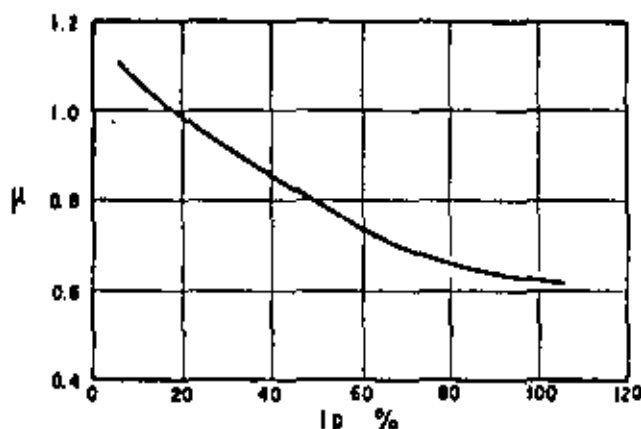


Figura VI-42. Factor de corrección para obtener la resistencia de proyecto, a partir de pruebas de veleta (Ref. 69).

cripciones de este tipo de investigaciones, que contienen información de interés.

Un refinamiento del cálculo establecido por muchos ingenieros consiste en despreciar la contribución del terraplén propiamente dicho a la estabilidad general. Esto se hace, sobre todo, cuando el terraplén es bajo y la costra de arcilla endurecida por secado es delgada, pues en tales casos se ha visto que la falla del terraplén suele ir precedida por un agrietamiento casi completo del mismo.

La misma Ref. 69 incluye interesantes discusiones acerca de la confiabilidad del cálculo de asentamientos de terraplenes sobre suelos muy blandos. Este es un punto en el que se suelen observar discrepancias de importancia entre teoría y realidad, que justifican el uso de terraplenes en escala natural. Mucho más difícil de predecir es la evolución de los asentamientos con el tiempo, problema para el cual es muy indicado el uso de terraplenes de prueba, siempre que se disponga de tiempo suficiente para las observaciones.

Es sumamente variada e interesante la información que se puede obtener en la actividad de un terraplén de prueba, verdadero modelo a escala natural de la estructura en estudio. Las Figs. VI-43 y VI-44 (Ref. 77) son una muestra de los datos que se pueden lograr. La Fig. VI-43 proporciona información obtenida de conjuntos de inclinómetros situados en secciones instrumentadas de un terraplén de prueba. Estos instrumentos se describirán con más detalle en un capítulo posterior de esta obra, dedicado a instrumentación de campo. Los datos que ahora se incluyen son los de la Ref. 77, ligeramente modificados para tomar en cuenta el tiempo transcurrido desde su publicación. Es notable el curso de la deformación lateral del suelo de cimentación bajo el peso del terraplén con el paso del tiempo. En primer lugar ocurrió el desplazamiento lateral hacia afuera que sería de esperar intuitivamente, pero después de un

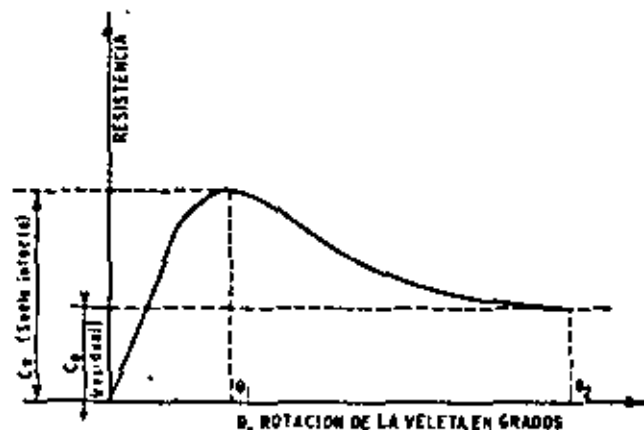
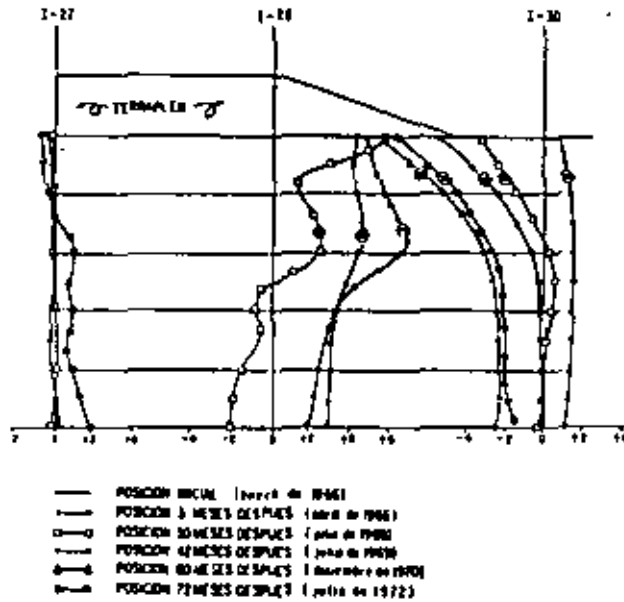


Figura VI-41. Curva típica de resistencia de una arcilla blanda con prueba de veleta (Ref. 71).

tiempo las deformaciones laterales se invirtieron ocurriendo hacia la parte central bajo el terraplén; tal parece que la disminución de volumen por consolidación, máxima bajo el centro de la estructura, fue lo suficientemente importante como para invertir el sentido de la deformación lateral.



NOTAS: 1.- El inclinómetro 1-28 se rompió a los 42 meses de iniciar las mediciones.
2.- En el inclinómetro 1-27, solo se utilizó el gráfico para 3, 40 y 72 meses.

Figura VI-43. Resultados de inclinómetros en una sección de un terraplén de prueba construido en el Vaso de Texcoco, México.

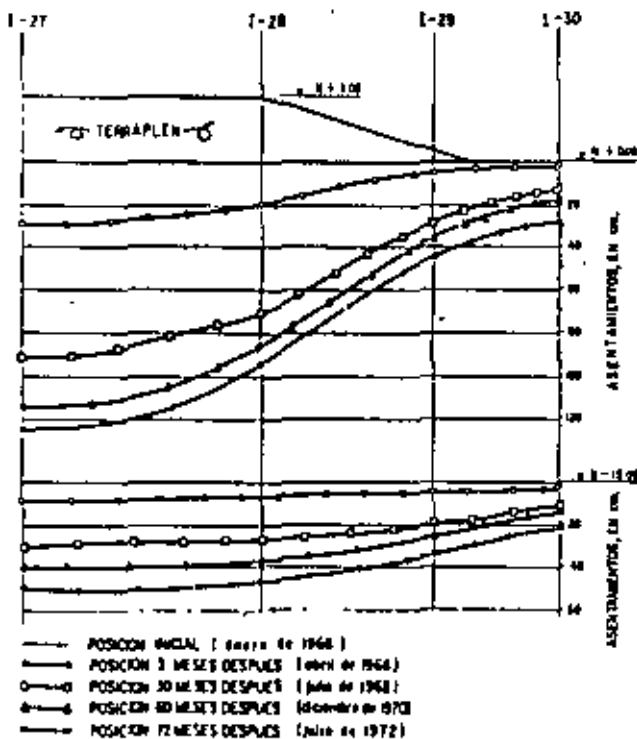


Figura VI-44. Resultados de medición con torpedo de asentamiento, en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la figura VI-43.

La Fig. VI-44 proporciona datos de magnitud, distribución y evolución con el tiempo de los asentamientos del mismo terraplén de prueba. Los datos se obtuvieron al utilizar el torpedo de asentamientos desarrollado por Wilson, que también se describirá en el capítulo posterior alusivo.

VI.7 ALGUNAS IDEAS PARA FIJAR LA INCLINACION DE CORTES NO CALCULADOS EN LAS VIAS TERRESTRES

Se debe repetir una vez más que, por razones suficientemente analizadas al comienzo de este capítulo, la mayor parte de los cortes de las vías terrestres se han de proyectar sin ningún estudio previo de campo que incluya el muestreo y el programa de pruebas de laboratorio, sin los cuales no es posible pensar en un cálculo matemático detallado. También se mencionó que, en muchos casos, la heterogeneidad de las formaciones involucradas hace inútil cualquier estudio que se deseara intentar. Lo anterior equivale a decir que un porcentaje quizá elevado de todos los cortes de un camino o un ferrocarril han de proyectarse con base en el criterio del ingeniero responsable, auxiliado, cuando más, por el comportamiento de estructuras similares en la misma zona (cuando las hay), por las condiciones de las laderas naturales en la región y por los someros estudios exploratorios que se puedan haber hecho dentro del marco general del estudio geotécnico de la vía. No es posible proporcionar en este lugar reglas generales que permitan establecer un criterio rígido para tales tareas. Cada caso es en verdad particular y debe afrontarse en forma individual.

Como es natural, la experiencia precedente constituye una valiosísima ayuda en la tarea de fijar la inclinación estable de cortes y es con esa idea en la mente como los autores de esta obra se atreven a presentar la información que figura en las páginas siguientes de este párrafo. Poco éxito aguardará al ingeniero que la aplique en forma ciega; más bien se deberá ver como un marco general de referencia o, aún más simplemente, como la opinión personal de otros ingenieros que han afrontado antes los mismos problemas.

La Fig. VI-45 (Ref. 79) recoge lo que se pudiera considerar la experiencia de un grupo de ingenieros del Departamento de Carreteras de California, E.U.A. Se da la inclinación del corte en función de su altura para todo un conjunto de valores de c y ϕ , que el ingeniero ha de estimar previamente a partir de un conocimiento general de los materiales involucrados. La gráfica incluye un factor de seguridad "razonable".

Una gráfica como la de la Fig. VI-45 debe considerarse útil para poder visualizar rápidamente la influencia de los diferentes parámetros de resistencia en la estabilidad general, estableciendo las condiciones de ésta para diferentes parejas de valores que se puedan llegar a considerar aplicables al caso.

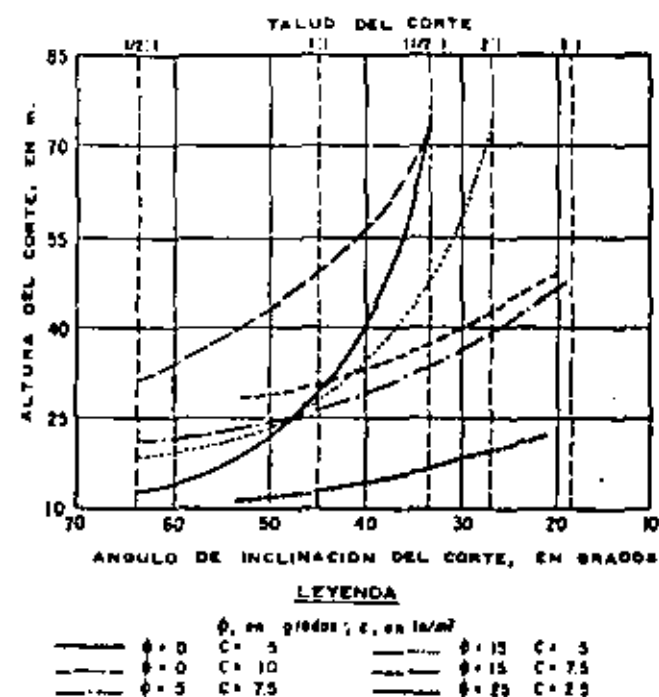


Figura VI-45. Altura de un corte en función de valores de C y ϕ (Ref. 79).

La tabla VI-5 es un sumario completo de recomendaciones de inclinación para cortes practicados en muy diversos materiales, incluyendo muchos tipos de rocas además de los suelos, que resume la experiencia del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México. Por la elaboración de esta tabla merecen crédito especial los señores ingenieros Raúl V. Orozco Santoyo, Santiago Barragán Avarte y Juan M. Orozco y Orozco.

VI-8 FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES

También resulta muy difícil establecer apriorísticamente las causas de los deslizamientos de laderas naturales o fallas de taludes. La influencia sobresaliente del flujo interno del agua y de las presiones que ésta pueda desarrollar en las masas de suelo involucradas, se pone de manifiesto por el conocido hecho experimental, del dominio de cualquier ingeniero aun mínimamente relacionado con esta clase de problemas, de que la mayoría de las fallas importantes ocurren en el período que sigue al comienzo de la temporada lluviosa y tienen lugar en estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos. La Fig. VI-46 muestra el tipo de relación que es posible establecer entre la precipitación pluvial en una zona y la incidencia de problemas de estabilidad en la misma.

En este caso se trata de información recolectada a lo largo de más de 2 años en tres fallas de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 7). Las tres fallas son

del tipo de superficie de deslizamiento formada previamente a la construcción del camino y en los tres casos se registraron movimientos de enormes masas de tierra sobre verdaderos planos inclinados.

En la región están perfectamente delimitados la estación de lluvias y los períodos de estiaje. La primera comienza aproximadamente a principios de noviembre y se prolonga hasta la segunda quincena del mes de febrero; los períodos de estiaje se desarrollan correspondientemente desde mediados de febrero hasta principios de noviembre. Es notable el incremento en los desplazamientos a partir de enero, lo que indica que es necesario un lapso del orden de dos meses y medio hasta el establecimiento de los flujos internos, a partir de las primeras lluvias. De modo análogo, los movimientos disminuyen claramente a partir de finales de abril, lo que hace ver que han de transcurrir más o menos otros dos meses hasta que se disipa el efecto del flujo, después de las últimas lluvias. En cualquier caso, la Fig. VI-46 hace obvia la relación entre la precipitación regional y el régimen de movimiento en las fallas.

La tabla VI-6 (Ref. 2) es un excelente resumen de los factores que causan los deslizamientos, así como del mecanismo por el cual actúan.

Con frecuencia las propias manipulaciones del ingeniero pueden ser fuente de graves problemas de estabilidad de taludes; la lista que se proporciona a continuación (Ref. 8) es una reseña de los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas:

1. Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.
2. Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicios.
3. Sobrecarga de terrenos con planos de estratificación desfavorables por relleno.
4. Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funcionara como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.
5. Aumento de presiones de filtración u orientación desfavorables de fuerzas de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.
6. Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.
7. Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos subyacentes de suelo más duro o roca.
8. Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

han a casos realmente importantes, fuera de la rutina tanto por el nivel de estudios en ellos realizados, como por las consecuencias de un fracaso. De esta manera, las técnicas de observación de campo deberán dosificarse cuidadosamente en su utilización, no cayendo nunca en casos de interpretación difícil, por falta de información geotécnica general previa, ni en una excesiva multiplicación de lo que ha de observarse y medirse, pues no hay que olvidar que el riesgo más obvio de un programa de observaciones a muy largo plazo, durante la dilatada vida útil de una estructura o una importante fracción de ella, pudiera ser el abandono del programa de mediciones, riesgo tanto mayor en la práctica, cuanto mayor sea el número de obras que han de controlarse.

Independientemente de que se reconozca que las observaciones de campo contribuyen al esclarecimiento del conocimiento actual en Mecánica de Suelos y a su eventual avance, el ingeniero de vías terrestres deberá siempre justificar el costo de un programa de observaciones y mediciones en términos de las necesidades específicas del proyecto que le preocupe; lo demás, deberá considerarlo beneficio marginal.

Las mediciones de campo para verificación de comportamiento estructural se realizan haciendo uso de equipos e instrumentos cada día más diversificados. Esta característica da su nombre a la técnica de observación, que se ha denominado genéricamente Instrumentación de Campo, en el sentido de que las estructuras térreas se "instrumentan" con todo un conjunto de equipos de medición, que permiten conocer la evolución de las características mecánicas más relevantes, de los movimientos de significación v, en general, de las condiciones de estabilidad a lo largo del tiempo.

En las vías terrestres dos son los problemas típicos que demandan instrumentación de campo. En primer lugar todos los aspectos conectados con la construcción de terraplenes sobre suelos blandos y compresibles, para apreciar los asentamientos, su evolución con el tiempo y los cambios en las condiciones de estabilidad. En segundo lugar, los problemas conectados con la estabilidad de laderas naturales y taludes que muestran movimientos sobre lo que se dé a sospechar como una superficie de falla ya formada; en este caso, el establecimiento de como ocurren los movimientos de las masas involucradas es un requisito fundamental para establecer cualquier solución con visos de éxito.

Los túneles son otra estructura de las vías terrestres que muy frecuentemente ha de ser instrumentada, para establecer los mecanismos de empuje, siempre inciertos. Los problemas de empuje de tierras sobre muros y además también figuran entre aquellos a los que se aplican estos métodos con cierta frecuencia.

En este capítulo se describirán someramente los procedimientos de instrumentación más en boga, los equipos disponibles para ejecutar el trabajo y se dis-

cutirán brevemente las principales conclusiones que es posible obtener de un programa de instrumentación y mediciones. En algunos casos se hará referencia a trabajos de instrumentación importantes que se han realizado en diversas obras viales del país, en trabajos a cargo de la Secretaría de Obras Públicas.

Como comentario final, cabe hacer uno de índole operativa. Un programa de instrumentación, sean cuales fueren sus fines, debe concebirse y establecerse dentro del marco general del proyecto, como una pieza más del conjunto; probablemente, estará inclusive interaccionado con el proyecto, en el sentido de que los resultados que vayan teniéndose del programa de mediciones en las primeras etapas de la construcción podrán servir para auspiciar cambios en el propio proyecto. Un programa de instrumentación concebido a posteriori y fuera del proyecto, nunca rinde sus frutos por completo e inclusive puede resultar inútil o imposible de realizar.

XIII-2 INSTRUMENTACION EN TERRAPLENES CONSTRUIDOS SOBRE SUELOS BLANDOS

En términos generales la instrumentación de los terraplenes que se construyen sobre terrenos blandos y compresibles persigue alguno o algunos de los siguientes objetivos:

- La medición de los asentamientos.
- La evolución de las presiones de poro bajo el terraplén, para conocer tanto la evolución del fenómeno de consolidación del terreno natural, como la del factor de seguridad.
- Los desplazamientos horizontales del terreno natural.
- Los esfuerzos verticales ejercidos por el terraplén sobre el terreno natural y su distribución con la profundidad.
- La evolución general de la resistencia del terreno natural.

A continuación se harán algunos comentarios sobre cada una de estas mediciones.

A. Mediciones de los asentamientos

A-1. Nivelaciones superficiales

El método más obvio y sencillo para conocer los asentamientos de un terraplén es el colocar una serie de puntos estables distribuidos en su superficie y nivelarlos periódicamente. Cuando el terraplén cuyos asentamientos se miden está pavimentado con asfalto o con concreto puede bastar la colocación de una serie de clavos, para señalar los puntos por nivelar; en obras cuya superficie sea de tierra podrá convenir

enterrar en el suelo un pequeño dado de concreto, en cuyo centro se haya colocado un tubo u otro indicador que sobresalga ligeramente del terreno.

El punto más delicado de las operaciones de nivelación estriba en la elección del punto de referencia fijo, que no participe para nada de los movimientos del terraplén. Muchas veces este punto ha de estar situado a distancias muy grandes del terraplén por medir, pues es frecuente que las planicies que forman los suelos blandos y compresibles sufran movimientos superficiales de importancia, por ejemplo por bombeo con fines de explotación agrícola u otras causas, de manera que la referencia fija también ha de colocarse fuera de la influencia de estos movimientos. Los cerros y elevaciones que pueda haber en las cercanías de la obra por medir pueden proporcionar buenos puntos de referencia; otras veces podrán quizá localizarse estructuras inmóviles, por ejemplo, por estar cimentadas sobre pilotes de punta que lleguen más abajo que los estratos consolidables y estén sobre apoyos realmente firmes. En otras ocasiones podrá conseguirse la referencia fija hincando un tubo a través de los suelos blandos, hasta apoyarlo en mantos rocosos o firmes; en este caso deberá tenerse la precaución de dotar al tubo hincado de una camisa de ademe exterior, que pueda absorber la fricción negativa que llegue a presentarse (Ref. 2).

Una vez establecida la referencia fija, absolutamente inmóvil, convendrá siempre fijar otra referen-

cia directamente sobre la superficie del terreno natural, en las cercanías del terraplén por medir, a una distancia del orden de 100 m de él. Esta segunda referencia, probablemente móvil, tendrá la doble finalidad de servir como base de nivelación para los puntos situados sobre el terraplén y de detectar los eventuales movimientos superficiales que tenga el terreno de cimentación por causas diferentes a la presencia del terraplén. Una constante referenciación del banco de nivel móvil respecto al fijo proporcionará los elementos necesarios para realizar la corrección que haya de hacerse en los movimientos verticales de los puntos sobre el terraplén, a causa de



Vista de un terraplén de prueba instrumentado.

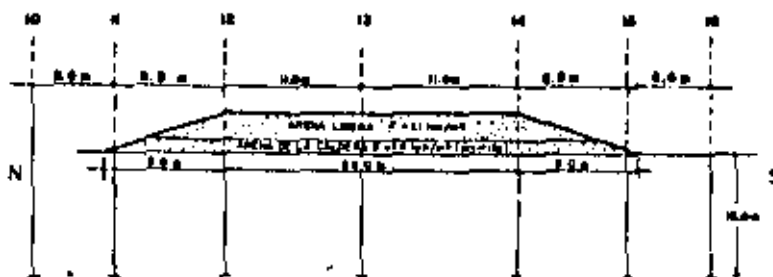
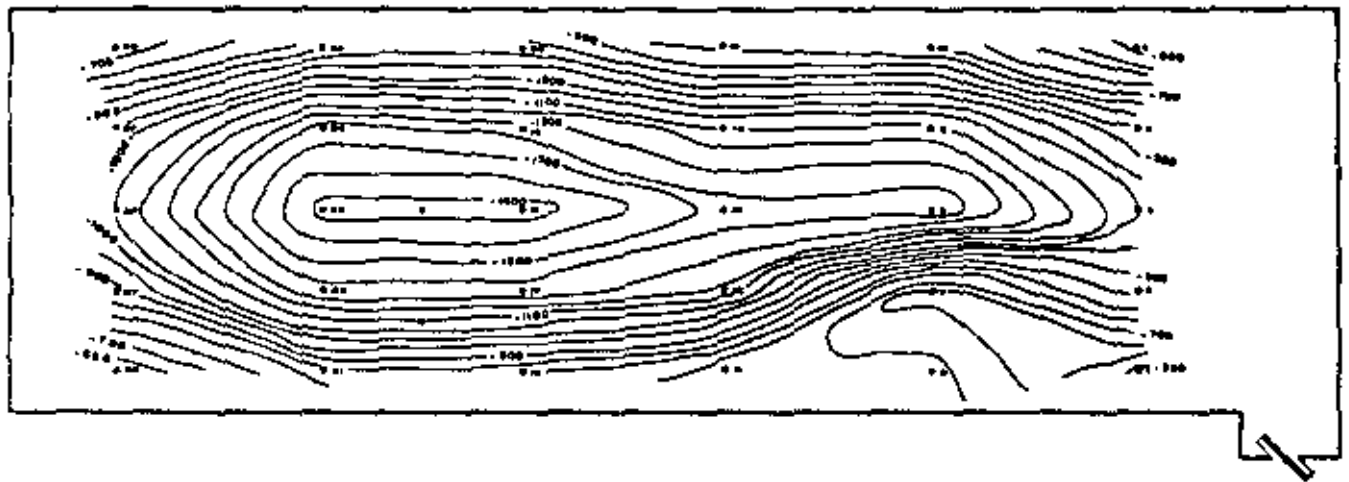


Figura XIII-1. Curvas de igual asentamiento en un terraplén sobre terreno blando. Terraplén de prueba sobre el Lago de Texcoco.

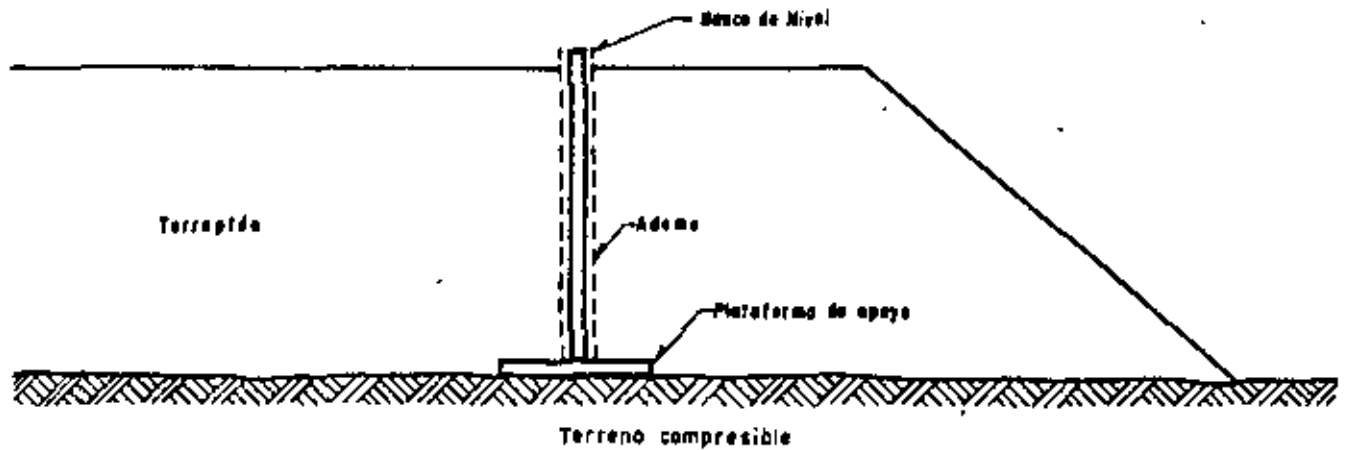


Figura XIII-2. Un banco de nivel para control de asentamientos por nivelación superficial.

cualquier movimiento zonal que pudiera tener la superficie del terreno de cimentación.

Será preciso emplear técnicas de nivelación de precisión, con aparatos que sean capaces de detectar desniveles alejados un kilómetro, con errores no mayores de un milímetro, en más o en menos.

La técnica más apropiada para la colocación de los bancos de nivel sobre el terraplén es una cuadrícula no suficientemente cerrada como para permitir el trazado preciso de curvas de igual hundimiento, tales como las que se muestran en la Fig. XIII-1, que corresponde a un terraplén de prueba construido por la Secretaría de Obras Públicas de México para obtener información sobre el comportamiento de una autopista en proyecto a través del Lago de Texcoco, en las cercanías de la Ciudad de México; las características de este suelo han sido presentadas en la Fig. VI-60 del volumen I de esta obra.

En el caso del terraplén de prueba mencionado, la instrumentación se planeó, como es lógico, antes de la construcción y los bancos de nivel sobre el terraplén están en realidad situados entre la base del mismo y el terreno natural, en una placa de concreto de 40 X 40 cm, en cuyo centro se dispuso un tubo que se hizo crecer a medida que aumentaba la altura de construcción del terraplén. Este tubo puede ademarse para protegerlo durante los procesos de deformación. En la Fig. XIII-2 se muestra un esquema del banco que se utilizó en este caso.

Una colocación de bancos como la de la Fig. XIII-2 tiene algunas ventajas de interés. Por ejemplo, las nivelaciones posteriores dan automáticamente una imagen muy precisa del perfil de incrustación del terraplén en el terreno natural, lo cual es útil. Los bancos más superficiales, sobre el terraplén, incluyen en sus movimientos los del propio terraplén. Por otro lado, si existen estos movimientos en el propio terraplén y éste es alto (más de 4 ó 5 m), se desarrollará fricción negativa en el vástago o tubo del dispositivo y la placa de base podrá hundirse por tal sobrecarga, leyéndose asentamientos mayores que los que hayan tenido lugar; en tales casos convendrá ademarse el vástago del banco de nivel.

A-2. El torpedo medidor de asentamientos

En este sistema de medición se sitúa en una perforación previa un tubo especial formado con tramos unidos por coples exteriores, que permiten juego telescópico de los tramos, los que pueden ir juntándose uno a otro a medida que los arrastra el enjuntamiento

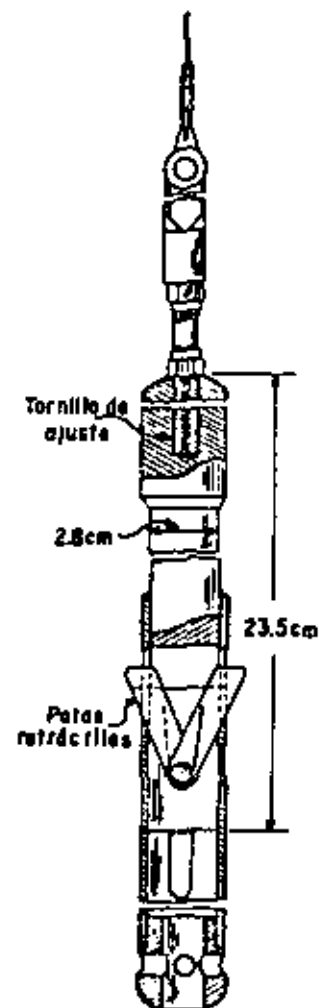


Figura XIII-3. El torpedo para medir asentamientos (Det. 1).



del terreno que los rodea y contiene (Ref. 3); así, varía la longitud aparente del sistema de tubos, que debe haberse colocado cubriendo todo el espesor cuyo asentamiento se desea medir y varían también las distancias entre los pequeños escalones que se marcan interiormente en el contacto entre un tramo de tubería y el cople correspondiente.

Un instrumento medidor, denominado torpedo (Fig. XIII-3) es introducido por el interior de la tubería y está provisto de un sistema de pequeñas patas extensibles, que señalan el momento en que se produce un cambio brusco en el diámetro de la tubería; es decir, cada vez que se llega a uno de los pequeños escalones entre tubo y cople a que se ha hecho referencia. Así, es posible conocer desde la superficie, la posición relativa de los escalones y deducir los asentamientos habidos al comparar éstas con la inicial.

Los tramos de la tubería suelen ser de 3 m o de la mitad de ese valor.

Este dispositivo tiene la gran ventaja de que no sólo permite conocer los asentamientos en la superficie o cerca de ella, sino también a diferentes profundidades dentro del suelo que se asienta, obteniéndose perfiles de asentamiento como los que se mostraron en la Fig. VI-44 del Volumen I de esta obra, que corresponden a los mismos terraplenes de prueba mexicanos, que ya se mencionaron. Repitiendo lecturas de tiempo en tiempo puede tenerse la evolución de los asentamientos con el tiempo, también a las diferentes profundidades.

A-3. Medidores de celda

La técnica francesa (Ref. 4) ha desarrollado un medidor de asentamientos, cuyo principio se esquematiza en la Fig. XIII-4.

Una celda de plástico, de 9.5 cm de espesor y 17 cm de diámetro se coloca bajo el terraplén, en el lugar en que se desean medir los asentamientos. La celda está parcialmente llena de un líquido (generalmente agua). A una distancia fuera de la influencia de los asentamientos del terraplén se coloca una base fija, sobre la que se instala un tablero de medición que tiene un dispositivo para aplicar presión con gas carbónico y un manómetro de mercurio que controla la presión del líquido dentro de la celda, tal como se comunica por medio del gas carbónico; en el mismo tablero se recibe otra línea de tubo proveniente de la celda e instalada al lado de una escala vertical T , de manera que cualquier presión aplicada por el gas carbónico se comunica al líquido en la celda y lo hace pasar a la línea de comunicación entre la celda y el tubo vertical T , hasta una cierta altura en su escala. En tales condiciones, supóngase que se aplica una presión p al líquido de la celda, con la cual éste asciende en la escala T hasta la altura T_1 ; al cabo de un cierto tiempo, dentro del programa de mediciones se aplicará la misma presión, p , al líquido de la celda, pero ésta se habrá asentado una cantidad ΔH ; correspondientemente, el líquido en la escala T sólo subirá hasta la altura T_2 , siendo la diferencia de

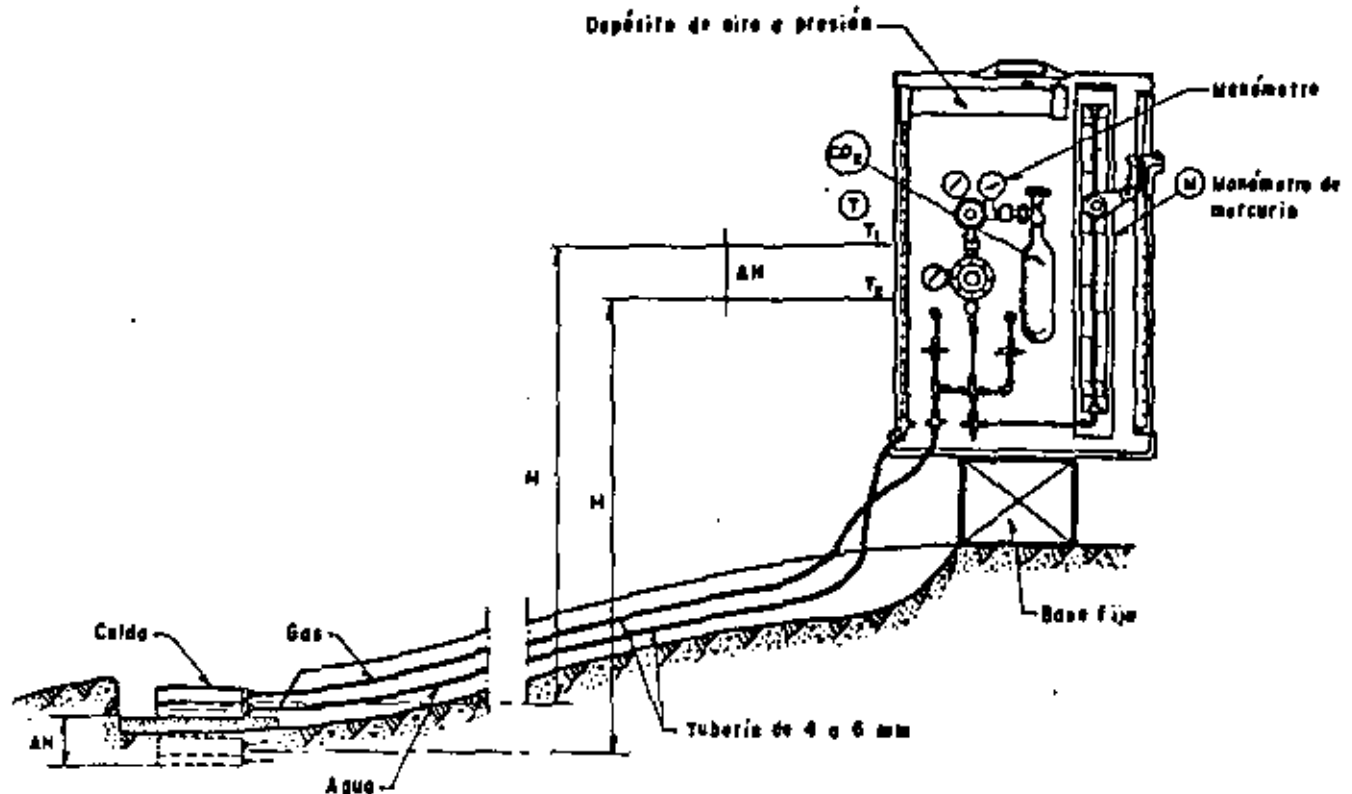


Figura XIII-4. Medidor francés de asentamientos (Ref. 4).

alturas $T_1 - T_2$ precisamente igual a lo que la celda se haya hundido.

Como se ve el aparato es ingenioso y de fácil manejo, sin causar ningún impedimento al movimiento de los equipos de construcción. Las celdas pueden instalarse a cualquier profundidad, de manera que los asentamientos pueden medirse en cualquier punto. La precisión del aparato es del orden de 0.5 cm, si no se le dota de dispositivos especiales para la lectura en la escala T .

Los inconvenientes del dispositivo estriban en el tiempo que hay que esperar para que se estabilice el líquido, sobre todo cuando el tablero de medida está lejos de la celda (20 min para 100 m); en los aislamientos que requieren las celdas cuando existan aguas, especialmente salinas y en las posibles dificultades para encontrar a distancia razonable un lugar donde instalar la base fija.

La Ref. 5 menciona un dispositivo parecido, utilizado en California, basado también en el principio de establecer la comunicación entre un líquido, situado en un recipiente dentro del terreno y en el sitio en que se desea medir los asentamientos y un brazo del tubo, colocado en un tablero de trabajo, fuera de la influencia de los movimientos del terraplén, pero este dispositivo se hace trabajar simplemente por el principio de vasos comunicantes, sin activarlo con ninguna presión, por lo que su utilización debe considerarse más limitada, independientemente de que pueda dar buenos resultados en muchos casos.

Un dispositivo análogo al anterior fue propuesto originalmente por Terzaghi (Ref. 6), pero se ha utilizado sobre todo en el campo de las estructuras edificacionales.

A-4. Elección de los puntos de medición y de su número

Los asentamientos en terraplenes sobre suelos blandos se miden generalmente en una de dos condiciones: Sobre un terraplén ya construido, con vista a conocer su comportamiento o en un terraplén o tramo de pruebas, con la finalidad de obtener datos para el proyecto de un tramo de mucha mayor longitud.

En cualquiera de los dos casos conviene disponer los puntos en que se estudien los asentamientos en secciones instrumentadas. El número de éstas suele ser mayor en los terraplenes de prueba que en los problemas de control de comportamiento, pero en todo caso depende de la importancia de la obra, la heterogeneidad de las formaciones que se consolidan y de la dificultad del problema, desde el punto de vista estricto de la Mecánica de Suelos.

En zonas heterogéneas, donde se esperen asentamientos diferenciales de importancia, convendrá medir los totales en secciones no separadas a más de

50 m y esta dimensión podrá crecer mucho en el caso de control de asentamientos sobre formaciones muy homogéneas, en las que las secciones podrán separarse hasta 200 m o más; en los terraplenes de prueba suelen disponerse secciones que cubran a ritmo constante todo el terraplén, frecuentemente de 50 en 50 m o algo similar.

Hay algunas zonas en donde es obligada la instalación de una sección instrumentada, como son las zonas de discontinuidad; por ejemplo, los accesos a un puente o paso a desnivel sobre pilotes de punta o la terminación brusca de la zona compresible o las zonas singulares, tales como cauces de ríos abandonados y cubiertos por depósitos, etcétera.

Los puntos de medición deben cubrir toda la sección transversal del terraplén, pues en el momento de la interpretación suele convenir la información completa. En caminos construidos sujetos a control es frecuente que cada sección tenga cinco puntos, en el eje, los dos hombros y los dos pies del terraplén. En terraplenes de prueba el número de puntos es mucho mayor (ver, por ejemplo, la Fig. XIII-1).

La frecuencia de las mediciones debe ser suficiente para definir la evolución de los asentamientos con el tiempo. Obviamente no deberá ser uniforme, sino mucho mayor al principio y cada vez más espaciada, según el tiempo pasa. Suelen hacerse una o dos medidas diarias durante el periodo de construcción, para conocer las deformaciones instantáneas y el comienzo del proceso de consolidación. Después, podrán hacerse mediciones semanales durante los primeros tres meses de la vida del terraplén y esta periodicidad podrá espaciarse hasta hacer las medidas mensuales, hasta los primeros tres años de vida y bianuales posteriormente. Naturalmente que estos ritmos no son rígidos y deberán adaptarse a cada caso particular.

B. Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación

Suele interesar medirlos por diversas razones. En primer lugar, una parte de los asentamientos se debe a los desplazamientos laterales de los estratos compresibles (esta parte no está, naturalmente, tomada en cuenta por la teoría de la consolidación de Terzaghi, que sólo considera asentamientos por compresibilidad, es decir, por cambio de volumen, pero no por cambios de forma debidos a la acción de los esfuerzos cortantes). En segundo lugar, las fallas de terraplenes sobre suelos blandos van precedidas de desplazamientos laterales del terreno de cimentación, abajo y en la vecindad de ellos; así, la magnitud de estos movimientos permite conocer, cualitativamente al menos, lo lejos que se está de una posible falla.

B-1. Control superficial

Cuando se colocan terraplenes sobre suelos blan-

dos suele tener también interés el conocimiento de los movimientos horizontales del terreno, tanto en la superficie como en las profundidades afectadas. En lo referente a mediciones de puntos superficiales, no existen diferencias de consideración respecto a la metodología que se mencionó al tratar de las mediciones de asentamientos. También ahora, uno de los puntos más delicados estriba en seleccionar los puntos o líneas de referencia, obviamente en zonas no afectadas por los movimientos. En muchas ocasiones y en problemas de gran importancia (Ref. 7), las fronteras de las zonas en movimiento no están bien determinadas por lo que deberán seleccionarse con el correspondiente criterio conservador. El problema del control de los movimientos horizontales en la superficie del terreno se simplifica correspondientemente cuando se desea únicamente conocer movimientos diferenciales o relativos entre diversos puntos, sin que haya de determinarse la magnitud absoluta de los movimientos.

B-2. Inclínómetros

A menudo es insuficiente conocer los desplazamientos horizontales de la superficie del terreno únicamente y se necesita determinar también cómo se mueve el terreno de cimentación blando cuando sobre él se ha construido un terraplén, conociendo esos desplazamientos dentro de la profundidad afectada por el fenómeno.

Casi todos los instrumentos que primeramente se desarrollaron para lograr estos fines utilizan la misma idea básica. Se trata de introducir en el terreno algún tubo relativamente flexible, cuya original verticalidad se modifique cuando ocurren los desplazamientos horizontales, de manera que la línea del tubo deformada proporciona en cada momento una imagen objetiva de los desplazamientos que han tenido lugar; la imagen se puede conocer introduciendo un instrumento sensible a la inclinación por el interior del tubo; A. Casagrande (Ref. 8) describe uno de los primeros estudios en gran escala a este respecto. Se utilizó en él tubería de 5 cm de diámetro, la que se colocó en pozos abundantemente distribuidos en el terreno de cimentación al pie de un gran terraplén que se estaba construyendo a través del Gran Lago Salado; en este caso la idea era conocer la posición de cualquier superficie de falla que eventualmente llegara a formarse, lo que se lograba recuperando los tubos tras el deslizamiento y observando su deformación permanente.

En los cuatro terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó en el Lago de Texcoco para conocer el comportamiento del terreno de cimentación bajo una importante carga transmitida por los terraplenes para una autopista (Ref. 9), también se usaron, junto con instrumentos más elaborados, algunos tubos sencillos de 5 y 7 cm de diámetro para complementar información de des-

plazamientos horizontales y para ayudar a definir la posición de cualquier superficie de falla que pudiera llegar a desarrollarse. En este caso se introduce por el tubo una barra rígida de longitud apropiada y se puede conocer la profundidad a la cual la deformación del tubo impide el paso de la barra. No es ocioso insistir un poco en estos elementos de instrumentación tan sencillos, ya que muchas veces pueden proporcionar información muy útil a un costo relativamente bajo, evitando el uso de instrumentos más complicados, que para muchos países son de importación y que pudieran no estar disponibles en el momento requerido.

La Ref. 1 menciona diversos tipos de inclinómetros, ya más elaborados (Plantema, Wiegmann, un modelo del Instituto Geotécnico Sueco, etcétera), pero seguramente el inclinómetro que tiene actualmente un uso más extendido es el desarrollado por Wilson (Refs. 1 y 10) y más tarde modificado por Parsons y Wilson en 1956. Es un dispositivo preciso, compacto y ligero para medir movimientos de tierra de hasta 170 m de profundidad. En la Fig. XIII-5 se muestra al inclinómetro completo.

El aparato completo consiste de una unidad sensible, una caja con los necesarios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno, ranurada en dos planos ortogonales entre sí. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedecillas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

Es frecuente el uso de la tubería de 8.1 cm de diámetro y 0.22 cm de espesor, en tramos de 1.5 ó 3 m longitud; los coples para unir los tramos de tubo suelen ser de 15 ó de 30 cm. Esta tubería es la misma que se utiliza en el torpedo medidor de asentamientos, ya mencionado, que también es un diseño original de S. D. Wilson. La tubería que vaya a usarse con el torpedo (muchas veces un pozo cubre ambos fines) debe acoplarse con uniones de 50 cm, telescópicas, para permitir la acción del inclinómetro.

La unidad sensible (Fig. XIII-6) tiene un circuito interno que es un puente de Wheatstone actuado por un péndulo calibrado. Cuando el inclinómetro está vertical, el péndulo toca el centro de una resistencia calibrada, subdividiéndola en dos, las cuales constituyen la mitad del puente de Wheatstone; la otra mitad, así como un potenciómetro de precisión, resistencias y las necesarias conexiones va instalada en la caja de control. El conjunto está accionado por baterías. Cuando la unidad sensible se inclina, por haberlo hecho la tubería en que se introduce, el péndulo permanece vertical, de manera que la resistencia calibrada con la que contacta queda dividida en dos porciones desiguales, lo que cambia el circuito interno y modifica las lecturas en la unidad de control. La Fig. XIII-7 muestra un esquema de los circuitos que se utilizan en el inclinómetro y en la caja de control, unidos por una conexión de cable.

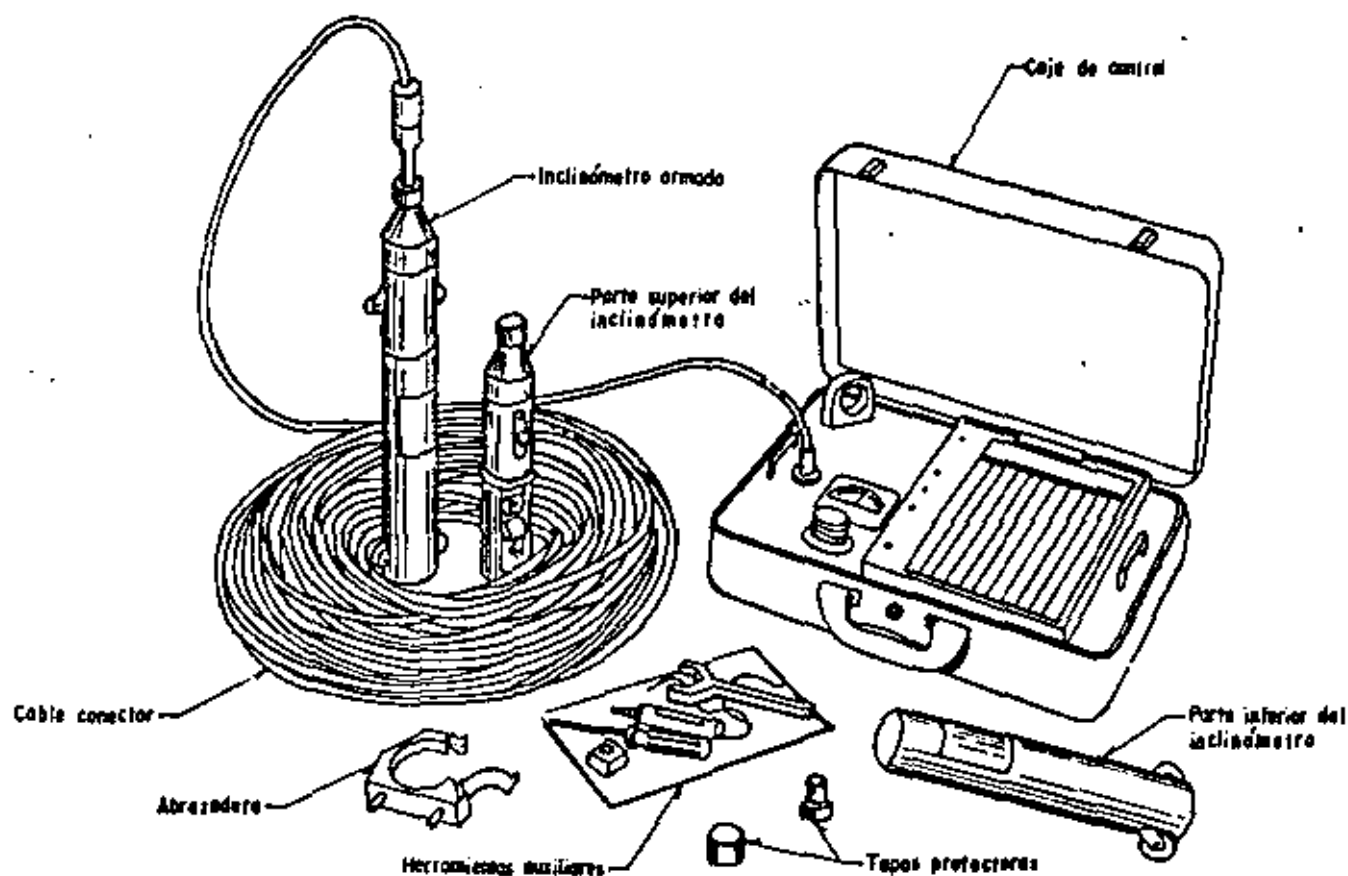


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

La Fig. XIII-8 reproduce un esquema de la unidad medidora, con un corte que permite asomarse a su interior.

El inclinómetro se hace descender por su tubería empleando todo el equipo auxiliar que aparece en la Fig. XIII-9. A medida que va bajando, se van obteniendo lecturas en intervalos prefijados. Una calibración previa de laboratorio puede lograr que las carátulas de la caja de control lean directamente la inclinación que corresponde a cada lectura eléctrica.

La Fig. XIII-10 esquematiza cómo se deforma la tubería especial y se inclina la unidad sensible, cuando el sistema sufre desplazamientos laterales.

La sensibilidad del instrumento permite detectar un minuto de arco en forma confiable, en la desviación que la tubería especial vaya sufriendo respecto a la vertical.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería de que se habló. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio. De hecho convendrá orientar los planos definidos por las ranuras en oposición según las direcciones principales de la deformación.

La tubería debe ser suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de instalación. Este es, sin duda, un punto

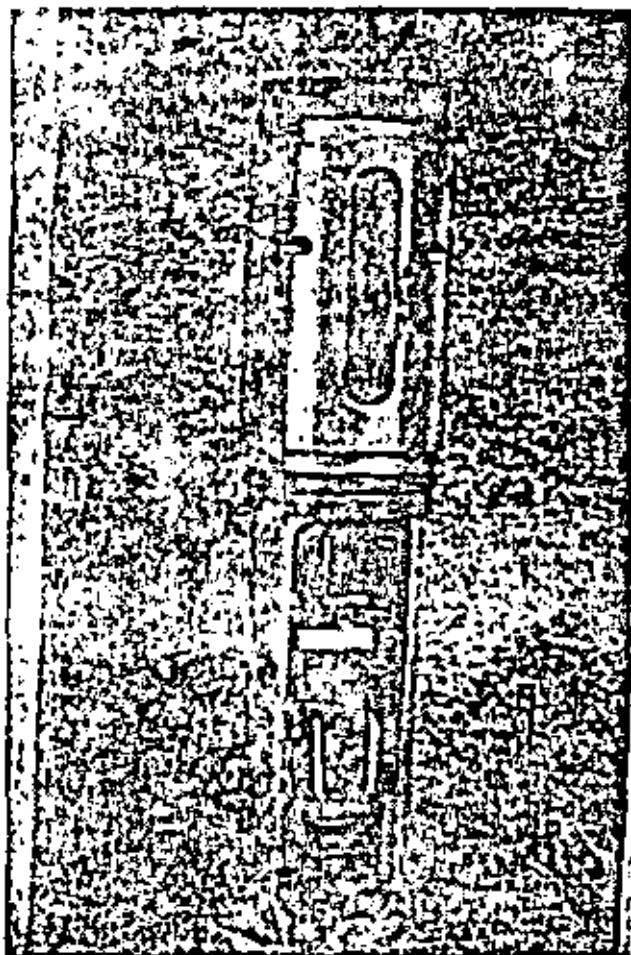
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

El aparato, en el momento presente resulta de empleo delicado y es indudablemente costoso. La cantidad de medidas que se obtienen hace necesario contar con el apoyo de una computadora para su procesamiento y ordenación.

El resultado que puede obtenerse es magnífico. La Fig. VI-43, que se presentó en el Volumen I de esta obra permite apreciar el tipo de información que puede obtenerse, que destaca por lo objetiva y clara.

El instituto Geotécnico de Suecia ha desarrollado un aparato de péndulo, análogo al de Wilson, pero el extremo inferior del péndulo, en lugar de modificar una resistencia incluida en un circuito eléctrico, tal como es el caso del aparato arriba descrito, está sujeto por un resorte instrumentado con sistemas de medidores eléctricos de deformación; cuando el péndulo se inclina varía la longitud del resorte y por lo tanto también la del filamento metálico del medidor eléctrico, con lo que cambia la resistencia de éste y se hace la correspondiente lectura en el circuito, en forma ya análoga al inclinómetro de Wilson.

Geoconsult (Ref. 20) ha desarrollado un inclinómetro también de péndulo que se basa en el siguiente principio (Fig. XIII-11). La unidad sensible tiene dos



Inclinómetro tipo Wilson.

cilindros concéntricos, pudiendo el interior girar respecto al exterior, gracias a un motor eléctrico que se controla desde la superficie; el cilindro exterior se inclina obedeciendo la deformación que sufra la tubería que contiene el aparato, por efecto de los movimientos del suelo. Una balanza electrodinámica que contiene un medidor de intensidades de corriente mantiene siempre el péndulo en el eje de la unidad sensible. El extremo inferior del péndulo está unido a un resorte, de manera que la longitud de éste varía según el aparato se incline más o menos. Como quiera que el resorte, la balanza y el péndulo forman parte de un circuito eléctrico, análogo al del inclinómetro de Wilson y del que pueden hacerse lecturas en la superficie, el cambio de longitud del resorte produce finalmente un cambio en la intensidad de la corriente circulante, que es la que se mide en este caso. Además, accionando el motor y provocando la rotación del cilindro interior de la unidad sensible se podrá llegar a la posición en que el péndulo produzca la mínima desviación de su posición original no deformada, que corresponde al momento en que el péndulo está contenido en el mismo plano en que estaba antes de deformarse, habiéndose corregido gracias al giro cualquier pequeño alabeo adquirido por el aparato al inclinarse. Esta posición del péndulo

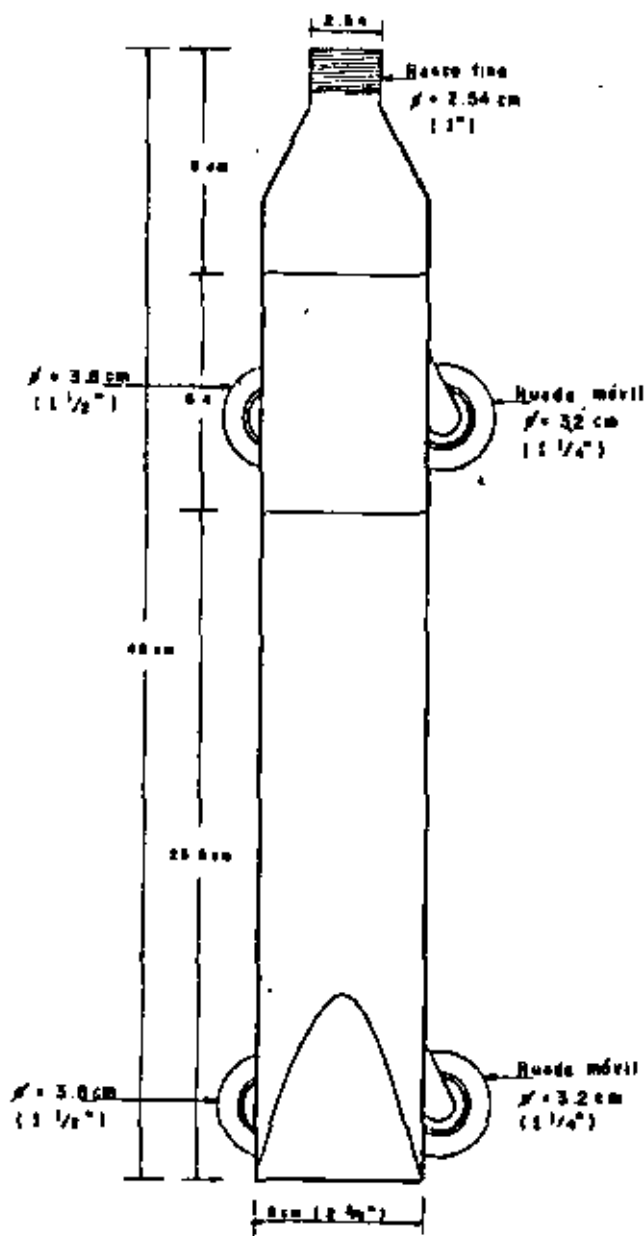


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

en el mismo plano original se hará notable porque a ella corresponde la máxima intensidad de corriente en el circuito, respecto a cualquier otra posición en que el péndulo además de inclinarse simplemente también gire y se alabee. Una calibración previa de laboratorio permitirá conocer que ángulo de inclinación corresponde a cada una de las intensidades de corriente medidas.

El inclinómetro Telemac (Ref. 20) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-12. La unidad sensible es también un péndulo constituido por una pieza metálica flexible de la que cuelga un peso en la parte inferior; en su parte superior, la pieza metálica flexible está sólidamente unida a la cabeza de la unidad sensible. Sobre esta pieza metálica flexible se colocan longitudinalmente, dispuestas en cruz en planos perpendiculares, cuatro cuerdas vibrantes. Estos

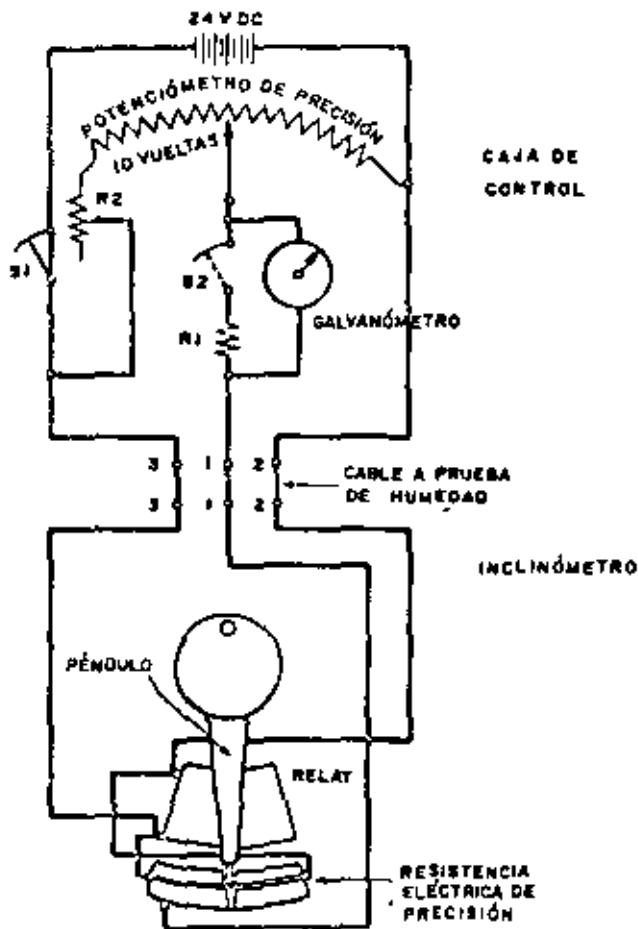


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia natural determinada; si por la aplicación de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo está puenteado con los que contienen cada par de cuerdas opuestas, de manera que pueden compararse las frecuencias de vibración de las cuerdas, estableciendo cuando son iguales o en cuanto difieren en un momento dado.

Cuando la unidad sensible se inclina, la pieza metálica que contiene las cuerdas se flexiona, de manera que la longitud de estas varía. Una calibración previa de laboratorio permite conocer la inclinación que corresponde a cada posición; para ello ha de igualarse la frecuencia de vibración de la cuerda testigo, variando su longitud en una cantidad controlable, por medio del tornillo micrométrico.

El uso de las cuatro cuerdas permite tomar mediciones en dos planos perpendiculares simultáneamente y el tener dos cuerdas opuestas en cada plano (una a tracción y otra a compresión) tiene la ventaja de que

se corrigen automáticamente efectos de temperatura y se verifican lecturas.

La instalación de los inclinómetros (Ref. 11) es delicada y de fundamental importancia. En primer lugar es preciso controlar con cuidado los movimientos de deriva de la boca de los tubos y los de los extremos de los mismos, si están libres. En muchas ocasiones, las tuberías se pueden llevar hasta un estrato resistente, que pueda considerarse inmóvil, hincándolas en él. En este caso, el extremo inferior del tubo es fijo y la posición de la boca podrá controlarse por la propia poligonal que el tubo representa, pero si toda la tubería queda embebida en el material blando que se deforma, será preciso establecer un control topográfico de la boca, para utilizar la poligonal que forma el propio tubo para definir la posición de su extremo. Este control topográfico deberá ser muy cuidadoso, de precisión comparable a la de las lecturas del aparato, so pena de perder todas las ventajas de esta última; el control se establece con poligonales cerradas compensadas, trazadas a partir de puntos suficientemente alejados. Es frecuente que los lugares de terreno blando en que interesa hacer este tipo de mediciones sufran alguna clase de enjambamiento regional (por ejemplo, por bombeo de acuíferos profundos con fines de explotación agrícola); en tales casos, los puntos de referencia lejanos de la poligonal de control, deberán estar en un lugar que participe del movimiento regional, pero suficientemente apartados para no verse afectados por el movimiento del terraplén. Lo que interesa medir es el movimiento lateral del terreno de cimentación, aislado de la componente regional.

En profundidades del orden de 20 m debe ser posible manejar errores máximos de 2 mm en la posición del extremo libre, en inclinómetros controlados sólo por su boca.

Existen una serie de normas que han de ser cumplidas en lo que se refiere a la construcción de los pozos dentro de los que se coloca la tubería del inclinómetro y a garantizar el contacto entre dicha tubería y el terreno circundante. Este contacto se logra rellenando con arena fina el espacio que pueda quedar entre la tubería y las paredes del pozo.

La tubería debe quedar instalada dentro de las zonas de máximo movimiento; si se instala formando una retícula se podrán medir deformaciones unitarias y trazar mapas de deformación, tanto más precisos cuanto más cerrada sea la retícula. Es importante el control de la verticalidad inicial de las tuberías; errores de más de uno o dos grados limitan mucho la utilización de los inclinómetros.

Es esencial un buen conocimiento del terreno natural y su estratigrafía para la interpretación de los resultados y para establecer todos los detalles de la instalación.

La tubería de los inclinómetros puede alterar la situación hidráulica del suelo al proporcionar una vía de intercomunicación de las aguas de varios es-

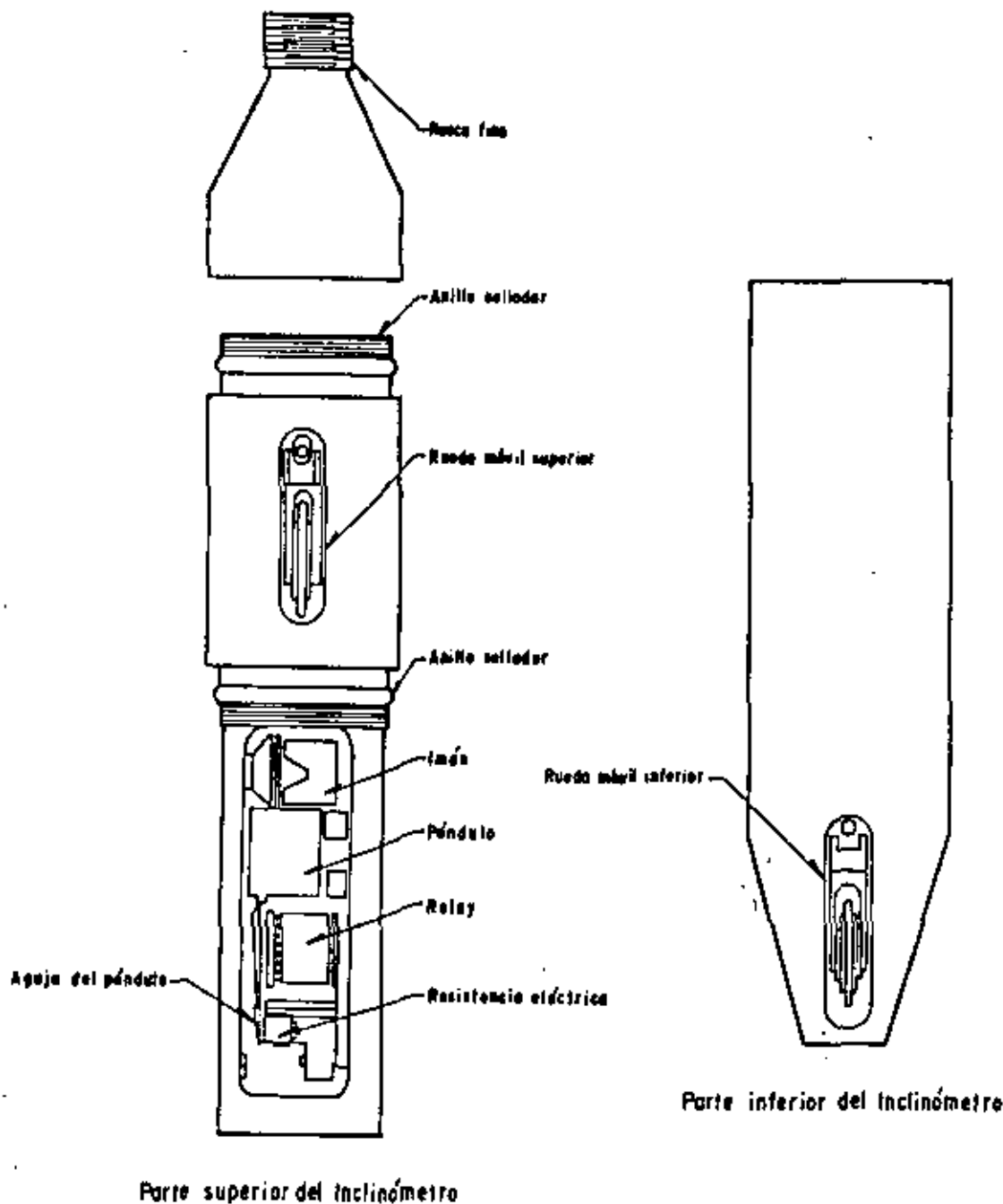


Figura XIII-8. Unidad escribible del inclinómetro Wilson.

tratos y niveles, influyendo en la obra y, especialmente, en los piezómetros situados en la vecindad.

La tubería del inclinómetro debe colocarse inmediatamente después de perforar el pozo. Puede hacerse introduciendo un acoplamiento de 4 tramos en una misma operación, utilizando un trípode adecuado. La tubería debe introducirse buscando que la orientación de las ranuras quede lo mejor posible, pero pueden hacerse pequeños ajustes una vez instalada, haciéndola rotar ligeramente dentro del pozo.

El espaciamiento de las operaciones de lectura dentro del tiempo es muy variable y depende de cada proyecto. En términos generales suele convenir usar

espaciamientos menores al principio y mayores en épocas posteriores de medición.

Debe insistirse en la necesidad de establecer, con ayuda de personal especializado un riguroso control estadístico, haciendo en cada punto por lo menos dos lecturas en cada orientación del aparato, con fines de verificación. El programa de computación que se desarrolle para el cálculo de los desplazamientos no debe admitir valores que se desvíen en más de un 5%.

B-3. Detectores de falla de cinta

En la actualidad existe la tendencia a utilizar de

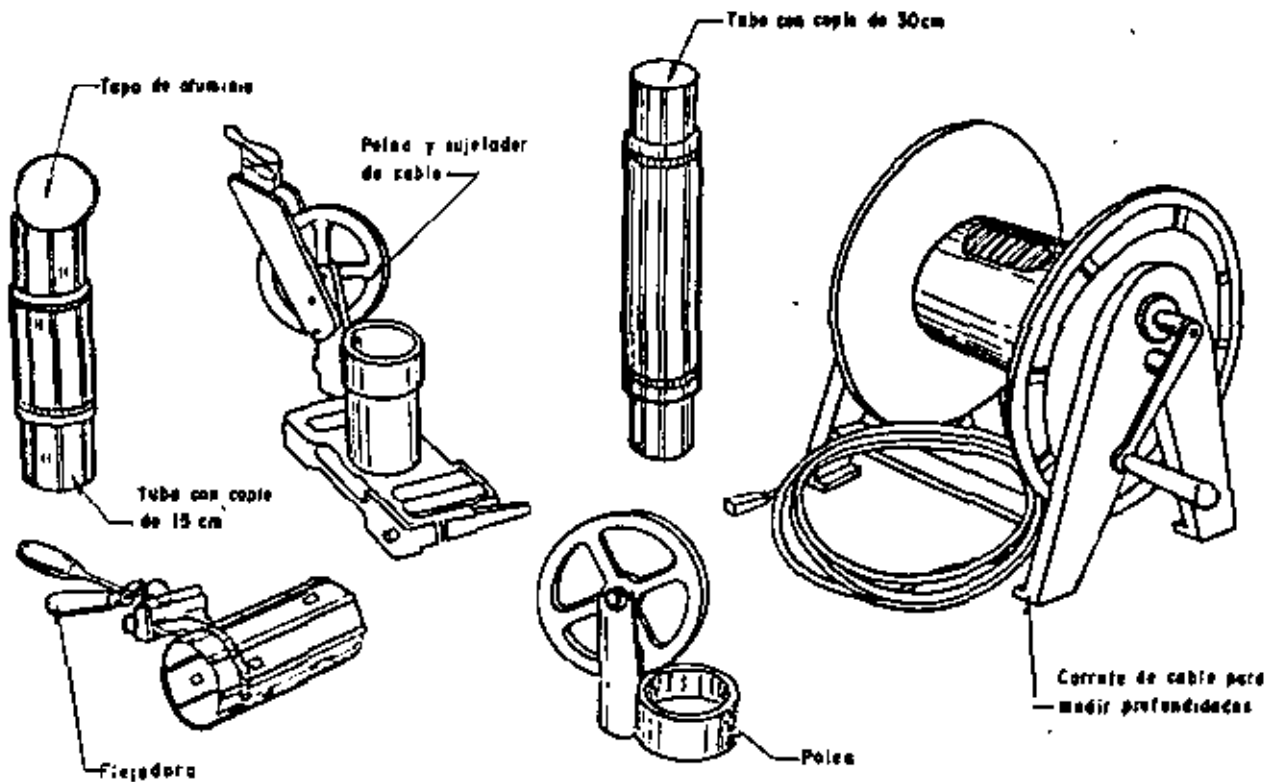


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrete y herramientas).

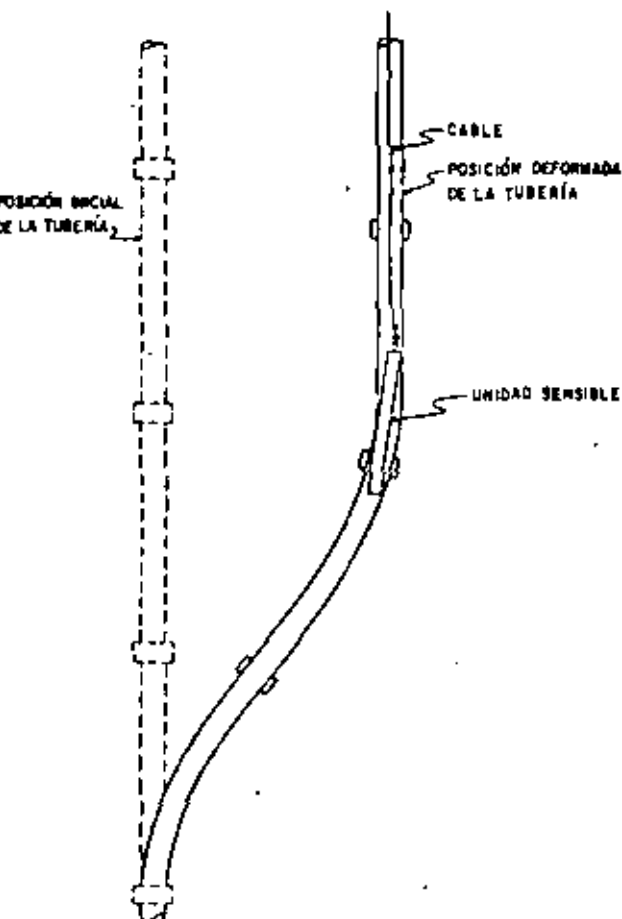
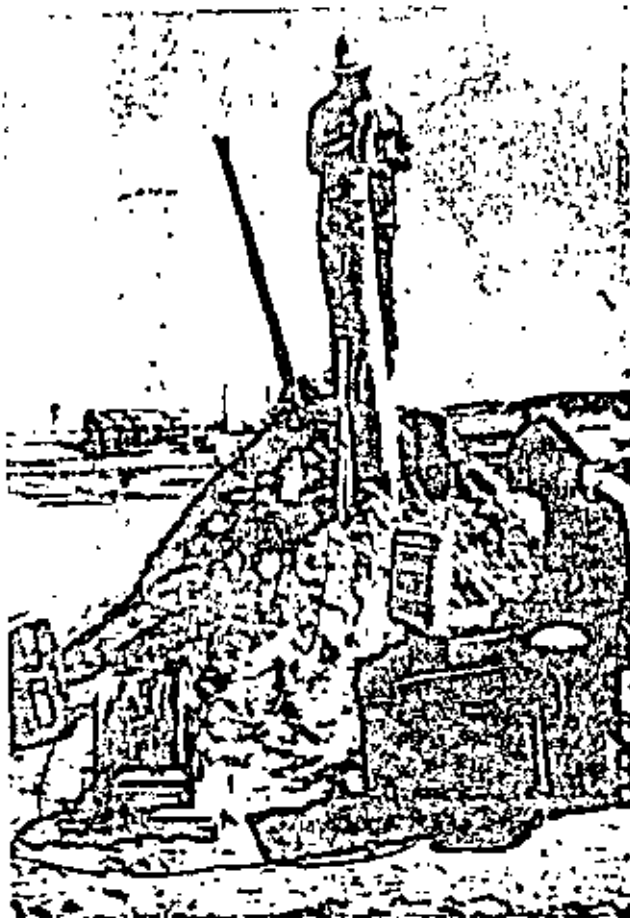


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

formímetros para desplazamientos laterales cada vez más pequeños, más delgados y alojados en tuberías de menor diámetro. Esta tendencia ha fructificado al máximo en el desarrollo de deformímetros de cinta, para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo.

El dispositivo consiste en una cinta de material plástico que tiene en toda su longitud dos bandas conductoras intercomunicadas de trecho en trecho por resistencias eléctricas conocidas; el conjunto recuerda una escalera pegada sobre la tira de plástico. Todo el dispositivo va recubierto por resinas o materiales impermeabilizantes análogos. Por la parte superior e inferior, la cinta se comunica por cables a una caja exterior, en la que pueden hacerse lecturas de la resistencia eléctrica total del circuito. Cuando sobreviene una falla, la cinta se rompe y, naturalmente, sobreviene también una drástica variación en la lectura que se hace en los medidores externos de la resistencia total del circuito. En principio, puede saberse de cuántas resistencias puzte consta el tramo superior de la cinta y de cuántas el inferior, localizando así la superficie de falla.

Los fabricantes de estos instrumentos indican que también son útiles para detectar desplazamientos laterales anteriores a cualquier estado de falla por deslizamiento de tierras. Para ello sugieren introducir en el terreno un tubo de plástico con cuatro cintas dispuestas en cruz, tangencialmente al tubo (Fig. XIII-13). Cuando éste se deforma, las cintas se romperán en las zonas de tracción y el análisis de los datos obtenidos permitirá reconstruir la deformada



Operación de toma de lecturas con el Inclinómetro.

del tubo. Los autores carecen de experiencia en el uso de los detectores para estos fines, pero en principio el manejo del instrumento se ve demasiado delicado y resulta dudoso el poder medir los desplazamientos laterales, aun cuando la precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 ó 20 cm.

Las cintas se colocan en el interior de pozos previamente perforados y se recomienda embeberlas en concreto o lechada de cemento.

C. Medición del estado de presiones en el agua

En los problemas relacionados con la colocación de terraplenes sobre suelos blandos es esencial el conocimiento de la evolución de las presiones en el agua del subsuelo en exceso de la hidrostática. Esta medición tiene tres objetivos fundamentales:

- Conocer las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo.
- Conocer el grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén. En el Capítulo I se vio cómo el proceso de consolidación implica una transferencia de presión del agua que satura el suelo a la estructura sólida del

mismo; en principio toda la carga del terraplén será tomada por el agua, produciéndose en ella una presión neutral que, en principio puede conocerse, en relación a las condiciones iniciales de presión, que también pueden ser determinadas. Después, a medida que el proceso de consolidación progresa, el exceso de presión adquirido por el agua tenderá a disminuir con el tiempo, con un aumento correspondiente de la presión efectiva. El conocimiento de la presión en el agua en cualquier momento intermedio del proceso permite establecer la etapa en que se encuentra el proceso de consolidación en ese momento.

- Conocer en cualquier momento la resistencia del terreno de cimentación bajo el terraplén, para establecer la evolución del factor de seguridad (Cap. VI, Fig. VI-40).
- Verificar el funcionamiento de elementos de subdrenaje o de medidas que pudieran existir para controlar el flujo de agua hacia excavaciones.

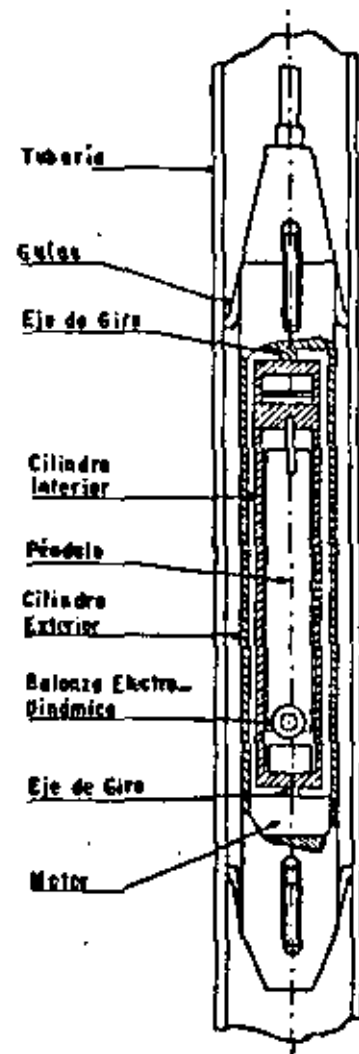


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geocomult (Ref. 20).

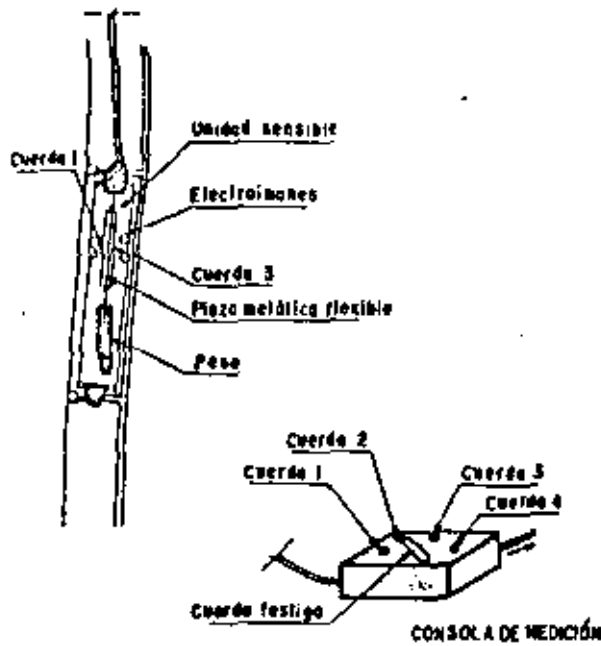
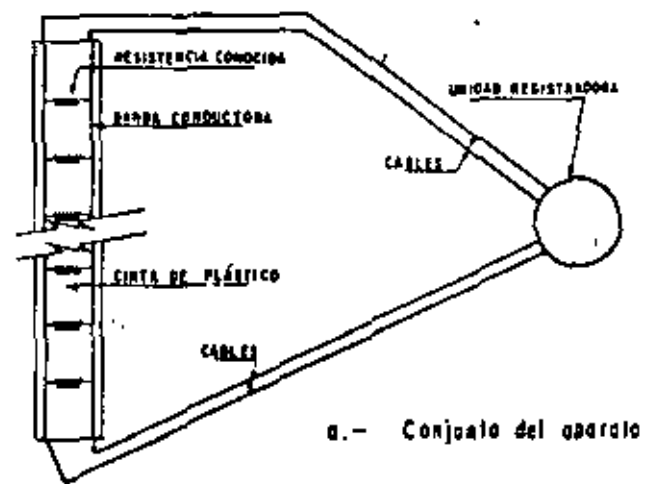


Figura XIII-12. Inclinómetro de cuerdas vibrantes (Telemac, Ref. 20).

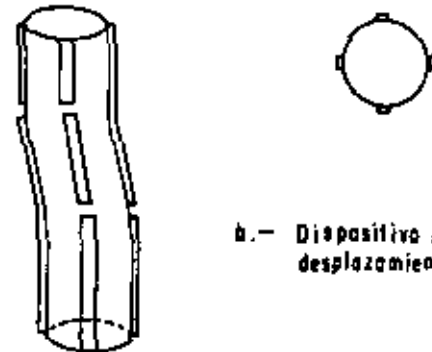
Establecer cualitativa y aun cuantitativamente problemas locales de falla, antes de que progresen lo suficiente para producir un incidente grave.

Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros. En condiciones puramente estáticas la carga de presión en cualquier punto del terreno de cimentación está dada por la posición del nivel freático; sin embargo esta condición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y planas. Además, cualquier obra ingenieril tiende a producir cambios en los estados de esfuerzos, que implican generalmente cambios en el estado de presión en el agua, de manera que las relaciones hidrostáticas ya no bastan para representar la condición de los terrenos en lo que se refiere a la interrelación entre las presiones de poro que se desarrollen y la resistencia.

Las observaciones del nivel de aguas freáticas en los pozos de sondeos son siempre muy difíciles de interpretar; aún en condiciones hidrostáticas, un recubrimiento de las paredes del sondeo por lodo de perforación o formado accidentalmente por las operaciones de exploración, basta muchas veces para disimular la presencia del nivel freático. Un pozo de exploración, recibirá agua de todos los estratos que se crucen en que la altura piezométrica sea mayor que la que corresponda al fondo del pozo y perderá agua a través de todos los estratos en los que dicho nivel piezométrico sea menor; estos hechos enmascaran el significado de la altura que alcance el agua en un pozo dado. Si las relaciones que rigen al agua en la vecindad de ese pozo de exploración no son hidrostáticas, menos aún puede esperarse que el nivel del agua en



a.- Conjunto del aparato



b.- Dispositivo para medir desplazamientos laterales

Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

el pozo indique con la precisión suficiente la verdadera situación; considérese simplemente el hecho de que en suelos finos, generalmente impermeables, se requerirían enormes volúmenes de agua, que necesitarían muchísimo tiempo para movilizarse, hasta que se estableciera una altura de agua en el pozo que indicase el verdadero estado de presiones.

Por lo anterior, ha de considerarse que la simple observación de los espejos de agua en los pozos de exploración no basta para obtener conclusiones de los estados de presión, aún en los casos muy claros y sencillos y es totalmente inadecuada cuando las condiciones del subsuelo se hacen cambiantes o más complejas, tal como sucede, por ejemplo, si un proceso de consolidación está teniendo-lugar.

Un piezómetro es un aparato que mide la carga de presión del agua en el punto en el que queda instalado. Todos los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, que se lee, la presión que el agua del terreno ejerza al actuar sobre una unidad sensible; según sea la clase de contrapresión que se utilice se tendrán diversos tipos de piezómetros.

La Fig. XIII-14 muestra el tipo original de piezómetro, denominado abierto, diseñado por A. Casagrande (Refs. 12 y 13).

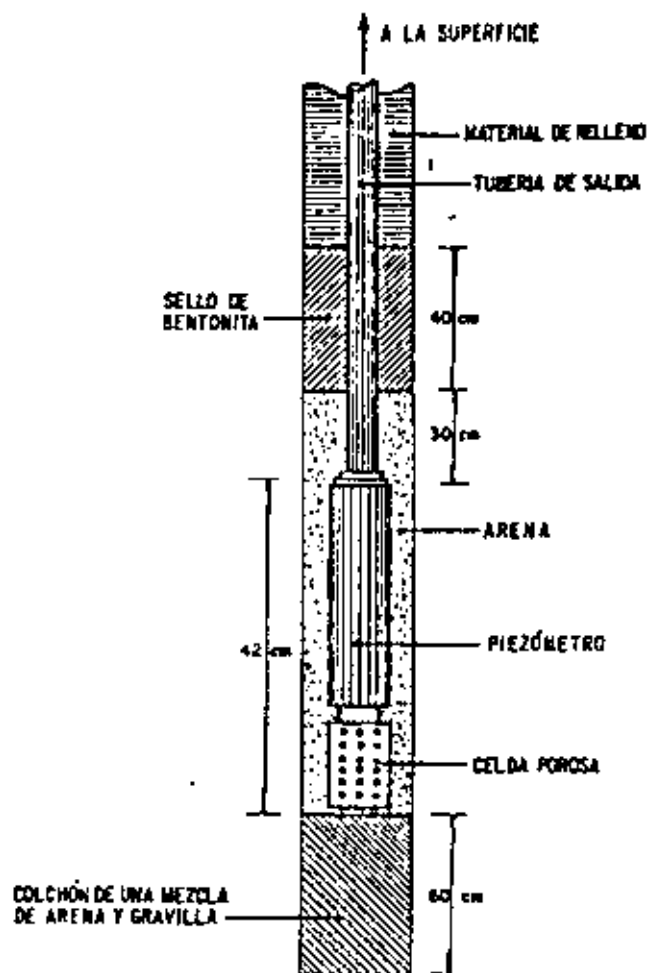


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga en el subsuelo; como consecuencia, ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

El nivel del agua dentro del tubo de salida puede medirse por métodos eléctricos. En la superficie del terreno se instala un ohmímetro, cuyos terminales se juntan, cuidando de que no hagan contacto, en un solo cable con diámetro apropiado para que pueda penetrar en la tubería del piezómetro, lastrándolo convenientemente, con pequeñas masas de plomo. En el extremo inferior del alambre se instala un taquete de hule o plástico, a través del cual se pasan las dos terminales del ohmímetro, ya sin ningún recubrimiento protector; cuando las terminales desnudas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del ohmímetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato. Conviene recubrir las terminales desnudas con un poco de grasa, para impedir la formación de una película de agua entre ambas.

Cuando las condiciones de presión sean tales que

el agua se derrame por el extremo de la tubería del piezómetro, en la superficie, las presiones deben medirse con un manómetro de Bourdon instalado cerrando dicho extremo y siguiendo la secuela que se indica en la Ref. 14.

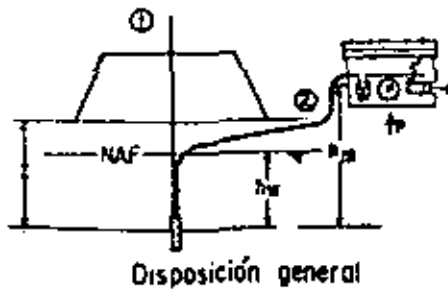
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente alto de agua entre en la unidad sensible, a través de la celda porosa y establezca el equilibrio interior, con el correspondiente cambio en la altura de agua en la tubería de salida al exterior, lo que puede demandar nuevos volúmenes de agua o eliminación de sobrantes. Todas estas operaciones se hacen muy lentas en suelos poco permeables, que son aquellos en que más frecuentemente se han de instalar los piezómetros. Este retardamiento depende del diámetro de la tubería de salida, que por esta razón suele ser delgada, con no más de uno o dos centímetros, de las dimensiones y espacios vacíos de la unidad sensible y, ya se dijo, de la permeabilidad del suelo. El filtro de arena en torno a la unidad sensible incrementa mucho la eficiencia de la entrada o salida del agua y ésta es una de las razones importantes para ponerlo. La Ref. 1 recoge datos de Hvorslev sobre el retardamiento de piezómetros abiertos de diferentes tipos y en ella puede verse que el fenómeno dista de traducirse en un tecnicismo académico, pues frecuentemente ha de medirse en muchos días o en bastantes meses.

El retardamiento se ve también muy influido por fenómenos de anisotropía en la permeabilidad.

Las burbujas de gas que puedan alojarse en el sistema pueden producir efectos muy diversos. Cuando se alojan dentro de la unidad sensible o en la zona de contacto entre el aparato y el suelo que lo rodea, disminuyen la permeabilidad dificultando el flujo del agua y aumentando los periodos de retardamiento. El cambio en volumen que los gases sufren al variar la presión incrementa generalmente el tiempo de respuesta del aparato. Por estas razones no se recomienda la utilización de tubos metálicos, pues en ellos se producen fenómenos electrolíticos que causan la aparición de gases. Tubos de plástico, del tipo Saran o similares son de uso universal.

Para eliminar los inconvenientes anteriores y hacer más rápida la respuesta del aparato a los cambios de presión en el agua del subsuelo, se han desarrollado algunos piezómetros que funcionan con necesidades de flujo interno de agua mucho menores y retardamientos correspondientemente más pequeños. La Fig. XIII-15 muestra un modelo desarrollado por la técnica francesa (Ref. 4).

El aparato consiste en una unidad sensible de paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como 1 en la figura, se



entre la unidad sensible y el compensador de presión de mercurio y h_w la diferencia de altura entre la unidad sensible y el nivel freático, en un momento en que el compensador de presión esté en equilibrio, la presión total del agua en el subsuelo será:

$$u = p + h_w \gamma_w \quad (13-1)$$

La presión hidrostática correspondiente al punto en que la unidad sensible esté instalada, será:

$$u_h = h_w \gamma_w \quad (13-2)$$

Por lo tanto la presión que haya en la unidad sensible por arriba de la hidrostática podrá calcularse con la expresión:

$$\Delta u = u - u_h = p + \gamma_w (h_m - h_w) \quad (13-3)$$

La experiencia de utilización de este aparato dice que los tiempos de retardamiento cuando se halla en funcionamiento son inferiores a las tres horas. Debe notarse que el volumen de agua en la unidad sensible y en la tubería hacia el exterior, prácticamente no necesita cambiar para que el instrumento responda. Esto convierte al aparato prácticamente en un piezómetro cerrado que opera a volumen constante de agua.

Además de su ventaja de bajo tiempo de retardamiento, el aparato es de sencillo manejo, fácil instalación, buena precisión y puede construirse con materiales resistentes y a poco costo.

En contra, no puede adaptarse a cambios de presión muy rápidos, que ocurran en tiempos menores que su tiempo de retardamiento, lo cual lo hace inútil, por ejemplo, para medir cambios de presión debidos a efectos dinámicos. Probablemente es sensible a cambios de temperatura.

En términos generales, el problema del retardamiento de la respuesta de los piezómetros por la necesidad de la movilización del agua que los opera ha tratado de combatirse con diseños que operen a volumen de agua prácticamente constante (piezómetros cerrados). De éstos existen muchos tipos y diseños. La Ref. 16 analiza varios de ellos, estudiando los tiempos de retardamiento en cada caso. La Ref. 17 constituye también una buena fuente de información para estos problemas.

La Fig. XIII-16 muestra un tipo de piezómetro operado con inyección de aire (neumático), que ha sido muy usado por la tecnología mexicana exitosamente.

La unidad sensible (parte a de la figura) tiene una celda porosa, a la que penetra el agua exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones; lo mismo sucede en la piedra porosa que va en la parte superior de la celda. En rigor, al igual que en todos los piezómetros cerrados, la celda porosa se introduce previamente saturada de agua desaireada, para redu-

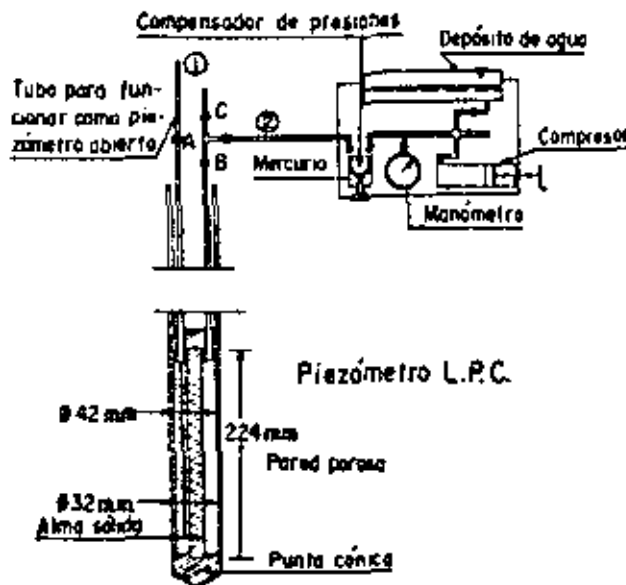


Figura XIII-15. Piezómetro L.P.C. (Ref. 4).

utiliza cuando el piezómetro se instala como abierto, porque así lo permita el terreno en el que se coloca; en tal caso, el piezómetro funciona como arriba se describió y la presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un ohmímetro o instalando en el extremo un manómetro. El tubo número 2 conecta la unidad sensible con un dispositivo para ser utilizado en aquellos suelos en que los tiempos de retardamiento serían muy grandes. Después de instalado el aparato, el agua habrá llenado la unidad sensible y el tubo 2, hasta un compensador de presión, que es simplemente un manómetro de mercurio. Dentro de ese manómetro se establece el mismo nivel de mercurio en las dos ramas con la ayuda de un compresor, que debe de producir una presión igual en la rama de la derecha que la que actúa sobre la rama de la izquierda. En estas condiciones el aparato se encuentra en la lectura inicial y la presión del compresor en ese instante se lee en el manómetro intercalado en la línea. Cualquier variación posterior de la presión en el subsuelo producirá un desequilibrio en el compensador de presiones de mercurio, el cual se ajustará por medio del compresor, produciendo una presión que se lee en el manómetro.

Con referencia a la parte alta de la figura, si p es la lectura del manómetro, h_w la diferencia de alturas

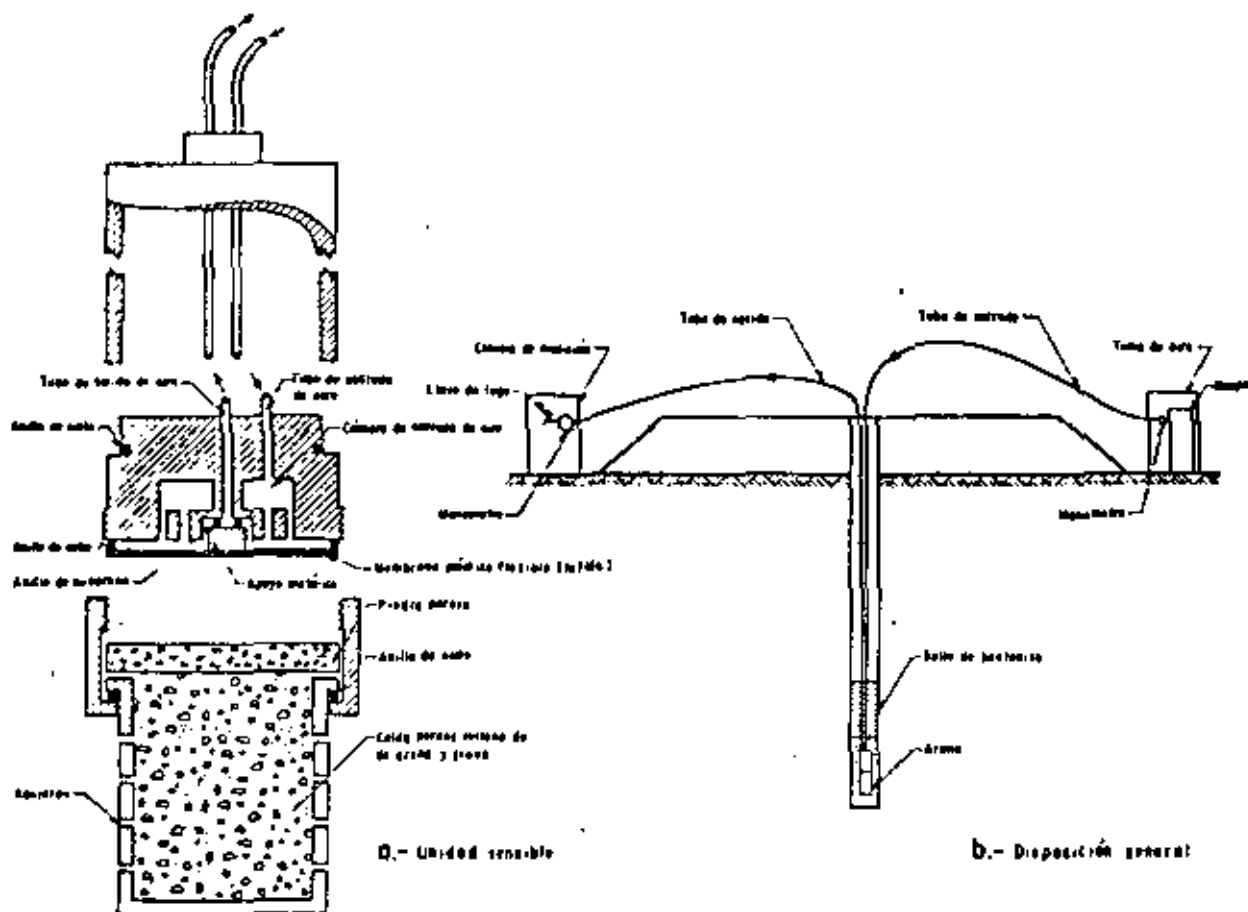


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumático.

cir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana de teflón se oprima hacia arriba. En el exterior existe una unidad de toma de aire (parte b de la figura), en la que un tanque de aire a presión introduce este elemento a través de la tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El dispositivo de toma de aire incluye el tanque con su manómetro acoplado y un regulador de presión, en el cual ésta se ajusta a valores próximos a los que se espera sea la presión que en el agua se va a medir; otro manómetro debe estar instalado inmediatamente después del regulador de presión, para conocer el valor de este concepto con que finalmente llegará el aire a la unidad sensible. Cabe comentar que recientemente se están utilizando otros gases en vez de aire, para lograr menor reactividad química y otras ventajas de detalle.

El aire inyectado llegará a la cámara A, que es una sección toroidal circular (parte a de la figura) y presiona hacia abajo a la membrana, hasta lograr desplazarla ligeramente, junto con el apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el

anillo de neopreno y el elemento puede pasar a la tubería de salida, llegando a la consola de medición (Parte b de la figura).

En la consola de medición se registra la presión con que llega el aire, en un manómetro; probablemente esta presión es parecida a la que tiene el agua en la celda porosa, pero lógicamente algo mayor. Para que la presión del aire que se recibe represente exactamente a la presión del agua en la celda porosa se recurre a una llave de fuga controlada en la propia consola de medición. Al abrir esta llave el aire disipa cualquier presión en exceso de la mínima necesaria para mantener el flujo general. De hecho la medida en el manómetro de la consola de medición se hace en el momento en que el anillo de neopreno vuelve a impedir la circulación general del aire. En rigor esta presión así medida sólo da la presión del agua en la celda porosa a través de una curva de calibración previa hecha para todo el aparato en el laboratorio, debido a que el equilibrio de la membrana de teflón no indica la igualdad de las presiones de aire y agua por arriba y por abajo de ella, puesto que esas dos presiones se ejercen a través de áreas algo diferentes. La curva de calibración previa tiene la ventaja adicional de que en ella quedarán automáticamente tomados en cuenta todos los aspectos, que habrían de ser corregidos, referentes a efecto de



Piezómetro neumático. Partes constitutivas.

la rigidez de la membrana, disipación de presión en las tuberías, etcétera.

El retardamiento de respuesta de estos instrumentos es ya bastante bajo, del orden de unas pocas horas para los suelos impermeables.

También existen piezómetros eléctricos, dos de los cuales se ilustran en la Fig. XIII-17. El principio de

acción de todos estos instrumentos es el mismo. Existe la correspondiente celda porosa a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición, que puede variar de unos modelos a otros, pero que generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o en un sistema de medidores eléctricos de deformación.

En el piezómetro con cuerda vibrante, existe uno de estos elementos dentro de la unidad sensible. El extremo inferior de esta cuerda está ligado a la membrana medidora de presión de que se habló. En las condiciones iniciales la cuerda tiene una cierta longitud y una cierta tensión, de manera que al ser excitada por un electroimán vibra con una cierta frecuencia natural. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; los circuitos de ambas cuerdas están puenteados, de manera que las frecuencias de vibración de ambas cuerdas pueden compararse, estableciendo el momento en que son iguales, lo que sucede en la posición inicial del aparato.

Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y, correspondientemente, su frecuen-

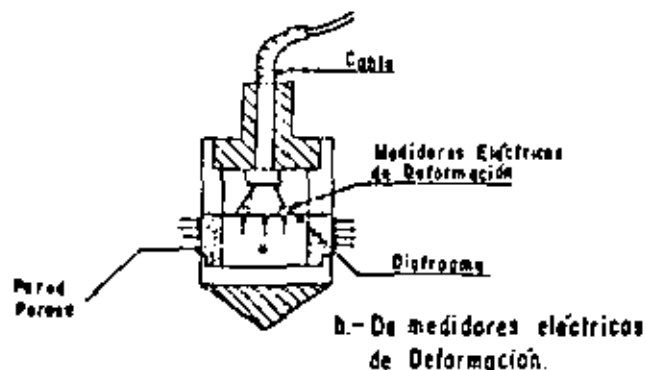
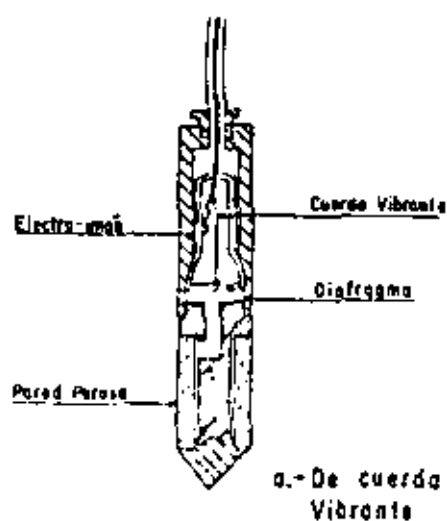
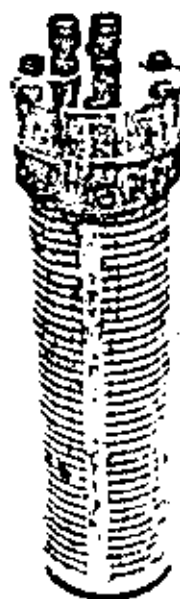


Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.



Otro tipo de piezómetro neumático.

cia natural de vibración, por lo que habrá que mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición, hasta igualar las dos frecuencias. Puede conocerse lo que ha sido necesario modificar la longitud de la cuerda de la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión correspondiente mediante una calibración previa cuidadosa hecha en el laboratorio. El aparato es de respuesta prácticamente instantánea y relativamente poco sensible a problemas derivados de la acción físico-química de las aguas.

En el aparato que utiliza sistemas de medidores eléctricos de deformación éstos, que son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente. Existen hoy medidores en espiral, muy apropiados al caso.

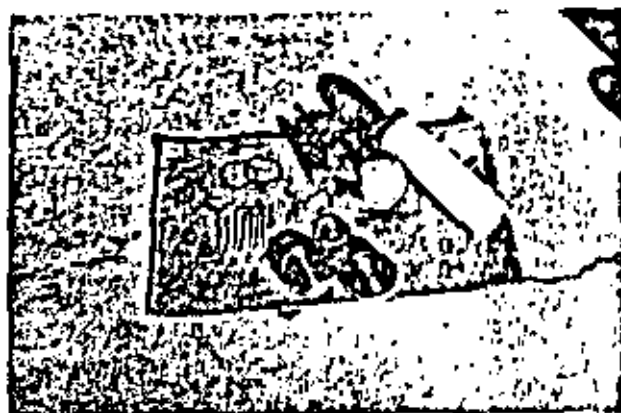
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

La instalación de un piezómetro merece tanta atención como el diseño y construcción del piezómetro mismo. Un sellado inefficiente puede echar a perder el funcionamiento de cualquier aparato; otro tanto se puede decir de un mal filtro. En piezómetros profundos instalados en suelos muy deformables, con frecuencia la tubería produce un fenómeno de auto-hincado, que genera una presión en la punta, de manera que el piezómetro, actuando como émbolo, da lecturas falseadas. En estos mismos casos, otra fuente de error puede tenerse por el cambio de posición del dispositivo a lo largo del tiempo. Estos últimos peligros han de resolverse aislando el aparato y su tubería de conexión de los movimientos del terreno circundante.

La instalación está íntimamente ligada con la estratigrafía. En el caso de tener capas de arcilla y arena interestratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos queden ubicadas en los mantos de arcilla.

En lo que se refiere a la profundidad de la instalación, ésta deberá llevarse ya sea hasta localizar los mantos firmes del subsuelo o hasta aquella profundidad donde la presión normal, inducida por la sobrecarga en la superficie, alcance ya valores carentes de significación en lo que se refiere a la consolidación del subsuelo; esto suele suceder cuando los esfuerzos inducidos llegan a ser un 5 ó un 10 % de la presión superficial. Conviene instalar varios piezómetros en un mismo eje de mediciones, en forma escalonada a diferentes profundidades.

Un enemigo muy importante de muchos piezómetros es el conjunto de efectos de corrosión y ataque a las partes metálicas fundamentales por parte de las aguas impuras, que por otra parte son tan frecuentes en las zonas de suelos blandos y compresibles en que los piezómetros han de usarse. El aislamiento de partes metálicas atacables debe verse por lo menos como



Partes constitutivas del piezómetro de la foto anterior.

muy difícil. La mejor manera de combatir estos efectos es la eliminación del uso de los metales y el diseño de aparatos con todas sus partes de plásticos no susceptibles a estos fenómenos.

La Fig. XIII-18 muestra gráficamente el conjunto de datos que es posible obtener de una instalación de piezómetros. En este caso se trata de piezómetros neumáticos instalados en los terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó con vistas a obtener datos para el proyecto de una autopista a través de la zona del Lago de Texcoco.

El terraplén tiene 3 m de altura, más un metro que corresponde a incrustación de material importado en la superficie lodosa del lago. En un caso se presentan las medidas de 3 piezómetros instalados en el mismo pozo, si bien se han dibujado separados por claridad; en el otro caso el pozo contiene dos piezómetros a diferentes profundidades. Los tiempos en que se reportan las medidas corresponden a fechas similares en los años que se indican.

La Fig. XIII-19 muestra esquemáticamente los datos que es posible obtener comparando la evolución del asentamiento con la de las presiones en el agua. Se trata de lecturas obtenidas bajo un terraplén de acceso de 12.5 m de altura, construido sobre un subsuelo arcilloso blando compresible; la evolución del asentamiento muestra que éste es un caso en el que la construcción previa del terraplén puede solucionar muchos problemas, puesto que prácticamente todo el asentamiento ha tenido lugar en los 5 ó 6 primeros meses. Debe notarse la correspondencia del proceso de carga con la elevación de presiones en el agua y del proceso de asentamiento con el descenso de dichas presiones, marcándose siempre un cierto retardamiento en la recuperación de las presiones con relación a los cambios de carga en la superficie.

Otros ejemplos del uso de piezómetros y de la información que de ellos puede obtenerse están contenidos, por ejemplo, en la Ref. 18.

La elección del piezómetro que se utilice bajo terraplenes en terrenos blandos depende mucho del caso particular, pero en general convienen aparatos de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.

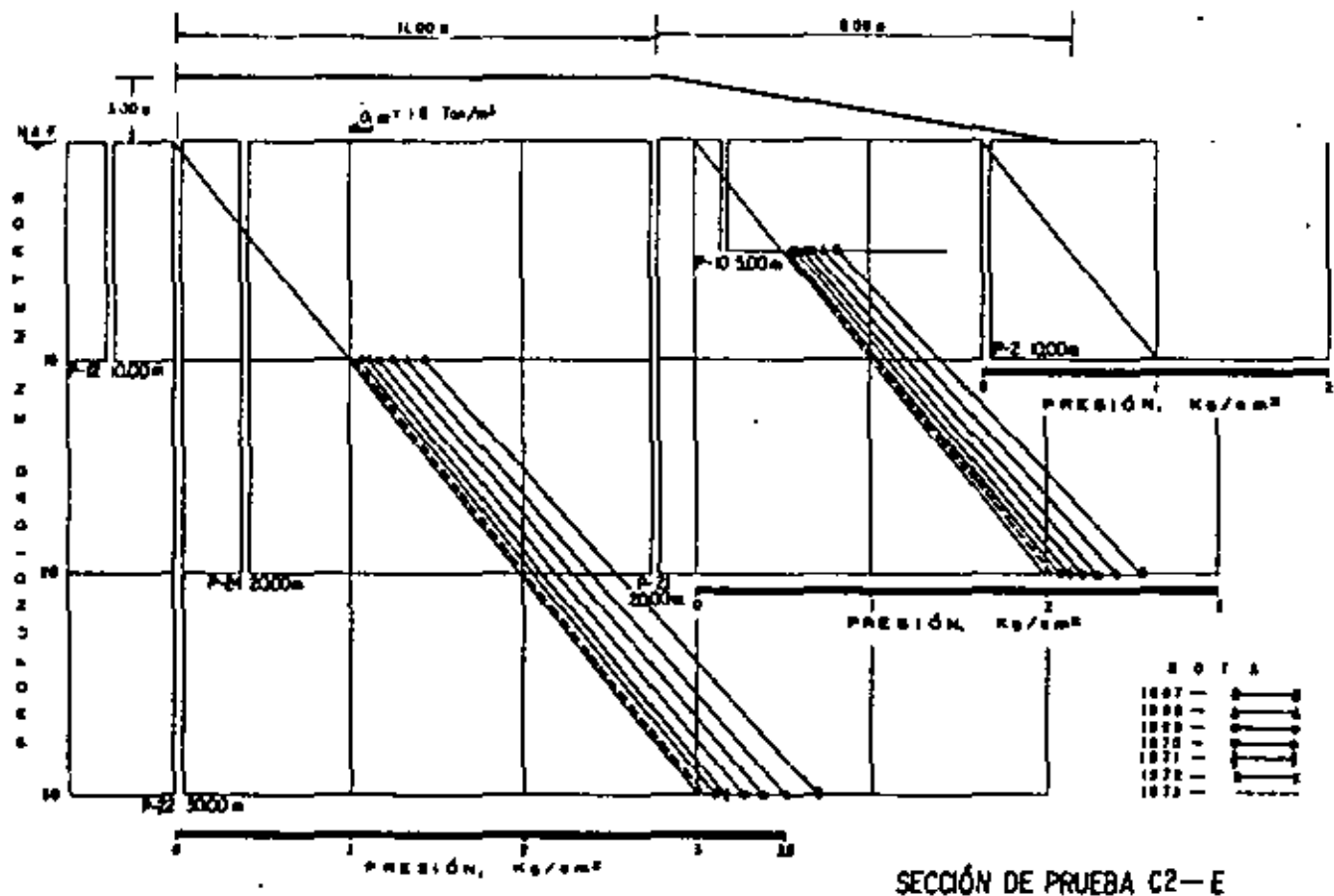


Figura XIII-18. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

D. Medición de la presión transmitida por los terraplenes al terreno de cimentación

En todos los análisis de estabilidad se acepta que la presión transmitida por los terraplenes al terreno natural es el producto del peso específico del material que forma la estructura por la altura de la misma. Esta es, desde luego, una consideración suficientemente precisa en la gran mayoría de los casos, pero pudiera haber alguno en que tuviera realmente importancia conocer con la máxima exactitud posible la presión que se aplica. Esta puede diferir del producto antes dado, tal como éste pueda plantearse en un caso real, por tenerse incertidumbre en el peso volumétrico del material empleado, que puede variar por heterogeneidades en el propio material, por cambios en el proceso de compactación o por variaciones posteriores con el tiempo. Teniendo en cuenta que en las vías terrestres muchos terraplenes sobre suelos blandos han de diseñarse con factores de seguridad muy bajos (del orden de 1.1 ó 1.2), no es difícil imaginar casos en que convenga conocer valores muy precisos de la presión transmitida.

Otro caso en que puede resultar muy conveniente el medir presiones transmitidas por el terraplén no sólo en la sección de contacto con el terreno natural,

sino en planos horizontales a diferentes profundidades es aquel en que se desea verificar la hipótesis que se haya adoptado sobre distribución de presiones con la profundidad o en que se quiera comparar los asentamientos que ocurren a distintas profundidades con los esfuerzos normales verticales que a ellas lleguen.

Todos los medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas. Casi todas las que hoy se utilizan son celdas eléctricas o hidráulicas. Las celdas eléctricas tienen por lo general un diafragma elástico deformable, sobre el que se instalan o cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación (Fig. XIII-20), que funcionan en forma análoga a como se describió para el caso de los piezómetros eléctricos.

La celda es un cilindro de gran diámetro en comparación a su altura, cuya tapa superior suele ser flexible; bajo ella hay una cámara llena de aceite cuyo objeto es distribuir y uniformizar la presión que se ejerza sobre el diafragma medidor instrumentado, que es la verdadera unidad sensible del aparato y que contiene o el dispositivo de cuerda vibrante o los medidores eléctricos de deformación, de resistencia variable. Esta unidad sensible está integrada a un puente de Wheatstone, situado en la superficie, de manera que es posible detectar cualquier cambio de resisten-

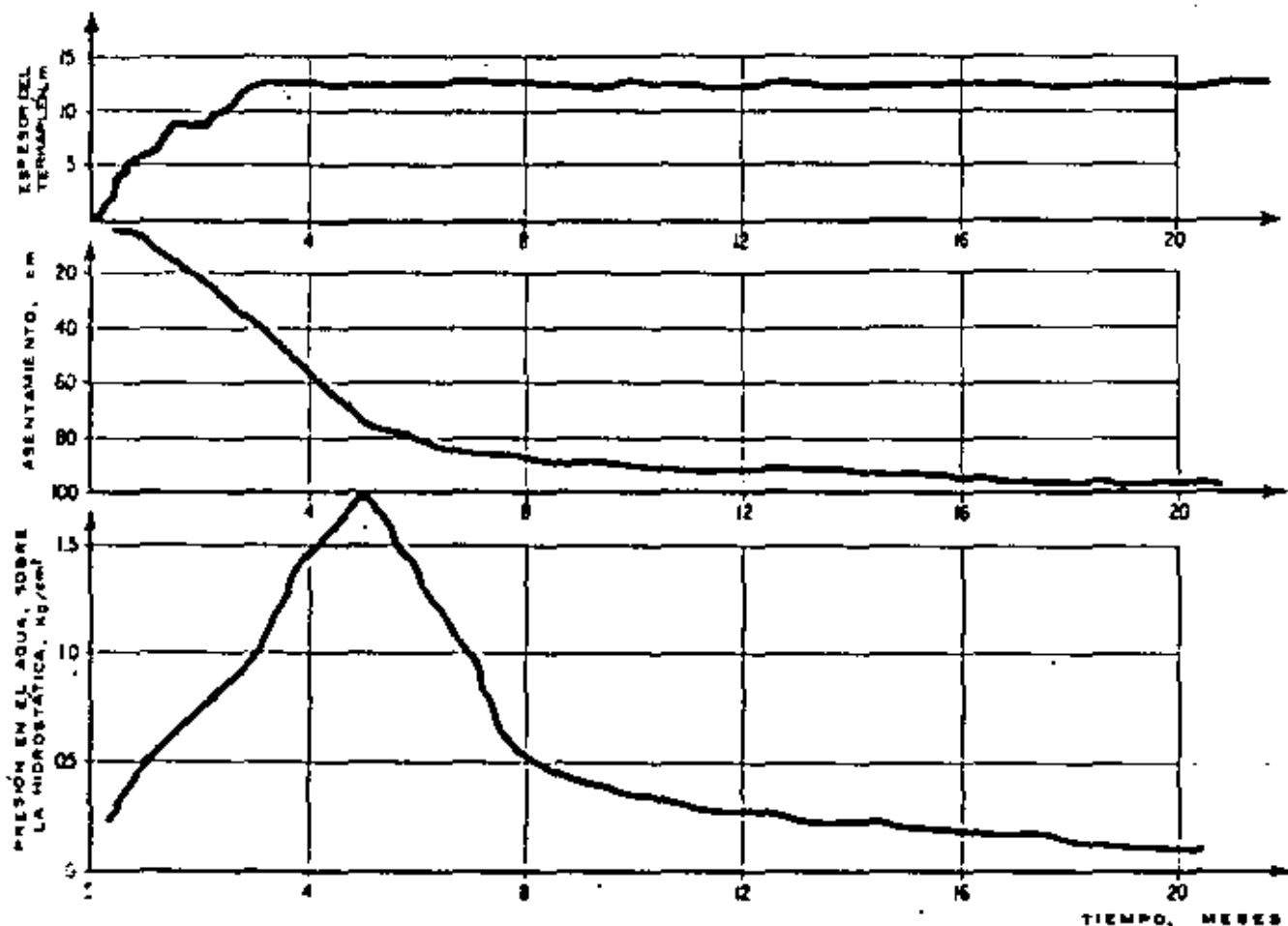


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

cia que se produzca en el aparato, el cual, por calibración previa de laboratorio, indicará la presión homogeneizada por la cámara de aceite.

En rigor, instrumentos como el que someramente se acaba de describir son los que se utilizan en todos los problemas en que se desee medir presiones, tales como determinación de presiones de tierra sobre muros de retención, tablas, ademes, etcétera. Las celdas se fabrican desde diámetros de 60 cm o más, hasta 5 mm (con alturas de 2 mm), lo que hace posible la instrumentación de modelos de laboratorio a escala reducida.

Como cualquier medidor interno, las celdas eléctricas medidoras de presión alteran el campo de esfuerzos de la masa de suelo en que se incluyen; el medidor ideal sería aquel que tuviera las mismas condiciones de deformabilidad que el suelo.

Las celdas de funcionamiento hidráulico son generalmente menos costosas y más resistentes; las hay que trabajan a volumen constante y a contrapresión. Los aparatos a volumen constante (Ref. 4) tienen una celda deformable llena de agua, la cual se entierra en el suelo, tal como se describió para el caso de las celdas eléctricas; de ella sale una tubería llena tam-

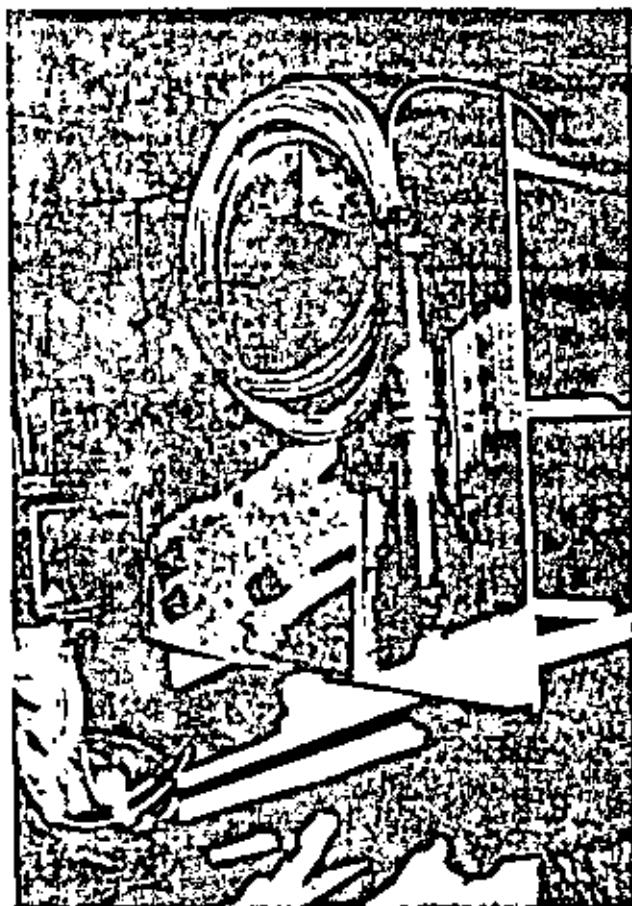
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

Un aparato que trabaja a contrapresión se describe con base en la Fig. XIII-21 (Ref. 4).

El dispositivo, de diseño alemán y debido a Glotz, consta de una celda, una cámara reguladora, una bomba manual y una consola de medición. La celda es análoga a las ya descritas, provista de una tapa flexible, a través de la que se transmite la presión y está llena de agua.

La cámara se comunica con la celda por un tubo delgado y rígido y posee dos compartimientos separados por un diafragma. Del segundo compartimiento salen dos tubos, uno que se conecta a la bomba manual y otro de purga. La bomba se comunica con un depósito de aceite y con un manómetro.

En un principio, todo el sistema, desde la cámara reguladora a la bomba manual está lleno de aceite y cuando la bomba se hace operar se establece un flujo continuo en el que el aceite es tomado del depósito, inyectado al compartimiento 2 de la cámara y devuelto al depósito por el tubo 4. El diafragma separador



Piezómetro neumático.

de los compartimientos de la cámara, cuando está en equilibrio, permite este flujo.

Cuando se aplica una presión del terreno, p , sobre la celda, ésta se transmite hasta el diafragma de la cámara reguladora, deformándolo hacia el compartimiento 2; al suceder esto, el diafragma obtura el tubo 1 y se interrumpe el flujo del aceite que arriba se mencionó. En este momento, con ayuda de la bomba, se ejerce una presión de aceite sobre el diafragma de la cámara, empujándolo hacia el compartimiento 1, o sea hacia su primitiva posición de equilibrio. De esta manera se libera el tubo 4 y se puede restablecer el flujo de aceite. Obviamente la presión que lea el manómetro en el instante en que se restablezca el flujo del aceite es la que el terreno aplicó en la celda.

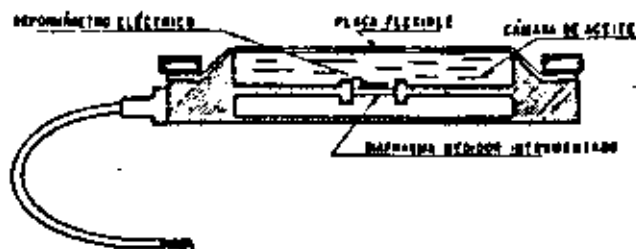
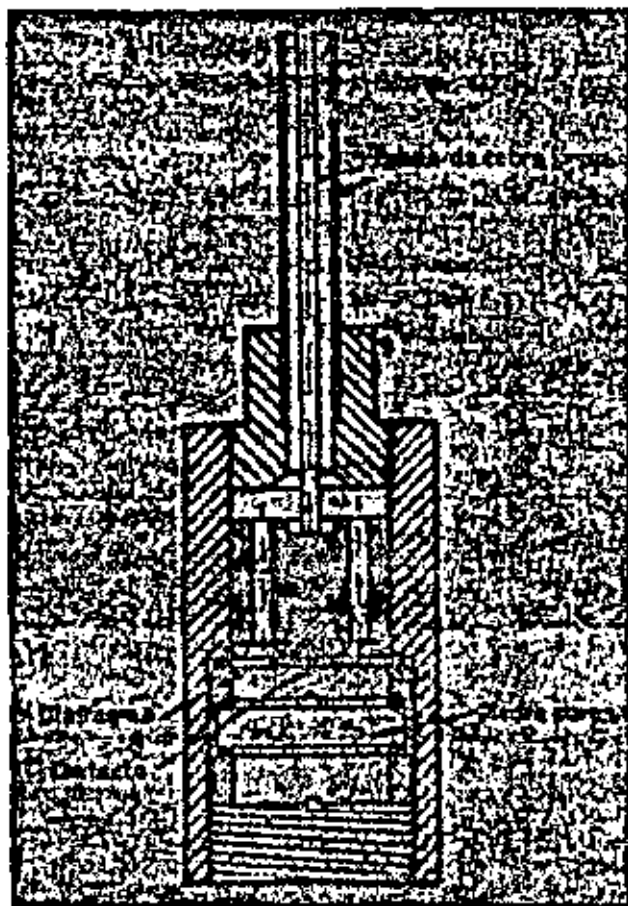


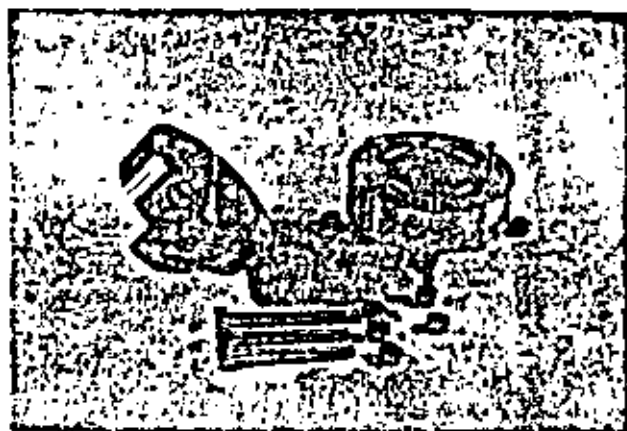
Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



Otro modelo de piezómetro (U. S. Bureau of Reclamation).

XIII-3 INSTRUMENTACION DE TERRAPLENES PARA ESTUDIOS DE ESTABILIDAD

La necesidad de realizar mediciones de campo en terraplenes para estudiar otros problemas de estabilidad que no sean los emanados de la construcción sobre suelos blandos y compresibles ha surgido sobre todo de la tecnología de las presas, especialmente a



Celda de presión.

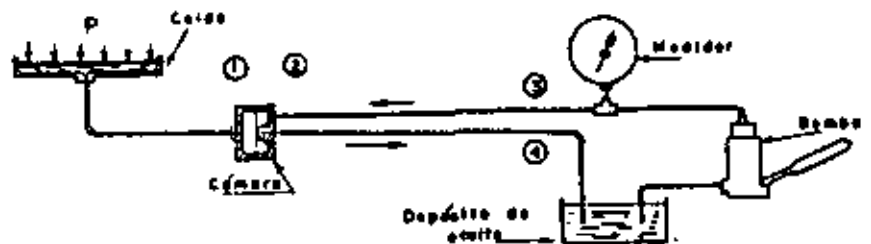


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

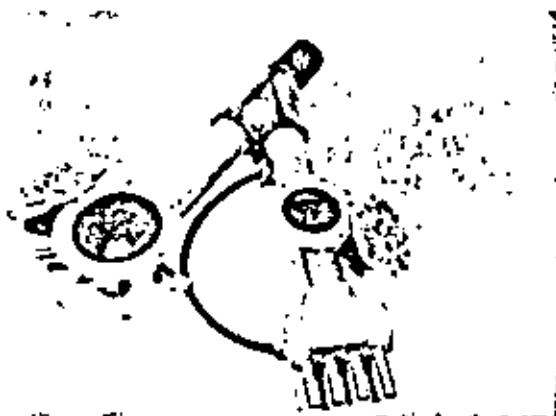
partir de las épocas en que se empezó a intentar la construcción de estructuras cada vez más altas y complejas (ver, por ejemplo, la Ref. 19). Los éxitos logrados en aquel campo han llevado a una utilización cada vez más frecuente de las técnicas de instrumentación en rápido desarrollo a varios problemas importantes conectados con la construcción de taludes o con la estabilidad de laderas naturales en las vías terrestres.

La instrumentación de terraplenes y taludes en general tiene objetivos básicos de varios tipos:

- Verificar el comportamiento de las estructuras durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño y la evolución prevista del factor de seguridad. Este objetivo es básico en presas y puede parecer algo más sofisticado en relación a terraplenes de vías terrestres, pero debe recordarse que las carreteras y los ferrocarriles modernos exigen y lo harán todavía más en el futuro, la erección de terraplenes muy altos, ante los que pudieran ya resultar inquietantes, como sucede en las presas, las incertidumbres de diseño. Así pues, este objetivo no será de ningún modo rutinario en las vías terrestres, pero no debe excluirse la posibilidad de que surja.
- Conocer el comportamiento de la estructura erigida a lo largo de su vida útil o de un periodo dilatado de ella. Los grandes pedraplenes o los terraplenes altos se deforman bajo su propio peso de un modo que dista de estar claramente establecido; de la misma manera, son inciertas también las correlaciones entre el

comportamiento estructural y los diferentes métodos constructivos en uso o que pudieran ocurrirse. Las virtudes de cada uno de estos métodos sólo podrán constatarse eficazmente si se tiene un acervo suficiente de datos de comportamiento real.

Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los cambios de posición relativa de las diferentes masas de tierra o roca involucradas, etcétera, son según la experiencia de los autores, requisitos indispensables para aspirar a resolver problemas tales como los que se han presentado en el apartado A-2, del párrafo VI-2 del volumen I de esta obra, así como de todas las fallas controladas en la autopista Tijuana-Ensenada, que se han ejemplificado en diferentes partes de la misma. En las soluciones a este tipo de problemas, que son seguramente los más difíciles e importantes que es dable encontrar en las vías terrestres, los aspectos cinemáticos son probablemente aún más importantes que los de resistencia, que tradicionalmente se contemplan en conexión con los problemas de estabilidad de taludes, dicho sea sin restar importancia a estos últimos; la instrumentación de campo es el único medio a disposición del ingeniero para llegar a imágenes correctas del deslizamiento lento que esté teniendo lugar y sin esa imagen todo



Celdas medidoras de presión.



Detalle interior de una celda.

Capítulo 12

OBSERVACIONES DE COMPORTAMIENTO

ART. 65 PROPÓSITO Y AMPLITUD DE LAS OBSERVACIONES DE COMPORTAMIENTO

Introducción

Las observaciones que se realizan en el terreno sirven en general dos propósitos. En primera instancia permiten la eliminación, durante el período de la construcción, de los defectos de proyecto resultante de los inevitables errores en el conocimiento de las condiciones del subsuelo existentes en el momento que se preparan los planos de obra. En segunda instancia, proveen información durante y después de la construcción respecto a los efectos que las operaciones de construcción originan en el subsuelo y a las correspondientes acciones que los cambios producidos en el subsuelo ejercen sobre la estructura. De acuerdo con sus funciones específicas, las observaciones realizadas en el terreno se pueden clasificar y describir en cinco categorías.

Observaciones que sirven para detectar signos de peligro inminente

Con frecuencia se ha manifestado que un accidente, producido durante la construcción de una obra de tierra, se desarrolló sin aviso previo. En realidad, se debió haber dicho que los síntomas del inminente accidente escaparon a la atención de los observadores y responsables, porque ellos no anticiparon la posibilidad que el mismo se desarrollara y omitieron observar sus síntomas por medio de dispositivos suficientemente sensibles. En muchos casos, aun la presencia de claros signos de una rotura inminente escaparon a la atención no solo de los legos sino también de los ingenieros. Dos días antes que ocurriera un deslizamiento catastrófico en Suiza, las abejas dejaron sus panales y el ganado se puso nervioso escapando hacia las zonas seguras. No obstante, los habitantes de una villa situada en el camino del deslizamiento fueron tomados por sorpresa. De idéntica manera, mientras se construía en Alemania un terraplén para camino sobre una pendiente suave de arcilla, los trabajadores protestaron manifestando que la arcilla estaba adquiriendo "vida" y que se podía producir un deslizamiento. El deslizamiento se produjo un día después que una comisión de ingenieros,

que había examinado el lugar para investigar la condición informada por los trabajadores, llegara a la conclusión de que el talud era seguro.

La mayoría de los accidentes que ocurren por sorpresa se deben a la subpresión hidrostática y a las fuerzas creadas por el escurrimiento del agua. Todas las previsiones respecto al desarrollo de estas fuerzas son más o menos inciertas y la experiencia ha ido demostrando que las condiciones de permeabilidad pueden cambiar con el tiempo durante meses o años después de terminada la construcción. Por ello, siempre que exista la posibilidad de que la subpresión, o las presiones de filtración, puedan ser las causantes de un accidente es deber de los ingenieros observar y controlar las condiciones hidráulicas hasta que éstas se hayan estabilizado.

Las roturas de taludes por deslizamiento y las roturas completas de fundación van precedidas por desplazamientos, que aumentan a un ritmo creciente cuando se desarrollan simultáneamente con un incremento de tensiones, o que aumentan a un ritmo prácticamente constante cuando las tensiones también permanecen constantes. Estos síntomas pueden ser detectados observando puntos de referencia bien elegidos en las zonas de movimiento potencial, como los instalados, por ejemplo, por los ingenieros de ferrocarriles para parar el tránsito antes de que ocurran deslizamientos en zonas peligrosas de sus líneas donde señales automáticas, ajustadas para que funcionen tan pronto el desplazamiento horizontal de ciertos puntos de referencia excedan determinados valores, detienen el tránsito.

Observaciones del terreno destinadas a proveer información vital durante la construcción

En muchos casos, la seguridad de una presa requiere el drenaje del suelo natural adyacente por medio de perforaciones, pozos o túneles. La información que se obtiene de las perforaciones de sondeo raramente resulta suficiente para servir como única base para disponer la distribución del drenaje. Por ello, al principio solo se instalan los dispositivos de drenaje más urgentes; el resto se construye después que las condiciones de drenaje se tornan evidentes como resultado de las observaciones de las presiones hidráulicas desarrolladas durante el primer llenado del embalse. Otro ejemplo del uso de observaciones del terreno para obtener información vital para el proyecto se describe en el artículo 63. Se sabía, por cálculos preliminares basados en ensayos del suelo, que el llenado del embalse causaría una inclinación apreciable en los ejes de las turbinas de la casa de máquinas. Para obtener un valor fehaciente de la magnitud que adquiriría la inclinación, durante la construcción se realizaron observaciones de asentamiento e hinchamiento en un número de puntos preestablecidos, con cuyos valores se calcularon las propiedades del suelo, necesarias para hacer concordar los cálculos con las observaciones. La inclinación se volvió a calcular entonces con la ayuda de los valores corregidos y las turbinas se construyeron con una inclinación inicial opuesta a la que experimentarían sus ejes. Mientras se llenaba el embalse, los ejes de las turbinas se verticalizaron.

Observaciones del terreno a realizar antes de efectuar submuraciones

Teniendo en cuenta que, en el estado actual del conocimiento, se puede predecir por lo menos el orden de magnitud de los asentamientos antes de iniciar la construcción, no se deberían producir situaciones en las que se desarrollase un asentamiento excesivo de una estructura. De producirse sin haberlo anticipado a causa de un reconocimiento inadecuado del subsuelo, la primera medida a tomar para proyectar la corrección necesaria es explorar el subsuelo por medio de sondeos y de ensayos. Si los resultados dejaran duda respecto a la fuente de los asentamientos, se deben establecer puntos subterráneos de referencia para ser observados hasta que dicha fuente se torne evidente. En caso contrario, el dinero empleado en la submuración puede resultar malgastado.

Se dio el caso de una estructura en la cual, después de haber sido practicada la submuración, se descubrió que las grietas de corte producidas en las paredes se debían a la compresión desigual de juntas de mortero excesivamente gruesas. En otro caso se encontró, también después de haber submurado, que la fuente de los asentamientos estaba varios metros más abajo que la base de los pilares utilizados en la submuración.

Observaciones del terreno como medios para mejorar métodos de construcción

Algunos procedimientos constructivos han sido fuertemente influidos por concepciones teóricas erróneas. Otros dejan todavía un gran margen para el mejoramiento. En estos casos solo se puede avanzar procesando los resultados de observaciones adecuadas, realizadas en el terreno utilizando procedimientos que no son otra cosa que el uso inteligente de tanteos llevados a la práctica con datos pertinentes. Por ejemplo: el apuntalamiento de los cortes del subterráneo de Berlín se proyectó durante varias décadas en la hipótesis, basada en concepciones teóricas erróneas, de que la distribución de las presiones era hidrostática. En 1936 se descubrió, recurriendo a mediciones en el terreno, que la distribución real era aproximadamente parabólica y en base a este descubrimiento se dispuso un arreglo más adecuado de los puntales que forman parte del acodalamiento.

Toda vez que se practican excavaciones a cielo abierto o construyen túneles dentro de las ciudades debe tenerse el cuidado de que la superficie no experimente un asiento mayor que el mínimo compatible con el procedimiento general de construcción que se está utilizando. En Chicago, observando el efecto que las modificaciones en el procedimiento de construcción producía en la magnitud del asentamiento, fue posible reducirlo durante las primeras etapas de la construcción a una pequeña parte de la magnitud que alcanzara al inicio de la obra.

Observaciones del terreno realizadas para acumular experiencia local

En las ciudades, la experiencia local relativa a las fundaciones se sintetiza en códigos de edificación que contienen tablas con presiones admisibles y reglas para determinar las cargas de trabajo de los pilotes. Para

evitar la aplicación errónea de estas tablas y reglas y aumentar su utilidad, las organizaciones municipales debieran acumular datos respecto al comportamiento de casos reales. Estos históricos deben contener, por ejemplo, el registro de los asentamientos asociados con las presiones admisibles adoptadas para zapatas de diferentes tipos y tamaños situadas a distintas profundidades debajo de la superficie. Sin esta información suplementaria, el comportamiento no satisfactorio de las fundaciones seguirá produciéndose con una frecuencia no disminuida, a pesar de los códigos de edificación, debido a que el asentamiento depende de muchos factores ajenos a la carga unitaria o a la carga por pilotes (artículos 40 y 41).

Observaciones en el terreno para producir evidencia en juicios

Los juicios se originan frecuentemente en razón de conflictos entre el comitente y el contratista debido a defectos en la estructura terminada, o bien entre el primero y un vecino respecto a daños producidos en la propiedad de este último durante la construcción. Cualquiera sea el caso, solo se puede esperar una decisión equánime si se conocen las causas y la naturaleza del contratamiento. Así, por ejemplo, si el contratista o el comitente puede probar que había anticipado la dificultad, observado su progreso durante la construcción y hecho todo lo posible para evitarla, se encontrará en una posición mucho más favorable que si el contratamiento lo tomó por sorpresa. El elemento sorpresivo no solo daña su reputación profesional sino que además puede afectar su situación financiera. En varios casos el asentamiento excesivo se asignó a fundaciones defectuosas sobre pilotes en la hipótesis de que el número y la calidad de los pilotes era inadecuada. Observando puntos de referencia en la superficie fue posible probar que la fuente de los asentamientos era mucho más profunda que la punta de los pilotes y esta evidencia cambió totalmente el aspecto legal de la situación litigada.

Observaciones del terreno para comprobar teorías

Se ha insistido repetidamente que en mecánica de suelos ninguna teoría nueva debiera ser aceptada para uso práctico sin una amplia demostración por medio de observaciones en el terreno que prueben de que al menos resulta razonablemente exacta bajo una variedad de condiciones. Uno o dos conjuntos de observaciones no se pueden considerar como evidencia conclusiva. Las observaciones para comprobar teorías deben encararse solamente en aquellas obras donde las condiciones del subsuelo son inusualmente claras, simples y completamente conocidas. En los casos en que esta condición se satisface, se justifican hasta las investigaciones muy elaboradas, como la medición de la presión del suelo en la base y en los costados de las estructuras.

Las grandes organizaciones permanentes que se dedican a la construcción, como lo son en los EE.UU. Ingenieros del Ejército, el Bureau of Reclamation, el Bureau of Public Roads y otras reparticiones de servicios

públicos, tienen un gran interés en reducir el costo de la construcción mejorando el proyecto y, por tanto, están entre los principales beneficiarios del progreso en el conocimiento teórico, de modo que se justifica en tales casos el gasto de sumas considerables para llevar a cabo extensas observaciones en el terreno. Para ello, a veces, hasta las obras pequeñas ofrecen oportunidades excepcionales para producir un aumento significativo en el conocimiento.

Conclusión

La práctica de hacer observaciones en el terreno ha aumentado últimamente en forma rápida, tanto entre las organizaciones públicas como entre los contratistas, con efectos muy beneficiosos para el proyecto y la construcción. En el estado actual de la técnica, un programa adecuado de observaciones del terreno reduce generalmente el riesgo de accidentes por sorpresa a una pequeña fracción del riesgo que se tenía antiguamente. Este hecho no dejará de tener una influencia decisiva en las actuaciones legales que surgiesen como consecuencia de accidentes producidos durante la construcción de túneles, excavaciones a cielo abierto, presas y fundaciones.

Desde el punto de vista técnico, las observaciones en el terreno se pueden dividir en cuatro grupos principales: medición de desplazamientos, de la presión del agua contenida en los poros, de la carga que soportan puntales y otros métodos de acodalamiento, y medición del empuje unitario o de la presión que ejercen las tierras por medio de células de presión.

Para preparar un programa satisfactorio para cualquier tipo de observación, el proyectista debe tener una clara concepción del propósito que persigue y además ser capaz de predecir y anticipar los resultados de una manera más o menos general. Caso contrario, es probable que indique observaciones en puntos donde no se necesitan y no las especifique en otros donde la información resulta esencial, de modo que los registros contendrán una duplicación innecesaria, a la vez que lagunas en la información.

La instalación de puntos de referencia y pozos de observación puede ser hecha por cualquier ingeniero o contratista competente sobre la base de especificaciones detalladas, y su lectura es una cuestión de rutina.

La medición de las cargas que soportan los puntales requiere capacidad para adaptar los procedimientos generales a las condiciones locales, razón por la cual tal tipo de mediciones debe ser hecha por un ingeniero bien entrenado en ensayos a escala natural.

La instalación de dispositivos para medir la presión del agua contenida en los poros de arcilla y la de células de presión para medir el empuje unitario requiere un conocimiento íntimo de todos los factores que pueden llegar a influir sobre el funcionamiento de los dispositivos de medición. Un descuido simple o un pequeño defecto en la instalación puede arruinar todo el trabajo. Por ello, la instalación de tal tipo de dispositivos no se puede manejar como una cuestión de rutina. Requiere la supervisión continua y cuidadosa de un ingeniero competente con un conocimiento profundo

de los procesos físicos involucrados y de todas las particularidades de los instrumentos que se utilizan.

ART. 66 MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Propósito y naturaleza de las observaciones

Las observaciones en el terreno pueden servir para detectar el desplazamiento o la deformación de una estructura soportada por una fundación, localizar la fuente de los asentamientos en el terreno por debajo de la estructura, detectar síntomas de rotura inminente de un talud o revelar la deformación de una estructura flexible, como un túnel tubular, que está totalmente enterrada.

Los desplazamientos verticales van comúnmente asociados con el asentamiento o el levantamiento de estructuras, y las observaciones para determinar la magnitud del movimiento experimentado pueden o no estar combinadas con mediciones que sirvan para localizar las fuentes del asentamiento o levantamiento. Se producen desplazamientos horizontales en una estructura cuando la misma está solicitada por fuerzas horizontales, como el empuje del agua o de la tierra. Cuando existen tanto fuerzas verticales como horizontales, la estructura puede inclinarse, inclinación que puede determinarse observando el movimiento vertical de dos líneas de puntos de medición situados a distinto nivel, o el asentamiento de dos líneas de puntos de medición separadas horizontalmente. La rotura de un talud, a menos que sea causada por una pérdida instantánea de resistencia al corte provocada por un exceso de presión hidrostática, va precedida por el alabeo de la superficie del terreno. Este alabeo puede detectarse por medio de puntos de observación situados a lo largo de líneas que, según la experiencia, es dable que experimenten la máxima desviación desde su posición original. Como la posición de estas líneas solo puede ser estimada, la distribución del sistema de puntos de observación requiere criterio sano respecto a las deformaciones que se van a producir. La ubicación de la superficie de deslizamiento y la observación de la velocidad de desplazamiento a lo largo de esa superficie requieren la instalación de tubos verticales flexibles cuya forma pueda determinarse de tiempo en tiempo por medio de instrumentos especiales. La medición de las deformaciones que experimentan las estructuras enterradas solo requiere la determinación periódica de las dimensiones interiores en las direcciones aproximadas de máximo ensanche y máximo angostamiento. Estas dimensiones se pueden determinar por medio de aparatos muy simples.

Observación de asentamientos

El propósito de las observaciones de asentamiento es el de proveer información respecto a su magnitud, velocidad y distribución. El asentamiento de la base de una estructura y de puntos adecuadamente seleccionados situados por debajo de la cota a que apoya dicha base sirven al

propósito mencionado. Lo común es que solo se hagan observaciones del primer tipo. Según las circunstancias, estas observaciones pueden ser necesarias únicamente durante un tiempo comparativamente corto para determinar, por ejemplo, si una estructura asienta excesivamente durante la excavación para construir un sótano adyacente, o extenderse durante muchos años y con gran precisión para permitir comparar el asentamiento de un edificio bajo su peso con el asentamiento previsto en base a la teoría y a los ensayos de suelo.

El primer requerimiento para efectuar una observación adecuada del asentamiento es disponer de un buen punto fijo de referencia. Con preferencia, aun para una serie de observaciones de corta duración, el punto fijo de referencia debiera estar fundado sobre roca o sobre algún estrato que con seguridad no se asienta. Como no siempre es posible construir tal tipo de punto de referencia, en situaciones semejantes se ha hecho costumbre utilizar un edificio existente a cierta distancia de la estructura que se va a observar. En tal caso, si no existe un registro fehaciente del asentamiento del edificio elegido como punto fijo, conviene establecer por lo menos dos o preferiblemente tres referencias independientes utilizando edificios de distinta edad, situados en diferentes lados respecto de la estructura que se va a observar. Debido al inevitable descenso de la superficie del terreno en la vecindad del área cargada, la menor distancia entre el punto fijo de referencia y el edificio bajo observación nunca debe ser inferior a dos veces el ancho del edificio. En ciertas ciudades como Boston y New Orleans no se puede confiar en un punto fijo, salvo que se establezca en el fondo de una perforación profunda que penetra dentro de un estrato duro. En Cambridge, Massachusetts, por ejemplo, una gran área a lo largo de la Avda. Massachusetts experimentó asentamientos variables entre 0 y 60 cm en un período de 40 años. Es dable pensar que descensos desiguales y singularmente extendidos se produzcan también en toda ciudad construida sobre capas de arcilla o de limo, de modo que las observaciones referidas a puntos fijos ubicados en estructuras vecinas no proporcionan otra cosa que información respecto a los asentamientos diferenciales entre la estructura que se observa y el hundimiento general de la superficie que la circunda. En tales circunstancias, sería deseable que las autoridades municipales construyeran unos pocos puntos fijos de referencia en el fondo de perforaciones, que sirvan para controlar la elevación de puntos auxiliares de referencia de tiempo en tiempo.

La figura 66.1 muestra un punto fijo de referencia adecuado para nivelaciones de precisión, de largo alcance en el tiempo, apto para una estructura situada por encima de un espeso depósito compresible (Bjerrum et al., 1965). Como la camisa exterior puede ser comprimida por las fuerzas provocadas por la fricción negativa debida al asentamiento del suelo circundante, el punto fijo está constituido por la parte superior de una barra interior que no está influida por las deformaciones de la camisa.

Los puntos de medición colocados sobre las estructuras deben ser fácilmente accesibles al observador y bien protegidos contra cualquier daño. Si el período de observación es corto y el propósito es registrar los movi-

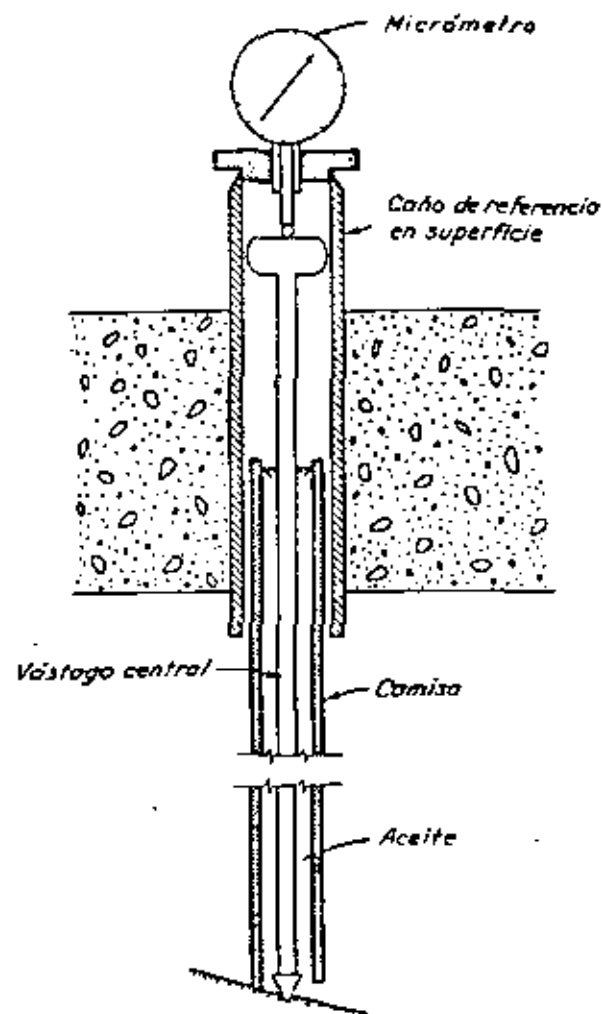


Fig. 66.1. Punto fijo profundo y referencia superficial adecuados para nivelaciones de precisión de larga duración.

mientos que se producen en una construcción adyacente, pueden bastar marcas o ranuras practicadas en las paredes y columnas de la estructura que se va a observar. Por el contrario, si las observaciones deben continuar durante cierto tiempo hay que adoptar medidas contra la corrosión y el desgaste. El número de puntos de observación debe ser numeroso, como para permitir el dibujo de curvas suficientemente correctas de iguales asentamientos, como lo muestran las figuras 56.7, 56.8 y 69.2 y, para satisfacer ese requerimiento, por lo menos las dos terceras partes de los puntos de medición deben situarse en el interior de la estructura. En estructuras

con sensibilidad ordinaria basta un punto de medición por cada 20 m² de terreno cubierto.

Las observaciones se pueden realizar por medio de un nivel común o bien con un nivel de agua. El nivel común se ha usado mucho en el pasado y es en general satisfactorio para observar puntos de medición situados en la parte exterior de la estructura, pero suele resultar inconveniente en el interior, donde existen muchas obstrucciones, como columnas y tabiques. La exactitud de las lecturas de asentamientos obtenidas con el nivel común no supera en general a unos 3 mm.

Se obtiene una mejor exactitud y una mayor conveniencia de observación, en particular en los lugares obstruidos, utilizando el nivel de agua que se indica en la figura 66.2a (Terzaghi, 1938b). Consiste en dos tubos de vidrio unidos entre sí por una manguera de goma, llenos de agua. En cada tubo de vidrio, la posición del nivel del agua se mide utilizando un micrómetro a tornillo. Como las distancias verticales z_0 son constantes e iguales para ambos tubos, la medición de z_1 y z_2 por medio del tornillo micrométrico provee la diferencia de elevación entre dos puntos como igual a $z_1 - z_2$. El error inherente al uso de este dispositivo es aproximadamente de 0.005 cm. Con el objeto de eliminar errores sistemáticos y proveer un control de las lecturas individuales, es deseable determinar la diferencia de elevación entre dos puntos de medición con los tubos de vidrio en una posición y después repetir las operaciones con los tubos de vidrio intercambiados. Debe tenerse cuidado de que toda la manguera esté al sol o en la sombra, pues la diferencia de densidad del agua, causada por la dife-

rencia de temperatura, puede introducir un error considerable. Diferencias en la presión atmosférica en los tubos pueden también conducir a errores significativos. Eliminando los micrómetros a tornillos y leyendo el nivel del agua con una escala graduada adosada al tubo de vidrio, se obtiene un nivel de agua muy simple que puede leerse con una aproximación de alrededor de 1 mm.

Los puntos de observación ilustrados por la figura 66.2d satisfacen el requerimiento de ser accesibles y permanentes. Consisten en un pequeño trozo de caño embebido totalmente en la pared, cuyo extremo se cubre con un tapón de cobre a ras con la superficie de la misma. Para hacer observaciones de asentamiento se retira el tapón y se reemplaza temporariamente con una extensión cilíndrica (fig. 66.2c).

Cualquiera sea el tipo de instrumento, es deseable hacer un circuito completo que comience en el punto fijo de referencia, incluya a todos los puntos de observación y retorne al punto de referencia. De esta manera se determina el error total cometido. El valor de este error debe siempre incluirse en los registros de los respectivos asentamientos.

Para medir el asentamiento de la cresta de una presa o del fondo de una galería de inspección puede resultar conveniente instalar una cañería permanente equipada a intervalos con tubos verticales transparentes. El nivel del agua en los tubos sirve como un nivel de comparación a partir del cual se determina la distancia vertical al punto de medición situado sobre la estructura o en la cañería misma.

Cualquiera sea la característica del relevamiento de asentamientos sobre algunos puntos elegidos se deben hacer observaciones sistemáticas con intervalos de tiempo suficientemente cortos como para permitir la construcción de adecuadas curvas tiempo-asentamiento para cada uno de ellos. Tan pronto se han instalado los puntos de medición, debe hacerse un relevamiento general antes de iniciar los trabajos de construcción. Si las observaciones tienen por objeto determinar los asentamientos que pudieran causar una excavación o construcción vecina, se deben realizar relevamientos adicionales a intervalos frecuentes, en algunos casos diariamente, mientras la construcción procede en forma activa. Después, los intervalos pueden espaciarse hasta que resulte evidente que los movimientos han cesado. No es, sin embargo, infrecuente que los períodos de reajuste se extiendan por varios meses, o aun un año, de modo que las observaciones no deben interrumpirse prematuramente. Si las observaciones tienen por propósito determinar el asentamiento de una estructura bajo sus propias cargas, el primer conjunto de lecturas debe hacerse antes que las fundaciones soporten carga alguna. Hay que realizar lecturas completas una o dos veces durante la construcción: una vez terminada ésta, cuando actúan todas las cargas de peso propio; tan pronto como se le haya agregado la sobrecarga y, después, por lo menos una vez por año hasta que el asentamiento termina.

Cuando lo que se desea es determinar la fuente de los asentamientos o la distribución de la compresión del suelo a lo largo de líneas verticales, resulta necesario ubicar puntos de observación subterráneos a varias pro-

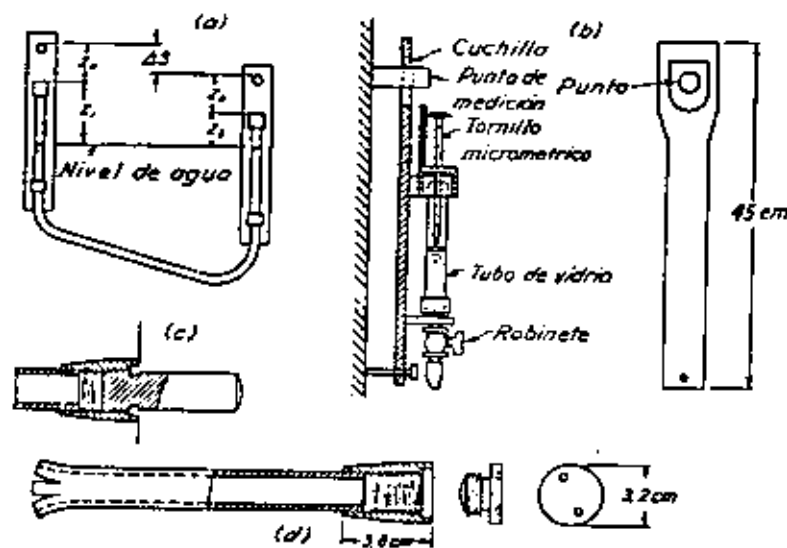


Fig. 66.2. (a) Diagrama esquemático de un nivel de agua; (b) detalle de los tubos de vidrio y del tornillo micrométrico utilizados para medir; (c) punto de observación; (d) detalle de la tapa de protección utilizada antes de empotrar el caño en su lugar (según Terzaghi, 1938b).

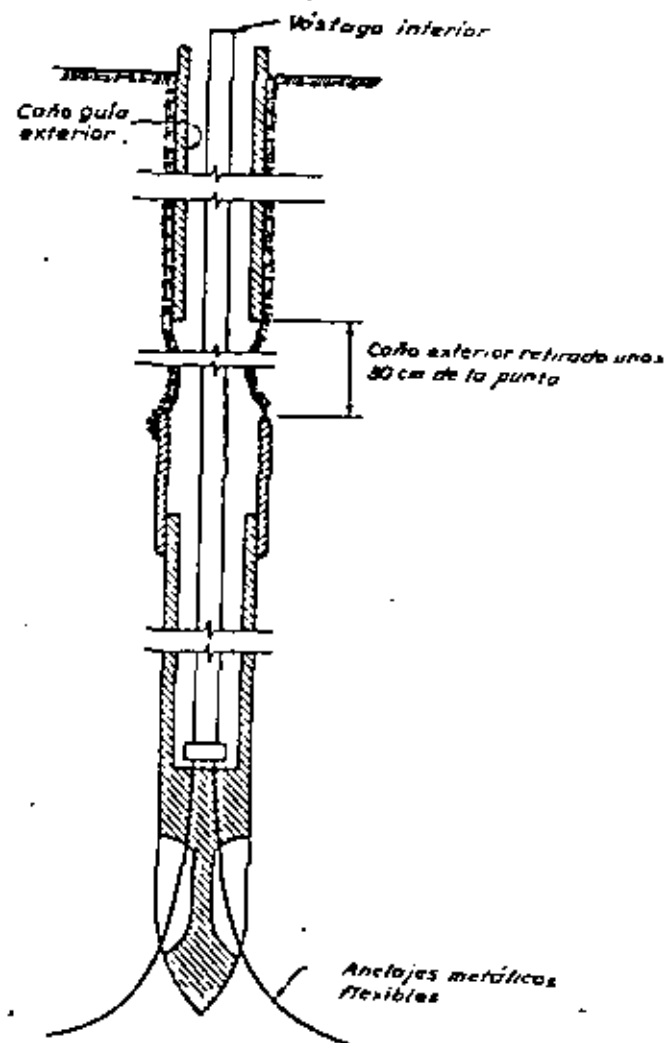


Fig. 66.3. Punto de observación Borros (según Bjerrum et al., 1965).

fundidades. Para establecer un punto de observación subterráneo, se practica una perforación hasta la profundidad necesaria, la que se encamisado con un caño de $2\frac{1}{2}$ ". Se llena la parte inferior en una altura de unos 0,50 a 1,00 m con hormigón y se hace descender un caño de 1" que se introduce dentro del hormigón mientras éste está fresco. La parte del caño que queda por encima del concreto debe estar bien engrasada. Se retira entonces la camisa hasta que su fondo se sitúe unos 50 cm por encima del hormigón, con lo cual el extremo superior del caño de 1" sirve de punto de medición. La camisa debe ser cubierta con una tapa adecuada para proteger la parte

superior del caño de 1". Un tipo conveniente de punto de medición subterráneo lo constituye el dispositivo llamado *punto Borros* (Bjerrum et al., 1965), que se caracteriza porque la barra interior se prolonga en su parte inferior en tres anclajes flexibles que pueden forzarse dentro del terreno para formar un soporte que impida el movimiento entre el fondo del punto de medición y el suelo circundante (fig. 66.3).

Antes de instalar puntos de observación deben realizarse perforaciones exploratorias que permitan una visualización de las fuentes del asentamiento. Por lo menos hay que instalar un punto de observación en el límite superior y otro en el límite inferior de cada estrato que pueda contribuir al asentamiento.

En muchos casos es necesario determinar el asentamiento de la base de un terraplén debido a la compresión del suelo inferior, sabiendo que la compresión del propio terraplén es insignificante. Bajo estas circunstancias, se instalan comúnmente *asentímetros de placa* (fig. 66.4) sobre la superficie del terreno natural antes de iniciar la construcción del terraplén. El tamaño de la placa depende de la compresibilidad y uniformidad de los materiales superficiales situados debajo del terraplén. La placa va provista de una pestaña a la cual se une un trozo de caño usualmente de 1,50 m de longitud. A medida que se levanta el terraplén se agregan trozos adicio-

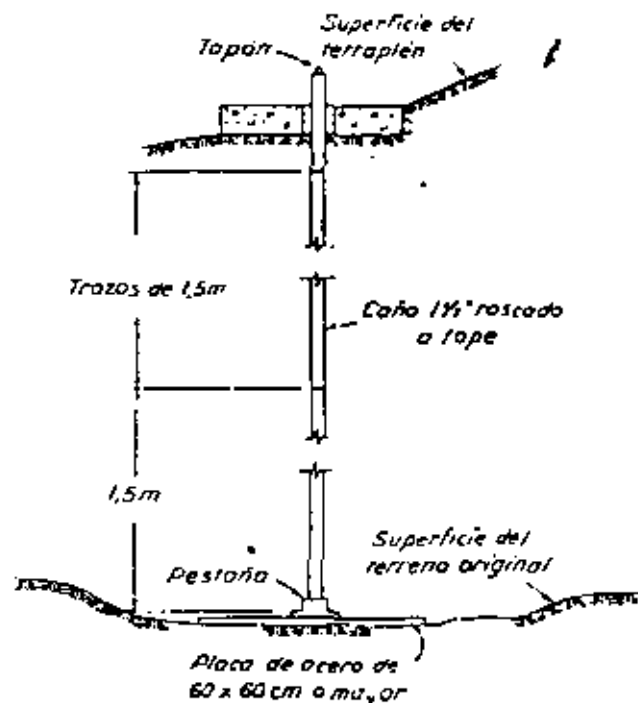


Fig. 66.4. Asentímetro de placa para determinar el asentamiento de la base de un terraplén.

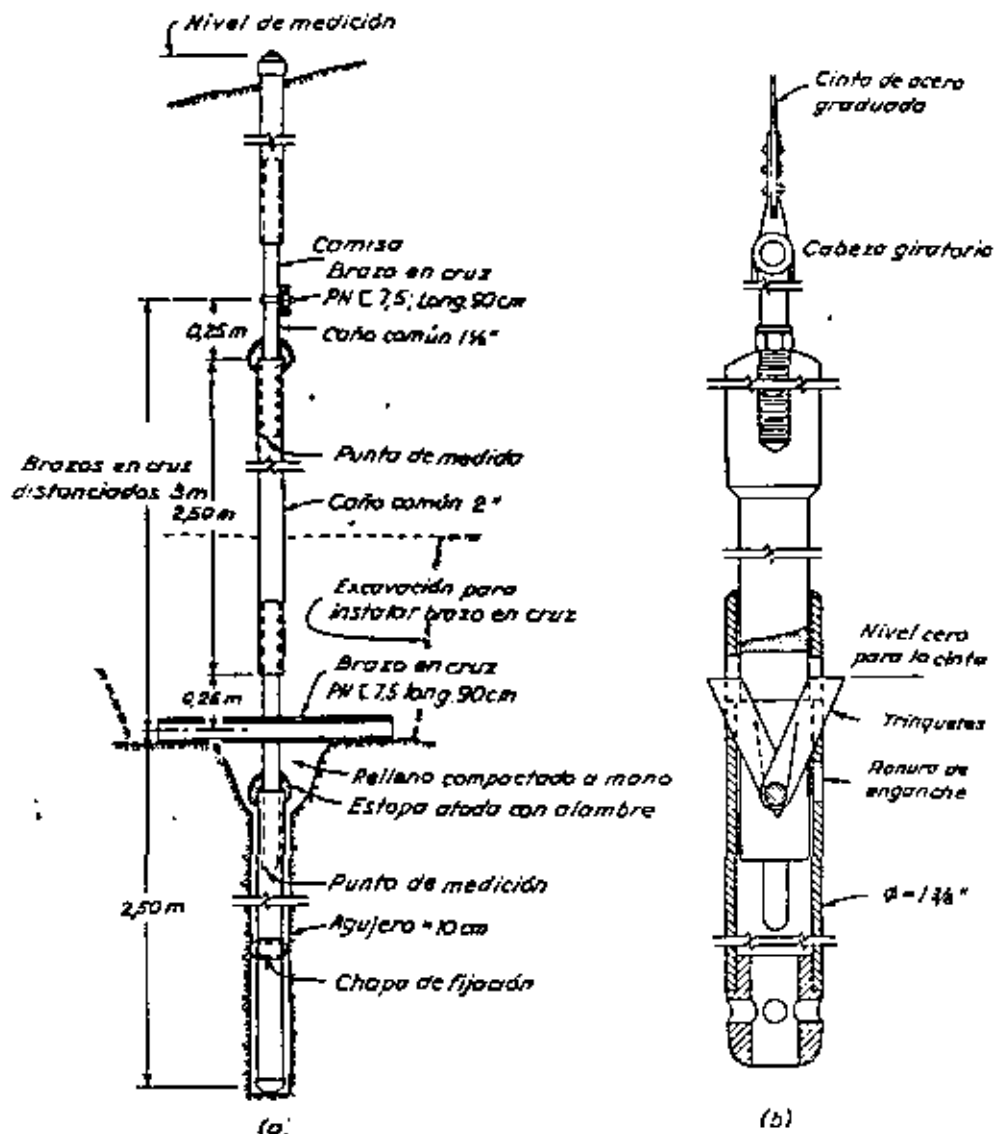


Fig. 66.5. Dispositivo desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation para medir asentamientos dentro de un dique. (a) Disposición de los brazos en cruz; (b) torpeda para medir (según U.S.B.R., 1963).

nales de caño, determinando antes de cada prolongación el nivel del último trozo instalado o inmediatamente después la elevación de la parte superior del nuevo agregado. De esta manera se obtiene el asentamiento producido por el incremento del peso del terraplén. Como la elevación del caño sobre el nivel de trabajo interfiere con las operaciones de terrapienado y com-

pactación, alrededor de cada asentímetro el terraplén debe colocarse y compactarse a mano. La exactitud de los resultados que se obtienen con este tipo de medición es del orden de 1 cm.

Cuando se trata de la construcción de presas de tierra y otros terraplenes de gran altura, el asentamiento producido por compresión del propio terraplén puede ser tan importante como el originado por la fundación. La instalación de un conjunto de placas para medir el asentamiento a distintos niveles produciría la información requerida pero interferiría mucho con la colocación del terraplén. Por ello, se han desarrollado asentímetros múltiples que permiten la observación a distintos niveles utilizando una única instalación. La figura 66.5a muestra uno de estos dispositivos, que ha sido desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation, el que consiste en una serie de caños dentro de los cuales, a intervalos de 1.50 ó 3 m, se insertan otros que llevan brazos en cruz que cumplen la función de las placas de asentamiento. La posición de los caños menores deslizantes, y por tanto el nivel de los brazos en cruz, se determinan y miden por medio de un torpeda (fig. 66.5b) que contiene un conjunto de trinquetes que se engranan en la parte inferior del tubo deslizante (USBR, 1963). El dispositivo ha sido usado exitosamente en muchos grandes diques.

Los asentamientos que se producen en el interior de un terraplén también pueden medirse utilizando un dispositivo en nivel de agua (Mallet y Pacquant, 1951). Este aparato (fig. 66.6) elimina la necesidad de instalar caños de elevación en el terraplén que interfieren con las operaciones de construcción. Aun cuando el principio de este dispositivo es simple, se requiere una atención meticulosa respecto a los detalles, si es que se desean obtener resultados satisfactorios. La presencia de burbujas de agua en las líneas conduce a errores intolerables, que deben evitarse haciendo circular agua a través de las cañerías antes de efectuar una observación. La cámara de desborde situada en correspondencia con la célula de observación debe ser purgada a presión atmosférica. Como la mayoría de los terraplenes altos experimentan no sólo un asentamiento sino un ensanchamiento horizontal, los conductos que van desde la célula hasta el punto de medición deben poder acomodarse a los movimientos sin llegar a su rotura. La exactitud de las mediciones no es usualmente mayor de 1 cm.



Fig. 66.6. Nivel de agua para medir el asentamiento de un punto en el interior de una presa (según Mallet y Pacquant, 1951).

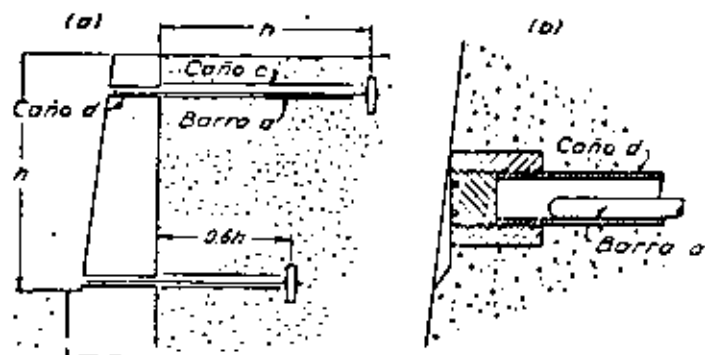


Fig. 66.7. (a) Diagrama de instalación para observar el movimiento de un muro de sostenimiento; (b) detalle de la barra de medición y del tapón de protección en la cara del muro.

Observación de desplazamientos horizontales de estructuras

Este grupo de mediciones comprende la observación del desplazamiento de la cresta de muros de sostenimiento o ataguías y de la inclinación de tal tipo de estructuras.

La medición de los desplazamientos horizontales a lo largo de una línea, como la cresta de una ataguía, requiere el uso de un buen teodolito con una sólida fundación para apoyarlo mientras se realizan las observaciones y, al menos, dos puntos fijos a los cuales se pueda dar fe como referencia del registro que se realiza. De preferencia, el teodolito debe instalarse de tal manera que las lecturas se puedan realizar sosteniendo horizontalmente una regla graduada contra los puntos de medición. Con el uso de este procedimiento es posible hacer lecturas con una precisión de alrededor de 2 mm. Al seleccionar la posición de la fundación sólida para soportar el teodolito, debe tenerse en cuenta la probable magnitud del desplazamiento anticipado.

Los desplazamientos horizontales de los muros de sostenimiento pueden medirse por medio de un teodolito en la forma en que se describió en el párrafo anterior. Se pueden, empero, obtener mediciones más exactas con menos esfuerzo mediante la ayuda de barras horizontales dispuestas como lo muestra la figura 66.7. Uno de los extremos de cada barra se ancla en una parte estacionaria del terreno a una distancia considerable del muro de sostenimiento. La parte media de la barra se coloca dentro de un caño *c* y el extremo exterior en un caño *d* embebido en el muro a observar.

Se mide la distancia entre el extremo frontal del caño que sirve como punto de referencia y el extremo libre de la barra. Si se requiere una gran exactitud, la regla que se usa para medir la distancia puede equiparse con un vernier.

Si los desplazamientos se deben totalmente a un movimiento de inclinación pueden observarse utilizando una plomada, ya que los despla-

mientos angulares producen un cambio en la distancia que separa un punto de observación colocado en la pared y la posición de la plomada libremente suspendida. En presas de hormigón se han utilizado también extensamente inclinómetros de diferente diseño, los que permiten medir con gran precisión la inclinación producida.

Observación de la distorsión de taludes

Estas observaciones sirven para detectar el peligro de un deslizamiento. La medición de la deformación progresiva de los taludes se torna difícil porque la capa superior del suelo tiene la tendencia a deformarse por fluencia lenta o *creep*; aun cuando el talud en su conjunto posea adecuada estabilidad. En climas moderados, la fluencia lenta puede extenderse hasta una profundidad de 1 m, de modo que se torna necesario impedir el contacto entre la barra de referencia enterrada en el talud y el suelo en un espesor de 1 m, medido desde la superficie del talud. Uno de los varios métodos utilizados para detectar el movimiento de un talud consiste en practicar un hoyo de 4" a 8" de diámetro hasta una profundidad de 1.50 m y encamisarlo. Se introduce luego un caño de observación de 2" de diámetro, que se hince 1 m por debajo del fondo del hoyo. El extremo superior del caño de observación debe sobresalir ligeramente por encima de la camisa, pero no extenderse demasiado a fin de que se lo pueda proteger por medio de una tapa roscada a la camisa. El desplazamiento horizontal del caño se mide con un teodolito como se explicó anteriormente. Para facilitar las mediciones, los puntos de observación deben situarse a lo largo de líneas rectas y las mediciones de desplazamientos horizontales suplementarse con medidas de nivel.

La posición más adecuada para ubicar los puntos de observación en relación con el talud depende de si se anticipa una rotura de talud o una rotura por la base. Si se anticipa una rotura de talud como probable, los caños suelen colocarse como se indica en la figura 66.8a, siendo en cambio la disposición de la figura 66.8b más satisfactoria para una rotura por la base. En arcilla blanda o plástica solo es necesario considerar roturas por la base.

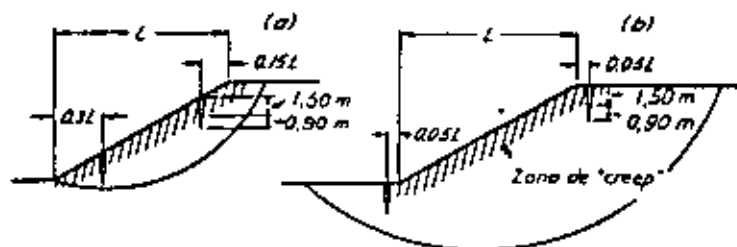


Fig. 66.8. Posición de los puntos de observación para detectar el movimiento de un talud. (a) Si se espera un deslizamiento por un círculo de deslizamiento; (b) si puede producirse una rotura por la base.

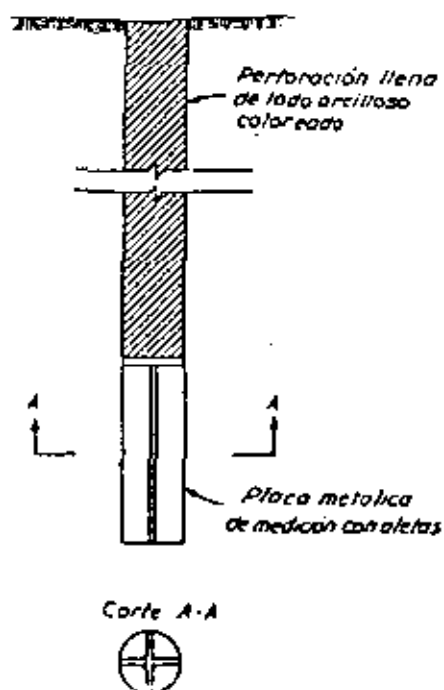


Fig. 66.9. Punto de observación para medir levantamiento.

Cuando durante la excavación de un corte a cielo abierto existe la posibilidad de una rotura por la base, para detectarla se pueden establecer puntos de observación subterráneos, colocados un poco por debajo del nivel final de excavación. Una rotura por la base va siempre precedida por una marcada elevación del fondo del corte, de modo que, si se observa tal levantamiento, se pueden tomar medidas antes que ocurra un accidente. Para estas observaciones solo se necesitan lecturas de nivel.

La figura 66.9 ilustra un tipo especial de punto de observación. Consiste en una placa fijada a cuatro hojas que se hunden en el terreno en el fondo de un hoyo o perforación (Bjerrum et al., 1965). Las paredes de la excavación se mantienen abiertas con una mezcla de bentonita y agua coloreada con un pigmento que permite encontrar el hoyo a medida que la excavación procede. El levantamiento se mide bajando una barra de longitud conocida a través del relleno blando hasta que hace contacto con la placa para determinar la elevación del extremo superior de aquella. En ciertas instancias, debido a las condiciones de trabajo, resulta difícil localizar el relleno coloreado, pero excluida esta dificultad la observación se puede realizar con una precisión del orden de 2 mm.

Los movimientos horizontales que preceden o van asociados con la inestabilidad de los taludes pueden también ser investigados por relevamientos sucesivos de la forma y posición de tubos verticales flexibles instala-

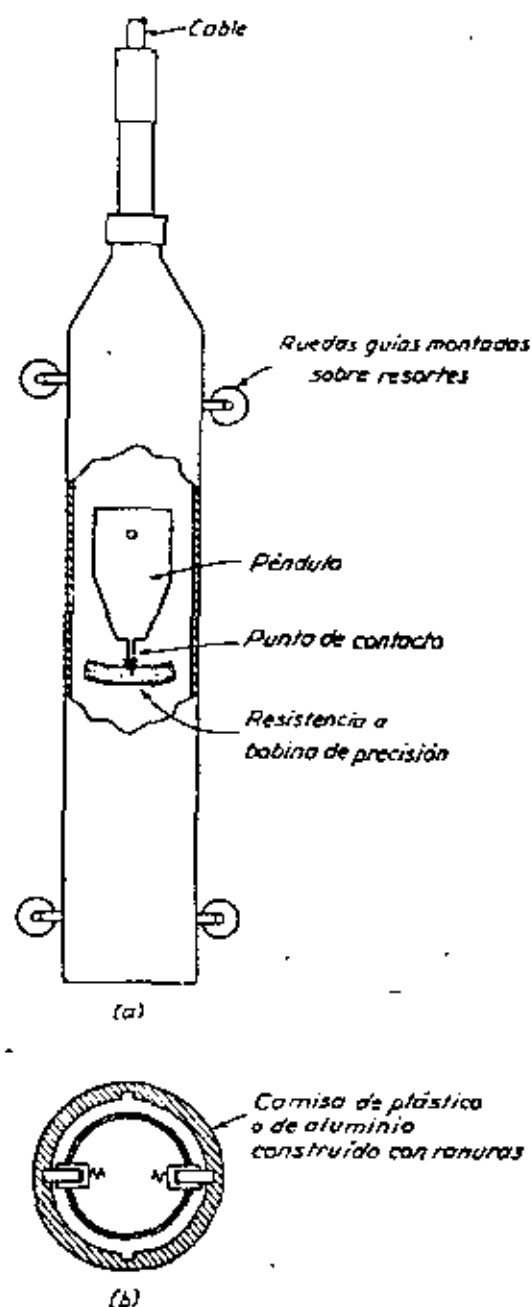


Fig. 66.10. Diagrama esquemático del inclinómetro Wilson. (a) Vista del instrumento; (b) sección transversal mostrando el instrumento dentro de las ranuras de la camisa (según Wilson y Hancock, 1960).

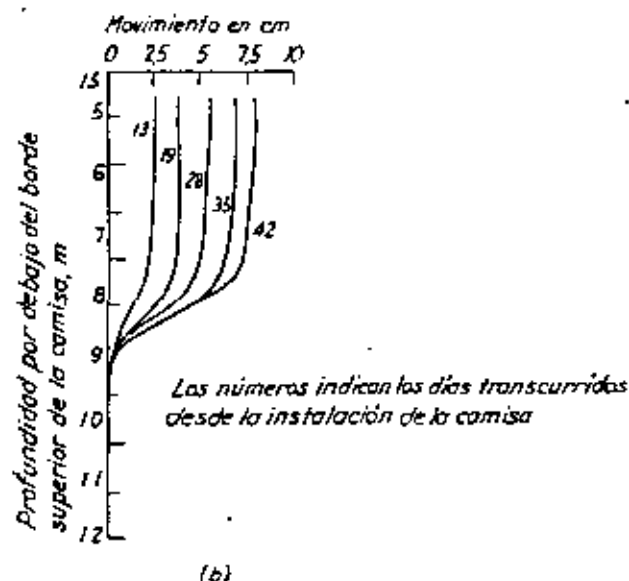
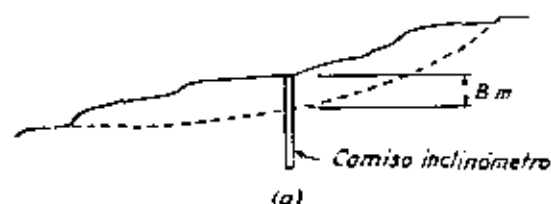


Fig. 66.11. (a) Sección transversal de un deslizamiento en Hawaii mostrando la posición de la camisa del inclinómetro; (b) resultado de una serie de observaciones que muestran que la zona del movimiento se concentra a una profundidad de 8 m.

lados en el terreno. Los relevamientos se practican haciendo descender un dispositivo que contiene un péndulo que indica la desviación del tubo-camisa respecto a la vertical. Se realiza inicialmente un relevamiento de las desviaciones respecto a la verticalidad a intervalos poco espaciados, y tomando éstos como lecturas iniciales, se repiten relevamientos sucesivos para determinar los cambios de inclinación experimentados a los mismos niveles. Los cambios de inclinación se pueden integrar para determinar la desviación que el tubo-camisa ha experimentado en el periodo de tiempo pasado entre dos conjuntos de lecturas. Se han desarrollado varios tipos de inclinómetros sensibles (Koch et al., 1952; Wiegmann, 1954; Wilson y Hancock, 1960). La exactitud de las observaciones no está limitada por la sensibilidad de los inclinómetros, sino por el hecho de que las sucesivas lecturas se realicen con la misma orientación del instrumento y en el mismo punto del caño-camisa. El dispositivo más ampliamente usado para satisfacer este requerimiento estriba en usar una camisa con acanaladuras guías en los cuales las observaciones se realizan por medio del inclinómetro de Wilson.

El inclinómetro está constituido por un péndulo cuyo extremo inferior hace contacto con una bobina subdividida en dos resistencias que forman una mitad de un puente de Wheatstone. La otra mitad está contenida en una caja portátil de control, que incluye un potenciómetro de precisión cuyas lecturas son proporcionales a la inclinación del instrumento en el plano del péndulo. El instrumento (fig. 66.10a) lleva cuatro ruedas montadas sobre resortes en el plano del péndulo, que se desplazan a lo largo de las acanaladuras de la camisa. La camisa en sí misma está constituida de plástico o de aluminio anodizado, con un diámetro interno de $2\frac{7}{8}$ ". Contiene dos conjuntos de ranuras en planos perpendiculares entre sí (fig. 66.10b) que permiten orientar al instrumento en los sucesivos registros. Cada conjunto de observaciones implica la lectura en los dos planos mencionados, de modo que se puede determinar la inclinación resultante.

La figura 66.11 muestra los resultados de una serie de observaciones realizadas en el lugar de un deslizamiento. La posición de la superficie de deslizamiento y la velocidad de desplazamiento se muestran claramente. La exactitud en la medida de los desplazamientos depende de la forma de la camisa curvada. Cuando el desplazamiento se produce dentro de un espesor del orden de los 50 cm, el movimiento de la parte superior de una camisa de 30 m de profundidad con respecto al fondo puede determinarse con una exactitud del orden de 1 cm. En cambio, si las distorsiones se extienden sobre una zona que tiene un espesor de 3 ó más metros, la exactitud puede ser solo del orden de 2,5 cm.

Observaciones sobre la deformación de túneles y alcantarillas flexibles

Si el revestimiento temporario de un túnel o alcantarilla aproximadamente circular está formado de anillos o costillas cerradas, se puede obtener una información valiosa respecto a las presiones que ejerce la tierra midiendo varios diámetros de una sección dada inmediatamente después de instalado el revestimiento y a intervalos regulares de tiempo posteriormente. Resulta en general más conveniente medir los diámetros horizontal y vertical y dos diámetros inclinados a 45° . Las mediciones se pueden realizar utilizando una cinta metálica.

La medición de la deformación gradual de revestimientos permanentes de túneles, como secciones tubulares de hormigón, requiere un método más

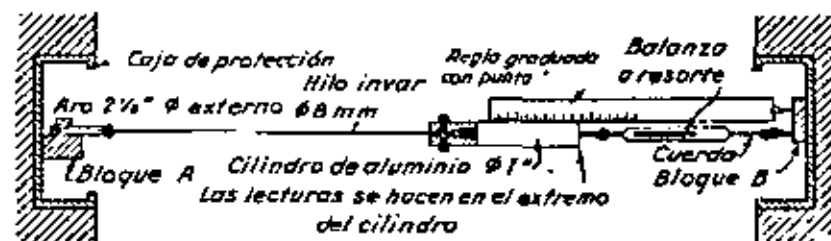


Fig. 66.12. Dispositivo para observar el cambio de diámetro de revestimientos permanentes de túneles tubulares.

refinado debido a que las deformaciones son menores. Un procedimiento que ha sido usado con éxito determina el cambio de distancia entre dos bloques permanentes de referencia por medio de un alambre de invar. En uno de los extremos, el alambre tiene fijo un aro metálico que se apoya contra un pasador en uno de los bloques de referencia, en la forma que lo muestra la figura 66.12. El otro extremo se une a un cilindro de metal liviano con terminales cuidadosamente pulidos. El cilindro va provisto de un gancho al cual se une una pequeña balanza de resorte. Para hacer una medición, el alambre de invar se extiende entre los dos bloques de referencia con la interposición de la balanza a resorte, de modo que el esfuerzo de tensión en el mismo alcance un valor predeterminado, como por ejemplo 10 kg. Alcanzada la tensión especificada, se mide la distancia por medio de una regla metálica terminada, en un extremo, en punta aguzada que se apoya contra el segundo bloque, y en el otro sobre el cilindro metálico. Para tener un control de la longitud del alambre o permitir su remplazo si se doblase o resultase dañado, se instala en forma permanente un conjunto de bloques tipo, que se disponen en un lugar accesible, donde la distancia entre bloques no esté sujeta a cambios. La lectura de la distancia entre bloques debe realizarse antes y después de cada conjunto de observaciones en el terreno. Para distancias que alcanzan alrededor de unos 10 m, las mediciones realizadas con este dispositivo tienen una exactitud del orden de 0,5 mm.

Lecturas seleccionadas

- Kjellman, W., T. Kallstenius y Y. Liljedahl (1955), "Accurate measurement of settlements", *Proc. Royal Swedish Geot. Inst.*, N° 10.
- Shannon, W. L., S. D. Wilson y R. H. Moese (1962), "Field problems: field measurements", Capítulo 13 de *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., Nueva York, McGraw-Hill, págs. 1025-1080.
- Bjerrum, L., T. C. Kenney y B. Kjaerøli (1965), "Measuring instruments for strutted excavations", *ASCE Journal, de Soil Mechanics*, 91, N° SM1, págs. 111-141.
- Wilson, S. D. y C. W. Hancock (hijo) (1965), "Instrumentation for movements within rockfill dams", *ASTM Special Tech. Publ.* 392, págs. 115-130.

ART. 67 MEDICIÓN DE EMPUJES DE TIERRA

Propósitos y medios de observación

La medición de las presiones o empujes de tierra se realiza para determinar la magnitud y distribución de las presiones de contacto entre los suelos y las estructuras, con el objeto de: 1) verificar o mejorar las bases de proyecto; 2) determinar la magnitud y distribución de las tensiones que se desarrollan en las masas de tierra, como las subrasantes de pavimentos para caminos y aeropuertos, y 3) proveer información respecto a las cargas que soportan los miembros individuales de apuntalamientos temporarios o permanentes que sostiene al suelo durante o después de la construcción.

Los intentos para medir las presiones de contacto contra las caras planas en estructuras de hormigón se han realizado usualmente utilizando células de presión embebidas en el hormigón, de tal modo que la superficie de

contacto entre suelo y célula estuviese enrasada con la superficie plana del concreto. Los resultados pueden ser engañosos debido a errores provenientes de las imperfecciones propias de las células de presión y también derivados del pequeño tamaño de las células mismas y del área de contacto entre suelo y célula. Los errores asociados con la imperfección de las células pueden evitarse con una instalación adecuadamente proyectada; en cambio, aquellos debidos a la pequeña área de contacto pueden resultar tan grandes como para necesitar el uso de un sistema totalmente diferente de medición, como aislar una parte grande de una estructura enterrada y medir la carga total que actúa sobre la misma. El uso de células de presión para medir las tensiones que se desarrollan en el interior de masas de tierra también conduce a errores, a menos que las células se proyecten e instalen en tal manera que su presencia no altere el estado de tensiones de la masa. Cuando el empuje que actúa contra un sostén es soportado por un sistema estructural simple, como los puntales de una excavación a cielo abierto (artículo 48), la magnitud y distribución de la presión pueden investigarse en forma muy conveniente y segura midiendo las cargas que actúan sobre los puntales.

Células de presión para medir las presiones de contacto

Como la cara de contacto entre suelo y célula está a ras con la cara externa del hormigón y la célula está totalmente embebida en concreto, su forma no tiene importancia. No obstante, cualquier desplazamiento de la cara de contacto entre célula y suelo cambia la presión en dicha cara. El error se torna excesivo si la relación entre desplazamiento y diámetro excede aproximadamente de 1/1000 (Taylor, 1947). Las primeras células consistían en cajas circulares chatas, llenas con un líquido, cuyas caras de contacto estaban formadas por una membrana flexible. La presión en el líquido se medía utilizando un manómetro ordinario. Aun cuando la deformación absoluta de la membrana era pequeña, resultaba suficientemente grande como para causar un importante cambio de presión. Por otro lado, las células eran extremadamente sensibles a los cambios de temperatura.

El próximo paso (Goldbeck y Smith, 1918) en el desarrollo de células de presión está representado por la célula Goldbeck que consiste en una caja circular de 5,4" de diámetro y 1,5" de espesor. El área de contacto con el suelo es de 10 pulgadas cuadradas. En este dispositivo, que está ilustrado por la figura 67.1a, la cara de contacto viene soportada en su centro por un botón metálico de contacto. Detrás del resto de la cara de contacto existe una cámara en la cual se puede hacer penetrar aire bajo presión. Cuando la presión de aire dentro de la cámara interior resulta suficiente para balancear la presión externa en la cara de contacto, ésta se desplaza y se corta el circuito eléctrico que hace el botón de contacto. Estos cortes vienen indicados por una luz eléctrica que se apaga o por una caída en la lectura de un amperímetro.

Aun cuando la célula de Goldbeck representa un gran adelanto sobre las anteriores, posee un número de desventajas, siendo la más importante el movimiento hacia afuera de la superficie de contacto, necesaria para

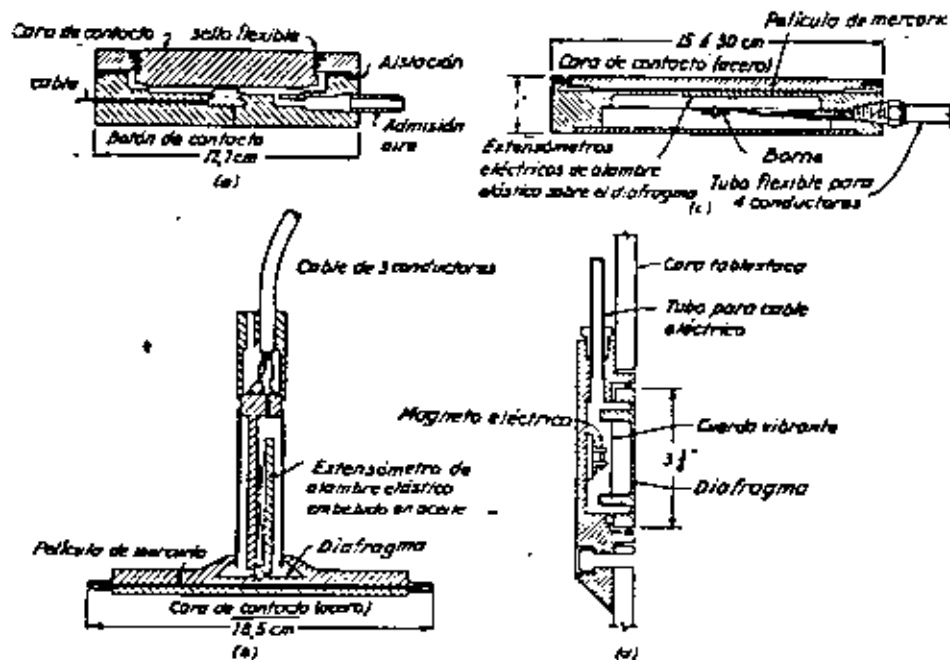


Fig. 67.1. Células para medir la presión. (a) Célula Goldbeck; (b) célula Carlson; (c) célula Waterways Experiment Station; (d) adaptación de la célula a cuerda vibrante para medir la presión contra la cara de un tablestacado.

interrumpir el circuito eléctrico. Por ello, la presión indicada es demasiado grande. Así por ejemplo, en una instalación, la presión observada por medio de las células de Goldbeck fue 80% en exceso de la carga determinada por métodos más exactos. En muchos casos, la interrupción del circuito eléctrico no se define en forma aguda sino que se produce como una disminución gradual de la corriente dentro de un intervalo grande de presión. La condensación de agua proveniente del aire comprimido o de otras fuentes comúnmente falsea los puntos de contacto y torna a la célula inoperativa. Para evitar estas dificultades se intentaron varias modificaciones, pero como los resultados no fueron muy felices, se han buscado nuevas aproximaciones al problema.

En las células mejoradas, en contraste con las del tipo Goldbeck, las lecturas se pueden hacer sin producir antes un desplazamiento por medios artificiales y las deformaciones de la cara de contacto son muy pequeñas. Los registros respecto de la confianza a largo plazo en la respuesta de la mayoría de las células colocadas en obra han sido en cambio más bien insatisfactorios. Entre aquellas que han demostrado ofrecer una respuesta confiable en un alto grado están la célula Carlson, la célula Waterways Experiment Station y la célula a alambre o cuerda vibrante.

La célula Carlson (fig. 67.1b) está esencialmente formada de dos placas chatas de acero de 7" de diámetro separadas por una película de

mercurio de aproximadamente 0,02" de espesor (Carlson y Pirtz, 1952). La carga aplicada contra las chapas de acero produce una presión en el mercurio. La parte central de la chapa superior de acero tiene un espesor reducido de modo que actúa como un diafragma relativamente flexible que se deforma hacia arriba debido al aumento de la presión de mercurio y actúa sobre un medidor de deformación Carlson. El medidor de deformación consiste en dos bobinas de alambre de acero montadas sobre carretes de porcelana y ligadas a un marco de acero. La deformación del diafragma aumenta la tensión en los alambres de una de las bobinas y reduce en la misma magnitud la tensión en la otra. Los cambios de tensión causan un cambio en la relación entre las resistencias eléctricas de las dos bobinas que puede medirse por medio de un puente de Wheatstone. El cambio en relación de resistencia es una medida de la deformación del diafragma y, por tanto, de la presión de contacto contra la célula. Es interesante hacer notar que un cambio de temperatura aumenta o disminuye la tensión en los alambres de las dos bobinas en la misma cantidad y, en consecuencia, no ejerce ningún efecto sobre la relación mencionada. Todo el medidor de deformación está colocado dentro de un vástago y puede leerse por medios eléctricos desde un punto distante. La exactitud de las lecturas puede ser influida por los cambios de resistencia de los cables de conexión.

El módulo efectivo de elasticidad de la célula de Carlson es casi igual al del hormigón. Por ello, los errores debidos a la deformación de la superficie de contacto no son importantes. La capacidad de las células de Carlson varía entre unos 300 y 50.000 kg. Para una instalación dada, debe seleccionarse una célula que tenga la menor capacidad factible, sin que llegue a ser sobrecargada, a fin de obtener la mayor sensibilidad posible. La sensibilidad es aproximadamente igual al 1% de la capacidad.

La célula de Waterways Experiment Station (WES) (fig. 67.1c) es similar en principio a la célula de Carlson, excepto que la deformación del diafragma que constituye la superficie de contacto se mide por medio de extensómetros eléctricos adheridos al interior del diafragma (Woodman, 1965). El circuito eléctrico elimina la posibilidad de error debido a un cambio de resistencia en los cables de conexión, pero la tendencia a la fluencia lenta del cemento utilizado para pegar los extensómetros eléctricos al diafragma puede conducir a la inestabilidad.

La célula de alambre o cuerda vibrante (fig. 67.1b) opera sobre el principio de que la deformación del diafragma modifica la tensión en un alambre elástico extendido entre dos pernos fijados al diafragma y que ello causa un cambio en la frecuencia natural de vibración del alambre. Cerca del alambre se monta un magneto eléctrico permanente. Para efectuar la observación se envía un impulso eléctrico a través del magneto, el que induce al alambre a vibrar. La vibración del alambre dentro del campo del magneto permanente produce una fuerza electromotriz en la bobina del magneto eléctrico con una frecuencia igual a la del alambre vibrante. La fuerza electromotriz se amplifica y su frecuencia se determina por medio de un instrumento portátil de medir frecuencias (Bjerrum et al., 1965). La deformación del diafragma es proporcional al cuadrado del cambio de frecuencia.

La temperatura produce la misma deformación en el diafragma que en el alambre vibrante y por tanto no requiere compensación. El comportamiento a largo plazo de tales células ha sido muy satisfactorio (Cooling, 1962). La célula que muestra la figura 67.1d se construyó para medir la presión de contacto contra la cara de un tablistacado metálico. La calibración de la célula no fue dañada por las vibraciones producidas por la hincas de las tablistacas.

Medición de las presiones de contacto contra grandes superficies

Cualquiera sea el tipo de célula de presión, las de uso común proveen un área de contacto que es muy pequeña comparada con el área total de contacto entre la estructura y el suelo, aun cuando se han instalado células del tipo WES con un diámetro que alcanza hasta 30' (Thayer, 1966). En la obra, la presión de contacto nunca está uniformemente distribuida porque el suelo nunca es homogéneo. Más aún, las operaciones de construcción introducen tensiones locales que pueden desviarse mucho de las presiones medias de contacto. Por ello, una segunda etapa en el desarrollo de técnicas para medir las presiones de contacto se ha dirigido a la creación de métodos para medir presiones sobre grandes áreas.

La figura 67.2a ilustra un método para medir presiones sobre grandes áreas y se refiere a las instalaciones realizadas para medir la presión de contacto en la base de una sección de un túnel del subterráneo de Chicago. En esta instalación las caras de contacto estaban constituidas por losas de hormigón fuertemente armadas, colocadas dentro de marcos formados por perfiles U de acero. Las losas fueron aisladas del resto de la solera del túnel utilizando planchas de corcho suficientemente compresibles como para no tomar más de una parte insignificante de la presión máxima a medir.

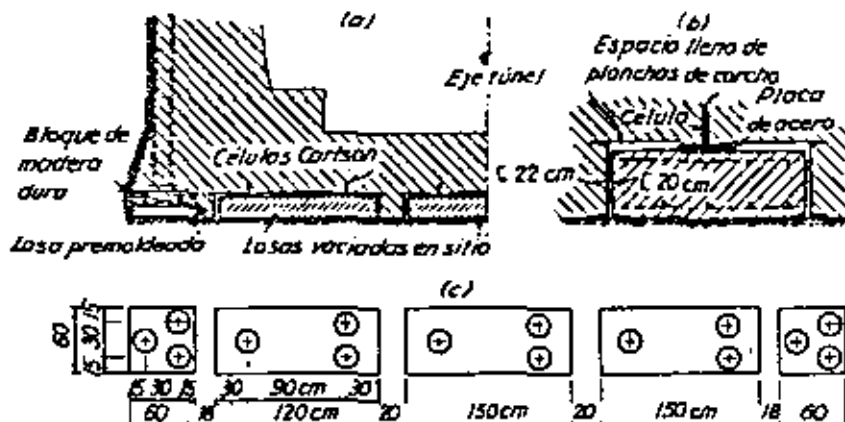


Fig. 67.2. Instalación usada para medir la presión de contacto en la base del túnel del subterráneo de Chicago. (a) Medida sección transversal por el intradós mostrando las losas de medición; (b) sección transversal de detalle de una losa; (c) planta con la disposición de las losas (según Terraghi, 1943e).

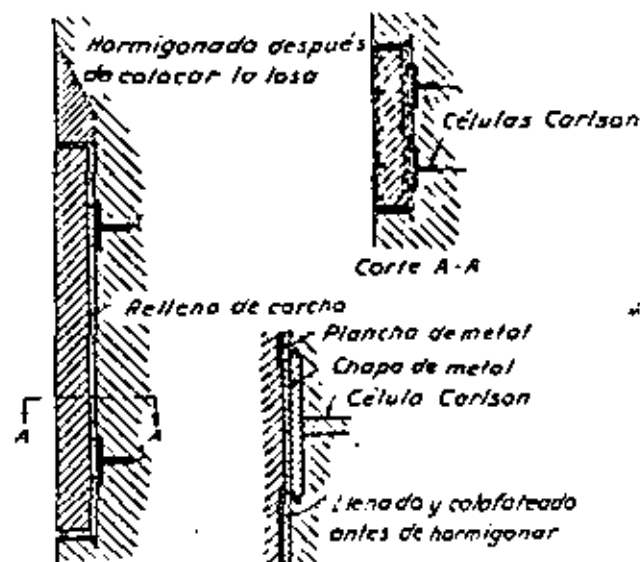


Fig. 67.3. Método propuesto para medir el empuje contra un muro de sostenimiento.

Entre cada losa y la solera se colocaron tres células Carlson, por medio de las cuales se puede determinar la carga que soporta la cara de contacto.

En general, esta instalación operó de una manera exitosa y, con modificaciones, es dable esperar que los principios utilizados conduzcan a resultados fehacientes bajo otras condiciones. De preferencia, las losas de medición, como las que se indican en la figura 67.2a, deben ser premoldeadas o bien vaciadas en el lugar con la mayor antelación posible a su solicitación por la presión de la tierra. En caso contrario, la deformación del hormigón fresco de las losas puede llegar a causar una disminución en la presión indicada, similar a la que se origina por deformación de las caras de contacto en las viejas células hidráulicas. Después de endurecidas, las losas deben ser prácticamente rígidas. Las losas de la instalación de Chicago no eran suficientemente rígidas, razón por la cual las células simples no llegaron a soportar una carga proporcional a la que solicitó a las células dobles combinadas. Parece probable que cuatro células por losa, en lugar de tres, hubiesen dado resultados más satisfactorios.

Las células Carlson, cuando se utilizan para medir reacciones en la manera descrita, constituyen una de las diversas variedades de células de carga. Otra variedad que hace uso de extensómetros de alambre vibrante se describe a continuación al tratar de la medición de las cargas sobre los puntales en excavaciones a cielo abierto.

La figura 67.3 sugiere un método para instalar losas similares para medir la presión que ejerce la tierra contra una pared vertical. Cuando se construye la pared se dejan recesos verticales para colocar la losa y las célu-

las de carga se embeben en el hormigón de la pared. Después que el hormigón ha endurecido y que se ha retirado el encofrado, la cara de cada célula se cubre con un disco metálico circular que sirve para transmitir la carga desde la losa a la célula. La cara del hormigón entre discos se cubre con corcho, y la losa premoldeada se coloca en el receso. En la cara lateral inferior las losas se apoyan sobre rodillos que ofrecen una resistencia muy pequeña a un ligero movimiento lateral de la pared. La luz entre el receso en las paredes y la losa se llena de corcho.

Si resultase más conveniente colar la losa en el lugar, debe dejarse un espacio por encima del receso, como muestra la figura 67.3, para dar lugar a la colocación del hormigón.

Medición de la presión en el interior de masas de tierra

Cuando las células de presión se utilizan para medir la presión interior de una masa de tierra, deben satisfacer la condición adicional de que su presencia no ejerza una influencia acentuada sobre el estado de tensiones de la tierra. Una célula representa un núcleo rígido colocado dentro de un medio compresible. Tanto la teoría como la experiencia han demostrado la conveniencia de que la relación entre el diámetro y el espesor sea mayor de cinco cuando la célula se instala para medir la presión vertical sobre un plano horizontal dentro de un terraplén, como un dique de tierra (Taylor, 1947). La misma célula conduciría a resultados erróneos si fuese usada para medir la presión horizontal contra un plano vertical, debido a que la dimensión vertical de la célula restringiría la deformación vertical del suelo adyacente y cambiaría radicalmente el estado de tensiones en la zona de contacto inmediata a la célula.

Como no existe posibilidad de instalar células en ningún tipo de suelo inalterado sin producir un cambio radical en el estado de tensiones del suelo hasta una distancia considerable desde la célula, se concluye que las células de presión solo pueden utilizarse en terraplenes artificiales.

Medición de la carga en puntales y otros soportes temporarios

Las mediciones más efectivas para proveer información respecto a la carga que soportan los miembros individuales de un sistema temporario de soporte de una masa de suelo son las que se realizan sobre miembros sometidos a compresión pura, como los puntales horizontales de una excavación a cielo abierto. La carga sobre miembros comprimidos puede determinarse ya sea por cálculo, partiendo de datos obtenidos con el uso de extensómetros, o bien transfiriendo la carga de los miembros a un dispositivo adecuado de medida. En algunos pocos casos se han intentado hacer estimaciones de las cargas observando la deformación que experimentan vigas sometidas a flexión, pero los resultados de estas estimaciones no resultan adecuados debido a que la deformación de las vigas induce un efecto de arco en el suelo situado en la cercanía del soporte que flexiona y disminuye la presión en una magnitud desconocida.

Cualesquiera sean los métodos de medición usados, las observaciones deben hacerse en varias secciones independientes a fin de obtener una concepción de la desviación de las cargas respecto del término medio (artículo 48).

Hasta hace poco los extensómetros que requerían un circuito eléctrico no daban resultados satisfactorios en obra, en gran parte debido a la sensibilidad de los extensómetros a la humedad y a la imposibilidad práctica de proveer una protección adecuada contra el deterioro y la humedad bajo las condiciones adversas que existen en los trabajos de construcción. Por estas razones, en muchas de las primeras mediciones realizadas para obtener las cargas que actuaban sobre los puntales, se utilizaron extensómetros mecánicos manuales de 25 cm de longitud. La operación era lenta y requería gran habilidad de parte del operador (Peck, 1941). Más recientemente, se ha desarrollado el extensómetro a cuerda vibrante, un instrumento simple, robusto y seguro que ha mejorado considerablemente la facilidad y exactitud del trabajo. En la figura 67.4 (Bjerrum et al., 1965) se ilustra una adaptación adecuada para ser usada en la medición de la carga que actúa sobre los puntales. Si los puntales son de perfiles de acero doble T de ala ancha, se usan dos extensómetros montados uno a cada lado del alma, en el núcleo central del puntal. Para evitar la influencia de una distribución no muy uniforme de tensiones, los extensómetros no se colocan cerca del extremo de un puntal sino a una distancia de aproximadamente 8 veces la altura del puntal entre alas. Los extensómetros se instalan practicando dos agujeros a través del alma del puntal e insertando un perno en cada agujero, fijados por medio de tuercas roscadas. A cada lado del alma, los pernos sostienen un alambre tensionado y un magneto eléctrico. Cada extensómetro se cubre luego con una caja protectora y se conecta por cable a un enchufe instalado en el alma del puntal, en un lugar conveniente cerca de sus extremos, donde el operador puede conectar el instrumento de medición de frecuencia cuando desea realizar una observación. Como los alambres tensionados están situados simétricamente respecto al eje neutro, se

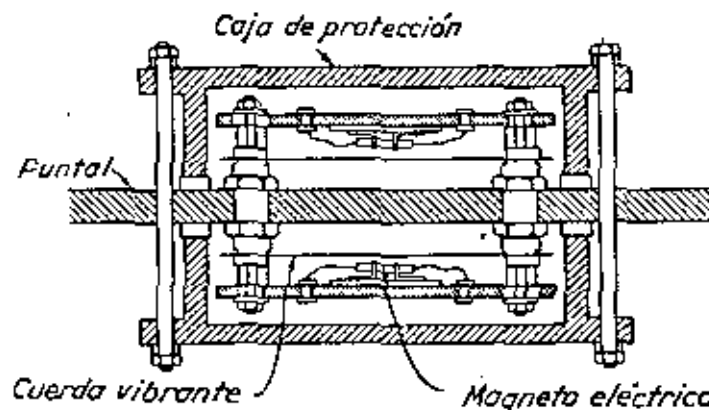


Fig. 67.4. Adaptación del extensómetro a cuerda vibrante para medir la carga sobre un puntal (según Bjerrum et al., 1965).

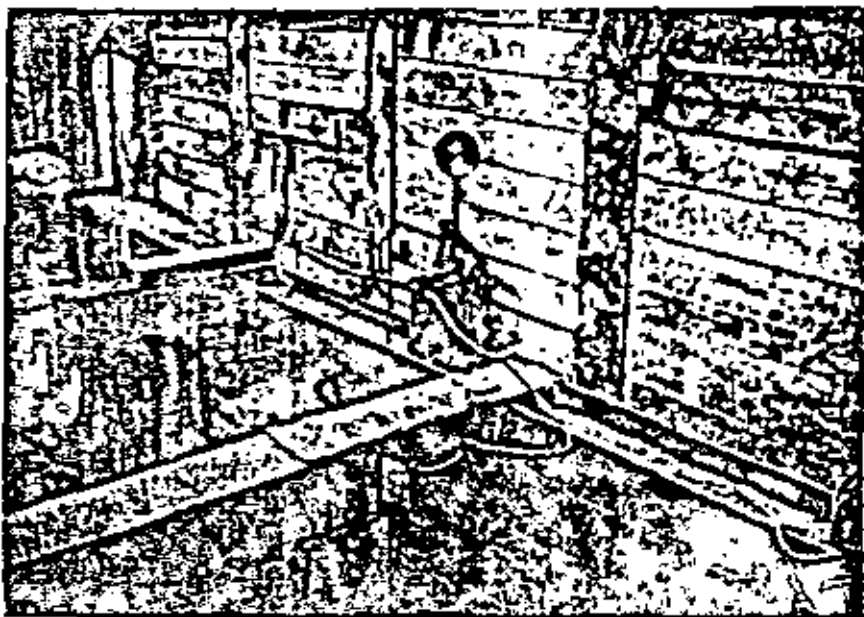


Fig. 67.5. Dispositivo para medir la carga sobre puntales por medio de gatos hidráulicos.

obtiene el término medio de las tensiones de compresión en el puntal dividiendo simplemente por dos los resultados obtenidos con los dos extensómetros. Si los puntales son asimétricos se pueden necesitar varios extensómetros para determinar la distribución de tensiones de compresión en su sección transversal. El error en las cargas sobre los puntales determinada por medio de los extensómetros de cuerda vibrante no excede usualmente del 10%. De ser posible, debiera realizarse un conjunto final de lecturas en los puntales descargados después de ser retirados de la excavación, para detectar y permitir la corrección de cualquier desviación en el cero de los extensómetros.

Los extensómetros montados sobre puntales son relativamente poco costosos y pueden considerarse como gastables. No deben, sin embargo, usarse si no se conocen las condiciones elásticas del puntal o éstas no resultan constantes. Por ello, no se pueden usar para determinar valores confiables de las cargas que actúan sobre puntales de madera. En estos casos se pueden realizar mediciones bastante buenas utilizando gatos hidráulicos, con un equipo como el que muestra la figura 67.5. La fuerza entre el puntal y la carrera se transfiere a un par de gatos hidráulicos intercomunicados, cuya carga se registra con un manómetro. La presión hidráulica se aumenta por incrementos hasta que los gatos ejercen fuerza suficiente para producir una pequeña luz entre el extremo del puntal y la carrera. El ancho del espacio así producido se mide por medio de micrómetros. Después que la separación

entre el puntal y la carrera ha alcanzado un valor del orden de 2 mm, se disminuye la presión hidráulica que actúa sobre los gatos por incrementos.

Para calcular la carga que actúa sobre el puntal se dibuja una curva como la de la figura 67.6a, que muestra la relación entre la carga transmitida por los gatos y la separación entre puntal y carrera. Debido a la fricción propia de los gatos, la curva encierra un lazo de histéresis de modo que, para una separación dada, la carga real que soportan los gatos es aproximadamente igual al promedio de las dos ramas del lazo de la histéresis. Sobre esta base, el lugar geométrico de los puntos que representan las cargas que

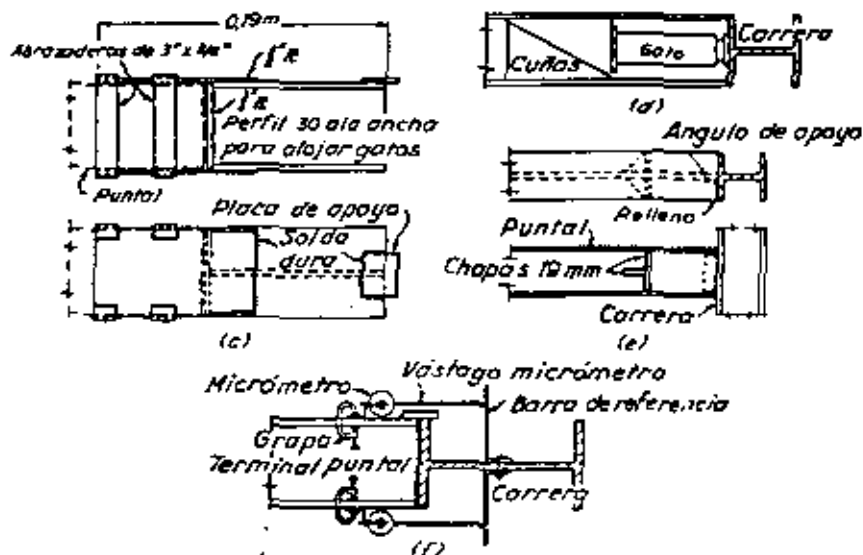
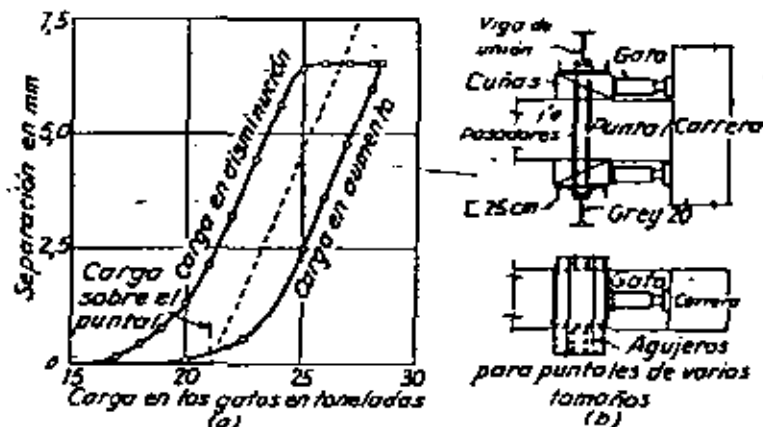


Fig. 67.6. (a) Relación entre la carga que soportan los gatos y la separación entre puntal y carrera; (b) y (d) métodos para proveer la reacción para los gatos en el caso de codales con carga pequeña; (c) zapato para puntal de madera; (e) caratula para puntal de acero; (f) método para medir la separación (según Perk, 1941).

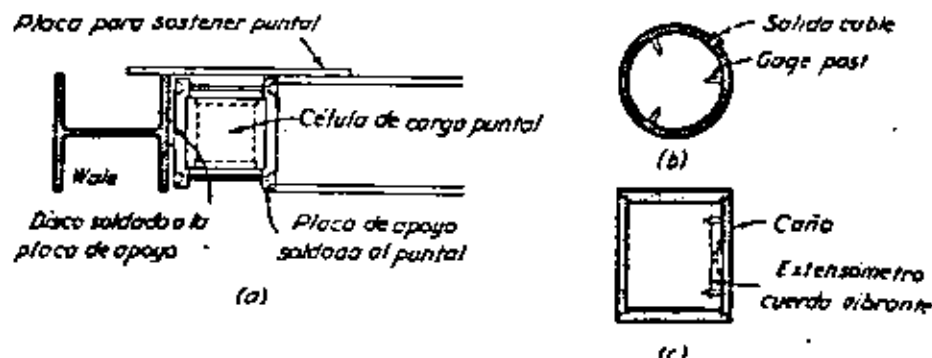


Fig. 67.7. (a) Célula de carga del tipo a cuerda vibrante adaptada para medir la carga sobre un puntal; (b) y (c) secciones transversales de la célula de carga (según Bjerrum, et al., 1965).

soportan los gatos para diferentes valores de la separación es una línea recta que intercepta al eje de abscisas, que representa separación cero, en el punto que corresponde a la carga que sostenían los gatos antes que la compresión del puntal fuese incrementada por los mismos. Esta carga es aproximadamente igual a la carga que los puntales soportaban antes de iniciar el gateo.

La carga sobre puntales determinada con este procedimiento excede la real en la magnitud de la fuerza necesaria para descargar de tensión la parte del puntal adyacente a los gatos. El error es sin embargo despreciable a menos que el puntal sea muy corto y muy rígido. En la práctica, lo corriente es que el puntal comience a separarse de la carrera en un punto de contacto antes que de otros y que resulte necesario promediar los valores de la carga sobre el puntal obtenida por medio de mediciones realizadas en los cuatro vértices del puntal durante la separación.

Para poder utilizar el método de los gatos, resulta necesario proveer una reacción suficientemente fuerte para transmitir la carga a transferir a los gatos. Los métodos que se muestran en la figura 67.6b y d se han utilizado exitosamente para medir las cargas sobre puntales cuya sollicitación no excedía de unas 15 t. Tienen la ventaja de que los puntales no necesitan ser preparados de antemano. Cuando las cargas sobre los puntales son mayores, las mediciones deben prepararse antes que el puntal se instale en la excavación. Para puntales de madera se pueden disponer zapatos en cada extremo del puntal para alojar a los gatos (fig. 67.6c). En los puntales metálicos se pueden soldar pequeñas ménsulas, como indica la figura 67.6e. Deben tomarse las medidas necesarias para impedir que el extremo del puntal caiga si por alguna razón los gatos se descargaran repentinamente. La separación entre puntal y carrera puede medirse por medio de micrómetros, con una precisión de 1/1000 de pulgada o 1/100 de milímetro, sostenidos en la forma que lo indica la figura 67.6f.

La experiencia ha indicado que el error asociado con el procedimiento de los gatos puede alcanzar valores del orden del 20 al 30 % de la carga

que soporta el puntal. Se pueden obtener mediciones más seguras y mucho más convenientes de las cargas que actúan sobre los puntales, cuando las circunstancias tornan inaplicables los extensómetros, instalando una célula de carga entre el extremo del puntal y la carrera, como lo indica la figura 67.7a. Un tipo de célula de carga está formada por un corto cilindro metálico dentro del cual se han montado tres extensómetros a cuerda vibrante. Las caras terminales del cilindro se cierran con chapas que los tornan herméticos (fig. 67.7b). El cable eléctrico se extrae de la célula a través de un agujero con tapón estanco. Cada célula se calibra en una máquina de ensayos. Tal tipo de célula de carga tiene la ventaja de que es robusta, segura y puede usarse aun bajo agua (Bjerrum et al., 1965). Por otro lado, es relativamente costosa, requiere una preparación previa por parte del contratista para poderla insertar y es algo sensible a la excentricidad de la carga. El error que se comete en la medición de las cargas que actúan sobre los puntales se considera que es del orden del 20 %.

Lecturas seleccionadas

- Ward, W. L. (1955), "Techniques for field measurement of deformation and earth pressure", *Proceedings of the Conference on Correlation between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures*, Institution of Civil Engineers, Londres, Artículo N° 3, Grupo 1, págs. 28-40.
- Nurke, H. H. (1960), "Garrison dam test tunnel: investigation and construction", *Transactions ASCE*, 125, págs. 230-287. Uso extensivo de extensómetros mecánicos.
- Cooling, L. F. (1962), "Field measurements in soil mechanics", *Geotechnique*, 12, N° 2, págs. 77-103.
- NGI (1962), "Vibrating-wire measuring devices used at strutted excavations", *Norwegian Geotechnical Institute, Tech. Rept. N° 9*. Comentario explicativo detallado sobre extensómetros a cuerda vibrante.
- Sisko, H. A. y C. V. Johnson (1964), "Pressure cell observations Garrison dam project", *ASCE Journal of Soil Mechanics* 90, N° SM5, págs. 157-179.
- Bjerrum, L., T. C. Keeney y B. Kjaernli (1965), "Measuring instruments for strutted excavations", *ASCE Journal of Soil Mechanics*, 91, N° SM1, págs. 111-141.

ART. 68. MEDICIÓN DE LA PRESIÓN DE POROS

Requerimientos fundamentales

Cuando el subsuelo es bastante permeable, la presión de poros se puede determinar fácilmente observando el nivel piezométrico en un caño abierto o en un pozo de observación, pues todo cambio de presión hidrostática produce un cambio casi simultáneo del nivel del agua dentro del pozo. Si, por ejemplo, la presión de poros aumenta en el suelo que rodea el extremo inferior abierto de un pozo de observación, se crea un gradiente hidráulico hacia dicho pozo. Como consecuencia, fluye agua rápidamente hacia el pozo, hasta que se alcanza el equilibrio, de modo tal que el nivel del agua en el pozo se corresponde entonces con la presión de poros que existiría en el suelo si no estuviese el pozo de observación. La presencia del pozo no tiene virtualmente ninguna influencia sobre la presión del agua contenida en los poros cerca del punto de medición.

Por el contrario, cuando el subsuelo es bastante impermeable, la presencia de un dispositivo para medir la presión del agua contenida en los poros puede alterar tan radicalmente dicha presión cerca del punto de medición, que los resultados de las observaciones llegan a ser totalmente engañosos. En efecto, si para indicar un cambio de presión se necesita que una pequeña cantidad de agua fluya dentro o fuera del dispositivo de medición, el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio puede resultar intolerablemente largo. Mientras el agua fluye hacia el instrumento, la presión de poros en el punto de medición es menor que la que existiría si el instrumento no estuviese presente. Si la presión de poros en la masa de suelo disminuyese debido a efectos naturales o resultantes de la construcción antes de alcanzar dicho equilibrio, la presión indicada seguiría aumentando hasta que la presión de poros general hubiese decrecido por debajo del valor localmente deprimido en la cercanía del instrumento, con lo cual el agua tendería a fluir del instrumento hacia el suelo. La presión local de poros en correspondencia con el instrumento se haría entonces mayor del valor que existiría si el dispositivo de medición no estuviese presente.

Por la razón expuesta, con el objeto de evitar resultados erróneos y sin significado, un instrumento para medir la presión de poros en un suelo impermeable debe reaccionar casi instantáneamente, sin requerir un movimiento significativo del agua contenida en los poros del suelo que lo rodea. Los piezómetros que utilizan sistemas hidráulicos cerrados y los dispositivos de medición eléctricos se han creado para satisfacer estas condiciones.

El tipo de instalación que mejor se adapta para un lugar y propósito dados se determina en gran parte por el tiempo de reacción o de retardo hidrostático de la instalación (Hvorslev, 1951). Este número se define como el tiempo que necesita la instalación para ajustarse casi completamente al cambio de presión de poros producido. Como el tiempo teórico para completar el ajuste es infinitamente largo, los requerimientos prácticos se basan en el tiempo que se necesita para alcanzar el 90% de la igualización. El tiempo de retardo depende de la cantidad de flujo requerido para producir una respuesta del aparato, de la permeabilidad del suelo y de las dimensiones de los filtros que rodean el extremo permeable.

La adaptabilidad de cualquier tipo de equipo también depende de los requerimientos físicos del lugar. Los piezómetros constituidos por caños abiertos, por ejemplo, solo pueden observarse si el extremo superior de los caños resulta accesible. Por tanto, pueden tornarse imprácticos para medir las presiones de poros en el núcleo de un dique de tierra durante la construcción, en cuyo caso un sistema hidráulico cerrado puede sustituirlo con ventaja ya que la lectura remota puede resultar mucho más apropiada. Por el contrario, en un sistema hidráulico cerrado, no resulta factible medir una presión de poros negativa de gran magnitud porque la tendencia del aire a liberarse de la solución y el vapor de agua conducen a la formación de burbujas dentro del sistema de medición. La formación de tales burbujas, conocida como *cavitación*, aumenta grandemente el tiempo de demora del sistema. Aun cuando la presión de poros resulte positiva en el punto donde se realiza la medición, las presiones negativas en el sistema hidráulico

no pueden evitarse a menos que todas las líneas de conductos y la caja que contiene los aparatos de medición estén situadas a una altura no mayor que el nivel piezométrico del punto que se está investigando.

Si el suelo no está saturado, los poros están llenos parcialmente de agua y parcialmente de aire, y las presiones en las fases líquidas y gaseosas son diferentes. La diferencia es pequeña si el grado de saturación es cercano al 100%, pero puede ser extremadamente grande para grados de saturación bajos. La significación de las mediciones depende entonces en grado considerable del *valor de la presión característica de paso de aire* del extremo poroso o del filtro del aparato en contacto con el suelo (Bishop et al., 1964). El valor de la presión característica de paso de aire es igual al excedente de presión de aire sobre una cara de un filtro saturado, respecto de la presión de agua existente en la cara opuesta, necesaria para poder forzar aire a través del filtro.

Si la diferencia $u_a - u_w$ entre la presión del aire y la del agua contenida en el suelo excede el valor de la presión característica del paso de aire, el aire entra en el filtro saturado, el agua contenida en el filtro es absorbida por el suelo y la presión medida corresponde a la presión del aire más que a la presión del agua contenida en los poros. Por ello, para medir la presión del agua en los poros de los suelos parcialmente saturados, se necesitan filtros con un alto valor de la presión característica de paso de aire. Esta condición raramente se ha satisfecho en las instalaciones realizadas hasta ahora en los núcleos de diques de tierra compactados del lado seco del óptimo, de modo que la mayor parte de las mediciones efectuadas en los mismos no tiene validez. Si la presión negativa del agua de los poros es muy grande, aun el uso de un filtro con un alto valor de la presión característica de paso de aire puede no llegar a impedir la cavitación y la acumulación de aire y vapor de agua entre el filtro y el dispositivo de medición, con lo cual ya no resulta posible medir con seguridad.

Cuando el subsuelo está formado de capas permeables separadas por otras menos permeables, los niveles piezométricos en las capas permeables pueden diferir entre sí, de modo que todo piezómetro que tenga por propósito medir la presión de poros en una cualquiera de estas capas debe ser cuidadosamente sellado dentro de la misma. De no hacerlo se puede originar un escurrimiento a lo largo de la instalación, desde una capa permeable a la otra, que invalida los resultados de las observaciones.

El análisis realizado conduce a la conclusión de que, a diferencia con las observaciones de desplazamientos y aun de las presiones de tierra, la selección e instalación de instrumentos para medir presiones de poros no pueden considerarse como una cuestión de rutina sino, por el contrario, requiere un conocimiento profundo de la mecánica de suelos, experiencia y una atención metódica respecto a los detalles. De otro modo, las observaciones pueden no tener valor alguno y aun conducir a conclusiones erróneas.

Los apartados que siguen contienen descripciones de algunos de los tipos más comunes de dispositivos de medición y las precauciones que es necesario tomar durante su instalación. Esta información es seguida por una descripción sumaria de los tiempos de retardo hidrostático de cada

uno de estos dispositivos bajo distintas condiciones, a fin de posibilitar una decisión sobre los tipos más adecuados para cada caso particular.

Piezómetros abiertos o pozos de observación

Si el coeficiente de permeabilidad k es mayor de aproximadamente 10^{-4} cm/seg. valor éste que corresponde a una arena fina limpia o ligeramente limosa, la medición de la presión de poros se puede realizar por medio de pozos de observación. Cuando el estrato acuifero es bastante homogéneo, se pueden hincar o hacer descender por inyección pozos filtrantes del tipo *well point* (artículo 47), de unas 2" de diámetro hasta alcanzar una profundidad bien por debajo de la posición más baja estimada para el nivel freático. Los pozos filtrantes y sus caños de subida sirven como tubos piezométricos en los cuales asciende el agua hasta el nivel que corresponde a la superficie libre o nivel freático. Para hacer mediciones acotadas, es necesario conocer los niveles de los extremos superiores de los caños de subida, ya que los mismos sirven de puntos de referencia. Si no se necesita un alto grado de exactitud, la profundidad a que se encuentra el nivel del agua se puede determinar haciendo descender una varilla de madera después que su superficie ha sido cubierta con una capa de tiza blanca. La tiza que se sumerge se tonaliza. Otro método consiste en bajar un par de conductores pelados en sus extremos inferiores que están ligados a una fuente de potencia y a un galvanómetro que señala cuándo se cierra el circuito por inmersión de los extremos en el agua.

Si el estrato acuifero contiene una o más capas que tienen una permeabilidad relativamente baja, es necesario instalar tubos piezométricos separados que lleguen a cada horizonte permeable. Hay que cuidar que los extremos filtrantes no se hincuen o fuercen a través de las capas poco permeables, debido a que las aberturas de la parte inferior perforada de los mismos pueden obturarse. Más aún, no deben ser colocados dentro de una perforación no encamisada debido a que el diámetro exterior del caño de subida puede resultar menor que el diámetro de la perforación. Por ello, es aconsejable practicar y encamisar ajustadamente una perforación de unas 6" de diámetro, que se extienda desde la superficie hasta un punto cercano al límite inferior del horizonte que se desee investigar. El metro inferior debe llenarse con arena limpia que tenga un tamaño efectivo dos o tres veces mayor que el de la arena del subsuelo, para luego insertar dentro de la misma un tubo de 1" hasta hacerlo penetrar por empuje unos 30 cm dentro de la arena. Como alternativa, se puede bajar al fondo de la perforación un extremo filtrante tipo *well point* para luego echar arena dentro de la misma hasta que se haya formado un filtro de aproximadamente 1 m de altura que rodee y tape el extremo filtrante. Durante esta operación es muy importante mantener una corriente continua de agua hacia la perforación, a fin de evitar que las aberturas del filtro resulten obturadas con materiales de arrastre de la perforación. Se levanta luego la camisa, hasta llegar un poco por debajo de la superficie superior de la capa permeable, y se agrega más arena. Desde este nivel hasta un punto situado un poco por encima del

estrato débilmente permeable, la perforación se obtura con un material impermeable a medida que se levanta la camisa. El material de obturación puede estar constituido por arcilla bien compactada, con un contenido de humedad intermedio entre el límite plástico y el límite líquido, depositada dejando caer de a poco pequeños trocitos o bolitas a medida que se compacta cuidadosamente. Después de haber colocado cierto espesor de arcilla, puede resultar más expeditivo sellar la perforación utilizando una lechada espesa de cemento portland. Cualquiera sea la solución adoptada, se necesita una inspección cuidadosa para evitar que el descuido llegue a arruinar la instalación.

En materiales menos permeables, el tiempo de reacción de un piezómetro abierto ordinario puede tornarse excesivo. Se reduce aumentando el área de contacto entre el filtro y el suelo circundante lo más posible y reduciendo el diámetro del caño de subida a la mínima dimensión para la cual aún se puede sondear con exactitud. Más aún, en suelos débilmente permeables, la presencia de burbujas de gas en el filtro, el extremo poroso, y en otras partes del aparato aumenta el tiempo de reacción, de modo que, teniendo en cuenta que por acción electrolítica sobre los metales se facilita la formación de gas, resulta ventajoso eliminar en este caso todo elemento metálico. A. Casagrande ha propuesto un piezómetro que es extensamente usado, en el cual se han incorporado todos estos refinamientos.

El piezómetro Casagrande (fig. 68.1) consiste esencialmente en un extremo tubular poroso instalado a la profundidad a la cual se desea medir la presión de poros, que está ligado a un caño de elevación en el cual se observa o se mide el nivel que alcanza el agua. El extremo inferior o punta está constituido de un cilindro hueco poroso, formado de material cerámico de grano fino de una longitud variable entre 30 y 60 cm, con un diámetro exterior de $1\frac{1}{2}$ " y uno interior de 1". El tubo de elevación es de material plástico con un diámetro exterior de $\frac{1}{2}$ ". El dispositivo no utiliza ningún material metálico. Para que exista una gran superficie de contacto entre el instrumento y el suelo, el tubo poroso se embebe en una columna de arena permeable que debe cumplir con la condición de ser filtro del material en que se desea medir la presión de poros.

El piezómetro se instala dentro de una perforación cuya parte inferior se obtiene hincando una camisa de 2" de diámetro y 3 m de longitud, formada por un solo caño sin cuplas ni zapato, que se limpia luego sin llegar a lavar por debajo de su extremo. De esta manera se asegura un estrecho contacto entre la camisa y el suelo. A medida que se vuelca la arena filtrante y se coloca el piezómetro en posición, el caño se levanta aproximadamente 1.5 m. El tubo de elevación de plástico se sella contra el interior de la camisa por medio de dos capas de bentonita, introducida en la misma en forma de bolitas plásticas de aproximadamente 1 cm de diámetro, que se dejan caer y apisonan con un peso cilíndrico especial provisto de una parte hueca central que permite su desplazamiento hacia arriba y hacia abajo a lo largo del tubo de elevación.

Los detalles de la forma en que tiene que practicarse la instalación han sido elaborados con gran cuidado (Casagrande, 1949, 1958) y deben

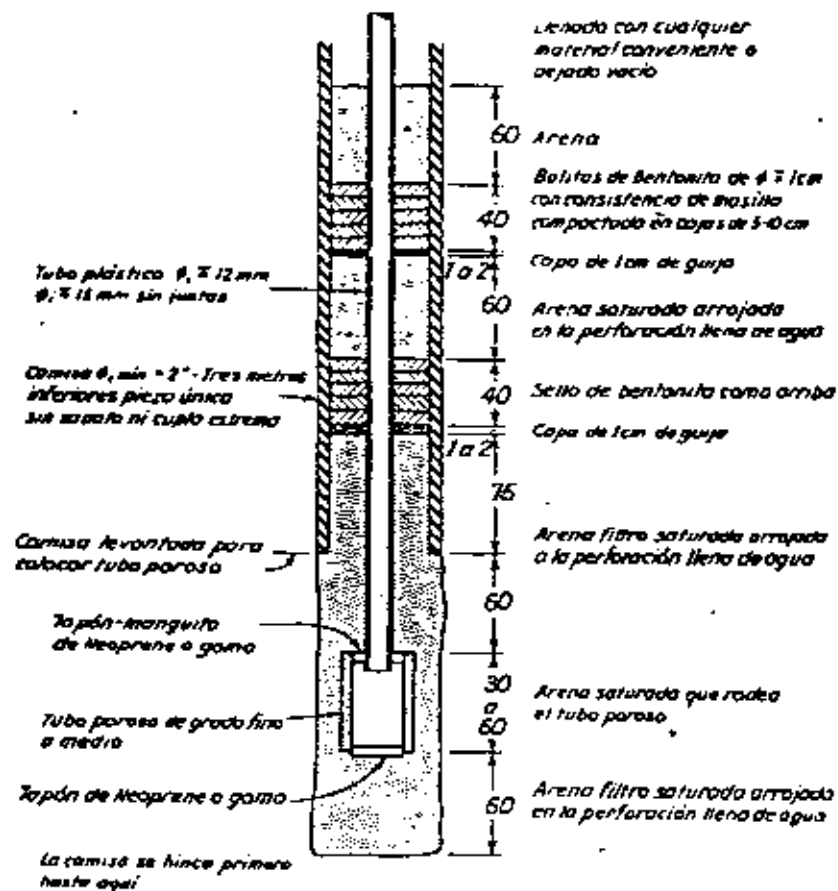


Fig. 68.1. Piezómetro abierto tipo Casagrande (según A. Casagrande, 1919).

seguirse en forma estricta, a menos que las condiciones locales requieran o justifiquen desviaciones. Bajo ciertas condiciones, el lento y tedioso procedimiento de formar los sellos de bentonita puede ser remplazado por el uso de una mezcla de caolinita y AM-9 de endurecimiento relativamente rápido (Lambe, 1959).

La posición del nivel freático se puede observar por medio de una sonda a cable formada por dos conductores aislados expuestos en su extremo inferior. Se hace descender el cable dentro del tubo de elevación hasta que los extremos expuestos hacen contacto con el agua, en cuya circunstancia se cierra un circuito eléctrico, cierre que es acusado por un galvanómetro. Para mantener el cable en estado tirante se enrolla un alambre en forma de espiral en su parte inferior. Hay que tener cuidado de que la presencia de gotas de agua adheridas a las paredes del caño de elevación no den una falsa indicación del nivel freático. Se puede construir una sonda

más refinada utilizando un cable protegido con una cubierta de material plástico, como el que se utiliza para micrófonos (A. Casagrande, 1958).

El procedimiento de trabajo cuidadoso elaborado y delicado que es necesario seguir para asentar el piezómetro de Casagrande puede evitarse, bajo condiciones favorables del subsuelo, usando dispositivos que se prestan para ser introducidos por empuje en el terreno. El piezómetro Geonor (fig. 68.2) es representativo de un dispositivo de este tipo. Está sellado en su parte inferior por una punta común metálica que facilita la introducción del piezómetro. La parte permeable está constituida por un cilindro de bronce poroso que tiene el mismo diámetro externo que la parte superior de la punta cónica, diámetro que a su vez es igual al de las barras normales de sondeo tipo E, las que se utilizan por tanto para hacer penetrar por empuje, o con gatos, el instrumento en el terreno. Para mantener el tiempo de reacción del piezómetro, el elemento poroso es relativamente largo, y

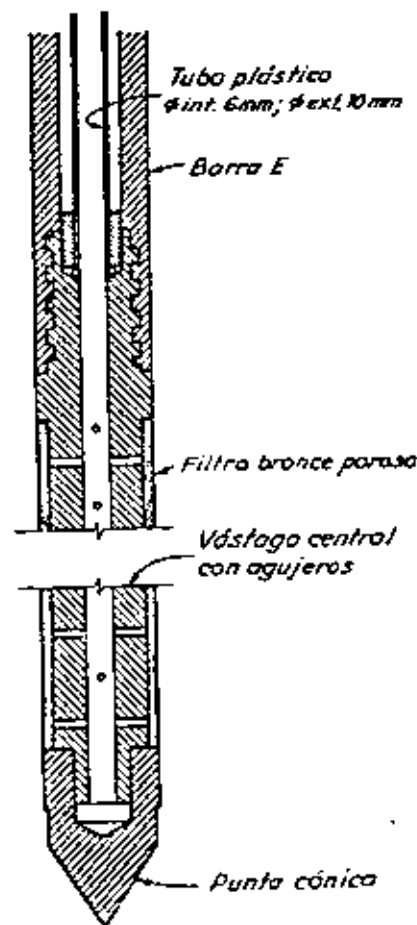


Fig. 68.2. Piezómetro abierto tipo Geonor (según Bjerrum et al., 1965).

los tubos plásticos tienen el menor diámetro con el cual es aún posible realizar un sondeo fehaciente. En suelos blandos el piezómetro puede introducirse por empuje en toda su longitud. En los suelos más resistentes, en cambio, hay que practicar una perforación hasta una cierta profundidad y luego introducir el piezómetro por empuje por debajo de la misma en la longitud necesaria para asegurar un buen sellado del piezómetro y las barras de sondeo.

Sistemas hidráulicos cerrados

Un tubo de elevación puede ser convertido en un sistema hidráulico cerrado colocando un manómetro en su extremo superior, siempre y cuando la posición de equilibrio en el nivel del agua dentro del tubo esté por encima del nivel del manómetro. Sin embargo, si se exceptúan los suelos permeables, el tiempo de reacción del piezómetro no suele reducirse apreciablemente, a menos que todas las partes del sistema estén completamente llenas de agua, debido a que la compresibilidad de las inclusiones —gases, burbujas de aire o vapor de agua— es tan grande que se necesita una fluencia sustancial de agua para producir una respuesta. Más aún, si bien un sistema cerrado puede teóricamente medir por lo menos una pequeña presión negativa, la tendencia del aire a salirse de su estado de solución, o del gas a acumularse, con frecuencia torna un sistema inicialmente saturado en un dispositivo que no responde. Por ello, los sistemas cerrados idóneos para medir presiones pequeñas o negativas van comúnmente provistos de medios para eliminar el aire acumulado dentro de su circuito.

La figura 68.3a muestra el dispositivo desarrollado por el U. S. Bureau of Reclamation para medir las presiones de poros en diques de tierra y otros terraplenes, el cual es extensamente usado por muchas organizaciones (U S B R, 1963). Está constituido por una punta plástica, en la cual se hallan embebidos discos porosos, a través de los cuales la presión de los poros se transmite al sistema de medición. Los discos conducen a una cámara de la cual parten dos tubos plásticos. Estos tubos permiten la circulación de agua desaireada a través de la punta con el objeto de arrastrar y extraer las burbujas de aire existentes en el sistema. La punta se coloca en una cavidad, excavada por debajo de la superficie del terraplén durante su construcción, y los tubos plásticos se disponen en zaujas prácticamente horizontales que conducen a una casilla de medición colocada normalmente en el talud agua abajo de la presa. En la casilla de medición están situados los manómetros y una bomba para hacer circular agua desaireada. Con objeto de hacer una observación, el agua se hace circular a través del sistema hasta haber extraído todo el aire libre, en cuyo momento se cierra la línea de circulación y se conecta el sistema a los manómetros, los que a su vez han sido desaireados. Si esta desaireación se ha realizado con éxito, los manómetros prontamente alcanzan el estado de equilibrio.

La experiencia derivada con este tipo de sistemas hidráulicos ha sido en general satisfactoria, excepto por la dificultad de que hasta hace poco, toda vez que se observaban presiones de poros negativas, la medición efec-

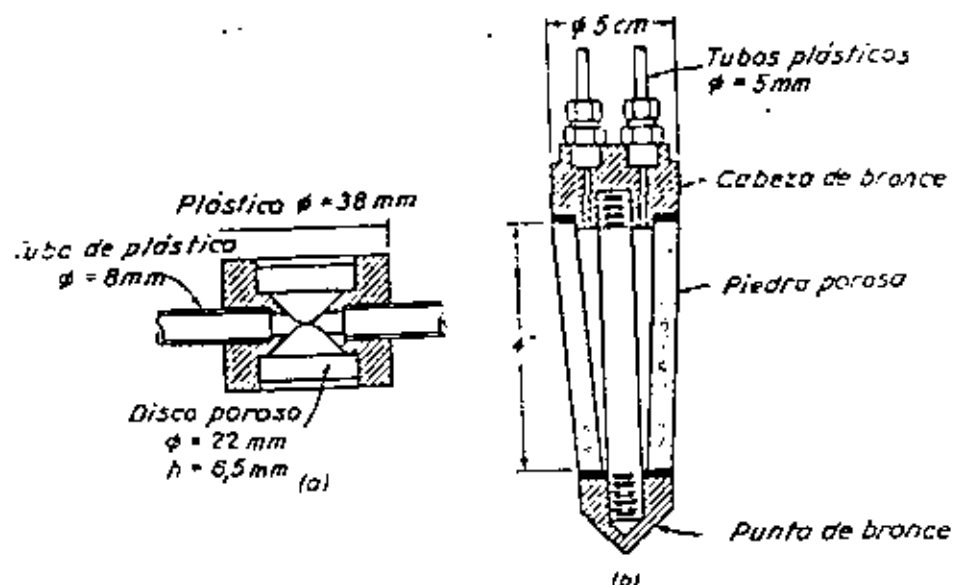


Fig. 68.3. Piezómetros hidráulicos cerrados. (a) Punta plástica para terraplenes tipo USBR (según USBR, 1963); (b) punta tipo Bishop (según Bishop et al., 1960).

tuada se refería, probablemente, más a la presión del aire contenido en los poros que a la presión del agua. Esta situación era una consecuencia del uso de piedras porosas con un valor demasiado bajo de la presión característica de paso de aire y ha sido subsanada en instalaciones recientes. Un inconveniente práctico serio lo constituye la vulnerabilidad de los tubos plásticos, que pueden ser fácilmente dañados durante la construcción. Más aún, a menos que se tomen medidas adecuadas, los tubos pueden también resultar dañados por las deformaciones propias del terraplén, en especial las que causan su estiramiento horizontal. Si la longitud de los tubos entre la punta porosa y la casilla de mediciones es muy larga, el cambio de volumen del tubo puede aumentar el tiempo de reacción.

Se han desarrollado varias modificaciones al piezómetro tipo USBR. La que muestra la figura 68.3b (Bishop et al., 1960) tiene por objeto reducir al mínimo la necesidad del lavado para extraer el aire. Está provisto de un tubo cerámico que tiene un valor de la presión característica de paso de aire del orden de los 2 kg/cm² y es cónico para mejorar el contacto inicial con el suelo cuando la punta se coloca dentro de un agujero formado previamente en el terraplén utilizando una estampa cónica de acero. Como algunas variedades de tubos plásticos son ligeramente permeables al aire y otras al agua, y teniendo en cuenta además que algunas poseen una rigidez que es más bien deficiente y tienden a distorsionarse con el tiempo, la elección del tubo de plástico más adecuado merece atención especial (Bishop et al., 1964). Las instalaciones de estos dispositivos en los núcleos impermeables

de varios diques de tierra estaban aún operando en forma exitosa en 1964, después de cuatro años, y requerían ser desaireadas solamente una vez por año.

La necesidad de obtener un sello adecuado alrededor del tubo plástico, para evitar la existencia de caminos permeables que pudieran alterar la distribución de las presiones de poros cerca del punto de medición, se torna más vital con la disminución de la permeabilidad del suelo. Las zanjas que contienen los tubos de los piezómetros tipo USBR deben ser llenadas y compactadas a mano, en particular en la parte impermeable del dique o terraplén. El relleno a utilizar debe consistir en arcilla plástica, con una humedad por encima de la óptima de Proctor. Cuando los piezómetros se instalan dentro de perforaciones se deben seguir procedimientos similares a los descritos para el piezómetro tipo Casagrande. Se necesita un cuidado especial para asegurarse de que las dos líneas de tubos que forman parte del mismo piezómetro estén suficientemente separadas entre sí como para permitir la colocación de material de sellado alrededor de cada tubo.

Piezómetros eléctricos

En principio es dable construir un piezómetro con un retardo hidrostático extremadamente pequeño, recurriendo a una cámara estanca separada de la punta porosa por un diafragma cuya deformación se mide con un extensómetro de lectura remota a través de un circuito eléctrico. El comportamiento a largo plazo de la mayoría de estos dispositivos no ha sido satisfactorio, principalmente debido a la inestabilidad elástica y a la deformación plástica lenta de los extensómetros eléctricos, o de los cementantes utilizados para pegarlos a los diafragmas, y a la eventual entrada de agua en la cámara estanca. Estas y otras dificultades son similares a las tratadas en el artículo 67 al estudiar las células de presión.

Hasta ahora, el mejor registro de comportamiento lo proveen los piezómetros que contienen extensómetros de alambre o cuerda vibrante (artículo 67). La fig. 68.4 muestra el piezómetro Maihak, provisto de una cuerda vibrante (Brooker y Lindberg, 1965). Para la mayoría de las instalaciones, la piedra porosa ha estado formada de metal poroso, saturado con un aceite animal apropiado. Dado que el valor de la presión característica de paso de aire de estas puntas es más bien bajo, del orden de 0.1 kg/cm^2 , es probable que en las instalaciones realizadas en suelos no saturados se haya medido más bien la presión del aire que la del agua contenida en los poros, en particular si la diferencia entre la presión del aire y la del agua era en el lugar mayor de unos décimos de kilo por centímetro cuadrado. La medición de presiones de poros positivas ha sido satisfactoria.

El replazo de la punta de metal poroso por otra saturada de agua con un alto valor de la presión de paso de aire debiera permitir la medición de presiones de poro negativas en instalaciones a corto plazo. Sin embargo, como es dable esperar que el aire salga de solución y se acumule en la parte inferior de la punta porosa, y como no hay medios disponibles para eliminar

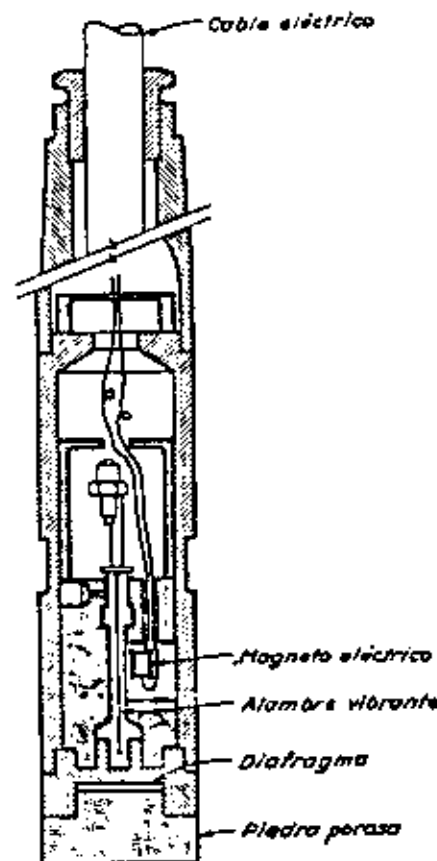


Fig. 68.4. Piezómetro a cuerda vibrante operado eléctricamente (según Brooker y Lindberg, 1965).

el aire por lavado, el dispositivo puede eventualmente comenzar a leer presiones de aire (Bishop et al., 1964).

Se necesita el mismo cuidado para sellar los piezómetros eléctricos en sus hoyos o perforaciones como el que se requiere para los piezómetros hidráulicos de circuito cerrado.

Piezómetros neumáticos

En los piezómetros eléctricos, la presión de poros actúa sobre un diafragma que se deforma, deformación ésta que sirve de elemento de medición. En los piezómetros neumáticos, el diafragma se somete por arriba a una presión de aire que balancea la presión de poros. La sensibilidad del instrumento depende de la magnitud de la deformación del diafragma necesaria para balancear la presión de aire. Se construyen de dos tipos.

En ambos tipos, dos tubos de aire conducen a una cámara situada

detrás de un diagrama flexible. En los *piezómetros a burbuja*, el aire se introduce en el tubo de admisión a una presión que crece lentamente. Mientras la presión de aire es menor que la presión de poros, el diafragma mantiene cerrada la entrada al tubo de salida. Cuando la presión del aire iguale a la presión del agua de los poros, el diafragma se desplaza ligeramente y el aire escapa por el tubo de salida, el que descarga dentro de un recipiente lleno de agua. La aparición de burbujas de aire indica que la presión del agua es igual a la presión del aire inyectado en el tubo de admisión y medida por un manómetro (Warlam y Thomas, 1965).

En un segundo tipo de piezómetro, los tubos de admisión y salida normalmente se comunican entre sí por detrás del diafragma. Cuando se quiere realizar una observación, se aumenta lentamente la presión del aire en el tubo de admisión mientras se mantiene cerrado el de salida. Cuando la presión en la tubería alcanza a la presión del agua de los poros, el diafragma acciona una válvula que bloquea la fluencia de aire entre tubo de admisión y salida. La lectura de un manómetro instalado en la línea de salida proporciona el valor de la presión del agua (Wilson, 1966).

Los piezómetros neumáticos eliminan la necesidad de desairear los tubos de agua y de proteger a éstos y a los manómetros de las heladas. Tampoco necesitan de un circuito eléctrico. Su tiempo de reacción es relativamente pequeño, pero no ha sido aún totalmente evaluado.

Elección del tipo de piezómetro

Como regla, el piezómetro seleccionado para un propósito dado debe ser el más simple de todos los que satisfacen las necesidades del problema en consideración. A medida que aumenta la complejidad del piezómetro o del sistema de medida, se multiplican el costo y las posibilidades de un funcionamiento deficiente y de su eventual rotura.

Ya se hizo mención de la influencia que las restricciones del lugar ejercen sobre el tipo de piezómetro a seleccionar. Pero no solo debe considerarse el tipo de instrumento sino también la relativa facilidad o dificultad para obtener un sellado real y la medida en que la instalación puede interferir con las operaciones de construcción.

En todos los casos, el retardo hidrostático de la instalación merece cuidadosa atención y puede eliminar ciertos tipos de piezómetros. De la figura 68.5 se puede deducir el orden de magnitud del tiempo necesario para obtener una respuesta del 90% con distintos tipos de piezómetros. La significación que puede tener el retardo en la respuesta depende en gran parte de la naturaleza de las fluctuaciones en presión de poros anticipada. Por ejemplo, según la figura 68.5, el tiempo necesario para obtener una respuesta del 90% con un piezómetro a tubo de elevación abierto en un suelo con un coeficiente de permeabilidad de 10^{-7} cm/seg es de unos 5 días. No obstante, el uso de un piezómetro Geonor puede resultar apropiado si el instrumento puede dejarse en posición durante varios días y la instalación tiene por propósito determinar la presión de poros en un depósito

natural donde no se esperan fluctuaciones importantes. Por el contrario, si se intenta un registro detallado de las condiciones piezométricas sobre una gran extensión insertando el instrumento en distintos lugares y esperando en cada lugar el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio antes de pasar al siguiente, una demora mayor de unos pocos minutos resultaría intolerable y el instrumento inadecuado. Más aún, si la presión del agua en el punto de medición estuviese sujeta a fluctuaciones diarias, como puede ocurrir con el embalse de una presa para una casa de máquinas, un retardo hidrostático de tres días oscurece completamente las variaciones reales de la presión del agua y las observaciones no tienen valor alguno. Para obtener resultados satisfactorios bajo estas condiciones se necesita una instalación con un retardo no mayor de 30 a 60 minutos y, de acuerdo con la figura 68.5, se necesitará un piezómetro hidráulico a circuito cerrado.

Resulta evidente que es necesario dar a los requerimientos de cada instalación una consideración cuidadosa. Para una elección adecuada del instrumento se necesita un conocimiento detallado de las condiciones del subsuelo y de la forma en que se produce el escurrimiento del agua. Más aún, a menos que la instalación se realice con el máximo de cuidado y con una consideración inteligente de las condiciones del terreno, sin ajustarse ciegamente a reglas establecidas, aun los instrumentos más refinados

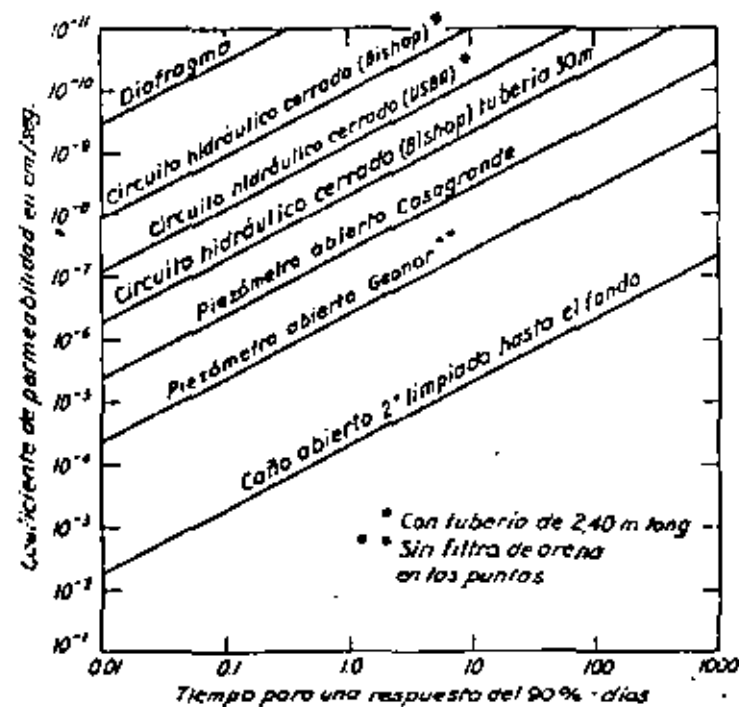


Fig. 68.5. Retardo aproximado de los diferentes tipos de piezómetros (según Ilvoren, 1951; Penman, 1961; Brooker y Lindberg, 1963, y otros).

85

pueden conducir a resultados totalmente erróneos o bien dejar de funcionar. Por ello, la instalación de piezómetros, si se exceptúan los suelos homogéneos y permeables, no puede ser delegada al personal corriente sino que debe ser realizada o supervisada en todos sus pasos por una persona experimentada que aprecie el significado de todos los requerimientos necesarios para tener éxito.

Lecciones seleccionadas

En el *Earth Manual* (1963), 1ª edición, reimpression revisada, Denver, págs. 620-672, se proporcionan instrucciones detalladas para la instalación y lectura de los piezómetros tipo USBR. También se describen y proveen instrucciones para instalar piezómetros abiertos del tipo Casagrande, según modificaciones para su uso introducidas por el U. S. Bureau of Reclamation, dando detalles de una sonda eléctrica adecuada para este tipo de piezómetros.

En el Apéndice del artículo de A. Casagrande (1949), titulado "Soil mechanics in the design and construction of the Logan airport", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 38, N° 2, págs. 192-221, reimprimido en *Contributions soil mechanics*, 1941-1953, Boston Soc. Civil Engrs., pp. 198-205, se detalla el piezómetro Casagrande y se proporciona el procedimiento, paso por paso, para su instalación.

En la publicación *Pore pressure and suction in soils*, Londres, Butterworths, 1961, se encuentran varios artículos referentes a las presiones de poros y su medición. Este volumen contiene los anales de un congreso organizado bajo la misma denominación por la rama británica de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones en 1960.

ART. 69 REGISTRO DE LAS OBSERVACIONES DE OBRA Y DEL TERRENO

Introducción

Los capítulos precedentes han demostrado el papel vital que las observaciones de obra y del terreno tienen en la ingeniería de suelos y fundaciones. No se puede, empero, obtener un beneficio total de tales observaciones a menos que los registros que contienen la información se mantengan de una manera cuidadosa e inteligente. Con frecuencia, se han ignorado mediciones que eran avisos de desastres inminentes debido a que fueron registrados en los libros de obra o en tablas complicadas, o no fueron llevadas a la atención de un ingeniero en posición de apreciar su significado. En muchos casos, información potencialmente valiosa hubo de descartarse como inútil debido a unas pocas omisiones que escaparon a la atención de los observadores en el momento en que se efectuaban los registros. Muchos registros son inútiles debido a que los datos están tan pobremente presentados que resulta demasiado oneroso gastar el tiempo necesario para organizarlos e interpretarlos.

Para ser útiles los registros deben llevarse de tal manera que cualquier ingeniero pueda obtener los datos sin más consulta y sin posibilidad de equivocarse. Los apartados que siguen resumen los requerimientos mínimos que deben cumplir las observaciones de obra y del terreno.

Plano general e información geotécnica

Todo registro de observaciones en el terreno debe contener un plano general que muestre la posición planialtimétrica de cada punto de observación y su relación con los elementos principales de la obra. Una vez que a un punto se le ha asignado una letra o un número, la designación adoptada no debe modificarse, pues el registro del cambio puede llegar a perderse. El plano general debe también contener una descripción completa de los puntos fijos de referencia y sus cotas. Debe, además, mostrar la posición de todas las perforaciones efectuadas.

Las condiciones del subsuelo deben mostrarse en un digesto de los resultados obtenidos representados en una única hoja que contenga perfiles simplificados con la descripción verbal de las formaciones principales, suplementada con valores numéricos representativos de las propiedades pertinentes del suelo.

Dimensiones y datos numéricos

Los resultados de todas las observaciones deben reunirse en un solo documento en forma tabular. El encabezamiento de cada columna de datos numéricos debe contener el significado exacto de la cantidad representada por dichos números. En este aspecto nada debe tomarse por sentado. Hay que recordar que las dimensiones con que se representan los resultados de las mediciones varían de lugar en lugar y en un mismo lugar, de tiempo en tiempo.

Los datos numéricos deben ser completos. En un caso se recibió un registro de observaciones piezométricas. Contenía los resultados de las lecturas pero faltaban las cotas de instalación de piezómetros.

Frecuencia de las observaciones

Si se efectúan observaciones demasiado frecuentes, se malgasta el dinero y los registros se tornan demasiado complejos. Por el contrario, si están demasiado espaciados, los registros contienen vacíos que solo se descubren cuando es muy tarde.

En general, para una obra dada, es ventajoso efectuar observaciones frecuentes hasta que las características del fenómeno que se quiere investigar se tornan evidentes. Después se puede disminuir la frecuencia sin reducir el valor de los resultados. La figura 69.1a representa una sección transversal de un dique de carena, y la figura 69.1b el efecto que el llenado y vaciado de un dique adyacente ejerce sobre el nivel piezométrico en el estrato permeable situado debajo de ambos diques. Cuando se llenó por primera vez el dique adyacente se hicieron lecturas cada seis horas, las que mostraron que el retardo entre el cambio de nivel libre y el piezométrico era pequeño. En consecuencia, toda vez que se repitió la operación de llenado y vaciado las observaciones se limitaron a lecturas manométricas realizadas inmediatamente antes y después de llenar el dique, antes y después de vaciarlo, y una vez por semana mientras permanecía vacío.

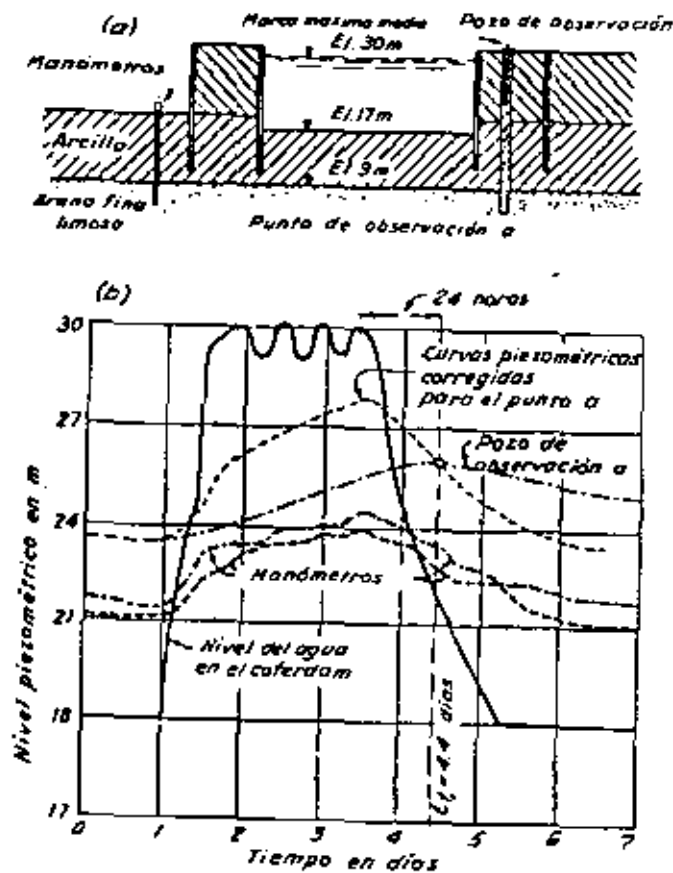


Fig. 69.1. (a) Sección transversal de una ataguía apoyada en arcilla que descansa sobre arena; (b) niveles piezométricos correspondientes al nivel del agua en la arcilla (según Fitz Hugh et al., 1947).

El diagrama de la figura 69.1b también muestra que los cambios de nivel de agua en uno de los pozos de observación tenía una demora intolerable con respecto al cambio de nivel del agua libre, razón por la cual la lectura de este piezómetro fue abandonada. Esta experiencia ilustra una de las ventajas de la representación gráfica de datos, pues si éstos se hubiesen simplemente tabulados, los defectos en la lectura del piezómetro descompuesto pudieron haber pasado inadvertidos.

Hubo un caso en que los resultados tabulados de las mediciones de los asientos de una gran pared parecían indicar que, aun después de tres meses, éstos continuaban aumentando diariamente en un valor considerable. Lo real era que la tendencia del aumento estaba oscurecida por los inevitables errores de observación, como resultó evidente tan pronto las mediciones se representaron en función del tiempo en un diagrama a escala pequeña, donde se vio que la velocidad media de asiento disminuía rápidamente y

que la pared estaba alcanzando un estado de equilibrio. Resultó también evidente que la curva tiempo-asentamiento pudo haberse construido con suficiente exactitud con lecturas cada cinco días en lugar de diarias.

Con el objeto de obtener la máxima cantidad de información con un conjunto dado de mediciones, es conveniente que se le den al observador instrucciones detalladas respecto al tipo de información esperada. Por lo menos una parte de la decisión respecto a la frecuencia de las mediciones debe dejarse a su criterio. Si resulta posible anticipar la tendencia general de las lecturas, es aconsejable preparar un gráfico tentativo, que muestre los resultados que se esperan obtener e indique todos los puntos que deben verificarse con observaciones.

Procesamiento de los datos

La presentación de los datos obtenidos de observaciones en el terreno de la obra debe hacerse en forma tal que un ingeniero no familiarizado con el trabajo pueda entender con el mínimo esfuerzo todos sus resultados esenciales. Una forma muy satisfactoria de presentación consiste en graficar los datos en una escala pequeña. Estos gráficos deben acompañarse de un plano indicador y de una breve descripción del problema. Un plano grande cubierto de datos numéricos solo confunde y desalienta al lector.

Para evitar la pérdida de información potencialmente valiosa es aconsejable utilizar el siguiente procedimiento. Tan pronto como se efectúa un conjunto de observaciones, los resultados esenciales deben volcarse en gráficos dibujados en una escala que permita cubrir todo el período de duración de las mediciones propuestas. Si la persona a cargo de las lecturas no tiene capacidad para seleccionar el tipo de gráficos y sus escalas, debe ser instruido adecuadamente por su superior. Cuando se deben enviar informes periódicos a una casa central, éstos deben contener no solo los datos completos sino también los gráficos a escala reducida.

Los beneficios que se derivan del procedimiento gráfico de presentación de observaciones vienen ilustrados por las figuras 69.2 a 69.5. La figura 69.2 representa los asientos de una platea de fundación para tres estados

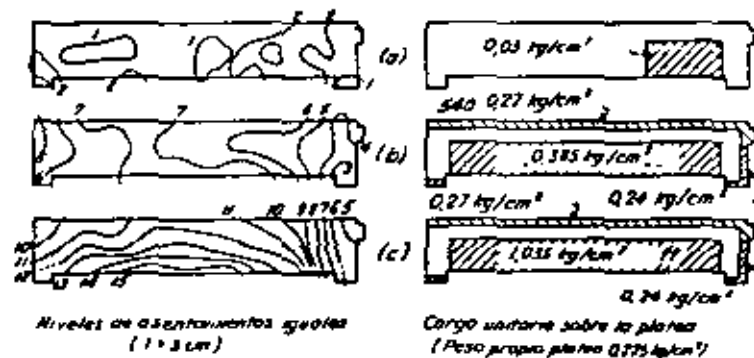


Fig. 69.2. Asentamientos de una platea correspondientes a tres estados de carga.

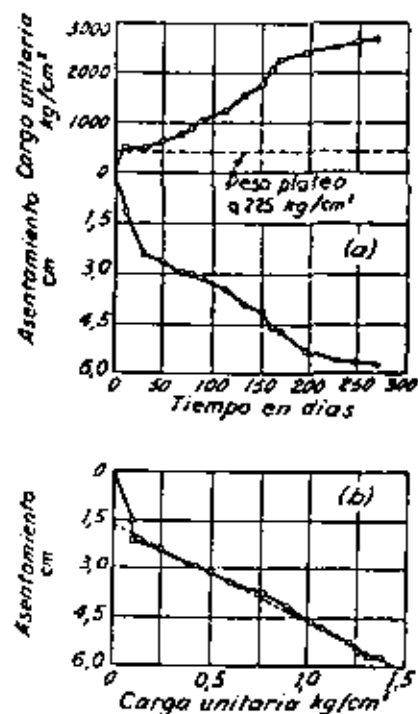


Fig. 69.3. (a) Relación entre asentamiento, carga y tiempo para un punto de una platea de fundación; (b) relación entre asentamiento y carga para el mismo punto.

de carga diferentes. La cara de la platea está situada a una profundidad de 3 m por debajo del nivel original del terreno. Hasta una profundidad de unos 6 m por debajo de la cara inferior de la platea, el suelo está constituido de limo y de arena fina limosa que descansa en un espeso estrato de arcilla bastante compacta. Las observaciones de asentamiento se realizaron durante la construcción sobre 34 puntos de medición distribuidos uniformemente sobre la platea, con una frecuencia de una vez cada pocas semanas. Si los resultados de estas mediciones se hubiesen reunido en tablas, pocos ingenieros hubiesen tenido la paciencia de analizarlas. Por ello se decidió representarlos dibujando curvas de iguales asentamientos. En la figura 69.2 los diagramas de la parte izquierda representan curvas de iguales asentamientos para tres estados típicos de carga, y los diagramas de la derecha los estados de carga correspondientes. Durante el primer estado (a), mientras la carga era todavía muy pequeña, la distribución de los asentamientos pareciera no tener relación alguna con la distribución de las cargas. Durante el segundo estado (b), con cargas de valor intermedio, el asentamiento de la parte central se hizo más acentuado que en los dos extremos. Con carga total (c) el asentamiento adquirió la forma de una suave depresión cóncava.

Para poder seguir el desarrollo de la velocidad del asentamiento, se dibujaron en función del tiempo los asientos de varios puntos, en la forma que ilustra la figura 69.3a para uno de ellos. Debido a la falta de uniformidad en el incremento de la carga, estos diagramas solo mostraron que el asentamiento aumentaba. Sin embargo, cuando el asentamiento se dibujó en función de la carga unitaria sobre la platea (fig. 69.3b), se descubrió que después de un pequeño ajuste inicial aumentaba en forma sensiblemente lineal con la carga. Las figuras 69.2 y 69.3b condujeron a la siguiente interpretación. Durante la excavación, la capa superior del estrato en que apoya la fundación se ablandó, pero solo fue necesario una pequeña sobre-

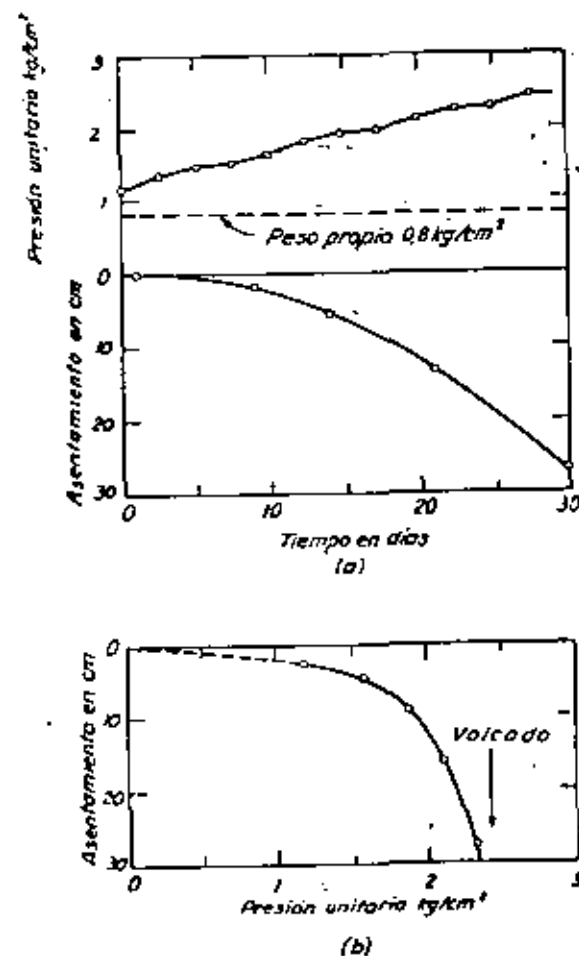


Fig. 69.4. Relación entre asentamiento, carga y tiempo para un punto de la base de un elevador de granos cimentado sobre un depósito de arcilla blanda; (b) relación entre presión unitaria media y asentamiento de la estructura en el centro de gravedad de la superficie cargada.

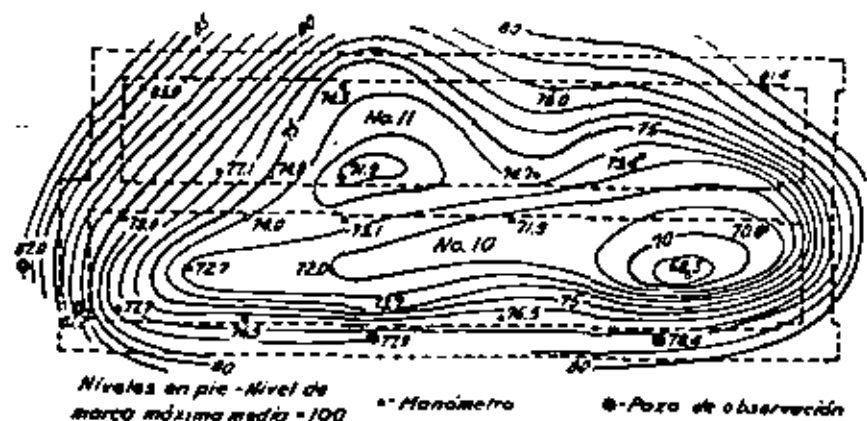


Fig. 69.5. Curvas de igual nivel piezométrico para el estrato de arena situado debajo de los diques de carena de fig. 69.1 (a).

carga para reconsolidarla. Por ello, el asentamiento bajo las pequeñas cargas iniciales fue relativamente pequeño y reflejó solamente las variaciones locales del estrato de apoyo, hecho que explica el carácter errático del diagrama de la izquierda de la figura 69.2a. Con el incremento de la carga, el asentamiento adicional se debió a una ligera compresión del suelo situado inmediatamente debajo de la capa ablandada por la excavación.

La depresión regular (fig. 69.2c) representativa del asentamiento bajo la carga máxima indica, en cambio, que el estrato compresible es, término medio, bastante homogéneo. La forma de la curva carga-asentamiento (fig. 69.3b) demuestra, por otro lado, que la capacidad de carga a rotura del subsuelo excede de manera sustancial a la máxima carga aplicada, pues, en caso contrario, dicha curva sería cóncava hacia abajo.

En la figura 69.4 se muestran curvas similares a las de la figura 69.3 para un punto de observación situado en la base de un gran elevador de granos, obtenidas durante el período en que el elevador fue llenado por primera vez. De nuevo, tanto la curva tiempo-carga como tiempo-asentamiento (fig. 69.4a) indican solamente que el asentamiento aumenta. La confrontación del asentamiento con la carga (fig. 69.4b) muestra, en cambio, en forma clara el peligro inminente de una rotura. En la realidad, la estructura se inclinó y resultó totalmente destruida. El accidente no fue previsto y sobrevino sorpresivamente debido a que la curva indicada en último término no fue dibujada sino después de la catástrofe. Si el dibujo se hubiera hecho a medida que se cargaba, la aproximación del desastre hubiese resultado evidente y se hubiese podido limitar la carga a un valor menor que la capacidad máxima hasta que la resistencia del subsuelo se tornara adecuada por consolidación de la arcilla que lo constituye.

La figura 69.5 es una representación gráfica de los resultados de mediciones de presiones hidrostáticas realizadas por debajo del borde inferior del estrato de arcilla que constituye el fondo de los diques de carena que

muestra la figura 69.1a. Las elevaciones piezométricas se midieron utilizando pozos de observación coronados con manómetros instalados en los puntos señalados con círculos. Presentados en tablas, los resultados indican meramente que los niveles piezométricos varían de una manera considerable de punto a punto. Pero, cuando los datos se usan para dibujar curvas de igual nivel piezométrico, como lo indica la figura 69.5, se puede ver de una ojeada la intensidad y distribución de las fuerzas que tienden a levantar el estrato de arcilla y el piso de los diques.

Después que se ha terminado una obra no se necesita más procesar los datos pues la información esencial está ya contenida en gráficos a escala reducida, similares a los que muestran las figuras 69.2 a 69.5. A estos gráficos deben agregarse el plano general, los registros condensados de las perforaciones y de todos los ensayos realizados, como los de hincas o de carga de pilotes, juntamente con algunas pocas páginas de texto que contengan un resumen describiendo todas las observaciones realizadas y un comentario de los resultados obtenidos. En su conjunto, estos elementos de información constituyen el digesto de las observaciones de obra.

Cuando en un informe condensado y resumido de mediciones de obra se incluyen datos de resultados obtenidos por cálculo haciendo algún tipo de hipótesis, como la forma de la distribución de los empujes que actúan sobre el revestimiento de un corte vertical en el cual se han medido los esfuerzos sobre los puntales, la información que sirve de base para el cálculo debe aparecer en la misma hoja que muestra los resultados graficados.

Después que se ha terminado una obra, los registros condensados deben prepararse en duplicado, guardando una copia en los archivos dedicados al tema de las observaciones de obra y la otra junto con los datos originales de la obra en cuestión. Esta última copia debe contener todas las referencias necesarias para localizar tales datos sin una pérdida excesiva de tiempo.

Todo buen artículo profesional relacionado con la construcción de una obra dada es esencialmente un resumen de mediciones procesadas. Por ello, la técnica respecto al procesamiento de mediciones de obra se puede aprender leyendo tal tipo de artículos.

A continuación, se incluye una lista de varios ejemplos.

Lecturas seleccionadas

Los siguientes artículos profesionales son esencialmente una versión perfeccionada de digestos de registros de obras preparados originalmente para controlar su construcción. Sirven como ejemplo de la técnica a seguir en la preparación de tales digestos y de su valor informativo.

- Terzaghi, K. (1942), "Shield tunnels of the Chicago subway", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 29, pp. 183-210.
- Peck, R. B. (1943), "Earth pressure measurements in open cuts, Chicago subway", *Trans. ASCE*, 108, pp. 1008-1036.
- Terzaghi, K. (1943a), "Liner-plate tunnels on the Chicago (III) subway", *Trans. ASCE*, 108, pp. 670-1007.
- Fitz Hug, M. M., J. S. Miller y K. Terzaghi (1947), "Shipways with cellular walls on a marl foundation", *Trans. ASCE*, 112, pp. 298-324.
- Casagrande, A. (1949), "Soil mechanics in the design and construction of the Logan airport", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 38, No. 2, pp. 102-221.

- Terzaghi, K. and R. B. Peck (1957), "Stabilization of an old pile by drainage", *Proc. ASCE*, 83, N° SM1, paper 1144.
- Zeevaert, L. (1957), "Foundation design and behavior of Tower Latino Americana in Mexico City", *Geot.*, 7, N° 3, pp. 115-133.
- Terzaghi, K. (1958b), "Design and performance of the Sasumua dam", *Proc. Inst. Civil Engrs.*, London, 9, Apr., pp. 389-394; 11, Nov., pp. 360-363.
- Mansur, C. I. y R. I. Kaulman (1960), "Dewatering the Port Allen lock excavation", *ASCE J. Soil Mech.*, 86, N° SM6, pp. 35-55.
- Terzaghi, K. y T. M. Leps (1960), "Design and performance of Vermilion dam", *Trans. ASCE*, 125, pp. 83-100.
- Kohn, E. J. (1961), "Pile heave and redriving", *ASCE J. Soil Mech.*, 87, N° SM4, pp. 125-145.
- Terzaghi, K. y Y. Lacroix (1964), "Mission Dam. An earth and rockfill dam on a highly compressible foundation", *Geot.*, 14, pp. 14-50.

El terreno de cimentación. Exploración de suelos

III-1 INTRODUCCION

Las terracerías que requiere una obra vial transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; esos esfuerzos, a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento estructural de las mencionadas terracerías; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación, objeto de este capítulo. Además, existen factores independientes de la superestructura de la obra vial, aunque a veces influidos por ella, como el agua por ejemplo, que producen efectos en el terreno de cimentación que también se reflejan en el comportamiento de la misma obra, por lo cual han de ser asimismo estudiados. Finalmente, la interacción del terreno de cimentación y la superestructura de la obra vial afecta de tal manera al comportamiento conjunto, que es de extrema importancia el estudio de los métodos a disposición del ingeniero para modificar las condiciones del terreno de cimentación cuando sean desfavorables, convirtiéndolas en más propicias; tales métodos también requieren atención.

Se entiende por terreno de cimentación la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma; su función es soportar a dicha obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación.

III-2 GENERALIDADES ACERCA DEL TERRENO DE CIMENTACION

Los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra vial le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material. La alterabilidad de la formación rocosa, por la acción de agentes 'mecánicos' o químicos, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de inquietudes especiales desde el punto de vista de apoyo.

Las rocas ígneas, por su dureza, pueden presentar problemas de costo de excavación muy elevado; por lo general permiten taludes verticales o muy próximos a la vertical, cuando están razonablemente sanas, y como apoyo de un pavimento requieren de la colocación de una capa de suelo intermedio en los cortes, para eliminar las irregularidades que quedan tras el proceso de conformación.

En las rocas sedimentarias es frecuente una dureza mucho menor que en las ígneas, lo que se traduce en una mayor facilidad de excavación; en este grupo abundan las rocas deleznales, especialmente las de estructura aglomerada. En este grupo merecen mención especial las calizas, muy comunes en México, entre las que se encuentran todos los tipos de comportamiento, pues mientras las de grano fino son duras y permanentes, las de grano grueso son blandas y deleznales. Las lutitas y las margas suelen ser relativamente fáciles de excavar; con frecuencia son poco estables ante el agua; al igual que los yesos y rocas similares, pueden ser expansivas al absorber agua y esto las hace peligrosas en los techos de los cortes y como materiales de relleno en muros de retención. Finalmente, conviene hacer notar que las aguas que han fluído a través de rocas margosas, yesos o anhidritas pueden ser muy peligrosas, pues en su recorrido se cargan de sales cálcicas que pueden descomponer el cemento de los concretos utilizados en las diferentes estructuras de la obra vial. En las rocas sedimentarias relativamente sanas es también frecuente poder construir taludes seguros muy próximos a la vertical.

Los esquistos y las pizarras son quizá las rocas metamórficas más frecuentes en la tecnología de las vías terrestres; son fáciles de excavar, hasta el grado de que muchas veces no requieren explosivos y bastan los medios mecánicos para su extracción. Al tener planos de foliación muy marcados en la mayor parte de los casos, estas rocas rompen a lo largo de ellos, por lo que su echado es muy importante cuan-

do aparecen en cortes y laderas. Son rocas bastante determinables y como producto de alteración final producen arcillas muy inestables, a veces en tiempos dentro de la vida útil de la obra.

Los terrenos de cimentación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción. Algunas de éstas se detallan por separado en páginas subsecuentes de este capítulo y constituyen quizá las contingencias más grandes a que ha de enfrentarse el ingeniero de obras viales, a tal grado que éste deberá considerar siempre como la mejor solución a estos problemas el cambio de trazo que lo aleje de ellos. Sin embargo, ha de insistirse en que son excepcionales los casos en que el terreno de cimentación constituido por suelos plantea problemas realmente difíciles y costosos de resolver, pero por la gravedad que pueden implicar han de ser detectados en la etapa de estudios previos al proyecto, para que se les evite cuando sea posible o para que se les tome en cuenta con todo cuidado y sean objeto de estudios muy especiales y a veces muy extensos, cuando el trazo obligue al ingeniero a avocarse a ellos, por consideraciones de superior conveniencia.

Los suelos friccionantes (gravas, arenas y limos no plásticos o las mezclas en que ellos predominan) por lo general tienen capacidad de carga suficiente y características de compresibilidad que no provocan problemas de asentamientos de importancia.

Las arenas o limos muy sueltos pueden plantear problemas de erosión y de asentamiento brusco, por colapso rápido de su estructura simple, cuando está sometida a cargas de alguna importancia; según se desprende de lo dicho en el capítulo I de esta obra, estos colapsos suelen estar asociados a movimientos en el agua del subsuelo, sea saturación por flujo de agua que se infiltre de la superficie o ascensos del nivel freático por cualquier razón. Sin embargo, este efecto no es muy importante bajo las terracerías, pues éstas absorben con facilidad los movimientos resultantes; naturalmente que el efecto anterior es mucho más peligroso cuando el terreno de cimentación soporta alguna de las estructuras rígidas que suelen construirse en una vía terrestre.

En ocasiones, las fuerzas hidrodinámicas producidas por un flujo ascendente del agua, al vencer el peso de las partículas, provocan efectos de boyancia que hacen que el suelo pierda total o casi totalmente su capacidad de carga, con los consiguientes efectos para la obra vial. Este problema será poco frecuente y no de temer tan pronto como la altura de los terraplén sobre el terreno sea de alguna significación, pero puede desempeñar algún papel en la cama de ciertos cortes. La solución al caso consistirá siempre en cortar el flujo o en reducir su gradiente a niveles convenientes; por fortuna, la situación es calculable por métodos teóricos, por lo que el ingeniero podrá contar con orientación.

Otro efecto del flujo del agua en el terreno de cimentación es la tubificación, producida cuando el agua se infiltra a través del suelo de cimentación con su gradiente hidráulico superior al crítico, de manera que haya arrastre de partículas (Ref. 1). La condición de tubificación no es muy peligrosa en el terreno de cimentación de terracerías, puede afectar más bien a los terraplenes, siendo un factor que se debe considerar en su estabilidad (como tal será tratado en un capítulo subsecuente de este libro), pero pudiera presentarse en ocasiones, por ejemplo al brotar el agua en un lado de un terraplén, cuando exista un embalse en el otro lado. Los suelos más susceptibles a la tubificación son los friccionantes finos, permeables, sin cementación, con índice plástico menor de 10%; los suelos que además de cumplir los requisitos anteriores son ligeros (arenas pumíticas, por ejemplo) resultan particularmente afectables por el flujo de agua. En la tabla III-1 (Ref. 1) se detalla la susceptibilidad a la tubificación de los distintos suelos:

Tabla III-1

Susceptibilidad de los Suelos a la Tubificación

Gran resistencia a la tubificación.	1. Arcillas muy plásticas ($I_p > 15\%$), bien compactadas.
	2. Arcillas muy plásticas ($I_p > 15\%$), deficientemente compactadas.
Resistencia media a la tubificación	3. Arenas, bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$), bien compactadas.
	4. Arenas, bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$), deficientemente compactadas.
	5. Mezclas no plásticas, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$.
Baja resistencia a la tubificación.	6. Mezclas no plásticas, bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$.
	7. Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$), bien compactadas.
	8. Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$) deficientemente compactadas.

La tubificación de los terrenos de cimentación es más frecuente cuando en éstos hay estratificación errática, con mantos permeables, susceptibles de acelerar el fenómeno.

Los filtros graduados, de los que se hablará en páginas posteriores de este libro, constituyen el mejor medio de evitar el fenómeno de la tubificación en el terreno de cimentación, aunque por razones de

costo su uso deba estar limitado en la tecnología de las vías terrestres a aquellos lugares en que el riesgo de tubificación esté comprobado y en que el fenómeno pueda ser de graves consecuencias.

La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno. En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica rápida, como la que puede presentarse durante un sismo, origine en el agua elevadas presiones que crecen a un ritmo mayor de lo que alcanzan a disiparse por la salida del agua de los poros de la estructura del material. Al incrementarse las presiones del agua interior, se debilita el contacto entre los granos de la arena, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o muy próximos a cero; en estas condiciones la masa de arena se comporta como un líquido, fluyendo bajo la acción de las cargas que provocan el fenómeno. Ésta es el génesis de las fallas más notables que registra la literatura sobre comportamiento de vías terrestres, habiéndose producido en algunos casos desplazamientos de la superestructura de la obra vial que se miden en decenas y aun en centenares de metros. En México pueden citarse como ejemplo las fallas ocurridas como consecuencia de los temblores de Coatzacoalcos o Jáltipan en 1957.

Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas (pues en éstas la deformación tiende a compactar la estructura, transmitiéndose al agua las presiones que generan el fenómeno), uniformes, finas (en ellas se reduce su permeabilidad, impidiendo la disipación de presiones en el agua) y saturadas; los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos.

El único medio que parece seguro para impedir la licuación, según la experiencia lograda hasta ahora, consiste en compactar los terrenos susceptibles, utilizando para ello cualquiera de los procedimientos usuales en la actualidad. En el caso de la construcción de carreteras, la compactación de grandes



Visión típica de los problemas constructivos de un camino sobre suelos blandos (construcción del camino Villahermosa-Escárrega).

extensiones de terreno de cimentación es problemática y sobre todo costosa, pero en zonas sísmicas y caminos de importancia pudiera llegar a ser aconsejable y económica, en especial si se atraviesan áreas peligrosas relativamente restringidas.

En terrenos de cimentación constituidos por limos plásticos y arcillas, deben distinguirse dos casos diferentes: cuando su compresibilidad sea relativamente baja (suelos GL, ML y OL) y cuando sean francamente compresibles (suelos CH, MH, OH y P).

En suelos de compresibilidad relativamente baja no se plantean problemas especiales a la superestructura de la obra vial; los pequeños asentamientos que puedan llegar a producirse son absorbidos fácilmente por la flexibilidad propia de dicha superestructura y la capacidad de carga del terreno suele ser suficiente para soportar a los terraplenes que hayan de ser construídos. En estructuras especiales más rígidas, tales como puentes y obras de drenaje, se podrá llegar a soluciones adecuadas de los problemas aplicando las teorías disponibles que toman en cuenta la capacidad de carga del terreno y los movimientos tolerables para la estructura elegida, las que serán expuestas en páginas posteriores de este libro.

Los materiales OL, debido al contenido de materia orgánica, pudieran no ser apropiados, en casos extremos, para usarse como materiales de construcción.

Como ya se dijo, es diferente el panorama cuando el terreno de cimentación está constituido por limos o arcillas altamente compresibles (suelos OH, MH, CH y P); este caso se trata con mayor detalle en otro párrafo de este mismo capítulo, pero algunas generalidades pueden mencionarse ahora.

En primer lugar puede decirse que no existe una relación fija entre las características desfavorables de un terreno de cimentación en cuanto a resistencia y compresibilidad y su situación geográfica o topográfica, aunque los terrenos desfavorables suelen abundar más en formaciones fluviales, lacustres o montañosas; la fotointerpretación y los estudios geológicos



Problemas de licuación del terreno de cimentación bajo terraplenes bajo un sismo (Jáltipan, 1957).

de superficie son el medio más seguro para detectar las zonas difíciles, en que serán precisos estudios de detalle suficiente.

La falta de resistencia en el suelo de cimentación es particularmente crítica cuando la obra vial exige altos terraplenes, lo que sucede principalmente en los accesos a puentes y pasos a desnivel, en llanuras de inundación en ríos o esteros y en zonas en que exista tirante de agua. A veces se ha querido ver en 3.0 m de altura de terraplén un límite práctico para establecer cuando se requieren estudios especiales, en lo relativo a exploración de suelos y determinación detallada de características del suelo en el laboratorio, con fines de realizar los análisis de estabilidad que estos casos especiales demandan; pero es difícil fijar tales límites, pues la gravedad de un caso concreto depende no sólo de la altura de los terraplenes, sino también de la naturaleza de los materiales presentes y de lo importante que sean las consecuencias de una falla hipotética.

La falta de resistencia del terreno de cimentación bajo un terraplén puede producir una falla por falta de capacidad de carga, asociada a un hundimiento brusco y destructivo del terraplén, con bufamiento del terreno a ambos lados de aquél (o a un sólo lado), no lejos de la línea de ceros. La falla puede presentarse sin previo aviso, pero en ocasiones se producen con anterioridad deformaciones en la corona del camino, con hundimientos en la línea de centro y aparición de grietas en el material natural, paralelas al bordo y a una distancia que es función de la altura y el ancho del terraplén; estas grietas suelen ir acompañadas de un perceptible bufamiento del terreno natural. Al detectar estos signos precursores de una falla inevitable, el ingeniero debe proceder de inmediato al remedio del mal, ya sea empleando bermas o aligerando las presiones inducidas por el terraplén. En muchos casos una previsión razonable podrá consistir en adoptar un procedimiento de construcción por etapas, en el cual se construya primeramente, una altura parcial del terraplén, que se irá completando a medida que el terreno de cimentación desarrolle resistencia al irse consolidando bajo la carga previa.

El procedimiento para estimar en la práctica el aumento de resistencia al esfuerzo cortante que tiene lugar en un suelo durante un proceso de consolidación, se fundamenta en ideas ya discutidas en el capítulo I de este libro. Para fijar ideas, supóngase que se trata de un proceso de consolidación producido por un terraplén que se construye sobre un suelo compresible, normalmente consolidado, cuya resistencia inicial no garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se decide edificar la mitad de su altura y esperar para completarla a que el suelo se haya consolidado parcialmente, aumentando lo suficiente la resistencia inicial del terreno en ese proceso.

Bajo carga rápida, supuesto que el terraplén se construye en poco tiempo, en comparación con el que el suelo necesita para consolidarse significativa-

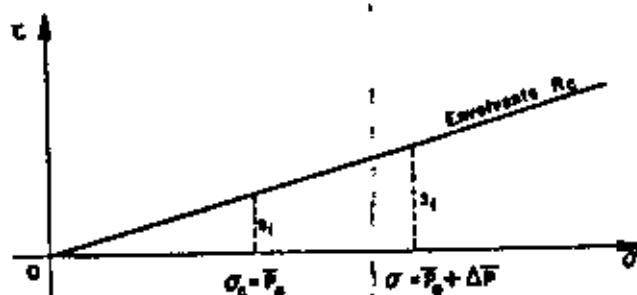


Figura III-1. Aumento de la resistencia rápida con carga de consolidación.

mente, la resistencia del suelo de cimentación estará representada por la envolvente de la prueba rápida-consolidada obtenida al trabajar con esfuerzos totales. Analizando esta envolvente (Fig. III-1) puede verse que la resistencia al esfuerzo cortante (s) es proporcional a la carga con que se haya consolidado el material.

En el manto compresible normalmente consolidado, la resistencia bajo carga rápida será, por lo tanto, proporcional a la profundidad. Al construir la mitad del terraplén se inducirá un proceso de consolidación en el terreno de cimentación, como consecuencia del cual aumentarán las presiones efectivas en todo punto del mismo. La resistencia final en cualquier punto del suelo de cimentación, una vez logrado el 100% de consolidación bajo la nueva carga, puede determinarse a partir de las nuevas presiones efectivas existentes al término del proceso, calculables con la aplicación de la Teoría de Boussinesq, como se indica en el párrafo III-3 de este mismo capítulo. Así, si s_1 es a la resistencia inicial de un punto de la masa consolidada bajo la presión efectiva de su peso propio (\bar{p}_0), la resistencia final bajo carga rápida, s_2 , será la correspondiente a la nueva presión de consolidación, $\bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$, donde $\Delta\bar{p}$ representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad del terraplén primeramente construida. De esta manera s_2 será la resistencia con que pueda contarse al iniciar la construcción de la segunda mitad del terraplén, si el terreno natural ha alcanzado el 100% de consolidación bajo la primera mitad; la resistencia correspondiente a un porcentaje de consolidación comprendido entre 0% y 100% tendrá un valor también comprendido entre s_1 y s_2 , que podrá obtenerse por interpolación lineal, según se desprende obviamente de la Fig. III-1. Si el suelo de cimentación fuese preconsolidado, el problema podría tratarse como en el caso anterior, pero incluyendo en la envolvente R_c el intervalo de consolidación. Hvorslev (Ref. 3) y Rutledge (Ref. 4) han dado maneras algo diferentes de la aquí expuesta, pero básicamente equivalentes, para resolver el problema que ahora se trata.

Otro problema relacionado con los terrenos de cimentación de muy baja resistencia es el que se refiere a las fallas del terraplén propiamente dicho,

por rotación o traslación sobre superficies de deslizamiento desarrolladas total o parcialmente en dicho terreno de cimentación; pero este tipo de fallas se considerará en el capítulo relativo a Estabilidad de Taludes, por lo que serán pasadas por alto ahora.

III-3 ASENTAMIENTOS EN EL TERRENO DE CIMENTACION

Posiblemente el problema más grave que entraña un suelo de cimentación fino y compresible, es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los terraplenes. Dichos asentamientos causan:

1. Pérdida de bombeo, pues la presión ejercida por el terraplén es mayor bajo el centro de la corona que bajo los hombros.

2. Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal, por heterogeneidades en la cederencia del terreno de cimentación; éstos producen perjuicios en la funcionalidad del camino, en el pavimento, en el drenaje superficial, etc.

3. Disminución de la altura del terraplén, grave cuando se atraviesan zonas inundables o inundadas.

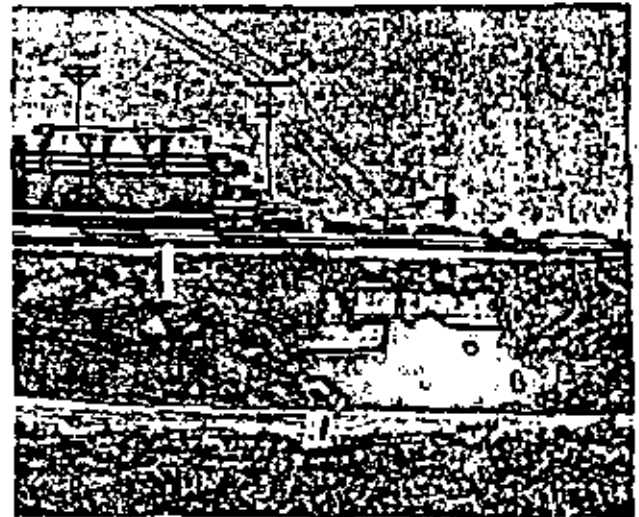
4. Perjuicios en el comportamiento de obras de drenaje menor, que adquieren una conformación hidráulicamente inconveniente y se agrietan, al hundirse más en el centro que en los extremos.

5. Agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas.

6. Pérdida de la apropiada transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras, cuando éstas, cimentadas por ejemplo en pilotes de punta, no participan del asentamiento general.

Independientemente de algunos casos especiales cuyo estudio se hace en páginas subsiguientes de este capítulo, en México no es raro encontrar regiones en que los asentamientos en el terreno de cimentación desempeñan un papel tan importante que todo el diseño de la obra vial, incluyendo la posibilidad de un cambio de trazo, debe quedar condicionado a ellos. Se llega así a proyectos que no son óptimos si se toman en cuenta únicamente los aspectos que tradicionalmente se contemplan para diseñar una vía terrestre.

En el apartado B del párrafo I-12 del capítulo I de esta obra se discutieron con cierto grado de detalle los métodos para calcular los asentamientos que ocurren en un suelo de cimentación compresible bajo la carga de un terraplén. Se mencionó como requisito fundamental del cálculo el conocimiento de la variación de $\Delta\bar{p}$ con la profundidad, siendo $\Delta\bar{p}$ la sobrecarga comunicada al terreno de cimentación por el terraplén, bajo el supuesto de que antes de colocar éste, el terreno de cimentación estaba consolidado únicamente bajo su peso propio (\bar{p}_0). Se detallará ahora un poco de cálculo de esa variación de $\Delta\bar{p}$ con la profundidad z dentro del suelo.



Efecto del asentamiento total.
Hundimiento de una alcantarilla.

En la Ref. 2 se trata con bastante detalle la aplicación de la Teoría de la Elasticidad y en particular de la Teoría de Boussinesq al cálculo de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, cuando en la superficie horizontal de ella se coloca una cierta carga; interesa ahora el caso en que tal carga sea específicamente un terraplén. El problema puede tratarse como una extensión del caso de una carga concentrada de magnitud P , propuesto y resuelto originalmente por Boussinesq. Se acepta en la solución que el medio cargado, que representa al suelo real, es un continuo semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, hipótesis que representan un alejamiento muy significativo de las condiciones de un suelo real. Es entonces hasta cierto punto sorprendente que a partir de tan decepcionantes hipótesis se



Otro efecto del asentamiento del terraplén en el drenaje transversal.

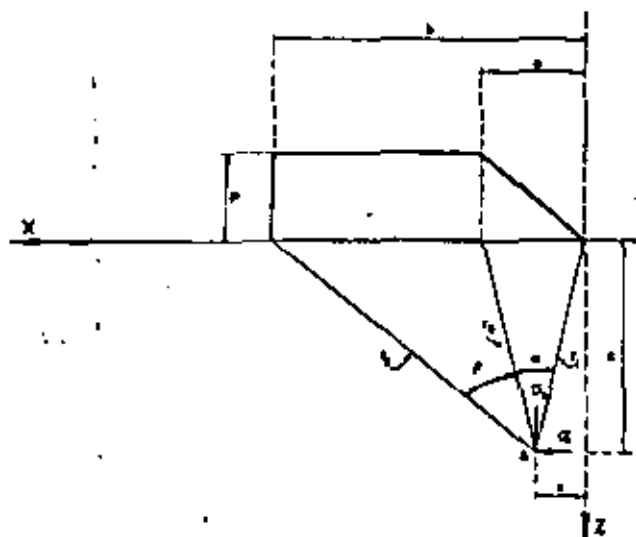


Figura III-2. Distribución de esfuerzos bajo una carga trapezoidal de longitud infinita (trapezo rectangular).

puedan estimar con la teoría de Boussinesq (en combinación con la Teoría de la Consolidación) asentamientos de una aproximación plenamente satisfactoria para el ingeniero.

El problema del cálculo de los esfuerzos transmitidos por un terraplén a la masa semi-infinita de suelo fue resuelto por Carothers (Rel. 2 y 5) de acuerdo con la situación que se indica en el croquis de la Fig. III-2.

Los esfuerzos en las direcciones que se indican resultan ser:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right] \\ \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha + \frac{2x}{a} \ln \frac{r_0}{r_1} + \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right] \\ \tau_{xz} &= \frac{p}{\pi} \left[\frac{z}{a} \alpha - \frac{z^2}{r_2^2} \right] \end{aligned} \quad (3-1)$$

En la Fig. III-3 se incluye la solución gráfica para σ_z de las ecuaciones (3-1) realizada por J. O. Osterberg, que permite calcular el esfuerzo σ_z en los puntos que se indican.

Para calcular los valores de σ_z bajo el centro del terraplén, supuesto de longitud infinita, bastará mul-

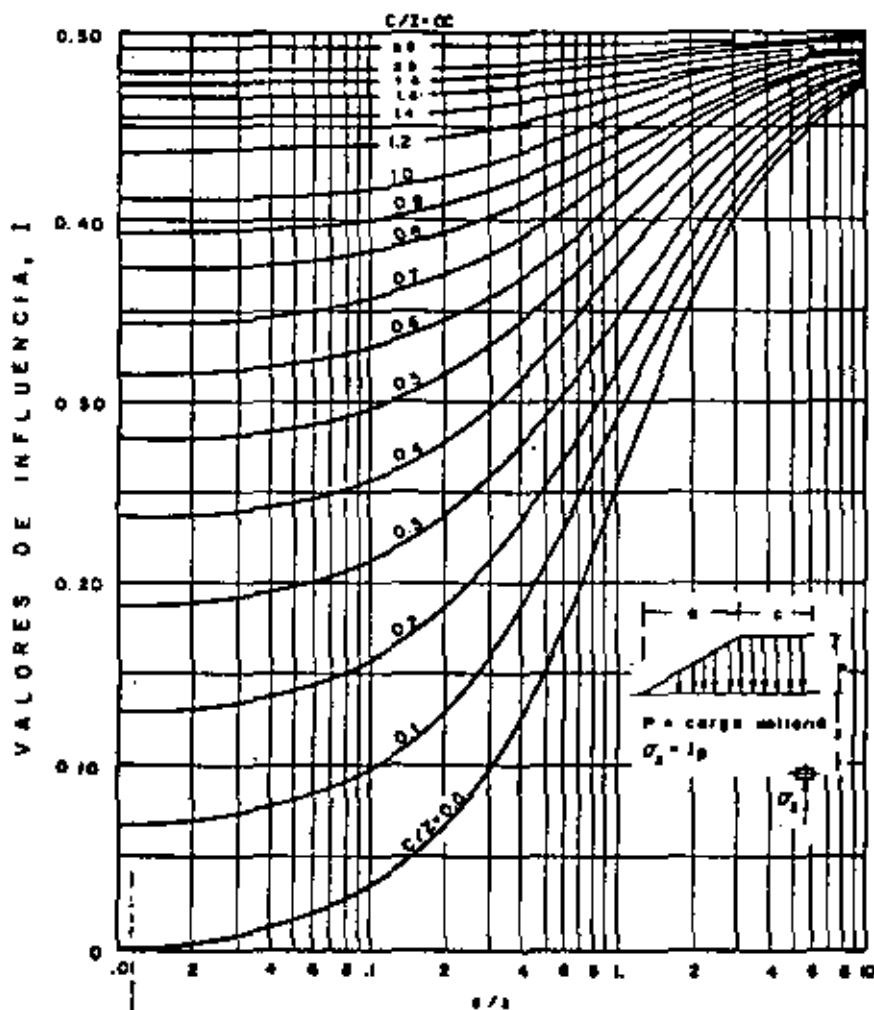
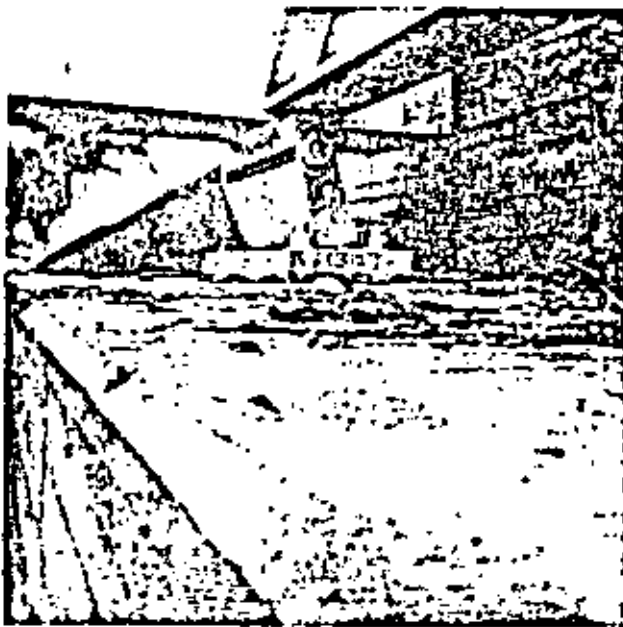


Figura III-3. Gráfica de valores de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita según J. O. Osterberg).



Los movimientos del terraplén de acceso al asentarse produjeron el problema que se muestra en el estribo de un puente pilotado.

tiplicar por dos el valor de σ_1 obtenido para cada profundidad z en la gráfica, pues ésta considera sólo la mitad del terraplén y se estima válido el principio de superposición de causas y efectos. Si se desean calcular los esfuerzos bajo el centro del extremo final de un terraplén, supuesto así semiinfinito en longitud, bastará considerar la mitad del valor de σ_1 obtenido para el terraplén completo de longitud infinita.

En las Figs. III-4 y III-5 se presenta la solución gráfica de otro caso de utilidad para el ingeniero de Vías Terrestres, propuesta originalmente por Hamilton Gray (Refs. 2 y 6). Se trata ahora de una carga triangular de ancho finito, útil para el cálculo de los esfuerzos inducidos por derrames de terraplenes. Naturalmente que con base en el principio de superposición, las soluciones de las Figs. III-3, III-4 y III-5 pueden combinarse para reproducir mejor la geometría de los casos concretos que la práctica proporcione.

Con la distribución de esfuerzos inducidos por el terraplén en la masa de suelo, el cálculo de los asentamientos bajo tales formaciones podrá hacerse con base en la Teoría de la Consolidación de Terzaghi,

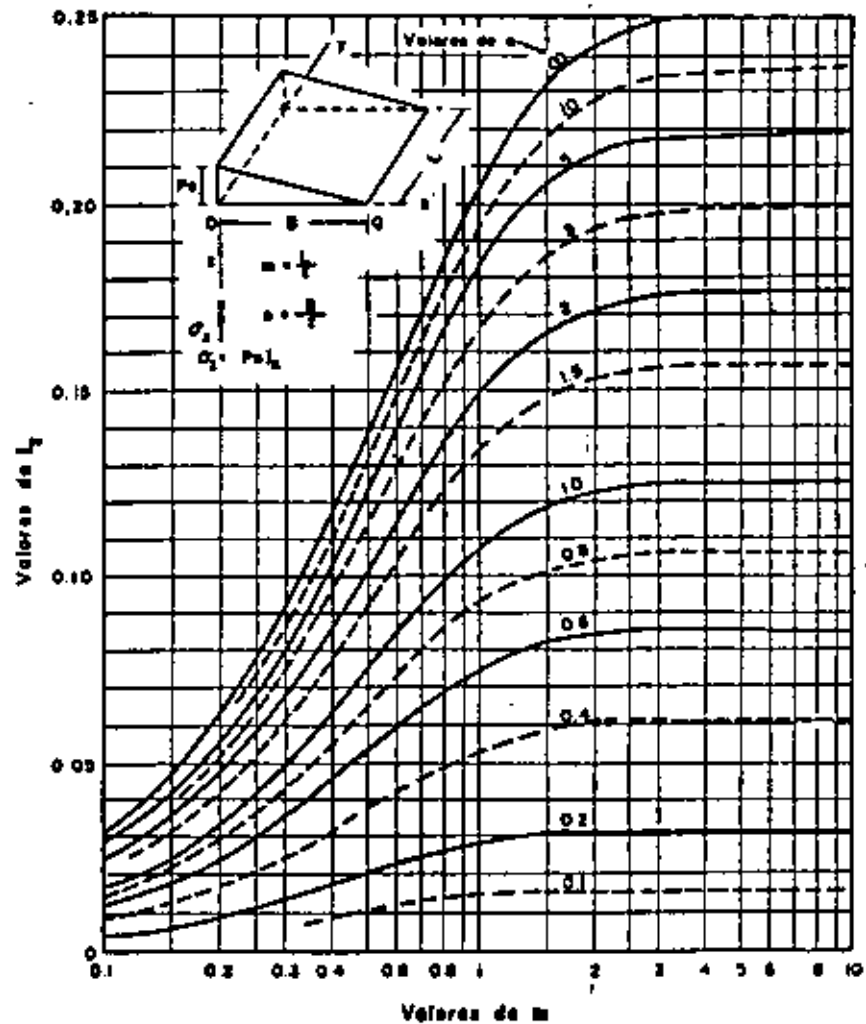


Figura III-4. Esfuerzos verticales inducidos bajo el punto O, por una carga triangular de longitud finita (triángulo rectángulo).

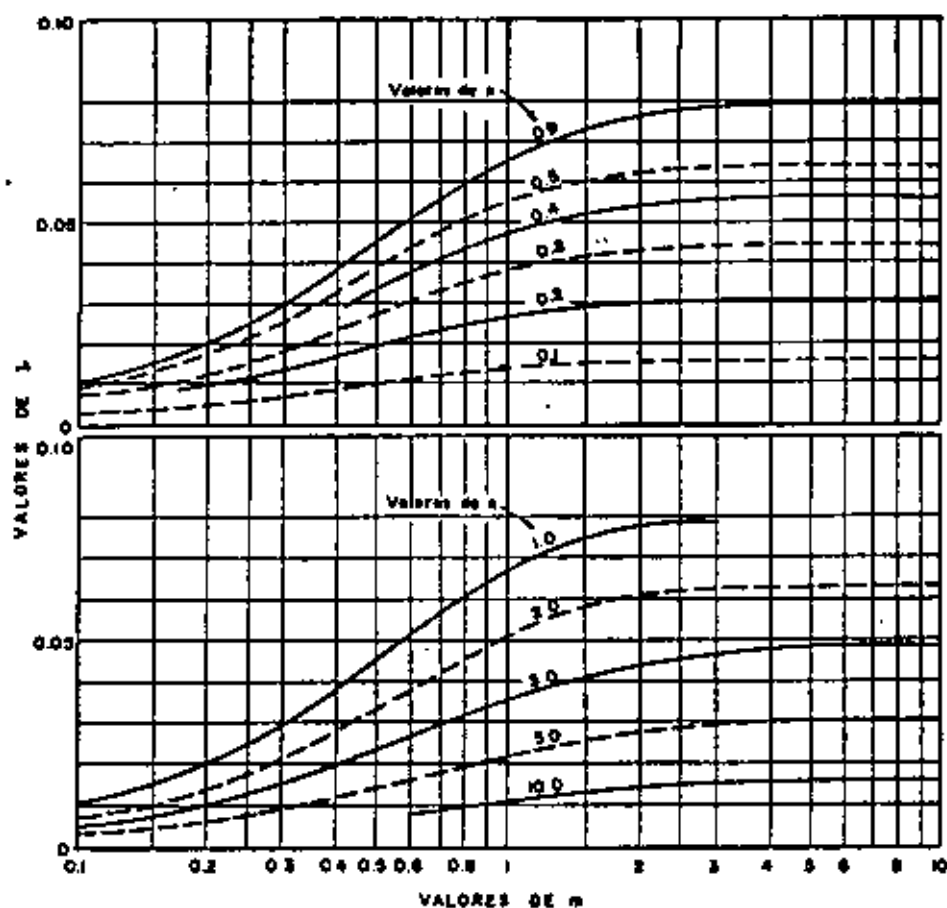


Figura III-5. Esfuerzos verticales inducidos bajo Q por una carga triangular de longitud finita (triángulo rectángulo).

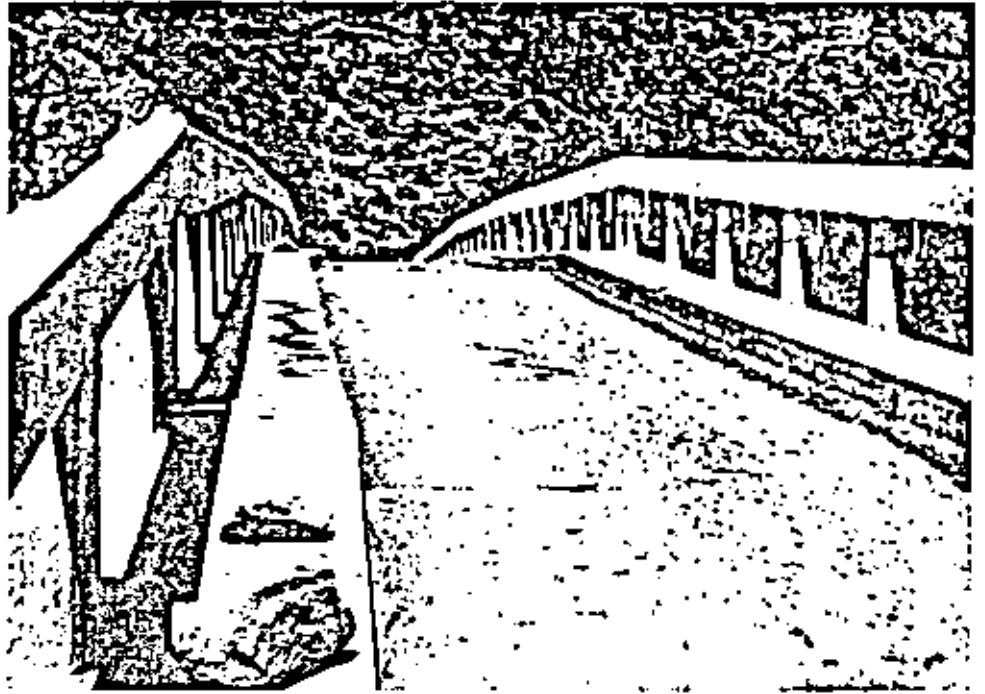
siguiendo todos los pasos señalados en el apartado B del párrafo 1-12 del capítulo I de esta obra.

Resulta muy difícil estimar cuál pueda ser el orden de asentamiento permisible que se deba considerar en una vía terrestre construida sobre suelos blandos. En primer lugar, hay que tener en cuenta que el asentamiento total del terraplén puede no tener excesiva importancia (excepto en ciertos casos, tales como terraplenas de acceso a estructuras rígidas que no se asientan o en zonas inundables), en comparación con los asentamientos diferenciales, o sea los movimientos diferenciales que tengan lugar a distancias significativas. Por la naturaleza de su tránsito, una carretera suele ser más tolerante con los asentamientos diferenciales que un ferrocarril; pero, por otra parte, los equipos modernos permiten calzar la vía con facilidad y rapidez, aumentando el espesor de balasto lo necesario para reconstituir el alineamiento inicial, en tanto que en una carretera las renovaciones han de hacerse generalmente con mezclas asfálticas, que constituyen la parte más costosa de su sección. En un aeropuerto, los requisitos de alineamiento suelen ser muy rígidos en este aspecto, pues los asentamientos diferenciales, al hacer vibrar las aeronaves, impiden una lectura conveniente de los instrumentos de que depende el piloto. Además,

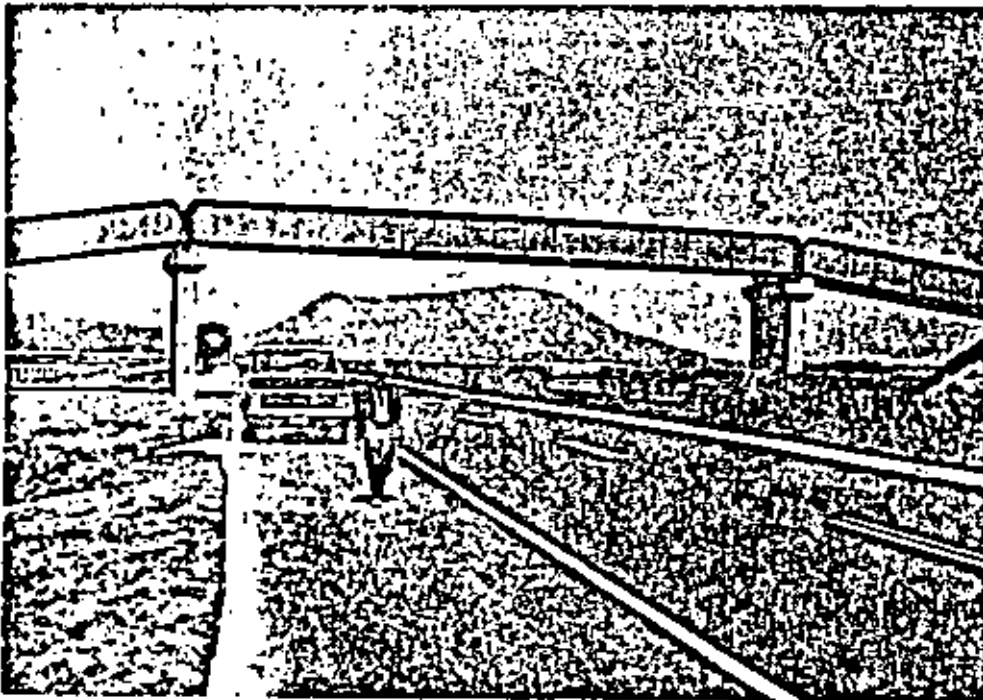
en las aeropistas los asentamientos diferenciales propician encharcamientos peligrosos tras las lluvias; naturalmente que este efecto ocurre también en carreteras, aunque en menor proporción.

En resumen, no es posible dar una regla fija para definir la política de proyecto de una vía terrestre en lo referente a asentamientos. El ingeniero deberá definir los valores admisibles en cada caso particular, partiendo de la importancia del problema y de cualesquiera otras consideraciones. En México, se tienen casos en que asentamientos superiores a 1.0 m no han producido daños de consideración a una autopista que se extiende a lo largo de varios kilómetros en una antigua cuenca lacustre (camino directo México-Puebla), pero se trata de una formación de subsuelo muy homogénea y, así, los grandes asentamientos totales no producen efectos diferenciales muy importantes. Casos como éste pueden ser prevenidos si inicialmente se dota al camino de una sobre-elevación apropiada. Pero aun en estos casos relativamente favorables el asentamiento excesivo produce serios problemas en terraplenas de acceso, alcantarillas, etc.

Como ya se dijo y es bien conocido por los especialistas en Mecánica de Suelos de todos los campos, la evolución de los asentamientos con el tiempo es



Efecto del asentamiento de los terraplenes de acceso en una estructura.



Otro ejemplo del efecto del asentamiento de los terraplenes de acceso a un paso a desnivel; la estructura tenía fuertes pendientes de acceso para disminuir la altura de los terraplenes.

mucho más difícil de determinar con precisión que el monto del asentamiento propiamente dicho. Ello se debe a varias razones, pero quizá la principal sea la dificultad de determinar apropiadamente las capas drenantes (y, por lo tanto, el espesor de las capas compresibles), de cuya correcta consideración tanto dependen los resultados del cálculo (ver párrafo 1-12 del capítulo I de esta obra). Esta circunstancia es desafortunada, pues muchas decisiones importantes del ingeniero de vías terrestres se basan en la correcta determinación del tiempo en que tendrán lugar los asentamientos. De esta manera, las recomendaciones de construcción de terraplenes sobre terrenos blandos, previamente a la del resto de la obra vial, de manera que al concluir ésta ya se hayan producido los asentamientos que pudieran ser perjudiciales, que constituyen soluciones tan limpias y apropiadas para muchos casos, han de manejarse frecuentemente en un aura de peligrosa incertidumbre.

Ya se dijo en el párrafo 1-12 del capítulo I de esta obra cuales son los medios teóricos de que dispone el ingeniero para realizar los cálculos que se acaban de comentar.

III-4 MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACION

No se repetirá bastante que el terreno de cimentación suele ser suficientemente bueno, tanto en lo que se refiere a resistencia como a compresibilidad, para soportar a las vías terrestres en condiciones normales, pues las presiones a él comunicadas son relativamente bajas y la estructura del terraplén se suele adaptar muy bien a pequeños movimientos que puedan producirse. Los problemas señalados y los métodos de mejoramiento que ahora se mencionarán se presentan normalmente en áreas restringidas y no pueden verse como de utilización común, por su alto costo.

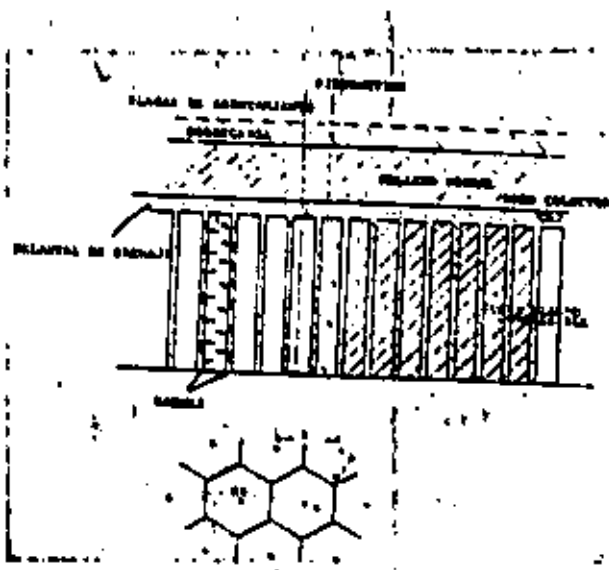
Los principales métodos que se han seguido para mejorar las condiciones del terreno natural, ya sea en lo referente a resistencia o a compresibilidad, son los siguientes:

1. *El uso de materiales ligeros.* Se trata de conseguir, dentro de distancias de acarreo tolerables, bancos de materiales de bajo peso específico para la construcción de los terraplenes, a fin de lograr así que se reduzcan al máximo tanto las presiones comunicadas al terreno natural como la geometría de la sección que se construya, pues no debe olvidarse que el problema de asentamientos suele estar ligado al de falta de resistencia, de modo que si el terraplén se hace con materiales pesados requerirá taludes muy tendidos, bermas, etc., que podrán reducirse y quizá eliminarse con el uso de materiales ligeros; siendo el hundimiento menor a menor ancho de terraplén, esta última ganancia repercutirá favorablemente en el asentamiento final a que se llegue.

2. *La sobre elevación de la rasante.* Se trata ahora de sobre elevar inicialmente la rasante del terraplén, de manera que quede en el nivel requerido después de producirse el asentamiento. La efectividad de la solución depende de que el terreno natural soporte la sección sobre elevada.

3. *Construcción previa de terraplenes.* En este caso se construye el terraplén con suficiente anticipación a las obras de pavimentación, permitiendo que ocurra el asentamiento durante ese lapso disponible; después se conformará la corona, para pavimentar una estructura que ya no se deformará. En ocasiones, la falta de resistencia del terreno de cimentación puede obligar a completar la sección definitiva por medio de sucesivos recargues, aprovechando la resistencia que se genere como consecuencia de la consolidación. Naturalmente que el número de recargues necesariamente tendrá que ser bajo, y el último tal, que produzca asentamientos que no sean de significación. La solución es muy ventajosa sobre todo en accesos y pasos a desnivel, pero está limitada por la disponibilidad de tiempo.

4. *El uso de drenes verticales de arena.* Siendo el proceso de asentamiento un proceso de consolidación, todos los procedimientos que aceleren esta última servirán para que aquellos se produzcan con mayor rapidez, dando oportunidad a que ocurran durante el proceso de construcción, con lo que la estructura permanecerá prácticamente libre del problema durante su vida de servicio. Además, la aceleración de la consolidación sirve también para aumentar la rapidez de generación de resistencia al esfuerzo cortante consecuencia del proceso. Los drenes verticales de arena son un acelerador comprobado de los procesos de consolidación, cuya influencia en éstos puede ser establecida teóricamente (Ref. 7). Son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen a la totalidad del man-

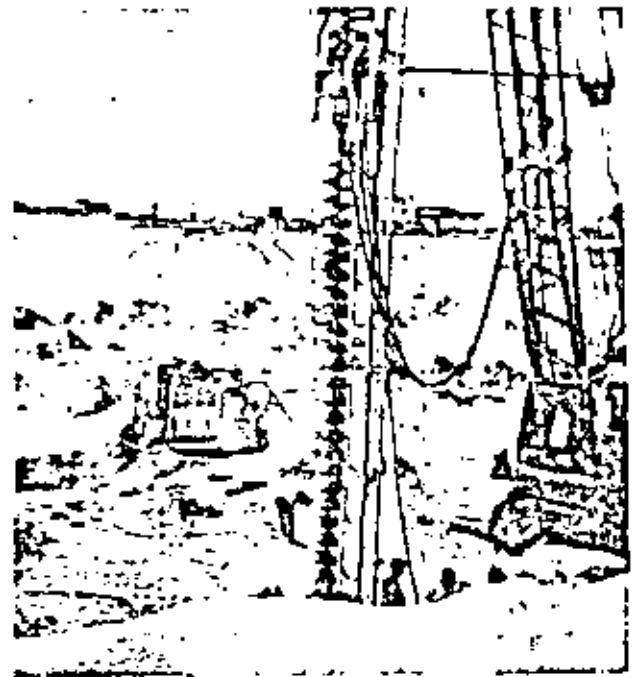


Croquis de una instalación de drenes verticales de arena.

to compresible o, por lo menos, al espesor que vaya a producir la mayor parte del asentamiento.

Su función se ejerce disminuyendo la longitud de las trayectorias que el agua debe recorrer para ser drenada de los estratos compresibles que se consolidan; esto se logra al permitirse el flujo en la dirección horizontal, además del flujo vertical usual. Como la mayoría de los suelos arcillosos finos son algo estratificados, de manera que la permeabilidad horizontal es más grande que en la dirección vertical; el flujo radial hacia los drenes verticales de arena es, en principio, muy eficiente.

Los drenes se instalan introduciendo en el terreno un tubo de ademe del que después se extrae el suelo y que debe recuperarse por razones de costo, extrayéndolo a medida que se rellena de arena el espacio interior, o por medio de un mandril o broca apropiada, que haga una perforación cuyas paredes se sostengan al retirar la herramienta, por lo menos el tiempo necesario para rellenar el hueco con la arena que funciona como material drenante. Naturalmente el segundo método suele ser de menor costo que el primero, pero no siempre es aplicable, pues en suelos muy blandos o turbosos no se sostienen las paredes de pozos relativamente profundos. Ambos métodos producen un importante remoldeo del suelo natural, que se refleja en su resistencia conjunta; esta reducción de resistencia ha de ser tomada en cuenta, ya que han tenido lugar algunas fallas importantes por olvidarse de ello, si bien es cierto que la resistencia suele recuperarse algunos días o cuando mucho semanas, después de instalados los drenes. El remoldeo de los suelos puede evitarse en gran parte usando chiflones, taladros o procedimientos similares, que realicen la excavación con mínimo desplazamiento (Ref. 8). Por ejemplo, en la División de Carreteras del estado de California (E.E.UU.) está prohibido el uso de mandriles de punta cerrada, que perforan desplazando al suelo blando (Ref. 9).



Colocación de drenes verticales de arena.

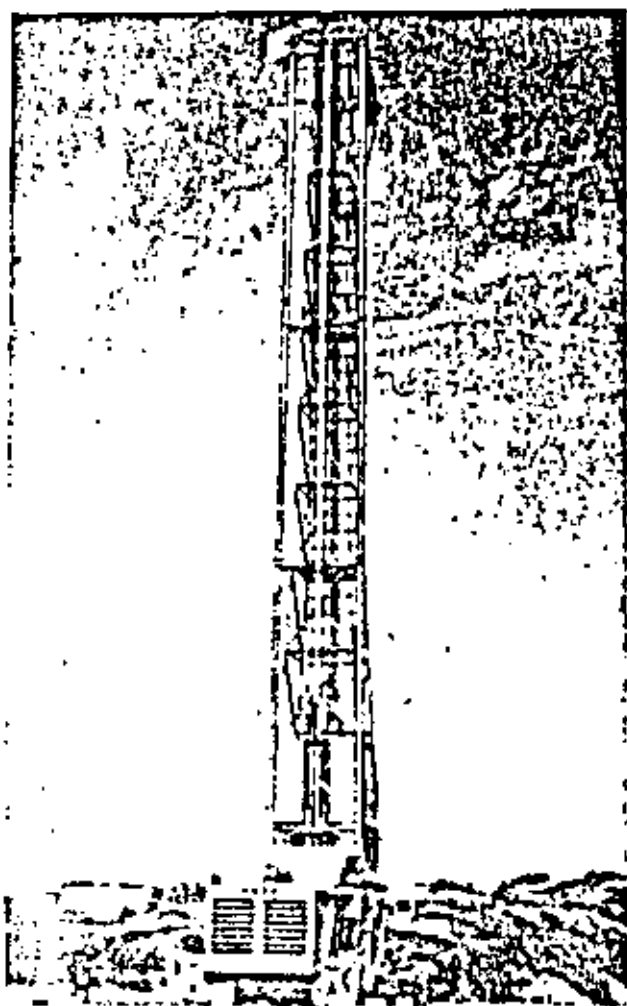
Indudablemente, los drenes verticales de arena aceleran la salida del agua de los estratos compresibles, pero no deben considerarse como una solución apropiada en todos los casos; no deben utilizarse sin una exploración de campo adecuada y sin un conocimiento preciso del subsuelo que se desea tratar. Quizá el caso en que su efectividad es mayor, es aquel en que existen en el terreno lentes de materiales algo permeables, que sean atravesadas por los drenes. En suelos arcillosos homogéneos es frecuente que los drenes verticales aun cuando reduzcan los tiempos de consolidación, no conduzcan a procesos suficientemente rápidos como para justificar su alto costo.

Es importante para el buen funcionamiento de los drenes verticales que el material que en ellos se coloque sea realmente permeable; a este respecto la experiencia parece indicar como aconsejable sobrepasar incluso las normas usuales para materiales drenantes o constitutivos de filtros, normas que aparecen comúnmente en diversas obras y que podrán también encontrarse en páginas posteriores de este libro. En especial, deberá cuidarse que sea muy bajo el contenido de finos menores que la malla N° 100, pues éstos afectan mucho la permeabilidad del conjunto, al grado de que variaciones de un 1% a un 2% pueden reducir la permeabilidad 3 ó 4 veces (Ref. 10). De la misma manera, debe evitarse toda segregación dentro del material filtrante en su colocación en el pozo.

La instalación de drenes verticales de arena debe complementarse con una capa drenante de espesor razonable, que cubra toda el área tratada. Así se garantizará salida al agua acumulada en los drenes verticales y además se propiciará el flujo vertical del



Colocación de la plataforma de trabajo y del delantal de drenaje para una instalación de drenes verticales de arena.



Otra máquina para instalar drenes verticales de arena.

agua, como ayuda del radial. Esa capa superior drenante no debe ser de menos de 30 ó 40 cm de espesor.

La separación que se dé a los drenes verticales de arena en una instalación dada influye grandemente en la aceleración que se logre en el proceso de consolidación, que es mucho mayor cuanto más próximos se pongan, pero también, naturalmente, en el costo de la instalación, que crece mucho cuando se colocan muy cercanos; entre estos dos criterios opuestos ha de moverse el ingeniero. También el diámetro de los pozos tiene importancia, aunque en menor grado. La práctica ha sancionado una relación entre la separación y el diámetro en el orden de 10, con valores de 30 ó 40 cm para esta última dimensión. Es frecuente y conveniente la disposición denominada comúnmente en "tres bolillo".

El poder establecer por cálculo la evolución de la consolidación en una instalación de drenes verticales depende mucho de la precisión que se logre en la determinación de las permeabilidades, vertical y radial (Ref. 11). La permeabilidad vertical puede medirse en el laboratorio, usando los métodos para

suelos estratificados; pero la permeabilidad radial se mide mejor con pruebas de campo, para lo cual se pueden usar los pozos de instalación de piezómetros, que tendrán que existir obligatoriamente en toda instalación importante de drenes verticales de arena. Las inexactitudes en la medida de la permeabilidad se han mencionado como causa importante en la dificultad de predecir el efecto de los drenes de arena en un caso dado.

No se ha estudiado suficientemente el efecto que los drenes verticales de arena pudieran tener sobre la resistencia del estrato compresible, por ejemplo al deslizamiento, al actuar como verdaderos pilotes de arena.

El uso de los drenes verticales de arena suele ser costoso, sobre todo en países en que no exista la maquinaria especializada para su construcción con que es posible contar en la actualidad; por consiguiente, su utilización no puede recomendarse sin un cuidadoso estudio de su idoneidad y una completa consideración económica de otras alternativas.

5. *La compensación total o parcial de la carga del terraplén.* Si se logra por algún procedimiento de construcción adecuado que al penetrar el material del terraplén desplace lateralmente al suelo de cimentación blando, se producirá una compensación del peso de aquél, que actuará únicamente con una presión correspondiente a la diferencia entre el peso del material colocado y el desplazado. El método es más factible cuando más fácil sea de desplazar lateralmente el terreno natural, por lo que rinde sus mejores resultados en suelos arcillosos orgánicos o en turbas. En ocasiones el desplazamiento del terreno natural se ayuda con sobrecargas, explosivos, etc. En el caso particular de las aeropistas, estructuras de longitud más limitada que una carretera, se ha usado un procedimiento de auténtica compensación completa, preexcavando una caja de profundidad suficiente, la que se conforma estructuralmente construyendo en su fondo una losa delgada de concreto pobre y se rellena posteriormente con materiales ligeros, para producir una compensación total. Ejemplo de lo anterior es la prolongación de algunas pistas y la construcción de calles de rodaje en el Aeropuerto de la Ciudad de México.

En carreteras, el inconveniente del procedimiento estriba en la gran cantidad de material que puede llegar a incrustarse en el material natural antes de lograr una compensación efectiva.

6. *La remoción del material compresible.* En este caso se utiliza una idea tan sencilla como ésta: si el terreno de cimentación es malo y compresible, remuévasele y póngase en su lugar otro de mejor calidad. El Departamento de Carreteras del Estado de California considera que ésta es la mejor solución en suelos muy blandos y compresibles, que se presentan bajo los terraplenes en espesores no mayores que 4 ó 5 m (Ref. 9), añadiendo que el material sustituto debe ser granular cuando no esté garanti-

ado su drenaje. Esta norma resulta quizá exagerada para países que disponen de menores presupuestos para la construcción de una obra dada: en México, por ejemplo, se ha utilizado poco la sustitución de terrenos malos por suelos estables bajo terraplenes y la experiencia indica que cuando el espesor del terreno natural es inferior a 1 ó 5 m es posible obtener un comportamiento favorable a menor costo con el empleo de algún otro de los métodos descritos. Cuando el espesor de terreno malo es superior a 4 ó 5 m, es universalmente reconocido que el costo de la sustitución de materiales se hace prohibitivo. En resumen, la sustitución de materiales debe verse como una alternativa más a disposición del ingeniero, que podrá sopesarse para ser empleada sólo cuando resulte ser la más económica o conveniente después de un cuidadoso balance.

7. *Tratamiento físico-químico del terreno compactible.* Aun cuando estas técnicas están todavía en sus comienzos, se sabe que al añadir ciertas sustancias al suelo se producen en éste intercambios iónicos entre sus partículas minerales y las materias disueltas en el agua intersticial, de manera que se modifican los nexos estructurales, mejorando la resistencia del suelo y disminuyendo su compresibilidad. En cada caso se hará necesario un análisis físico-químico del suelo, a fin de definir la sustancia o sustancias que producirán los efectos más favorables; éstas pueden incorporarse al suelo haciéndolas circular por su interior disueltas en agua. En México se han realizado diversos estudios para la aplicación de estas técnicas, pero nunca han llegado a usarse en las obras, debido a su alto costo.

8. *Calcinación del suelo.* Consiste este método en calentar literalmente hablando la estructura del suelo, con elevadas temperaturas provenientes de la combustión de gases. En algunos casos se han reportado disminuciones notables de la compresibilidad y, por consiguiente, de los asentamientos. El método debe considerarse en etapa experimental.

9. *Colocación de entramados de ramas, palmas y otros materiales similares bajo el terraplén.* Consiste este método en fabricar una verdadera balsa de entramado bajo el terraplén, que reparte la carga y proporciona una especie de flotación al conjunto de la superestructura. El método se ha usado con excelentes resultados en diversos países, pero en México se carece de una experiencia concluyente al respecto.

10. *La colocación de bermas o el uso de taludes muy tendidos.* Con ello se logra uniformizar las presiones transmitidas al terreno bajo el terraplén, con lo que se uniformizan también los asentamientos, reduciendo los diferenciales. Por otra parte, conviene no olvidar que el asentamiento total es mayor cuanto mayor es el ancho del área cargada, por lo que las medidas objeto de este apartado tenderán a hacer crecer dichos asentamientos totales; naturalmente, la bondad de estas medidas estará supeditada al balance de estos factores contradictorios. Estos métodos carecerán de sentido en aeropistas, donde

las coronas de los terraplenes son muy anchas en comparación con las de las carreteras.

11. *Escalonamiento de laderas naturales.* En terrenos naturales con pendiente transversal fuerte existe el peligro de que los terraplenes se deslicen ladera abajo, aun cuando los materiales involucrados no sean demasiado malos. El escalonamiento del terreno de cimentación en forma apropiada a la geometría del terraplén y a la topografía de la zona es quizá el método que más se ha usado en México para combatir este tipo de problemas. Los escalones, de huella horizontal y peralte vertical, proporcionan al terraplén apoyo horizontal, eliminando la componente de su peso a lo largo de la superficie de contacto con el terreno natural y, por lo tanto, la causa de la posible falla. Los escalones deben tener peralte apropiado y huella suficiente para las maniobras del equipo de construcción. El proyecto deberá indicar al detalle la forma y las dimensiones de los escalones, siendo deseable que toda su sección se aloje en terreno firme.

12. *Construcción de rellenos sobre apoyo irregular en roca.* Al hacer cortes en roca es muy común que, como consecuencia del proceso de excavación con explosivos, la cama del camino quede ríspida y llena de aristas irregulares y agudas. En este caso ha de colocarse entre esa roca y el pavimento una capa de suelo del suficiente espesor y apropiada resistencia, para impedir que las irregularidades señaladas se reflejen en el propio pavimento. Este es un caso ilustrativo de aquellos en que el mejoramiento del terreno consiste en la sustitución de un apoyo muy firme por otro de suelo, aparentemente de peor calidad. La lección que se extrae de esto es que los problemas de interacción entre superestructura y terreno de cimentación en una obra vial son tan complejos que con frecuencia la norma de mejoramiento adoptada es contradictoria, en el sentido de que resulta desventajosa desde uno o varios de los puntos de vista que intervienen; lo importante es entonces resaltar el aspecto fundamental que se pretende mejorar, balanceando convenientemente las virtudes y defectos de la norma de mejoramiento adoptada.

13. *Compactación.* Frecuentemente se mejora la parte superior del terreno de cimentación con un proceso de compactación posterior al desmonte, deshierbe y desentrañado; el tratamiento es frecuente sobre todo en aeropistas y suele ser somero, alcanzando 85 a 90% en relación a cualquier estándar usual.

14. *Anclaje de bloques de roca fracturada.* En laderas rocosas inclinadas y cuando los planos de fracturamiento son desfavorables a la obra vial, se ha recurrido al anclaje de los bloques de roca con varillas de acero introducidas en perforaciones previas selladas posteriormente con concreto o lechada de cemento, de modo que literalmente se cosen los fragmentos cuya situación sea peligrosa.

15. *Relleno de grietas.* Con frecuencia la superficie del terreno de cimentación aparece agrietada.

Cuando ello sucede, la causa del agrietamiento deberá investigarse siempre, pues el fenómeno puede ser indicio tanto de la existencia de un estado de falla incipiente relativamente fácil de corregir, por ejemplo en una ladera inclinada, como de un verdadero estado de deslizamiento superficial generalizado o de un estado de tensión importante, del tipo descrito por Juárez Badillo, como ejemplo, en la Referencia 15.

La causa del agrietamiento deberá ser eliminada como un requisito indispensable para la corrección del agrietamiento. Podrá haber casos en que el cambio de trazo constituya la mejor solución, pues como se ha dicho, el agrietamiento puede estar asociado a fenómenos de gran escala y corrección difícilísima y muy costosa; pero en los casos sencillos, una vez eliminada la causa del agrietamiento puede resultar muy conveniente rellenar las grietas previamente formadas con arcilla, suelo-asfalto o algún material similar, con características plásticas. Las grietas abiertas pueden ser peligrosas, pues al rellenarse de agua generan empujes hidrostáticos que pueden agravar cualquier tendencia a la inestabilidad preexistente.

Como puede verse, ninguno de los métodos propuestos (Ref. 12) para mejorar las características de resistencia o compresibilidad del terreno de cimentación de un terraplén constituye una solución universal, de manera que en cada caso en que se haga realmente indispensable mejorar tales condiciones será preciso analizar todas las circunstancias particulares, a fin de escoger la solución o combinación de soluciones más convenientes. De hecho, algunos de los métodos propuestos son contradictorios, en el sentido de que si bien resultan favorables para algún aspecto del problema, pueden resultar desfavorables para otros. Así, la elección del criterio a seguir en cada caso no está subordinada a reglas fijas, sino que es materia de juicio del proyectista. Afortunadamente, tanto el monto de los asentamientos, como su evolución con el tiempo (si bien ésta con menor precisión) son calculables por los métodos teóricos que proporciona la Mecánica de Suelos (véase capítulo I).

Este cálculo, por cierto, exige un conocimiento mucho más detallado de las propiedades del subsuelo del que puede lograrse con los procedimientos normales actualmente en uso para la exploración del terreno de cimentación para carreteras y aeropistas, por lo que, cuando se trabaje en áreas de suelos arcillosos blandos que presenten problemas especiales, la exploración ha de ser también de tipo especial, incluyendo la obtención de muestras inalteradas; como consecuencia, el programa de pruebas de laboratorio tampoco podrá ser rutinario y deberá comprender la realización de pruebas de compresión simple y triaxiales, para determinación de resistencia al esfuerzo cortante, y de pruebas de consolidación, para definir las características de compresibilidad.

III-5 EL AGUA EN EL TERRENO DE CIMENTACION

Del agua que cae sobre el terreno natural en el lugar en que se construirá una vía terrestre, parte escurre por la superficie, parte se infiltra en él y parte se evapora. La relación entre el agua que escurre y la precipitación total es el coeficiente de escurrimiento del terreno; éste es variable según el tipo de suelo, su pendiente, tipo de vegetación y otros factores.

El agua que corre sobre la superficie del terreno, lo erosiona y, más tarde o, más temprano, se incorpora a alguna corriente superficial.

La que se infiltra a través del suelo, lo penetra hasta ser detenida por una capa impermeable y satura la zona suprayacente a esa capa formando el nivel freático, que se mantendrá a un nivel más o menos constante en tanto no haya una modificación substancial en el régimen hidráulico de la zona. Cuando el agua freática aflora o es muy poco profunda, da lugar a terrenos pantanosos. Cuando el agua freática está a relativa profundidad, pero el terreno sobre ella es fino y con potencial capilar elevado, aquélla puede ascender a importantes alturas y puede llegar a perjudicar a las terracerías y a los pavimentos. Se mencionan a continuación los efectos principales a que dan lugar los cambios en el agua freática y capilar dentro del terreno de cimentación.

1. Al cambiar el contenido de agua de los suelos cambian sus propiedades mecánicas más importantes, tales como la resistencia al esfuerzo cortante, que disminuye notablemente en suelos arcillosos o con apreciable contenido de finos cuando aquél aumenta, y la compresibilidad, que crece cuando el suelo fino adquiere agua. En suelos arenosos, especialmente en los cementados con sustancias solubles, la invasión de agua puede producir cambios drásticos en la estructuración y, por lo tanto, en la resistencia; también en este caso disminuye la resistencia por las fuerzas boyantes que se ejercen sobre los materiales bajo el nivel freático. Todo lo anterior se refleja en los asentamientos producidos en los terraplenes, en la posible falla de éstos, en las deformaciones que puede sufrir la capa subrasante, etc.

2. Los movimientos y variaciones en el agua freática y sus efectos no son nunca uniformes, por lo que producen áreas de diferentes comportamientos en el terreno de cimentación.

3. Los cambios en contenidos de agua propician cambios de volumen perjudiciales en suelos expansivos.

4. En suelos susceptibles a las heladas (Ref. 14) la existencia de agua es particularmente peligrosa, debido a los cambios de volumen y resistencia que se producen con el congelamiento periódico.

5. La acción del agua en el pavimento puede producir efectos destructivos diferentes de los asociados a los cambios de volumen o de resistencia de

los suelos, tales como el bombeo o la separación de la película de asfalto de las partículas de agregado en las carpetas o en las bases asfálticas.

Además de esos efectos, el agua que corre superficialmente produce erosiones en la obra vial y en el terreno de cimentación que son siempre indeseables. Es indispensable el drenaje superficial de estas aguas.

Muchos de los métodos de tratamiento del terreno de cimentación que ofrecen mejores resultados, independientemente de los enlistados en páginas anteriores de este capítulo, están relacionados con la eliminación del agua del interior de los suelos. Estas son las técnicas de subdrenaje que desempeñan un papel fundamental en la ingeniería de las vías terrestres y que, sin duda, están destinadas a desempeñar en forma más importante cada vez.

Cuando se coloca un terraplén sobre el terreno natural se modifica el régimen hidráulico, en el sentido de que se impide la evaporación del agua en un área que antes era de libre exposición; por esta causa el nivel freático tenderá siempre a ascender en el terreno natural bajo los terraplenes. Además, en el terreno natural puede existir agua, sea propia del lugar o proveniente de un flujo que la traiga desde otra parte.

Los métodos de subdrenaje del terreno de cimentación deben verse como técnicas fundamentales en su tratamiento y mejoramiento, pero no serán expuestos en este lugar, sino en un capítulo especial más adelante, pues son comunes a problemas de estabilidad de taludes, empuje de tierras y, en general, a todos los aspectos de la tecnología de las Vías Terrestres.

III.6 TERRENO DE CIMENTACION CONSTITUIDO POR ARENAS LIMPIAS

El caso de interés especial que será tratado en esta sección, corresponde al cruce de una vía terrestre por una zona de médanos. Si bien esta localización no es muy frecuente y probablemente deba evitarse en cuanto sea posible, existen casos de localización forzada que una vez ocurridos han sido fuente de problemas muy costosos y de difícil solución. Hay también algunas reglas de aplicación casi forzosa y algunos métodos de corrección de problemas que pueden rendir buenos resultados; a todo ello se enfoca someramente la atención de este párrafo.

En la Ref. 15 se hace un análisis correspondiente a un caso real que sirve para resumir las principales precauciones que es necesario observar en estos casos.

En términos generales el movimiento de los médanos, que es la principal fuente de problemas para a vía terrestre, varía inversamente con su tamaño, de manera que un gran médano, de por ejemplo 100 m de altura, puede avanzar tan poco como un par de centímetros por año, en tanto que médanos

de 2 ó 3 m de altura pueden recorrer decenas de centímetros por hora, durante una tormenta violenta. Un médano de 10 m de altura fácilmente puede desplazarse un metro por año. Lo anterior debe orientar el criterio del ingeniero en cuanto a la magnitud del problema que enfrenta.

Un médano representa hasta cierto punto una acumulación de arena a volteo, de manera que es de esperar que el talud del frente de avance se encuentre con inclinación muy próxima al ángulo de equilibrio límite; en su parte posterior, el médano tiene un talud mucho más tendido, consecuencia de su génesis y modo de avance bajo la acción de los vientos dominantes. Cualquier corte practicado en el frente de avance tendrá siempre mayor inclinación que el ángulo de equilibrio límite de arena, por lo que no será estable y producirá invasión de material sobre la cama del corte, independientemente de que este fenómeno pueda retrasarse con respecto al momento de la construcción, si la arena tuviera cohesión aparente por efecto de la tensión capilar. Desde luego es cierto que la estabilidad general del médano no se verá afectada básicamente por el corte, por lo que, en general, los volúmenes caídos no serán importantes, pero lo continuo del fenómeno y los peligros que implica para el tránsito hacen desaconsejable el efectuar cualquier clase de corte en médanos. De esta manera el trazo de la vía terrestre deberá desarrollarse siempre en terraplén o, por lo menos, a nivel de las dunas de mayor elevación. La regla anterior puede conducir a costos prohibitivos y en algunas ocasiones el ingeniero deberá conformarse con que su trazo ocurra a nivel de los médanos más móviles, pero cuidando de no cortar los de altura superior. No debe pensarse que al evitar los cortes y realizar un trazo en terraplén se resuelven todos los problemas que acarrea el cruce de una zona de médanos. El terraplén representa siempre una barrera a los vientos y al movimiento general de la arena; sin un estudio detallado, resulta muy difícil decir cual pueda ser el efecto que produzca esa barrera, pero en ocasiones podrá ser muy desfavorable.

Ha sido práctica común defender las carreteras trazadas a través de zonas de médanos con vegetación apropiada plantada en dirección de donde avanza la arena. Las plantaciones pueden hacerse en forma masiva o en líneas sensiblemente paralelas a la vía terrestre; su efecto puede complementarse con bordos y empalizadas y grupos de árboles y arbustos. Las especies deberán seleccionarse con un estudio agronómico que trascienda los límites de este trabajo, pero el ingeniero debe contar con las plantas propias de la región como un excelente punto de partida en tales estudios.

Las propiedades mecánicas de las arenas de médano y playa presentan características de interés y han sido objeto de estudios específicos. En la Ref. 16, por ejemplo, se presentan datos y conclusiones importantes, en que se demuestra la influencia de la historia de esfuerzos en las características actuales.

III-7 TERRENO DE CIMENTACION CONSTITUIDO POR ARCILLAS MUY BLANDAS Y TURBAS

En general, todos los depósitos de suelos blandos y turbas susceptibles de causar serios problemas tienen tres condiciones en común: son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos.

El primer requisito para superar este tipo de problemas es, naturalmente, el detectarlos y ello debe suceder en la etapa de proyecto, antes de que se produzcan costosos daños a la vía terrestre y en momentos en que el ingeniero conserva toda su libertad de acción, incluyendo la capacidad de estudiar un cambio de trazo que lo aleje de la zona que se revele como crítica. Para esto es de singular ayuda la fotointerpretación de fotografías aéreas. Pero una vez que por cualquier razón se decida a arrostrar los peligros y altos costos que significa cruzar una zona de suelos blandos u orgánicos, el ingeniero debe comprender que casi todos los métodos de proyecto y construcción de que dispondrá requieren de un buen conocimiento de las características de compresibilidad y resistencia de los suelos sobre los que se construirá la vía, así como de los que se utilizarán en la formación de la misma. Así, este es un caso que debe verse como especial en lo que se refiere a exploración de suelos y pruebas de laboratorio, en el que se justificará el uso de los métodos más delicados para obtener muestras inalteradas y el desarrollo de programas completos de pruebas de laboratorio, que incluyan pruebas de consolidación y triaxiales.

La exploración deberá hacerse separando muy claramente las dos etapas tradicionales (Ref. 17); primeramente se realiza un muestreo preliminar, con procedimientos sencillos y económicos que proporcionan muestras alteradas para clasificación de suelos y, después, se hace la investigación definitiva, con métodos delicados y mucho más costosos, capaces de proporcionar muestras inalteradas. La orientación que se obtenga en la primera etapa, que debe llevarse hasta que se puedan formular perfiles de suelos razonablemente confiables, será fundamental para planear la segunda con un costo de tiempo y dinero óptimos.

La información que se recabe sobre el terreno de cimentación deberá arrojar luz suficiente para estudiar los siguientes problemas principales (Ref. 18):

- 1) Estabilidad del terraplén.
- 2) Asentamiento del terraplén.

En general, será deseable que todo el asentamiento significativo ocurra durante la construcción de la obra, pero esto no suele lograrse sin usar acelerantes del proceso de consolidación, tales como drenes de arena o sobrecargas (en rigor el tiempo de asentamiento no depende de la carga, pero la magnitud

del asentamiento producido sí crece con ella, de manera que una sobrecarga producirá en menos tiempo el asentamiento final a que llegaría el terraplén no sobrecargado); si estos métodos son antieconómicos en un caso dado, deberá pensarse en obras de pavimentación provisional, sobreelevaciones, etc., pues el terraplén se hundirá en la etapa de operación de la obra.

La magnitud y la naturaleza del problema que se pueda tener en cada caso quedan fuertemente influidas por algunas características que conviene mencionar a continuación.

1. *Las dimensiones del terraplén.* Su altura y ancho influyen mucho en la solución que haya que adoptarse. Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento mucho más que otro bajo y ancho, por lo cual en los primeros puede ser mucho más efectivo un procedimiento de construcción a base de desplazar el material de cimentación.

2. *Características de la cimentación.* Influyen sobre todo el perfil de resistencia del suelo blando y su espesor.

3. *Materiales de construcción.* Los criterios del ingeniero se ven muy influidos por la disponibilidad y el costo de los materiales con que hará su terraplén. Por ejemplo, si no hay material granular a distancia prudente no podrá pensarse en colocación bajo agua a volteo. La utilización de materiales ligeros, como tezontiles o cenizas volcánicas, sólo será posible cuando las distancias de acarreo sean adecuadas, pero, por otro lado, la posibilidad de empleo de tales materiales abre oportunidades de utilizar muchas soluciones que de otra manera estarían vedadas.

4. *El programa de construcción.* Los requerimientos de programa influyen mucho en los métodos de proyecto que puedan intentarse. En este sentido, es importante el momento en que haya de construirse el pavimento definitivo, como también lo es el que haya o no disponibilidad de tiempo para construcción por etapas, uso de sobrecarga, etc.

5. *Localización.* Las condiciones topográficas del lugar, sean naturales o creadas por el hombre como consecuencia de otras obras, también influyen mucho en los métodos que puedan seleccionarse para resolver un problema dado. Por ejemplo, la existencia de población impone severas restricciones al uso de explosivos, o el disponer de un derecho de vía estrecho, al uso de bermas o a la formación de ondas de lodo.

En la tabla III-2 se resume brevemente el conjunto de métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos.

Antes de proceder a una somera descripción de los métodos arriba mencionados, conviene reseñar brevemente las propiedades principales de los suelos de cimentación muy blandos, así como de los métodos más confiables para obtener tal información (Refs. 19 y 20).

Tabla III-2

Métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos

I. Remoción por:

- a) Excavación.
 1. Completa.
 2. Parcial.
- b) Desplazamiento.
 1. Por el peso del terraplén, con o sin sobrecargas.
 2. Con explosivos.

II. Tratamiento del terreno

- a) Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad.
 1. Construcción anticipada o por etapas.
 2. Uso de materiales ligeros.
 3. Bermas estabilizadoras.
 4. Drenaje interceptor.
- b) Fundamentalmente por requerimientos de asentamiento.
 1. Construcción por etapas.
 2. Sobrecargas.
 3. Compactación con equipos pesados.
- c) Por requerimientos de estabilidad y asentamiento.
 1. Construcción por etapas o con sobrecargas.
 2. Drenes verticales de arena.
 3. Combinación de cualesquiera de los métodos anteriores.

Desde el punto de vista ahora enfocado, las propiedades más importantes de las turbas y los suelos muy blandos son el peso específico, el contenido de agua, la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad. Por su alto contenido de agua y por la dificultad en la obtención y labrado de los especímenes, en estos suelos deberán cuidarse especialmente todas las manipulaciones de muestreo y prueba, a fin de obtener resultados estadísticamente concordantes.

El contenido de agua de las turbas y arcillas muy compresibles puede variar de 400% a 1500%; se ha reportado algún valor arriba de 2000%. Es común que el metro más superficial del terreno presente contenidos de agua mucho más bajos, aun en las zonas con mayor predominio de turbas. La relación de vacíos suele estimarse a partir del contenido de agua, y el peso específico relativo también puede estimarse, presentando valores tan bajos como 1.5 ó 1.6 para turbas muy puras. Puede tener interés conocer el contenido de aire y gases en las turbas, para lo cual no existe prueba estándar de valor reconocido, por lo que se recurre a estimarlo en pruebas de consolidación. Valores de hasta un 10% no son raros en turbas.

Las turbas reducen fuertemente su permeabilidad al aumentar la carga que actúa sobre ellas; en formaciones vírgenes, el coeficiente de permeabilidad suele estar entre 10^{-2} y 10^{-1} cm/seg, pero puede reducirse a 10^{-9} cm/seg en turbas consolidadas bajo un terraplén de uno o dos metros de altura. En la Fig. III-6 se muestra una correlación entre valores de la relación de vacíos y la permeabilidad de turbas de la Columbia Británica, de las que se trata en la Ref. 19.

La resistencia al esfuerzo cortante puede determinarse con pruebas de compresión simple o pruebas triaxiales, si bien puede haber dificultades crecientes para el labrado de especímenes cuanto más orgánico sea el suelo, por lo que se recurre frecuentemente a determinar la resistencia con pruebas de veleta y a estimarla aplicando el cálculo en secciones en que haya ocurrido o se induzca una falla. En la tabla III-3, tomada de la Ref. 20, se presenta una comparación entre la resistencia al esfuerzo cortante obtenida para diversas turbas y su contenido de agua. La mayor parte de las resistencias de la tabla corresponden a medidas con veleta en el lugar. La tabla proporciona también una interesante lista de trabajos sobre el tema, según recopilación de Leo Casagrande.

En la Fig. III-7 (Ref. 20) se presentan resultados medios obtenidos por distintos investigadores en varios lugares, que correlacionan la resistencia al esfuerzo cortante con la profundidad; en ella puede ob-



Figura III-6. Relación de vacíos vs. Permeabilidad en turbas (Ref. 19).

Tabla III-3

Resistencia al Esfuerzo Cortante en Turbas

Referencia	Localización de la turba	Resistencia al esfuerzo cortante (T/m^2)	Contenido natural de agua (%)
Auderaen y Hempstock (Ref. 21)	Canadá (Alberta)	0.50-1.25	700-1400
Casagrande, A. y L. (Ref. 22)	E.E.U.U. (Mass.)	0.50-1.85	250-750
		0.35-2.90	400-800
		1.55	400-550
		0.35-0.95	250-380
		5.00 (1)	110
Dücker (Ref. 23)	Alemania (Holstein)	0.10-5.00 (1)	400-800
Fraser (Ref. 24)	Irlanda del Norte	1.40-2.80	680-1450
Hardy y Thomson (Ref. 25)	Canadá (N.O.)	0.50-3.00	470-760
Lea y Browner (Ref. 19)	Canadá (Alberta)	0.55-1.50	No hay dato
Margam y Fraser (Ref. 20)	Irlanda del Norte	1.70	790
Moss y Schneller (Ref. 27)	Suiza	0.50-1.50	220-1460
Ripley y Leonoff (Ref. 28)	Canadá	1.00-2.25	100-2100
Smith (Ref. 29)	Inglaterra	0.35-1.80	No hay dato
Tresidder y Fraser (Ref. 30)	Escocia	0.35-9.35	400-1600
Ward (Ref. 31)	Inglaterra, Gales	0.65	800-1000

(1) Valor de la corteza superficial.

servarse el importante efecto de secado propio de los suelos turbosos. La mayoría de los resultados de pruebas de veleta se concentran en la parte media de la figura (parte sombreada) y muestran una preconsolidación substancial por secado aun a las mayores profundidades.

A causa de la permeabilidad relativamente alta de las turbas, la consolidación primaria se produce

en ellas muy rápidamente (Refs. 19, 32, 33, 34, 35, 36, 37 y 38). La consolidación secundaria ocurre sobre todo cuando la primaria terminó y generalmente sigue una ley lineal (recta) cuando se dibuja el asentamiento contra el tiempo (este último en escala logarítmica); la consolidación secundaria puede ser mucho más importante que la primaria y durar muchos años, viéndose afectada por la descomposición de la materia orgánica durante la vida de la obra (Refs. 36, 38 y 39). La predicción del asentamiento en las turbas por los métodos normales de la Mecánica de Suelos es incierta, como consecuencia de lo anterior y aún lo es más la de la evolución de los asentamientos con el tiempo. La teoría de Terzaghi probablemente no sea aplicable a las turbas; las causas más importantes de ello son el drenaje horizontal que ocurre en estos suelos, la anisotropía que presentan en lo relativo a la permeabilidad y el escaso sentido que puede tener determinar en turbas el 100% de consolidación primaria (Ref. 19).

Si el suelo blando es inorgánico, es de esperar que si la homogeneidad de las arcillas es razonable, pueda aplicarse la teoría de Terzaghi para el cálculo del asentamiento y aun para el de su evolución con el tiempo, si bien esta última se determinará con mucha menor precisión.

Por las razones anteriores, sobre todo en turbas, los resultados de cualquier cálculo de asentamiento o evolución de éstos no serán confiables en grado suficiente para servir de base a un proyecto importante; éste es un caso en que puede rendir magníficos frutos la instrumentación de terraplenes de prueba, hechos preferentemente a escala natural (Ref. 40).

Se comentarán ahora brevemente los métodos constructivos que se agruparon en la tabla III-2.

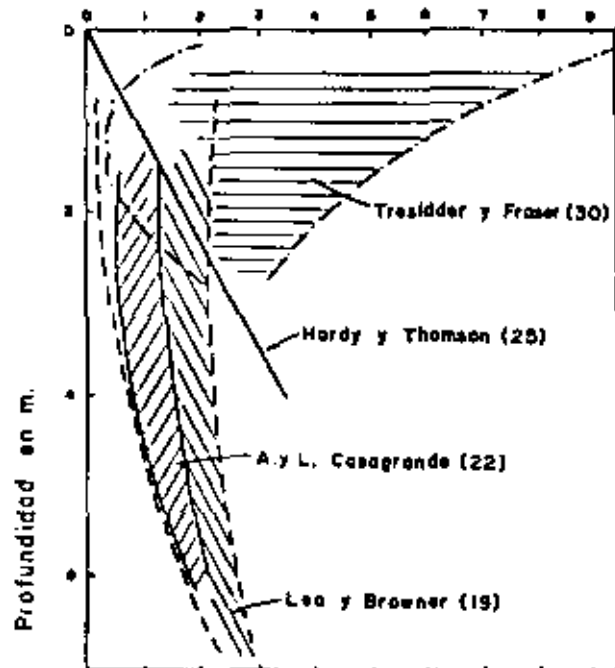
Resistencia al Esfuerzo Cortante, en Tn/m^2 

Figura III-7. Resistencia al esfuerzo cortante vs. profundidad, en turbas (Mediciones con veleta en el lugar) (Ref. 20).

A Excavación.

A.1 Completa.

Sólo puede intentarse cuando los espesores de turba o suelo blando son pequeños y cuando se desea que los terraplenes se inmovilicen muy rápidamente; un requisito económico suele ser la posibilidad de tirar sin riesgo el desperdicio inmediatamente al lado de la excavación, de modo que se elimine todo acarreo de dicho desperdicio. La excavación producida suele quedar llena de agua y con taludes muy tendidos; el suelo que la rellene habrá de ser granular.

La excavación completa suele ser más eficiente a medida que el terraplén es más ancho, pues a mayor anchura crece el riesgo de que bajo él queden atrapadas masas de turba o suelo blando, origen de futuros problemas.

La profundidad a que deba considerarse posible la remoción total del terreno de cimentación es variable y depende del proyecto; se ha hecho hasta con 10 m de espesor de suelo.

A.2 Excavación parcial.

Es un procedimiento recomendable si la resistencia del suelo blando crece con la profundidad y la compresibilidad disminuye con la misma. También se usa como ayuda para el empleo de otros métodos constructivos, como el de desplazamiento.

B Desplazamiento.

Cuando el esfuerzo que el terraplén comunica al terreno de cimentación supera la resistencia de éste y

cualquier fuerza restrictiva que pueda haber, ocurrirá un desplazamiento de dicho terreno de cimentación en la dirección de la menor resistencia. La intensidad del desplazamiento depende de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén y de la magnitud del desequilibrio señalado. El desplazamiento produce ondas de lodo a los lados del terraplén, que actúan como restricción a posteriores desplazamientos. Generalmente, en terraplenes sobre suelos blandos uniformes, una vez que ha comenzado el hundimiento de la estructura y el desplazamiento del terreno blando, el proceso continuará si se mantiene la misma elevación en la corona del terraplén y si se quitan las ondas de lodo que se forman; esto se debe a que el material de terraplén tiene mayor peso específico que el suelo blando, de manera que se incrementa el peso total superimpuesto a medida que aumenta la carga. Si la altura del terraplén no se aumenta, sino que se mantiene constante, el desplazamiento conducirá a una compensación parcial del peso del terraplén. Si no se remueven las ondas del lodo que se forman a los lados pueden generar la suficiente restricción como para impedir todo ulterior desplazamiento.

El desplazamiento puede verse favorecido por la disminución de resistencia que sufre el suelo blando como consecuencia de su remoldeo.

B.1 Desplazamiento por el peso del terraplén con o sin sobrecargas.

Es posible atenerse al desplazamiento por el peso único del terraplén cuando éste pesa lo suficiente y cuando el material blando que pueda quedar atra-

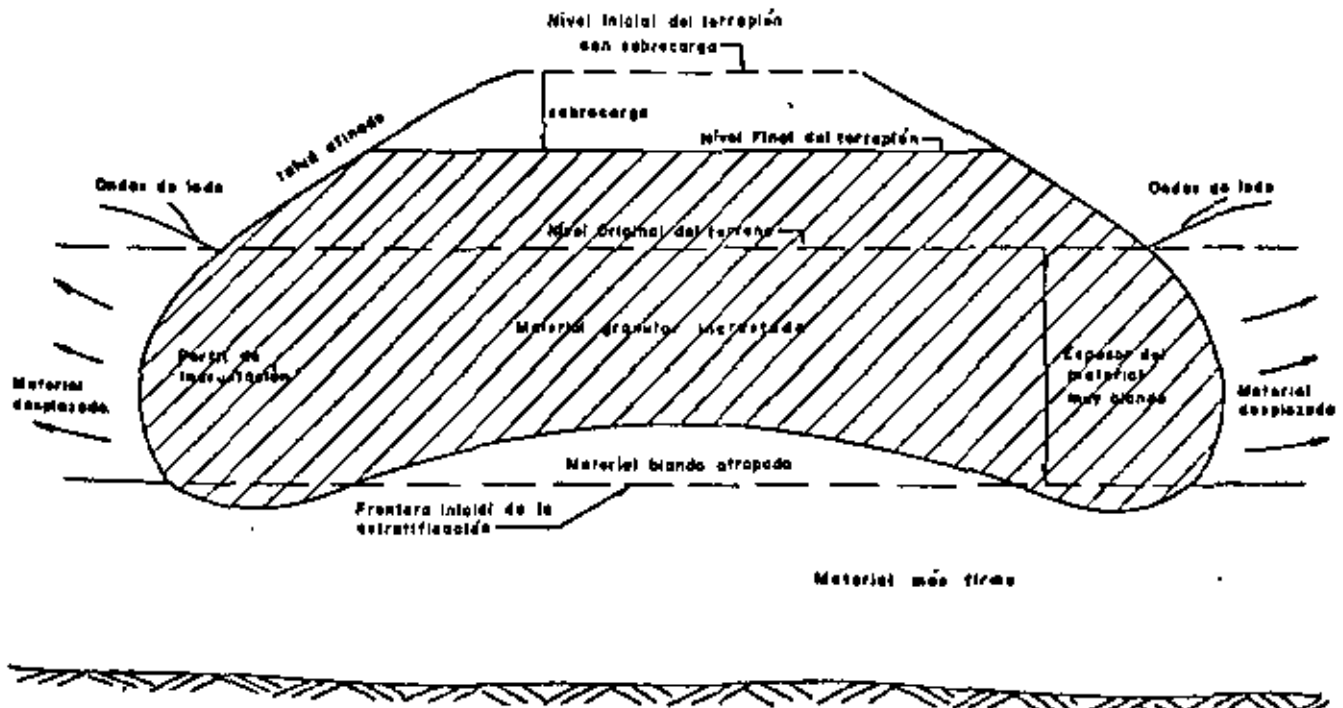


Figura III-8. Colocación de un terraplén por desplazamiento de un suelo blando, con uso de sobrecarga.

pado sea de tales características y resulte en tales espesores, que los procesos de consolidación posteriores ocurran durante el tiempo de construcción y antes del momento previsto para la pavimentación definitiva. Cuando convenga acelerar el proceso de desplazamiento o aumentar su eficiencia, puede recurrirse a una sobrecarga. En general las sobrecargas tienen dos efectos benéficos, al inducir un mayor desplazamiento y al causar que ocurran antes los asentamientos por consolidación. En la figura III-8 se ilustra la situación final a que llega un terraplén construido por desplazamiento con sobrecarga.

En terraplenes construidos sobre terrenos muy blandos es seguramente una magnífica práctica la colocación de una sobrecarga de tierra sobre el terraplén, con el límite que imponga la resistencia del terreno, pues el provocar una falla violenta de deslizamiento de talud o de capacidad de carga puede tener muy malas consecuencias en estos casos, por el remoldeo que producen en los materiales blandos, que al perder su estructura original disminuyen drásticamente su ya escasa resistencia, de una manera no recuperable.

El efecto de la sobrecarga en los asentamientos puede calcularse por los métodos ya descritos, en todos los casos en que la teoría de Consolidación de Terzaghi sea aplicable.

B-2 Desplazamientos con explosivos.

Se busca incrementar instantáneamente la presión neutral, reduciendo así la resistencia del suelo.

Cada día goza de mayor popularidad este método para acomodar y estabilizar terraplenes sobre terrenos muy blandos y es de esperar que en el futuro se utilice con profusión. La Ref. 20 constituye una fuente fundamental del tema, pues no sólo ofrece una exposición detallada del mismo, sino que ésta se complementa con una muy completa lista de referencias, útiles para la investigación de ulteriores detalles. La exposición que sigue está basada muy especialmente en dicho trabajo.

Los métodos para desplazar suelos muy blandos con explosivos que han sido más utilizados son los siguientes:

1. Método de New Hampshire.
2. Método alemán.

3. Método de New Hampshire.
4. Método alemán.

B-2.1. Barrenación en el frente de avance.

Consiste el método en alterar y desplazar los depósitos muy blandos con explosiones provocadas en barrenos situados en torno al extremo de avance del terraplén en construcción y a una distancia de 8 a 10 m de éste (Fig. III-9).

Se recomienda hacer explotar una hilera de barrenos cada vez. La carga explosiva en cada perforación debe ser lo suficientemente pequeña como para no dañar al terraplén adjunto; debe determinarse experimentalmente y con frecuencia resulta del orden de $\frac{h}{4}$ en kg, estando h referida a la Fig. III-9.

El método es lento y a veces deja mucho suelo blando atrapado bajo el terraplén. La práctica alemana ha establecido una secuencia operacional para este método que puede considerarse como una variante de su forma tradicional y que considera las siguientes etapas.

1. Se forma una plataforma de trabajo de arena adelante de la punta de avance del terraplén (Fig. III-10). El espesor de esta plataforma puede estar comprendido entre 30 y 60 cm.

2. Sobre esta plataforma se perforan los pozos de barrenación, con 20 ó 30 cm de diámetro, llegando al terreno firme. El espaciamiento de los pozos puede oscilar entre 2 y 5 m, dependiendo del espesor del suelo por desplazar.

3. Las cargas de explosivo se colocan en el fondo de las perforaciones, en cantidad comprendida entre 8 y 40 kg.

4. Se establecen las necesarias conexiones eléctricas para la explosión, protegiendo los alambres convenientemente.

5. Se prolonga entonces el terraplén sobre los pozos de barrenación, hasta alcanzar la altura deseada más la sobrecarga que se desee colocar.

6. Se produce la explosión.

B-2.2. Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.

Una vez limpiada la superficie del terreno, se coloca el terraplén y después se perfora éste con ba-

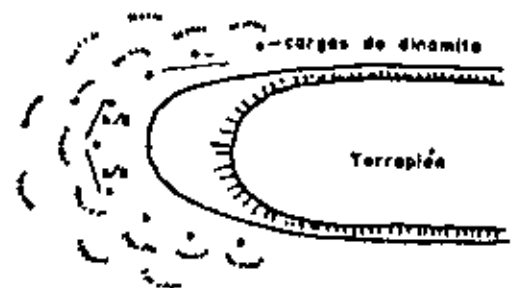
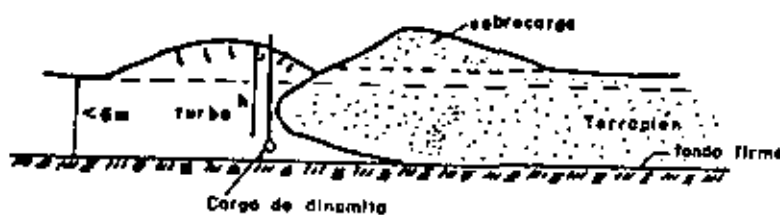


Figura III-9. Desplazamiento de tierras por barrenación en el frente de avance (Ref. 20).

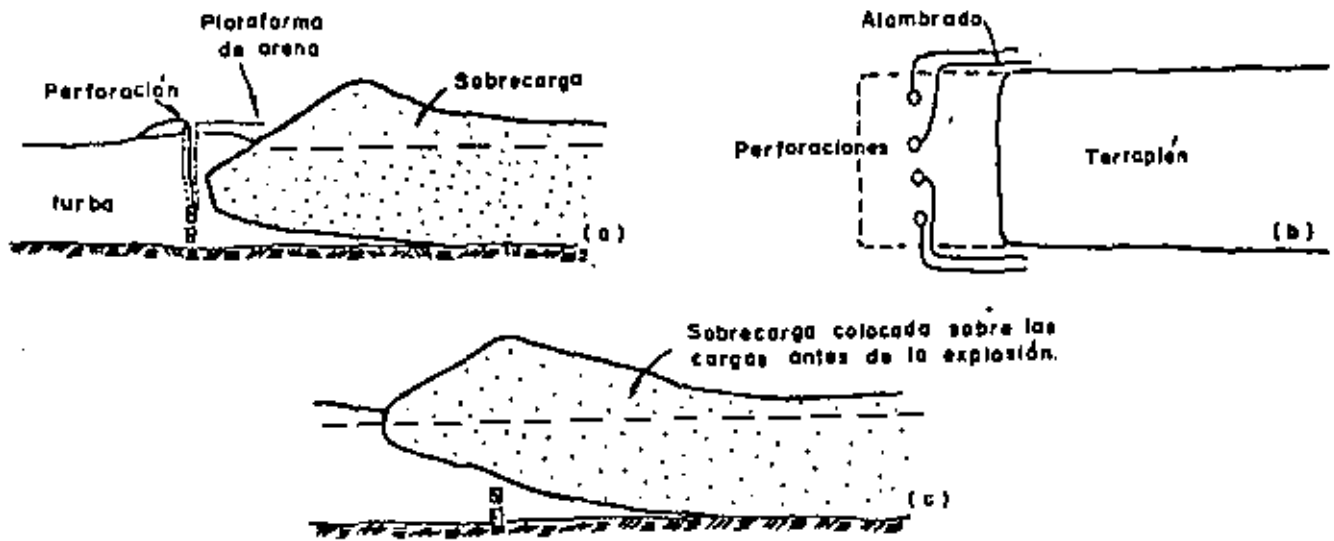


Figura III-10. Método alemán para estabilización en el frente de avance (Ref. 20).

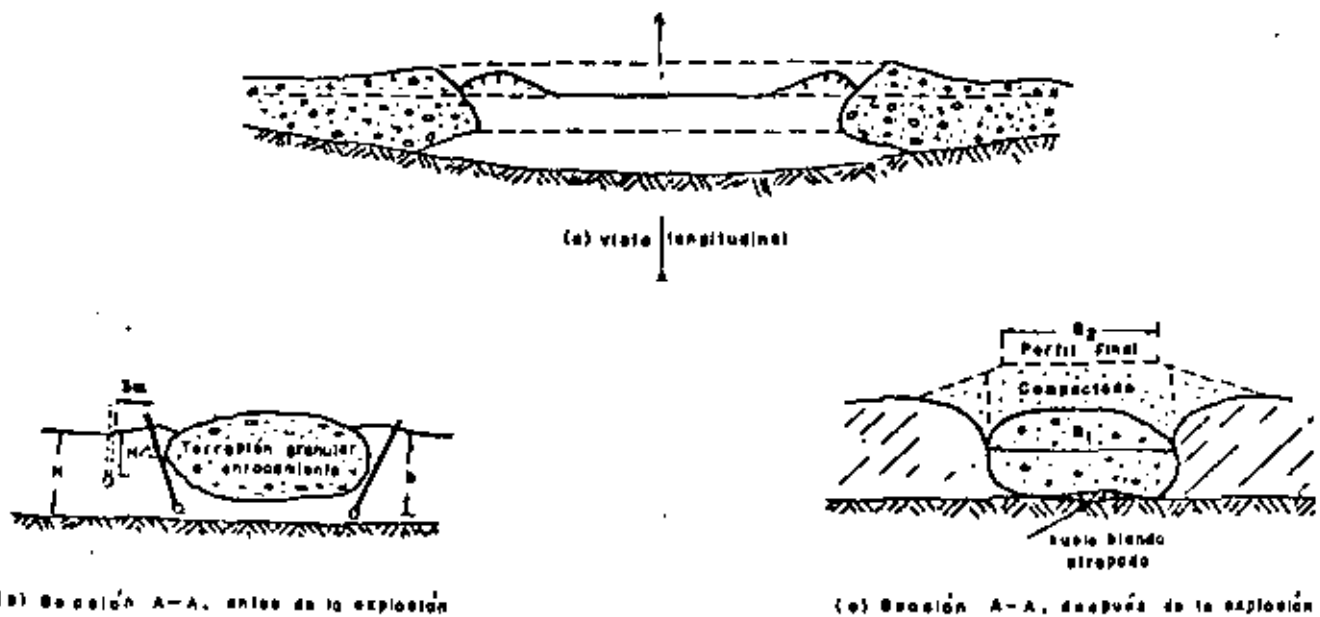
treros de 4 a 12 cm de diámetro perforados por cualquier procedimiento apropiado. Para espesores importantes de turba o suelo muy blando por desplazarse se recomienda la explosión por etapas, afectando cada vez 4 ó 5 m de espesor de turba en secciones de terraplén de 30 a 50 m de longitud. Pueden llegar a ponerse unos 25 kg de explosivo por barrenos (Refs. 41, 42 y 43).

B-2.3. Método de New Hampshire.

El Departamento de Carreteras de New Hampshire ha desarrollado un método económico para desplazamiento de suelos blandos cuyo espesor oscile entre 3 y 15 m; el método lleva al terraplén construido a descansar sobre los estratos firmes subyacentes. Una

vez limpiado el terreno de su cobertura vegetal se coloca el terraplén, construyendo primeramente sus dos segmentos extremos; generalmente se utiliza para ello sólo sobrecarga, hasta apoyar la sección en estratos firmes. Después se unen los dos extremos, construyendo la totalidad del terraplén vaciando material sobre el suelo blando, de manera que éste queda atrapado bajo aquél (Fig. III-11)

El material blando atrapado bajo el terraplén así construido se desplaza por medio del siguiente procedimiento. Se colocan barrenos a ambos lados del relleno, con separación del orden de 3 m, como se indica en la parte (b) de la Fig. III-11; los barrenos son de 4 ó 5 cm de diámetro y deben contener una cantidad de explosivo en kg del orden de la tercera parte del espesor del material blando en m.



(b) Sección A-A, antes de la explosión

(c) Sección A-A, después de la explosión

Figura III-11. Método de New Hampshire (Ref. 20).

Si la colocación del terraplén produjo ondas de todo importantes a sus lados, puede ponerse una segunda hilera de barrenos a unos 3 m de la anterior, como se ve en la Fig. III-11; esta segunda hilera debe hacerse explotar una fracción de segundo después que la primera, pues la experiencia ha probado que se tiene la máxima eficiencia cuando las hileras principales explotan encontrando resistencia a ambos lados. La parte (c) de la Fig. III-11 muestra la posición final a que debe llegar el terraplén.

Se ha visto ventaja en este método cuando el cuerpo del terraplén se construye con material granular muy grueso o incluso con entrocamiento, pues el terraplén se asienta en forma más homogénea que cuando está constituido por materiales más finos, incluyendo arenas, y además, los suelos más gruesos se arquean mejor sobre las pequeñas bolsas de material blando que de cualquier forma pudieran quedar atrapadas.

Naturalmente (Fig. III-11.c) que el material que se utilice para la configuración final del terraplén puede ser cualquiera apropiado y debe colocarse compactado en la forma usual.

B-2.4. El método alemán.

Este método fue desarrollado en conexión con la construcción de la red alemana de autopistas entre los años de 1934 y 1940 (Refs. 44, 45, 46 y 47). Limpiada la cobertura vegetal, se construye el terraplén sobre el suelo blando en toda su longitud, como se muestra en la Fig. III-12. A continuación se coloca bajo el terraplén una gran cantidad de cargas, las cuales se hacen explotar simultáneamente en toda la longitud y ancho del mismo. Esta importante explosión es muy efectiva para destruir la resistencia del suelo blando, de modo que el terraplén se asienta fácilmente hasta la posición final mostrada en la Fig. III-12.c.

Los explosivos pueden disponerse en 4 o más hileras bajo el terraplén y en cada barreno puede ha-

ber hasta 100 kg de explosivo en grandes espesores de suelo blando o 25 kg en espesores pequeños.

Independientemente del método que se utilice para incrustar el terraplén en el terreno blando, surge la cuestión de cuál deba ser el ancho del relleno que se coloque para evitar deformaciones posteriores del terraplén, que se traducirían en asentamientos y agrietamientos, sobre todo en sus bordes. En la Ref. 20 L. Casagrande proporciona reglas semiempíricas para establecer tal ancho, que se comentan con referencia a las figuras III-13 y III-14.

Cuando el terraplén se esté incrustando sin la ayuda de una sobrecarga temporal de suelo, el método para determinar el ancho de la excavación por producir se describe en la Fig. III-13.

A partir de A, sobre el hombro del terraplén, dibújese una línea con un talud 1.25:1 hasta su intersección en el punto C_0 con el estrato duro, bajo el suelo blando que se desea desplazar. La vertical $C_0 D_0$ fija el ancho de la excavación en el suelo blando. El talud del terraplén definitivo se ha dibujado en la Fig. III-13 con la inclinación 2:1 y su ceno (B) coincide aproximadamente con el punto D_0 , pero queda ligeramente fuera de la zona de relleno, de manera que no hay peligro de que se deforme substancialmente el pie del talud. Sin embargo, si la relación h/d es muy grande, que es el caso ilustrado en la Fig. III-14, la misma construcción anterior conduce a un punto B muy alejado y a la derecha de D_0 , con lo que una parte importante del terraplén final quedaría sobre suelo muy blando, sometida a deformaciones. Esta situación puede resolverse ampliando el ancho de la excavación, de modo que D_0 coincida aproximadamente con B, construyendo una berma como ilustra la figura o dando al terraplén un talud más parado, hasta que B quede cerca de D_0 , obtenido según la construcción.

Cuando el terraplén se incruste con ayuda de una sobrecarga temporal de suelo, el método propuesto por L. Casagrande para determinar el ancho de la zona excavada y rellenada se determina con la regla

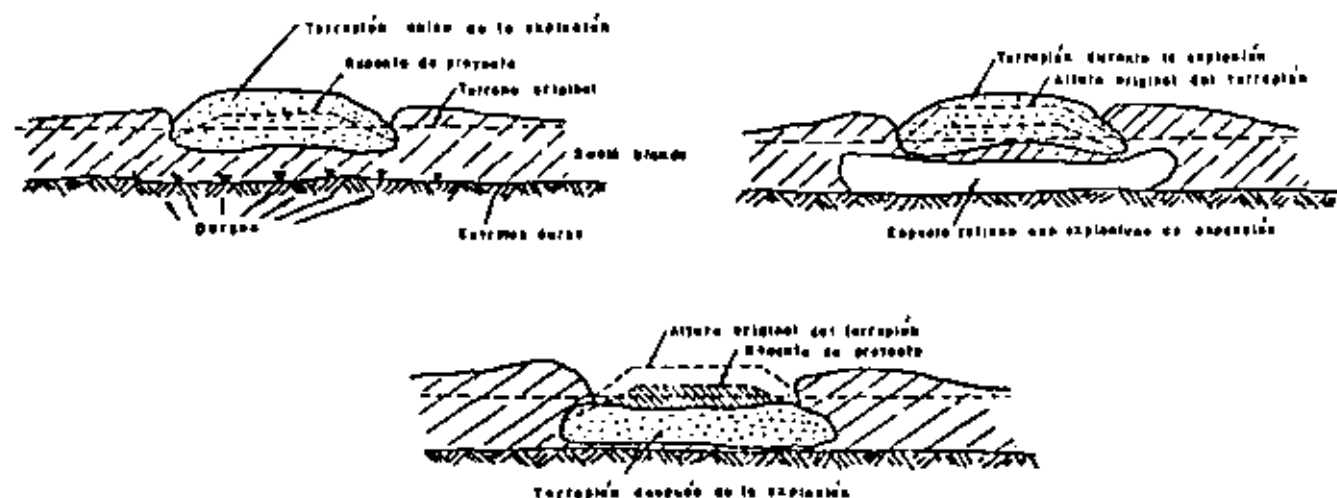


Figura III-12. Método alemán (Ref. 20).

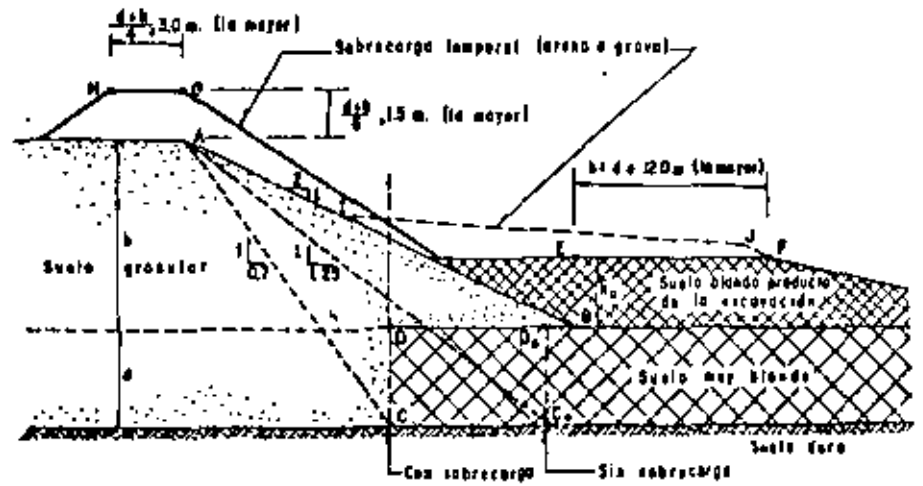


Figura III-13. Determinación del ancho mínimo de relleno para h/d , pequeña (Ref. 20).

siguiente, también en relación con las Figs. III-13 y III-14.

A partir del punto A, se traza ahora una línea con talud 0.7:1, determinándose así el punto C sobre el suelo duro. La vertical CD define el ancho de la excavación en suelo blando. Ahora pueden hacerse reflexiones similares a las anteriores en relación con la posición relativa de los puntos B y D, siempre con el criterio de que no quede apoyada sobre suelo blando una parte substancial de terraplén.

Cuando la relación h/d es muy chica, el procedimiento anterior puede conducir a un ancho de excavación que exceda, en mucho, el área cubierta por el terraplén. En tal caso será la posición del punto B la que determine el ancho, si bien para espesores de suelo blando muy grandes seguramente convendrá emplear bermas estabilizadoras a ambos lados del terraplén; estas bermas pueden construirse de cualquier material, pues su única función es ejercer un peso.

C Tratamiento del terreno natural, fundamentalmente por requerimientos de estabilidad.

La remoción del terreno de cimentación por excavación o desplazamiento, que implica la sustitu-

ción de terreno malo por otro de mejor calidad, conduce muchas veces a movimientos de tierra excesivos, procedimientos de construcción imprácticos y costos altos. La adopción de un criterio simplista, por el cual los métodos de sustitución se empleen en forma sistemática, impedirá, además, discriminar correctamente aquellos casos en que el terreno de cimentación es realmente de los que no conviene usar. En muchas ocasiones tratamientos sencillos del terreno natural permitirán utilizar suelos que con un criterio más riguroso serían desechados a gran costo.

Cuando se piense en tratamientos para mejorar las condiciones del terreno natural es preciso pensar siempre tanto en resistencia como en asentamiento. En ocasiones el mejoramiento de las condiciones de estabilidad puede lograrse simplemente por el empleo de bermas calculadas como se indica en el capítulo correspondiente a estabilidad de taludes. En otras ocasiones, un abatimiento de rasante que disminuya la altura de los terraplenes puede resolver problemas que de otra manera resultarían muy difíciles. De la misma manera, puede manejarse la pendiente, dando la mínima del tramo en la zona en que se espere el asentamiento máximo, para que al presentarse dicho asentamiento el efecto diferencial sea mínimo.

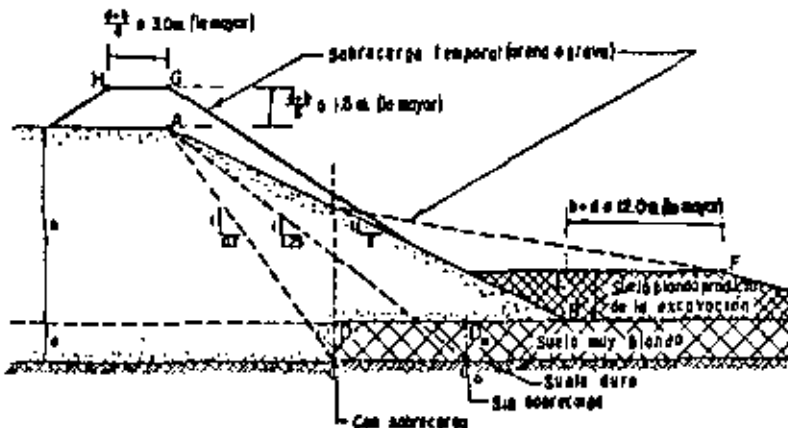


Figura III-14. Determinación del ancho mínimo de relleno para h/d , grande (Ref. 20).

Las virtudes de la construcción anticipada son obvias y no se considera preciso insistir sobre ellas; la condición es su compatibilidad con el calendario de las obras. También se ha mencionado ya la ventaja que puede tenerse en la construcción por etapas y en el uso de materiales ligeros en el terraplén, subordinado naturalmente a su disponibilidad.

En ocasiones puede mejorarse mucho la situación de un terreno de cimentación utilizando drenaje interceptor lateral arriba de los terraplenes. En este sentido las trincheras y ranjas de subdrenaje, los drenes de penetración transversal e, inclusive, los pozos de drenaje por bombas constituyen los recursos más empleables. El agua en el subsuelo, al fluir a sus través desarrolla fuerzas de filtración y presiones que hacen disminuir la resistencia al esfuerzo cortante. En donde tales condiciones existen, se hace indispensable una exploración cuidadosa, determinando las condiciones del agua del subsuelo y sus movimientos.

D Tratamiento del terreno natural, fundamentalmente por requerimiento de asentamiento.

La elección de un criterio de trabajo para reducir los efectos de los asentamientos depende del monto y la velocidad de los mismos, de la uniformidad y continuidad del terraplén y el terreno de cimentación, de la existencia de singularidades, tales como terraplenes de acceso a puentes y pasos a desnivel y, finalmente, de las características de la vía terrestre y del nivel de exigencia que al respecto se tenga.

Siempre debe tenerse en cuenta que asentamientos uniformes, aun cuando sean relativamente grandes, no perjudican seriamente al terraplén en la mayoría de los casos. La construcción por etapas constituye un magnífico recurso en casos en que se presenten problemas serios de asentamiento diferencial y en donde no sea posible manejar sobrecargas económicamente; en lo referente a asentamiento, la construcción por etapas suele consistir en posponer la pavimentación definitiva hasta que la vía terrestre haya alcanzado su equilibrio final.

Cuando el terreno de cimentación es suficientemente resistente, puede dar muy buen resultado, desde el punto de vista de asentamientos, el uso de sobrecargas, en forma de altura de tierra adicional a la altura normal del terraplén. El peso de sobrecarga requerido depende de la relación tiempo-asentamiento y del espesor del estrato compresible, de la altura del terraplén y del tiempo disponible, de acuerdo con el programa de construcción. La sobrecarga aumenta el asentamiento que se produce por unidad de tiempo y puede quitarse después de que se produzca el asentamiento que corresponde a la altura final del terraplén.

Cuando sea muy grande el espesor de suelo compresible o muy alta el terraplén por construir, puede suceder que una sobrecarga cuyo efecto sea significativo necesite mover cantidades de tierra tan grandes que resulte antieconómica; el material empleado en la sobrecarga requiere de doble pago por manejo,

a no ser que pueda aprovecharse en otras secciones de la vía, en cuyo caso podrá haber una parcial recuperación de su costo, o que la sobrecarga se maneje como una sobre-elevación, impuesta de tal manera que, tras producirse el asentamiento, quede la altura requerida en el terraplén.

En ocasiones, cuando el espesor del terreno blando es muy pequeño, puede recurrirse a compactarlo con el empleo de equipos muy pesados, a fin de eliminar los asentamientos posteriores bajo el peso del terraplén; este método podrá usarse también si el terreno de cimentación tiene espesores chicos de arena suelta. El método es poco efectivo en arcillas muy blandas o en turbas, y lo será más a medida que el terreno natural posea más partículas del tamaño de la arena o de la grava.

Generalmente, un terraplén que ha de apoyarse en suelos blandos o en turbas presenta condiciones críticas tanto en lo referente a estabilidad como a asentamientos; como ya se ha dicho, ambas condiciones han de ser analizadas y pudiera ser que la norma idónea bajo un punto de vista, no lo fuera tanto o resultase mal, bajo el otro, por lo que el caso ha de ser juzgado con un criterio general, que contemple el conjunto de factores que intervienen simultáneamente, si bien destacando, en el momento de decidir soluciones, aquellos factores que influyan preponderantemente.

La tecnología de los drenes de arena ha sido mencionada en páginas anteriores, por lo que no se insistirá aquí sobre ella.

Como conclusión para definir convenientemente la construcción de terraplenes sobre suelos muy blandos o turbas, conviene realizar algunas reflexiones adicionales.

En primer lugar, hay que destacar la necesidad de detectar estos problemas desde las etapas iniciales del proyecto. Un cambio de línea puede ser la solución más limpia del caso, y en otros lugares podrán aplicarse soluciones económicas a condición de que se disponga del tiempo suficiente para que desarrollen sus efectos.

Los diversos métodos brevemente tratados en lo que antecede no son de aplicación general; en cada caso habrá que analizar algunos de ellos (o todos) para elegir el más económico y conveniente. A veces, la solución idónea resultará de la combinación de varios métodos.

No existe un criterio rígidamente establecido para fijar el factor de seguridad con que debe aplicarse cada método de los mencionados y este es un asunto que se debe definir en cada caso particular. Los problemas más serios de construcción sobre suelos blandos no suelen permitir factores muy altos, por razones de costo; por otra parte, ha de tenerse en cuenta que una falla en un tramo de terraplén edificado sobre material muy blando o turba puede tener muy serias repercusiones, pues con el remoldeo interno que acompaña al colapso muchos de estos materiales sufren tal pérdida de propiedades mecánicas (ya se-

guramente con valores deficientes desde un principio) que se hace muy difícil o casi imposible su empleo posterior. El estudio de laboratorio sobre degradación estructural por remodelo, por cierto no fácil, es entonces indispensable para definir un criterio de margen de seguridad en las soluciones que se vayan a emplear.

Finalmente, ha de insistirse en la necesidad de establecer claramente en cada caso lo procedente que resulte el empleo de alguno o algunos de los métodos anteriores, cuando ello implica un costo elevado. Los autores de este trabajo tienen la impresión de que los ingenieros de vías terrestres han exagerado en el pasado la importancia de estos problemas, y que en algunos casos ciertos proyectos costosos y complicados hubieran podido realizarse con mucha mayor sencillez y economía, simplemente construyendo los terraplenes sobre terrenos muy blandos con alguno de los métodos convencionales, ejecutado con la limpieza necesaria para no producir fallas y remodelos. Es fundamental tener presente que el asentamiento total no es necesariamente muy dañino, si logra paliarse lo suficiente el diferencial, de manera que la sobreelevación inicial del terraplén en la magnitud necesaria, pueda evitar la aplicación de cualquier otro método más costoso. La construcción del camino directo México-Puebla en su cruce por la zona lacustre del exLago de Chalco (10 km aproximadamente), llevada a cabo por el método de avance en punta de flecha, con desplazamiento parcial del terreno natural, constituye un buen ejemplo en apoyo del criterio anterior. Una pavimentación provisional, seguida de renovación y pavimentación definitiva cuando la vía se estabilice finalmente, es un magnífico complemento de los procedimientos constructivos usuales cuando se aplican a los problemas aquí tratados. X

mente existen dos circunstancias geológicas desfavorables en las laderas de pendiente más o menos pronunciada. En primer lugar, la frontera entre la zona más intemperizada y los materiales más sanos tiende a seguir la pendiente de la ladera, lo que produce una tendencia al deslizamiento a lo largo de dicha frontera. En segundo lugar, la presencia del terraplén modifica los movimientos naturales de las aguas superficiales y profundas; la acumulación del agua en la base del terraplén aumenta el peso volumétrico de su material y disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, incrementando así el peligro de deslizamiento. Aun cuando el agua no se manifieste en su superficie, humedece las superficies críticas de posible deslizamiento abajo y aguas arriba del terraplén.

De esta manera, el control del agua de infiltración debe recibir una atención especial cuando se construyan terraplenes en laderas inclinadas, atendiendo además al hecho de que el régimen de agua interna varía mucho de una a otra época del año, de modo que es posible que no se manifieste ningún signo de flujo interno en el momento de realizar los estudios correspondientes.

Usualmente no es fácil o posible evitar las laderas en pendiente en la localización de caminos y ferrocarriles, por lo que en general los problemas que se planteen han de afrontarse y resolverse allí donde se presenten. Además de las precauciones de drenaje y subdrenaje, que se detallarán en el capítulo correspondiente, el uso de escalones de liga, tales como los que aparecen esquemáticamente representados en la Fig. 11-15, se ha revelado como una práctica muy conveniente y generalmente indispensable en laderas cuyo talud exceda 4:1.

Las dimensiones de los escalones de liga deben establecerse para cada caso particular, pero el ancho (huella) debe ser suficiente para permitir la operación del equipo de construcción, lo que suele requerir por lo menos 2.50 m. Los escalones de liga logran la transmisión de las cargas del terraplén a planos horizontales; para complementar su efecto benéfico



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA
CIVIL. DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION
GENERAL DE CAMINOS RURALES, S.A.H.O.P.

(PUEBLA, PUE.)

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS

ING. AGAPITO CRUZ GALINDO

DICIEMBRE 1981

CAPACIDAD DE CARGA.

INTRODUCCION.

Se tratará el tema correspondiente a la capacidad de carga en cimientos profundos considerando que existe familiaridad con la resistencia al corte de los suelos y apoyados en las teorías generales de capacidad de carga tratadas en la parte del curso correspondiente a Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Se hará la evaluación de la capacidad de carga en cimentaciones profundas a partir de criterios establecidos por la teoría y su aplicación a pilotes, pilas y cilindros sin olvidar el caso del análisis para grupos de pilotes.

Conviene hacer además mención de las fórmulas dinámicas y sus limitaciones para su utilización.

Se tratará asimismo el aspecto referente a las pruebas de carga realizadas in situ en pilotes individuales como medio de determinación de su capacidad de carga.

TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

En general, se puede decir que en una cimentación profunda la capacidad de carga, estaría dada por una expresión como:

$$Q_t = Q_p + Q_f$$

en donde

Q_p = capacidad de carga en la punta o base.

Q_f = capacidad de carga por fricción y/o adherencia.

Q_t = capacidad de carga total.

Como puede observarse, la capacidad de carga total podrá deberse sólo a la que se desarrolle en la punta, sólo por fricción y/o adherencia o en forma mixta.

Veamos primeramente el caso

Capacidad de carga en la punta o base.

Este caso se presenta generalmente cuando el pilote o pilotes se apoyan en un estrato con características de resistencia considerablemente mejores al resto de la masa de suelo.

La expresión que nos permite calcular dicha capacidad es

$$Q_p = q_p A_p$$

en donde

q_p = capacidad de carga unitaria última, en Ton/m²

A_p = área de la base, en m².



Para valuar q_p utilizamos la teoría de Meyerhof que dice

$$q_p = c N_c' + \gamma D_f N_q'$$

en la cual

c = cohesión del suelo al nivel de apoyo, en Ton/m².

γD_f = esfuerzo efectivo del suelo a nivel de desplante, en Ton/m²;

γ = peso volumétrico del suelo en Ton/m³.

D_f = profundidad de desplante en m.

N_c' y N_q' = parámetros de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo de apoyo.

La determinación de c , γ y ϕ se hace mediante pruebas triaxiales de laboratorio.

Ahora bien, conviene hacer la distinción de la evaluación de la capacidad de carga para suelos puramente granulares y para suelos puramente cohesivos.

Para suelos granulares:

En este caso la expresión dada anteriormente se transforma en:

$$q_p = \gamma D_f N'_q$$

Para la obtención de los valores de N'_q , generalmente en la práctica no se recuperan muestras inalteradas de este tipo de suelos que permitan determinar en el laboratorio el valor de ϕ . Es común en nuestro país obtener dicho valor de ϕ en forma empírica a través de la realización de la prueba de penetración estándar, por medio de la cual se correlaciona el número de golpes N en 30 cm de penetración del penetrómetro con el ángulo de fricción interna ϕ , utilizando para ello la gráfica de la Fig. N° 1, con dicho valor de ϕ se está en posibilidades de determinar el valor de N'_q en la gráfica de la Fig. N° 2. El peso volumétrico γ se estima. Para obtener la capacidad de carga de trabajo se afecta q_p por un factor de seguridad.

Ahora bien, en la gráfica de la Fig. N° 2 N'_q tiene el valor más alto, que se obtiene en la curva de línea discontinua corta, cuando penetra en la capa de apoyo por lo menos

$$L = 4\sqrt{N\phi} \quad D$$

en donde

L = longitud que penetra el cimiento en la capa de apoyo, en m.

D = diámetro o lado del elemento.

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

N'_q tiene el valor mínimo cuando el cimiento se apoya en el horizonte superior de la capa resistente (curva N'_q en la Fig. N° 2).

En el caso de penetraciones intermedias del elemento de cimentación en el estrato resistente, el valor de N'_q se obtiene interpolando directamente entre los valores extremos obtenidos de las dos curvas citadas.

Un criterio semiempírico propuesto por el mismo Meyerhof para evaluar la capacidad de carga en la punta, utilizando directamente los valores de N cercanos a la punta o base del cimiento es:

$$q_p = 40 N, \text{ en Ton/m}^2.$$

Los valores obtenidos de q_p por los criterios establecidos por Meyerhof resultan mayores que los obtenidos por otros criterios.

En depósitos de grava, boleos y mezclas de ellos con arena, se estima un valor de ϕ en base a una buena identificación de los materiales, tamaño, forma, granulometría, compactación, etc.

Por lo que se refiere a suelos cohesivos, la capacidad de carga se determina con el criterio de Skempton

$$q_p = c N_c + \gamma D_f$$

$$c \neq 0$$

$$\phi = 0$$

donde

N_c = parámetro de capacidad de carga, determinado en la gráfica de la Fig. N° 3.

En este caso se determina de pruebas de laboratorio empleando las muestras inalteradas extraídas en la perforación del sondeo.

Consideremos a continuación

CAPACIDAD DE CARGA POR ADHERENCIA Y/O FRICCIÓN.

En este caso la expresión que utilizaremos para determinar dicha capacidad es:

$$Q_f = f_s A_s$$

donde:

f_s = fricción lateral unitaria, en Ton/m².

A_s = área lateral del cemento, en m².

y además

$$f_s = C_a + K_s \gamma \frac{D_c}{2} \tan \delta$$

y en esta expresión

C_a = adhesión o adherencia entre suelo y cimiento, en _____
Ton/m².

δ = ángulo de fricción en el contacto suelo-cimiento.

K_s = coeficiente medio de presión del suelo en los lados _____
del cimiento.

$K_s \tan \delta$ varía de 0.25 en arena suelta a 1.0 en _____
arena densa; valores intermedios para distintas compacidades se
eligen a criterio.

La adherencia C_a en arcilla muy blanda o blanda se
obtiene

$$C_a = \frac{1}{2} q_u$$

en donde q_u es el valor de la resistencia obtenido en la prueba
de compresión simple.

En el caso particular de la Ciudad de México:

para arcillas normalmente consolidadas $C_a = 0.6 q_u$

para arcillas preconsolidadas $C_a = 0.3 q_u$

A continuación se presenta una Tabla donde apare_____
cen valores propuestos por Tomlinson para la adherencia última_____
pilote-suelo.

material del pilote	resistencia a la compresión no confinada, q_u , Ton/m ²	adherencia última pilote-arcilla Ton/m ²
concreto y madera	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6.5
	más de 30	6.5
acero	0 - 7.5	0 - 3.5
	7.5 - 15	3.5 - 5
	15 - 30	5 - 6
	más de 30	6

Para el caso de suelos arenosos puede aplicarse también el método propuesto por Meyerhof para pilotes que producen desplazamiento importante del suelo, con la expresión.

$$f_s = \frac{\bar{N}}{5}, \text{ en Ton/m}^2$$

con un valor máximo de 10 Ton/m².

y en donde

\bar{N} es el valor promedio de la resistencia a la penetración N entre determinadas profundidades.

La expresión que se da enseguida es aplicable a elementos que producen desplazamientos bajos o que tienen una sección reducida, como el caso de los pilotes H.

$$f_s = \frac{N}{10}, \text{ en Ton/m}^2$$

con valor máximo de 5 Ton/m².

FRICCION NEGATIVA.

Cuando una cimentación se resuelve a base de pilotes trabajando por punta apoyados en un estrato resistente y que atraviesan suelos compresibles, sujetos a un proceso de consolidación, se presenta un movimiento relativo entre los pilotes y el suelo compresible que los circunda, considerando comparativamente fijos a los pilotes, generándose esfuerzos de fricción en sentido descendente y a lo largo del fuste de los pilotes, dando lugar la fuerza resultante, fricción negativa, a una sobrecarga indescable que reduce la carga útil que podrá aplicarse a la cabeza del pilote. El no considerar esta reducción afectaría el factor de seguridad considerado en el cálculo de la capacidad de carga admisible, pudiendo incluso presentarse la falla del pilote por penetración en el estrato resistente.

La magnitud de la fuerza de fricción negativa en cada pilote, está limitada por la resistencia al corte del suelo y por el volumen de suelo tributario a dicho pilote. Considerando lo anterior, puede pensarse que en un grupo de pilotes uniformemente distribuidos, la máxima sobrecarga por fricción negativa se presentará en los pilotes de esquina, la mínima en los interiores y los de borde quedarán en una situación intermedia.

Otro efecto importante de la fricción negativa es el relativo a la disminución de la presión efectiva al nivel de desplante de la punta de los pilotes como consecuencia de que parte de dicha presión es transmitida por fricción a lo largo del fuste del pilote, dando como resultado de ese efecto una disminución de la capacidad de carga.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Todas las expresiones dadas en párrafos anteriores deben afectarse por un factor de seguridad para obtener la capacidad de carga admisible o de trabajo, q_a .

Cuando se cuenta con información suficiente y confiable del subsuelo y bajo la acción de cargas estáticas, muertas y vivas, se aplica un F.S. de 3.

Para la acción combinada de cargas estáticas y accidentales, la cimentación se revisa con un F.S. mínimo de 1.5.

Cuando actúa fricción negativa, la capacidad de carga útil de trabajo se determina por

$$Q_a = \frac{Q_t}{F.S.} - F^-$$

donde F^- es el valor de la fricción negativa.

CAPACIDAD DE GRUPOS DE PILOTES.

Generalmente los pilotes se colocan de forma tal que se definen grupos de ellos. El comportamiento de un grupo de pilotes difiere del de uno aislado, por lo que deberá revisarse la capacidad del conjunto total o conjuntos aislados de pilotes.

Para el caso de pilotes apoyados en un estrato resistente bajo el cual no existen suelos compresibles, la capacidad de carga del conjunto es igual a la suma de las capacidades de los pilotes individuales, siempre y cuando se respete una separación adecuada entre los pilotes, habiéndose observado que la separación mínima es de 2.5 a 3 veces el diámetro o lado mayor de la sección recta del pilote; separaciones menores pueden provocar el levantamiento de pilotes previamente hincados, haciéndoles perder su apoyo o bien que haya una interferencia directa entre pilotes adyacentes por desviación durante el hincado.

Cuando el estrato resistente que servirá de apoyo está subyacente por suelos blandos, la capacidad de carga del conjunto queda limitada por la capacidad de dichos suelos.

El criterio más aceptado para revisar la capacidad de carga última de un conjunto de pilotes considera que el comportamiento del conjunto es equivalente al de una gran pila, cuya base queda al nivel de la punta de los pilotes, su perímetro es la envolvente del grupo y su capacidad de carga es prácticamente independiente del espaciamiento de los pilotes, debiendo cumplirse que:

$$n Q_a \leq \frac{Q_g}{F.S.}$$

en donde:

n = número de pilotes.

Q_a = capacidad de carga admisible por pilote.

Q_g = capacidad de carga del grupo de pilotes.

F.S. = factor de seguridad, generalmente 3.

y además

$$Q_g = q_p BL + D_f (2B + 2L) f_s$$

B = ancho del área de cimentación piloteada, en m.

L = largo del área de cimentación piloteada, en m.

f_s = resistencia al corte media del suelo en Ton/m², en la superficie y la profundidad de desplante D_f .

El grupo de pilotes puede considerarse seguro contra la falla por resistencia al corte, si la carga total de diseño no excede de $Q_g/3$. Si esta condición no se satisface, deberá cambiarse el diseño de la cimentación.

FORMULAS DINAMICAS.

Las fórmulas dinámicas tuvieron su origen a mediados del siglo pasado, cuando empezó la utilización de cimentaciones profundas, a base de pilotes de punta hincados dinámicamente hasta alcanzar un estrato resistente.

Con las fórmulas dinámicas se pretendió determinar la capacidad de carga por punta de un pilote, correlacionando la energía del impacto con el trabajo efectuado durante la penetración. Este criterio supone que la resistencia dinámica del suelo es igual a la resistencia que el pilote encontrará en su punta bajo carga estática, ignorando la diferente respuesta del suelo a cada una de dichas solicitaciones. La Referencia 1 contiene un análisis más amplio de los errores de concepto involucrados en las fórmulas dinámicas.

Siendo prácticamente el único criterio de cálculo, excepto algunas fórmulas empíricas, las fórmulas dinámicas fueron ampliamente utilizadas, lo que provocó el desarrollo de un alto número de ellas, aún en épocas relativamente recientes.

En la mecánica de suelos actual, las fórmulas dinámicas están desacreditadas, ya que no se fundan en un criterio racional. Hoy en día, su utilización se ha restringido, utilizándose exclusivamente para establecer la especificación del hincado final de la punta de los pilotes en el estrato resistente, seleccionado previamente a partir de un buen conocimiento de la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

PRUEBAS DE CARGA.

Debido a las limitaciones de la teoría, las pruebas de carga a escala natural constituyen el método más apropiado para determinar la capacidad de carga de un pilote aislado. Sin embargo, involucran ciertas limitaciones que, en la práctica común, hacen que el diseño de cimentaciones se realice a partir de los criterios teóricos existentes.

Las principales limitaciones de estas pruebas las constituyen el costo y tiempo que requiere su ejecución. Por otro lado, la magnitud de la carga por aplicarse, restringe la prueba a un solo pilote, cuyo comportamiento no puede extrapolarse al del grupo; es más, en elementos de gran capacidad de carga, como pilas y cilindros, esta última razón las hace impracticables. Por las razones anteriores, las pruebas de carga se realizan generalmente sólo en obras de gran envergadura.

Una prueba de carga se lleva a cabo hasta lograr la capacidad de carga última de un pilote, o bien hasta alcanzar un valor que garantice un factor de seguridad adecuado, 1.5 a 2.0, de la carga admisible o de diseño del pilote. Es importante señalar que los resultados de una prueba de carga no deben ser utilizados como dato único en el diseño, sino como complemento del estudio del subsuelo correspondiente. Así mismo, el o los pilotes por ensayar, deben elegirse de manera que se localicen en puntos representativos de las diferentes condiciones del subsuelo en el lugar.

La capacidad de carga por punta de un pilote apoyado en un estrato resistente, puede obtenerse con buena aproximación a partir de una prueba de carga. En este caso es necesario eliminar o conocer la fricción lateral pilote-suelo, por ejemplo, utilizando un ademe del que sólo quede libre la punta del pilote. El valor de la fricción lateral puede determinarse a partir de otra prueba, de extracción, o en otro pilote cuya punta quede ligeramente separada del estrato resistente; otra manera puede ser la de instrumentar el elemento de prueba.

En pilotes de adherencia y/o fricción, la capacidad de carga puede determinarse directamente a partir de una prueba de compresión si, por ejemplo, el suelo es de consistencia blanda y la capacidad por punta es despreciable. Si, este no es el caso, puede realizarse una prueba de extracción o una de compresión, en esta última el pilote debe diseñarse exprofeso con mecanismos a base de celdas de presión o gatos, que permitan conocer la parte de carga que es tomada por la punta.

Para pilotos que trabajarán a tensión, obviamente la prueba adecuada es del tipo de extracción.

Es importante volver a señalar que, en general, las pruebas de carga proporcionan información sobre el comportamiento individual de un pilote y por ello no deben extrapolarse directamente sus resultados para estimar el comportamiento del conjunto, sobre todo en lo referente a asentamientos.

El asentamiento del pilote ensayado es buena información, para estudiar el del conjunto, cuando se trata de pilotes apoyados de punta sobre un estrato incompresible de gran espesor, no subyacente por depósitos de suelos blandos; si el estrato resistente yace sobre suelos compresibles, se requerirá un análisis de asentamientos a partir de las características de compresibilidad del estrato, determinadas en el estudio previo del subsuelo.

En pilotes desplantados en suelos arcillosos o en pilotes de adherencia, los asentamientos medidos durante una prueba de carga no tienen relación alguna con los que ocurrirán en un pilote que soportará cargas a largo plazo, ya que el tiempo de la prueba es muy corto y la consolidación de los suelos es una función del tiempo. Además, deberá tenerse en cuenta que el asentamiento a largo plazo de un pilote es mucho menor, por el espesor de suelos afectado, que el del conjunto.

Para la programación de una prueba de carga, es importante tener en cuenta que los pilotes no alcanzan su capacidad de carga total, hasta después de transcurrido cierto tiempo, excepto los apoyados en roca. En suelos granulares ese lapso es corto, 2 a 3 días, mientras que en suelos arcillosos o limosos es

de cerca de un mes.

Al final de estos apuntes se adjunta una fotocopia _
del Anexo IX-b de la Referencia 1. En él se describen con clari_
dad diversos mecanismos comúnmente utilizados para la ejecución _
de las pruebas, la secuela de éstas y su interpretación.

Información valiosa sobre las pruebas de carga en pi_
lotes, también puede obtenerse en las referencias 7 y 11.

REFERENCIAS

1. Juárez Badillo E. Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, Cap. VI y IX, Limusa, 1974.
2. Terzaghi K. y Peck R.B., Soil Mechanics in Engineering Practice Wiley 1967.
3. Meyerhof G.G., Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1 N° 1, Sept. 1963.
4. Meyerhof G.G., Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, Vol. 82, January 1956.
5. Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J. y Esquivel R., Información Reciente sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México, V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970, Tomo 1.
6. Zeevaert, L., Reducción de la Capacidad de Carga en Pilotes Apoyados de Punta, debida a la Fricción Negativa.
7. Zeevaert, L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.
8. Bjerrum, L., Johannessen I.J. and Eide O., Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock, Proceedings VII ICSMFE, México, 1969.

9. Fellinius, B. and Broms, B.B., Negative Skin Friction on Long Piles Driven in Clay, Proceedings VII ICSMFE, México, 1969.
10. Marsal, R.J. y Mazeri, M., El Subsuelo de la Ciudad de México, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 1969.
11. Chellis, R.D., Pile Foundations, McGraw-Hill, 1951.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

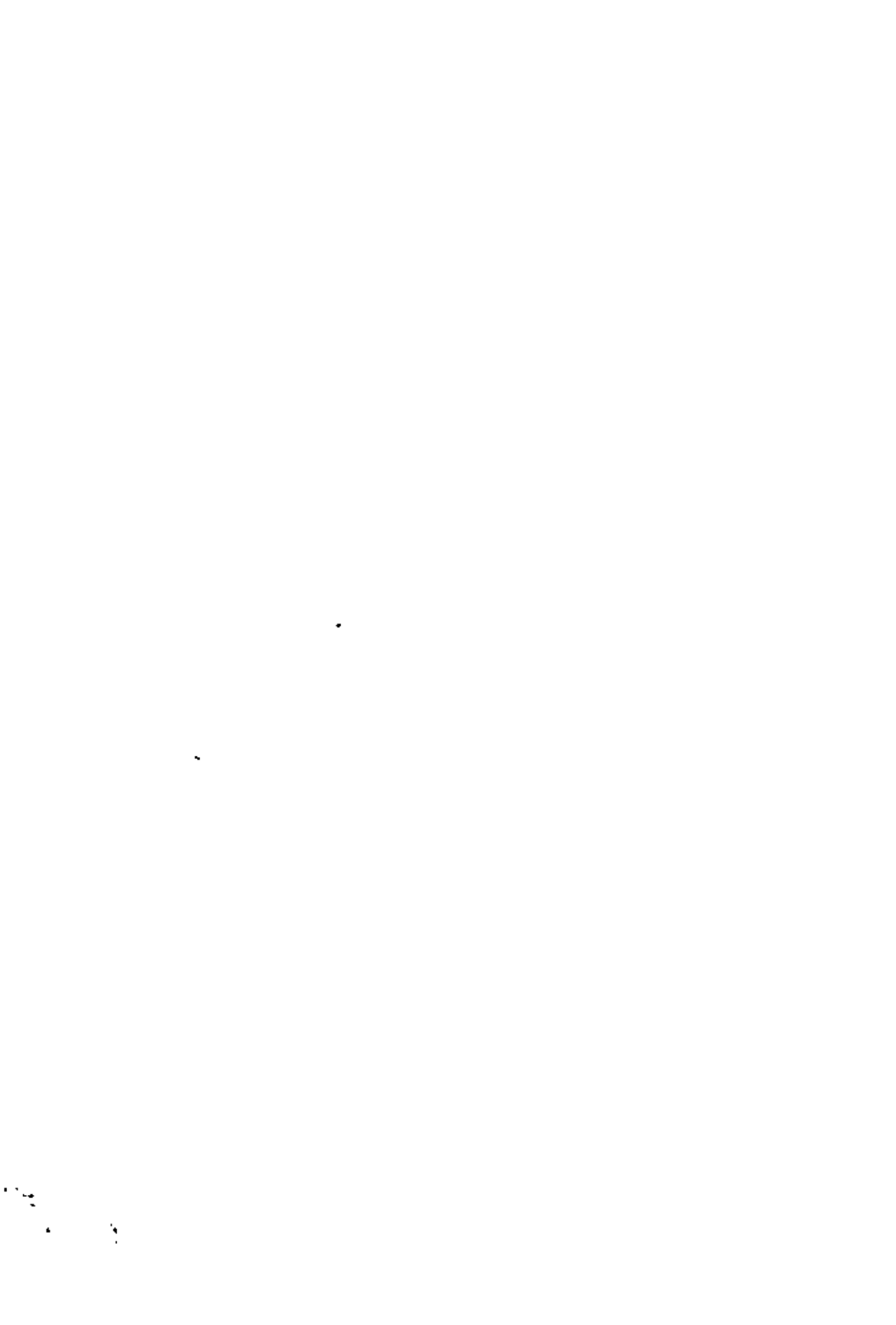
RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA
CIVIL. DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION
GENERAL DE CAMINOS RURALES, S.A.H.O.P.

(PUEBLA, PUE.)

C I M E N T A C I O N E S

ING. AGAPITO CRUZ GALINDO

DICIEMBRE 1981



ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Por (+)

GABRIEL MORENO PECERO.

GENERALIDADES.

Dentro del curso de Cimentaciones Superficiales corresponde tratar en esta parte el análisis de capacidad de carga, es decir, se trata por lo tanto de responder a la pregunta; ¿qué esfuerzo permite el suelo que la imponga un cimiento superficial de manera que la estructura de la que forma parte ese cimiento, se comporte adecuadamente?

Los anteriores expositores han comentado ya, -- los tipos de cimentación superficial que se emplean comúnmente y los estudios previos que se requieren hacer para determinar el cimiento más conveniente a una estructura dada, que comprenden tanto al aspecto técnico de determinar las características mecánicas (resistencia, deformabilidad, etc.) del material o los materiales en que se efectuará el apoyo de los cimientos, así como la consideración de los aspectos económicos, de manera que mediante el conocimiento de los resultados de esos estudios previos, se pueda ahora pasar a determinar la llamada capacidad de carga del cimiento exigido.

(+) Ingeniero Civil.-Maestría en Ingeniería.-Profesor de Mecánica de Suelos en la U.N.A.M. y en la Universidad Iberoamericana.-Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Obras Públicas.

INTRODUCCION.

Antes que nada, conviene hacer una definición de lo que se entenderá en esta exposición, por capacidad de carga del material de apoyo de un cimiento; al respecto, existen en los diferentes tratados, definiciones más o menos detalladas del concepto; como siempre, en ellas se tienen virtudes y defectos, por lo que el hecho de dar aquí una definición, es con el exclusivo propósito de entendernos. Tocando en cuenta lo anterior, se puede considerar que la capacidad de carga de un material de apoyo de un cimiento, es la magnitud del esfuerzo que transmite el cimiento al material y que produce en éste, su rotura. La capacidad de carga así definida, puesto que produce la falla del material de apoyo, se denomina capacidad de carga a la falla, desde luego en la práctica se afecta de un cierto factor de seguridad que determina la capacidad de carga admisible de proyecto o de diseño. Si se quisiera dar una definición aclaratoria de la capacidad de carga admisible, se podría proponer como tal: "es el esfuerzo que proporciona el cimiento de una estructura al material en que se apoya, de manera que el comportamiento del cimiento resulte adecuado a la función de la estructura". En esta definición habría que discutir qué es lo que se considera comportamiento adecuado de la estructura. En él, están implícitas dos condiciones a cumplir por el cimiento; primera, que no se produzca la rotura del material de apoyo, y segunda, que bajo la acción de las cargas impuestas por el cimiento, no se produzcan en el material de apoyo deformaciones considerables. En esta exposición, y tal como se ha dado la definición de capacidad de carga a la falla, se tratará exclusivamente del primer aspecto, ya que el segundo, será objeto de la exposición que seguirá a la presente.

Es conveniente mencionar que a pesar de la importancia innegable de este aspecto de las cimentaciones subterráneas, en los primeros días de la ingeniería de las cimentaciones, el valor de la capacidad de carga se seleccionaba de acuerdo al criterio del ingeniero, basado en su "experiencia". Así, en el pasado, los ingenieros usaron simples reglas empíricas; muchos ingenieros que estudiaron en las décadas de los treinta y los cuarenta, en la entonces Escuela Nacional de Ingeniería de la U.N.A.M., mencionan que, en aquellas épocas se les enseñaba que para determinar la capacidad de carga de un terreno, debía de colocarse sobre él, una mesa de cuatro patas, cargarla y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre los asentamientos y las cargas aplicadas, se obtenían los datos que se consideraban los adecuados para determinar la capacidad de carga del terreno. Otro método que en aquella época se comentaba, era el del famoso "Barretón", en él se tomaba un barretón, se levantaba unos dos metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetraba varios centímetros en el terreno en que se quería determinar la capacidad de carga y se suponía que la distancia penetrada, multiplicada por la resistencia, se igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se obtenía lo que pretenciosamente se llamaba la capacidad de carga del suelo, para resistir el peso de un edificio cuyas características geométricas no se tomaban en cuenta. Se mencionaba también, lo que se llamaba "fatiga de resistencia del terreno", siendo ésta la misma para un edificio que tuviera diez por diez metros de área o cien por cien metros, esta idea se enseñaba como una evidencia en los años comentados. Ahora, a un geotecnista que proceda de esta manera, se le considera que lo que determina no tiene nada que ver con la capacidad de carga de un material de apoyo.

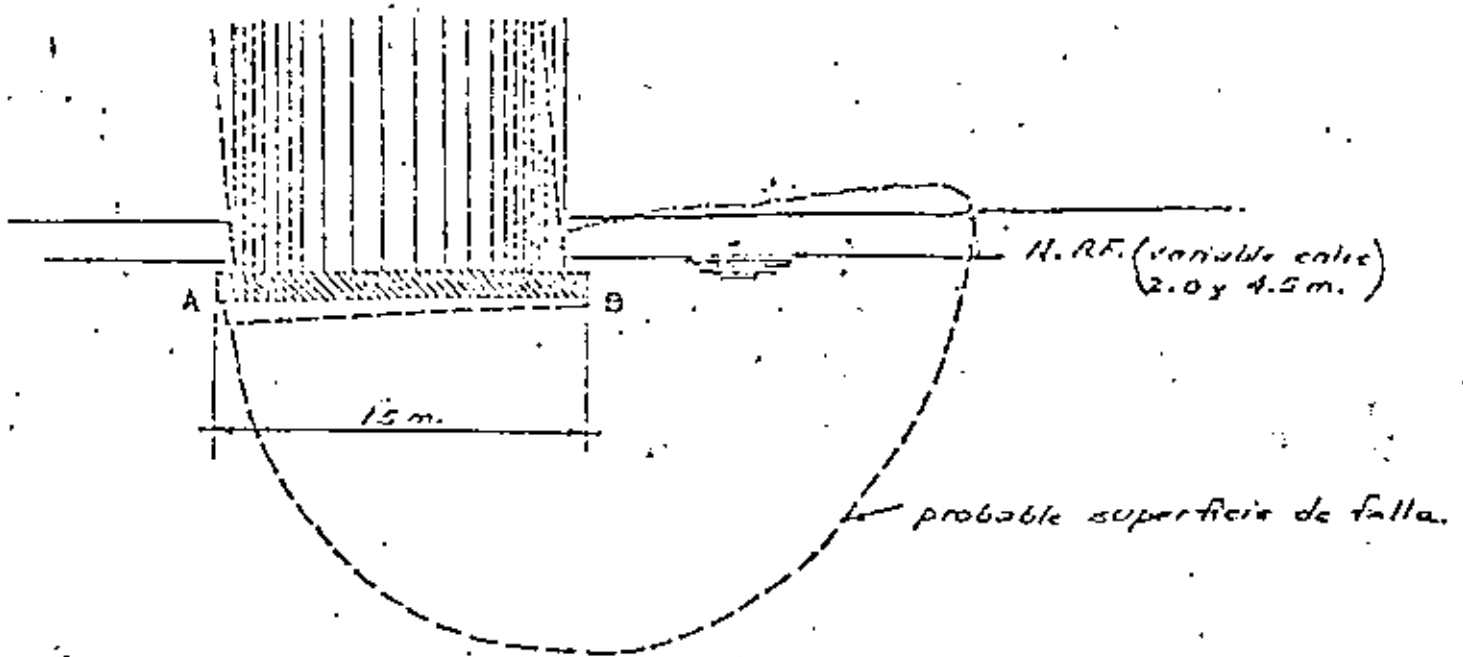
- 4 -

Desde luego, el interés en el análisis de la capacidad de carga de las cimentaciones no es reciente, se inició en el año de 1857, con un trabajo teórico muy meritorio de Rankine.

Lo que podría considerarse como el inicio de la investigación moderna del problema, principia con un trabajo teórico del profesor Ludwig Prandtl, en 1921, quien estudió el fenómeno de la indentación de metales; este estudio teórico fue tomado en cuenta por Reissner, quien en 1924, estudió el caso de materiales sin peso y con fricción interna. En 1934 y 1935, Caquot y Buisman respectivamente, aplicaron las soluciones teóricas antes mencionadas al análisis de cimentaciones; y en el año de 1943 apareció un trabajo de Terzaghi que conjuntó lo que hasta esa fecha se tenía, en forma tal, que su contribución ha sido básica. A partir de entonces, muchos ingenieros investigadores han tratado este tema con la idea de obtener resultados más próximos a la realidad. En el presente escrito se mencionarán sólo aquellas teorías y criterios que ya han sido calibrados en la práctica diaria de manera que, puedan servir de base para entrar a los refinamientos mencionados.

Con el objeto de visualizar la importancia del tema, se presenta a continuación el caso de una falla típica, por capacidad de carga, de un depósito de granos que ocurrió en Canadá hace tiempo.

Un silo de 15 metros de ancho, 24 metros de altura y 70 metros de longitud, descansando sobre una arcilla llamada muy sensitiva, sufrió un colapso debido a la rotura por resistencia al corte del estrato de suelo colocado debajo, como se muestra en la figura.



La cimentación estaba constituida por una losa corrida apoyada a 3.0 metros bajo el nivel del terreno natural; el nivel de aguas freáticas aparecía a profundidades que variaban entre 2.0 y 4.5 metros. Antes de la construcción de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de carga superficial, sobre un cimiento de 30 por 30 cm. por un corto tiempo con resultados aparentemente satisfactorios. Puesto que la resistencia a la compresión simple q_u , de la arcilla cercana a la superficie, fue casi dos veces tan grande como el valor promedio obtenido para el depósito entero, el comportamiento satisfactorio del cimiento de ensayo, no es sorprendente e ilustra como pueden ser engañosos los resultados de tal ensayo, a menos que sean completados por otros resultados y apropiadamente interpretados. Posteriores investigaciones revelaron que la resistencia a la compresión simple, bajaba de 2.0 kg/cm^2 al nivel de la losa de cimentación,

a 1.0 kg/cm^2 , a una profundidad de 5.5 metros bajo ella. El contenido de agua correspondiente aumentaba con profundidad de 3% a 46%. La sensibilidad de la arcilla aumentaba de 2.0 a 5.0, lo que indicaba la gran dependencia que tenía la resistencia de la arcilla de su estructura. Los valores promedio de la resistencia a la compresión simple, fueron de 1.5 kg/cm^2 por encima de los seis metros y 0.8 kg/cm^2 para los siguientes 12.0 metros. La profundidad total afectada por la falla era aproximadamente 18.0 metros. La presión impuesta por el silo vacío, fué de 0.9 kg/cm^2 y de 3.0 kg/cm^2 cuando se llenó con el grano.

El peso del silo vacío había producido un asentamiento muy pequeño, de 3 mm en el punto A y 1.5 cm en el punto B. Se comenzó la operación de llenado del silo, la presión ejercida sobre el suelo alcanzó en un mes, el valor de 2.5 kg/cm^2 y los asentamientos en el mismo período, fueron de 2.5 cm en el punto A y 4.0 cm en B. Los siguientes seis meses, los silos permanecieron parcialmente llenos y la presión ejercida sobre el suelo, varió entre 2.5 kg/cm^2 y 2.1 kg/cm^2 . Pero el asentamiento durante el período de seis meses aumentó rápidamente y alcanzó los valores de 26.0 cm en A y 22.0 cm en B. El asentamiento total estimado debido a la consolidación de la arcilla era solamente de 12.0 cm. Por lo tanto, el asentamiento observado al final de este período no podía haber sido causado solamente por consolidación. Más de la mitad del asentamiento medido durante este período de seis meses, podía haber sido causado por deformación provocada por esfuerzos tangenciales. Cuando se intentó llenar los silos, la presión transmitida al suelo aumentó, en un mes, de 2.1 kg/cm^2 a su valor final de 3.0 kg/cm^2 . Justamente antes de la falla, los asentamientos fueron de 35.0 cm en A y 29.0 cm en B. Los silos fallaron súbitamente en dos minutos, tomando la posición mostrada en el esquema de la figura.

El ejemplo anterior y muchos otros informes similares, indican la importancia de hacer el análisis de capacidad de carga. Si la arcilla laminada subyacente a la losa de cimentación de los silos antes mencionados, hubiera sido estudiada dentro de la profundidad a la cual la superficie de falla tuvo lugar, la rotura del suelo y el colapso de los silos se hubiera podido evitar.

La capacidad de carga a la falla del material que sirve de apoyo al cimiento, se pueda determinar del análisis teórico, considerando las propiedades físicas reales de ese material, o en algunos casos, de una apropiada interpretación de ensayos de carga adecuados. Para encontrar la capacidad de carga a la falla, pueden emplearse las propiedades promedio del material de apoyo para depósitos uniformes, para cada zona de variación regular. Para depósitos de variación errática, un criterio puede ser el emplear en el análisis el valor de la resistencia más bajo obtenido.

Otro hecho importante es la selección del factor de seguridad, selección que depende de que tan bien son conocidas las propiedades del suelo, del tipo de carga y del peligro impuesto por una falla completa de la cimentación. Para la mayoría de las estructuras donde no hay posibilidad de tolerar la falla del material de apoyo y cuando se conocen razonablemente bien las propiedades mecánicas de ese material, así como las cargas en cuanto a magnitud y distribución, un factor de seguridad del orden de 2.5 puede emplearse para la consideración de cargas totales. Si hay una componente grande de la carga viva, que es improbable que se desarrolle, un factor de seguridad de 2 puede ser empleado para la carga total. Cuando las condiciones del material de apoyo no están bien establecidas, un factor de seguridad de 3 puede emplearse, y si hay condiciones sospechosas, el valor del factor de seguridad debe elevarse a 4.

Para estructuras de tipo provisional, donde algún riesgo de una falla por capacidad de carga puede ser tolerado, no puede usarse un factor de seguridad de 1.5.

En los sitios en que el nivel de aguas freáticas está a baja profundidad, conviene calcular la capacidad de carga con la consideración de que ese nivel se puede levantar hasta la base de la cimentación o aún más arriba.

En el estudio de una cimentación de una estructura importante, las propiedades mecánicas del material de apoyo y la magnitud y distribución de las cargas, son los factores dominantes para determinar la capacidad de carga y el factor de seguridad apropiado.

En lo anterior, se ha hecho una semblanza del análisis de la capacidad de carga de un cimiento; por lo que se ha escrito dicha capacidad de carga depende entre otras cosas de la resistencia del material de apoyo, y esta resistencia está en función de la falla de ese material, es decir, si el material resiste bajo la acción de cargas hasta que falla, por ello, resulta conveniente mencionar los tipos de falla que comúnmente se presentan para el caso de cimientos superficiales.

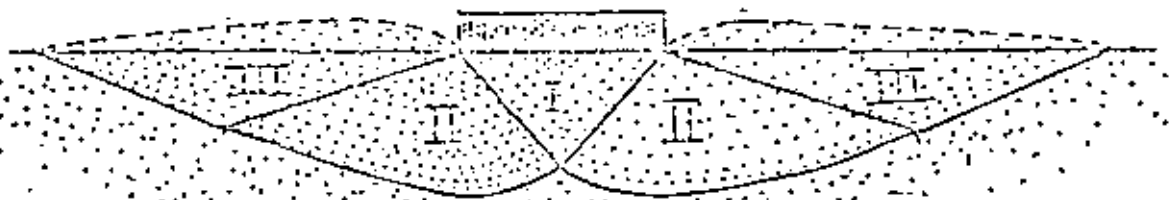
TIPOS DE FALLA.

Para determinar los tipos de falla que ocurren por capacidad de carga se puede recurrir como siempre, al análisis teórico, con la consideración de hipótesis simplificadoras y/o a la observación del comportamiento de cimentaciones. Cualquiera que sea el caso, se puede concluir que la falla ocurre por rotura del material de apoyo, debido a la aparición de esfuerzos cortantes por la acción de la sobrecarga impuesta por la cimentación.

En términos generales se pueden distinguir tres tipos de fallas:

- A).- Falla por corte general.
- B).- Falla por corte local.
- C).- Falla por ponzonamiento.

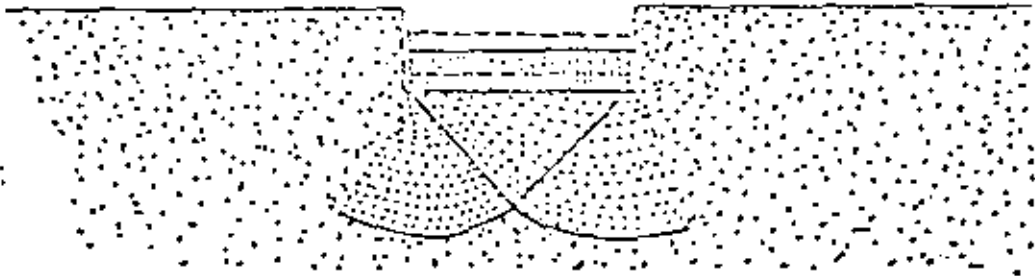
(La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.



FALLA GENERAL.

En términos generales la falla es súbita y catastrófica, la cimentación se inclina y existe una tendencia al hundimiento en el suelo adyacente, a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del suelo se produce de un solo lado.

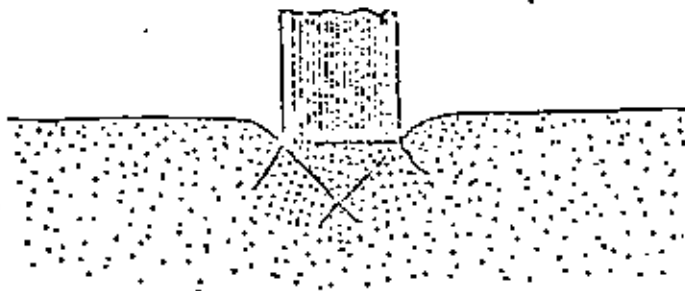
La falla por corte local es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia al hundimiento del material de apoyo, a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que si se llega a valores del orden de la mitad del ancho o diámetro del cimiento, puede lograrse que la superficie de falla se desarrolle hasta la superficie exterior del terreno de apoyo, es decir, para pasar de una falla de corte local a una de corte general, en este caso, se requiere provocar un hundimiento considerable. En este tipo de falla, no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, la que sólo bien se apoya en el terreno movilizando la resistencia de los estratos más profundos.



FALLA LOCAL.

La falla por punzonamiento significa un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento. Este tipo de falla no es

fácilmente observable, la penetración subsiguiente de la zapata, — se debe a la rotura por corte alrededor de la cimentación. El terreno fuera del área de carga casi ni se entera de la presencia — del cimiento. Con excepción de pequeños y bruscos movimientos verticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.



FALLA POR PUNZONAMIENTO.

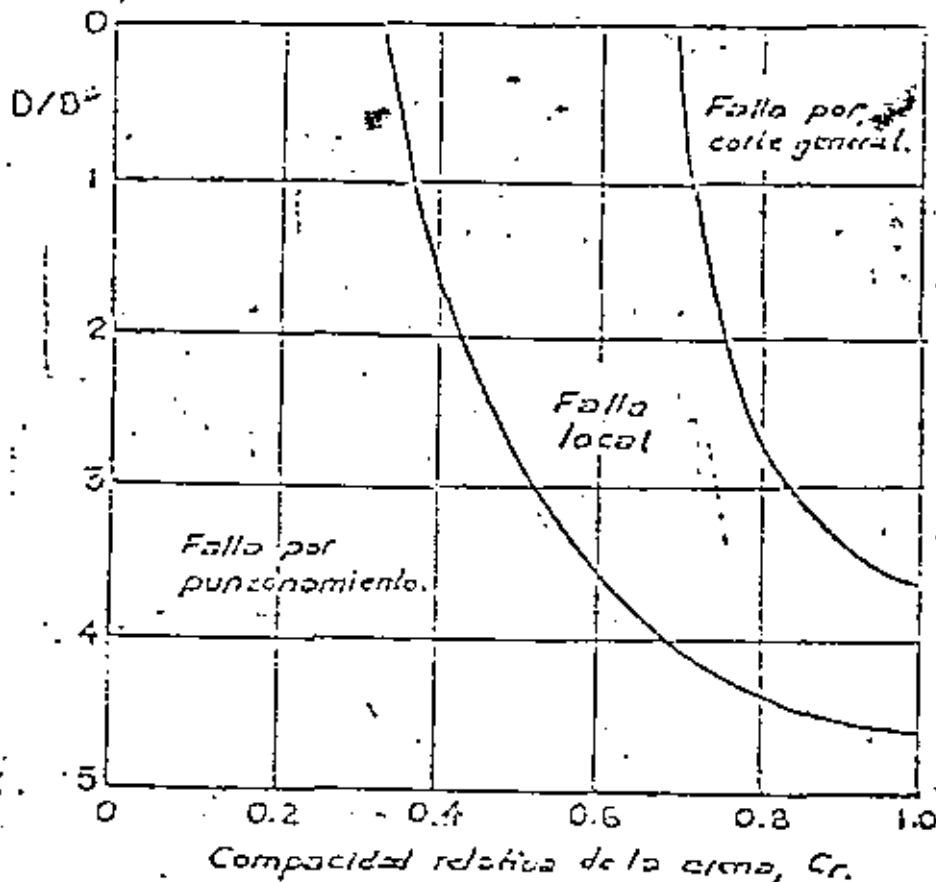
Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del suelo donde se efectúa el apoyo. En términos generales, si por ejemplo, se tiene un suelo incompresible, la falla será de tipo general, si por el contrario el suelo es muy compresible, (con respecto a su resistencia) la falla que se presentará será por punzonamiento. Un hecho que en primera instancia no se siente muy lógico, pero que las experiencias al respecto así lo han determinado, es el de que la clase de suelo no es un factor que influya en el —

tipo de falla que se presente. Las experiencias que existen, indican que si se tiene un cimiento sobre arena compacta, lo común es que se produzca una falla de tipo general, mientras que, la misma zapata apoyada en arena suelta provocará una falla por punzonamiento, sin embargo, si la zapata se coloca sobre la arena compacta pero a una cierta profundidad, la falla ocurrirá por punzonamiento o también si bajo la arena compacta existe un estrato de suelo deformable.

También se ha observado que una cimentación en una arcilla saturada y compresible, puede fallar por corte general si el procedimiento constructivo que se siga es tal que no se genera cambio de volumen en el suelo, en tanto que, en el mismo suelo, la falla puede ser por punzonamiento si se permite cambio de volumen del suelo de cimentación, por ejemplo, si la carga se aplica con relativa lentitud en la práctica.

Lo anterior no deja de ser cualitativo, por ello, los investigadores han tratado de introducir algunos parámetros tales como el llamado índice de rigidez que constituye un intento de tener ciertos parámetros que al cuantificarlos puedan determinar el tipo de falla que puede presentarse.

En la figura se muestran gráficamente los resultados de una serie de experiencias realizadas por Vesic, en el caso de arenas, para determinar el tipo de falla que puede presentarse en función de la compacidad relativa de la arena y de una relación en que interviene la profundidad de desplante.



$B^2 = B$ para zapatas cuadradas o circulares.

$B = 2BL/(B+L)$ para zapatas rectangulares.

(Ref. Vesic, A. Capacidad de carga de cimentaciones profundas en arena).

Résulta entonces evidente que la capacidad de carga del material de cimentación, dependerá del tipo de falla que se presente y que la "falla" sólo se define con claridad en el caso de falla por corte general, puesto que, en los otros tipos de falla se lleva implícita la variable deformación, por ello, han surgido algunos criterios para determinar la carga límite de falla, - por ejemplo, aquel que la define como el punto en que la pendiente de la curva esfuerzo- asentamiento se vuelve horizontal.

Por lo antes escrito, es necesario determinar de qué magnitud son las deformaciones que producen las fallas por corte local y por punzonamiento.

Algunas experiencias al respecto, debidas a Skemp-ton, indican que en arcillas saturadas los asentamientos pueden ser del 3 al 7 por ciento del ancho de la zapata, valores que se aumentan hasta un 15% a medida que las zapatas son más profundas. En el caso de arenas, De Beer, Meyerhof, Mohr y Vesicé, han encontrado que en el caso de zapatas superficiales los asentamientos necesarios para llegar a las cargas límites de falla, varían del 5 al 15%, magnitudes que pueden alcanzar el 25% para zapatas profundas. Se ha encontrado que a medida que las zapatas aumentan de tamaño, los valores antes mencionados tienden a sus magnitudes máximas.

DETERMINACION DE LA CARGA LIMITE DE FALLA.

Existen algunas teorías en relación al cálculo de la carga límite de falla, todas están limitadas casi exclusivamente a soluciones obtenidas haciendo la hipótesis de tener un sólido rígido plástico, que no muestra ninguna deformación antes de que se produzca la falla por corte, y después de ella se supone que se produce un flujo plástico a esfuerzo constante. Las teorías también contemplan casi siempre, el caso de falla general, modificando los resultados para tener en cuenta el caso de materiales de apoyo compresibles. En términos generales, las teorías mencionadas, suponen un material de apoyo homogéneo y ocupando un semi-espacio con resistencias:

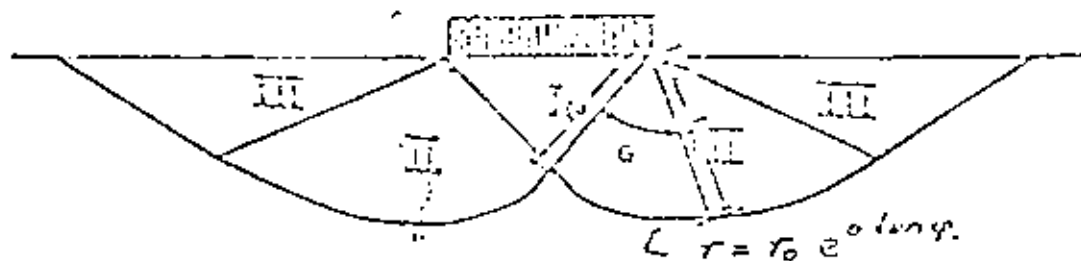
$$s = c + \sigma \tan \varphi$$

Y de comportamiento rígido plástico. Se considera además, que el ancho B de la cimentación, es bastante mayor a su longitud L (problema bidimensional), que se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante del material de apoyo, arriba del nivel de desplante y se considera que no existe fricción entre el material de apoyo y la cimentación.

En términos generales, estas hipótesis no son inadecuadas para el caso de que la profundidad de apoyo sea menor o igual al ancho del cimiento (cimentación superficial) también para el caso de que la longitud L del cimiento sea mayor a cinco veces su ancho B . Reissner y Prandtl resolvieron el problema empleando la teoría de la plasticidad. En su planteamiento, se considera que el material de apoyo sujeto a falla, consiste de tres zonas. La primera sujeta a un estado de empuje activo de Rankine, la segunda que sufre un estado de corte radial y finalmente las zonas terceras que reciben un empuje pasivo de Rankine. En la figura se observa que las superficies de falla en las zonas primera y tercera, son planas mientras que en las zonas segundas, constituyen dos familias: una de curvas y otra de superficies planas. Las trayectorias de los fragmentos curvos de las superficies de falla, resultan ser espirales logarítmicas de ecuación:

$$r = r_0 e^{\phi \tan \phi}$$

En la figura se puede ver el significado de las literales que aparecen en la fórmula.



Podemos concluir que en el caso de tener un material de apoyo de comportamiento exclusivamente cohesivo, es decir, $\phi = 0$, $c \neq 0$, los tramos curvos tienen por ecuación:

$$r = r_0$$

lo que significa que resultan ser curvas circulares de radio r_0 .

Prandtl y Reissner en su análisis consideraron primero, que el material de apoyo no tenía peso y se concentraron que la fórmula teórica de la capacidad de carga era:

$$q_f = c N_c + \frac{1}{2} \gamma D_f N_q$$

donde:

q_f = Capacidad de carga a la falla, en unidades de esfuerzo.

c = Cohesión.

γ = Peso volumétrico de material de apoyo.

D_f = Profundidad de desplante.

N_c y N_q , factores de capacidad de carga adimensionales cuyo valor depende exclusivamente del ángulo φ .

Para el caso de considerar un material friccionante ($c = 0$) y apoyado en la superficie del material de apoyo ($D_f = 0$) se puede obtener:

$$q_f = 1/2 \gamma B N_\gamma$$

donde:

q_f = Capacidad de carga a la falla en unidades de esfuerzo.

B = Ancho del elemento.

N_γ = Factor de capacidad de carga, adimensional.

Para los casos de materiales de apoyo de comportamiento intermedio ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) se acepta la superposición de cargas y efectos y se llega a la ecuación:

$$q_f = c N_c + D_f \gamma N_q + 1/2 B \gamma N_\gamma$$

Ecuación que se conoce como de Terzaghi.

El hecho de aceptar superposición de causas y efectos presupone que la forma de la superficie de falla va a ser la misma en el caso de un material de apoyo de comportamiento friccioso y en el de uno de comportamiento cohesivo y aún en el de material de comportamiento cohesivo-friccioso. Esta hipótesis -- que desde luego no es correcta, conduce a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17 a 20% para φ comprendido entre 30° y 40° y que es igual a cero para $\varphi = 0$.

La observación de los valores de los coeficientes de capacidad de carga, permita hacer algunas conclusiones interesantes.

Así se tiene:

φ	N_c	N_q	N_γ	N_c/N_c	N_c/N_γ	N_q/N_γ
0°	5.14	1.0	0	0.20	∞	∞
15°	10.98	3.94	2.65	0.36	4.14	1.46
30°	30.14	18.4	22.4	0.61	1.34	0.82
45°	133.88	134.88	271.76	1.01	0.40	0.49

Primera.- En suelos de comportamiento cohesivo no se incrementa notablemente la capacidad de carga si se profundiza el cimentamiento, en cambio esto sí se logra si se incrementa aunque sea poco, la resistencia del material de apoyo.

Segunda.- En suelos de comportamiento cohesivo, la capacidad de carga en unidades de esfuerzo, no depende del ancho B del cimentamiento.

En la tabla que se anexa a estas notas, aparecen indicados los valores de los coeficientes de capacidad de carga que se han obtenido para diferentes valores del ángulo φ .

Al hacer el examen de las variaciones de los coeficientes N_0 , N_1 y N_2 , obtenidos en diferentes soluciones teóricas del problema, se encuentra que es el tercero el que sufre mayor variación en su magnitud, ya que se encuentran valores de la tercera parte al doble de los que se indican en la tabla mencionada.

Actualmente continúa la investigación del problema de la evaluación de la capacidad de carga y existe tendencia a unificar el criterio en el sentido de utilizar los valores de los coeficientes de capacidad de carga que aparecen en la tabla anexa.

En lo que sigue se harán algunos comentarios respecto a factores que influyen en la determinación de la capacidad de carga, que son:

- a).- Dimensiones del cimiento.
- b).- Compresibilidad del material de apoyo.
- c).- Rugosidad de la base del cimiento.

FACTORES DE CAPACIDAD DE BARRA

n	H_c	H_e	H_y	H_c/H_e	H_e/H_y
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.50
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.52
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.57
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.59
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.61
7	7.10	1.88	0.71	0.25	0.62
8	7.53	2.05	0.85	0.27	0.64
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.65
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.66
11	8.85	2.71	1.44	0.31	0.68
12	9.38	2.97	1.69	0.32	0.71
13	9.91	3.25	1.97	0.33	0.73
14	10.37	3.55	2.29	0.35	0.75
15	10.83	3.94	2.65	0.36	0.77
16	11.63	4.34	3.05	0.37	0.79
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.81
18	13.10	5.25	4.07	0.40	0.82
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.84
20	14.83	6.40	5.35	0.43	0.86
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.88
22	16.83	7.82	7.13	0.45	0.90
23	17.95	8.65	8.20	0.46	0.92
24	19.32	9.50	9.44	0.50	0.95
25	20.72	10.65	10.83	0.51	0.97
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.99
27	23.94	13.20	14.47	0.55	1.01
28	25.80	14.72	16.72	0.57	1.03
29	27.85	16.44	19.34	0.59	1.05
30	30.14	18.40	22.40	0.61	1.07
31	32.67	20.65	25.99	0.63	1.09
32	35.49	23.18	30.22	0.65	1.11
33	38.64	25.93	35.19	0.68	1.13
34	42.16	29.44	41.03	0.70	1.15
35	46.12	33.30	48.03	0.72	1.17
36	50.57	37.75	53.31	0.75	1.20
37	55.63	42.92	63.19	0.77	1.23
38	61.35	48.93	73.03	0.80	1.26
39	67.67	55.93	82.25	0.82	1.28
40	75.31	64.20	109.41	0.85	1.31
41	83.65	73.83	130.22	0.88	1.34
42	93.71	85.38	155.53	0.91	1.37
43	105.11	99.02	185.34	0.94	1.40
44	118.37	118.31	229.64	0.97	1.43
45	133.63	134.68	271.76	1.01	1.46
46	152.10	158.51	350.55	1.04	1.49
47	173.54	187.21	463.37	1.09	1.52
48	199.25	223.31	493.01	1.12	1.55
49	230.55	265.51	613.16	1.15	1.58
50	268.69	319.07	762.89	1.20	1.61

d).- Cimientos adyacentes.

e).- Nivel de aguas freáticas.

f).- Velocidad de aplicación de la carga.

DIMENSIONES DEL CIMIENTO.

Como se comentó, la determinación teórica de la capacidad de carga, se ha hecho sobre la base de análisis bidimensional, lo que exige que el cimiento sea bastante más largo que ancho y que el material de apoyo sea homogéneo en cuanto a resistencia. En relación al primer hecho, no ha encontrado que debe cumplirse el que la relación L/B sea mayor de 5. Investigaciones tanto teóricas como de pruebas de campo, indican que los coeficientes de capacidad de carga, pueden modificarse en función de otros coeficientes llamados de forma, tal como se indica en la siguiente expresión;

$$q_f = c N_c \lambda_c + \frac{1}{2} D_f N_q \lambda_q + \frac{1}{2} \gamma N_\gamma \lambda_\gamma$$

Algunos resultados experimentales han determinado — valores para los coeficientes de forma que puedan obtenerse si se manejan las fórmulas que se anotan en seguida.

Forma de la base.	λ_c	λ_q	λ_γ
Rectangular.	$1 + (B/L) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \left(\frac{D_f}{L} \right) \tan \phi$	$1 - 0.4 C/L$
Circular o cuadrada.	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.50

COMPRESIBILIDAD DEL MATERIAL DE APOYO.

Otra de las hipótesis que se hizo en la determinación de la capacidad de carga, fue la de considerar el material de apoyo incompresible, lo que en cierta forma fue motivada por la aceptación de que la falla se produciría en forma general. Cuando se tiene un material de apoyo compresible, como ya se comentó, la falla es de tipo local y la capacidad de carga se reduce. Uno de los criterios más aceptados para efectuar la reducción, es el debido a Terzaghi quien propone disminuir los parámetros de resistencia de manera de considerar en los cálculos los siguientes valores:

$$c_r = \frac{2}{3} c$$

$$\delta_r = \text{ang}^{\circ} \tan \frac{2}{3} \delta \tan \delta$$

donde:

c_r = Cohesión reducida.

δ_r = Angulo de fricción interna reducida.

En general, este criterio resulta ser bastante conservador en casos de suelos de comportamiento friccionante y también, aunque no tanto, en el caso de suelos de comportamiento cohesivo, quizá debido entre otras cosas a que la compresibilidad relativa de un suelo, tiende a disminuir a medida que aumenta el tamaño del cimiento. Existen algunas investigaciones interesantes que toman en cuenta esta influencia pero ellas no han conducido a criterios que puedan aplicarse con suficiente seguridad en los cálculos que ahora se hacen en la práctica, por lo que se recomienda, mientras tanto seguir con el criterio de Terzaghi.

RUGOSIDAD DE LA BASE DE LA CIMENTACION.

Evidentemente entre cimiento y material de apoyo, se producen esfuerzos cortantes que pueden considerarse que incrementan la capacidad de carga. Las investigaciones que se han hecho al respecto, sugieren que la capacidad de carga de una cimentación hecha sobre la superficie de un suelo de comportamiento no cohesivo, debe ser sólo la mitad de la capacidad de una cimentación rasada, pero otros hechos experimentales han mostrado un efecto casi nulo de la rugosidad, al menos para cargas verticales. Mientras se dilucida esta cuestión, se sugiere seguir utilizando los factores anotados que no consideran este efecto.

CIMENTOS ADYACENTES.

En general, las expresiones y teorías al respecto indican que en suelos friccionantes sueltos, bajos valores de ϕ) -- la influencia de cimentaciones adyacentes es despreciable, lo que no sucede para suelos friccionantes compactados (altos valores de ϕ).

Los efectos aún disminuyen más cuando la forma del cimiento tiende a tener una área de apoyo cuadrada, por ello, no se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interferencia en los cálculos de la capacidad de carga.

NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS.

La presencia del nivel de aguas freáticas en el material de apoyo, es un factor que si requiera tomarse en cuenta es el caso de la determinación de la capacidad de carga.

Para suelos gruesos, la presencia del agua puede — anular la llamada cohesión aparente, lo que produce una considerable disminución de la resistencia. También los tres términos de la ecuación de la capacidad de carga, pueden sufrir disminución — considerable. Por ello, se recomienda hacer el cálculo de la capacidad de carga considerando el nivel freático más alto posible, — durante la vida útil de la estructura.

Una ecuación que se propone para tomarla en cuenta en los cálculos de la capacidad de carga, es la siguiente:

$$q = \gamma' + (\frac{\sigma'}{B}) (\gamma_{sat} - \gamma')$$

- γ' = Peso volúmetrico del material de apoyo, por considerar en los cálculos de capacidad de carga.
- γ_{sat} = Peso volúmetrico del material de apoyo con su humedad natural.
- γ' = Peso volúmetrico del material de apoyo sumergido.
- Z_N = Profundidad del nivel de aguas freáticas respecto al nivel de desplante.
- B = Ancho del cimiento.

Desde luego, existe también el efecto de las fuerzas de filtración que en este caso, se consideran despreciables.

VELOCIDAD DE CARGA.

Las teorías de capacidad de carga, no han desarrollado bajo la hipótesis de que las sollicitaciones son estáticas, - sin embargo, existen casos reales en que no se cumple esta condición, por lo que es conveniente hacer algunos comentarios respecto a cómo se modifica la capacidad de carga al incrementarse la velocidad de aplicación de los esfuerzos. En términos generales, la velocidad de aplicación de la carga, modifica la capacidad de carga sólo en la medida en que puede relacionarse con la disipación de la presión que aparece en el agua del suelo, generada por la misma aplicación de la carga. Bajo esa consideración, se han hecho experiencias, concenrándose los siguientes resultados:

- a).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, las cimentaciones apoyadas en arena compacta o en arcilla dura, cambian de tipo de falla, de corte general a punzonamiento.
- b).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, se produce una ligera disminución inicial en la capacidad de carga de cimentaciones en arena compacta.
- d).- Todas las cimentaciones en arcillas muy duras, muestran un aumento muy considerable en su capacidad de carga, al cambiarse la carga, de la condición estática a la de impacto.

Estas notas dan un panorama general, acerca del análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales, y en ellas se ha puesto especial énfasis en las limitaciones que tienen las formas teóricas que existen al respecto, para que en su aplicación práctica, se logren los mejores resultados.

REFERENCIAS.

- 1.- Bjerrum, L. y Overland, A., "Foundation Failure of an Oil Tank in Fredrikstad, Norway", Proc., IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, London -- (1957), pp 287-290.
- 2.- Brinch Hansen, J., "Simpel beregning af fundamenters bæreevne Ingeniøren", Vol 64, No 4 (1965), pp 95-100.
- 3.- Reizman, A. S. K., "De weerstand van paalpunten in zand", de Ingenieur 50 (1935), pp Bt. 25-28, 31-35.
- 4.- Reizman, A. S. K., "Grondmechanica", Wolman, Delft (1949), -- pag 190.
- 5.- Caquot, A., "Equilibre des massifs à frottement interne", Gauthier-Villars, Paris (1934), pp 1-91.
- 6.- Caquot, A y Kérisel, J., "Traté de Mécanique des Soles", Gauthier-Villars, Paris (1936).
- 7.- De Beer, E. E., "Grondmechanica, Deel II", Fundering N.V. Standard Boekhandel, Antwerpen (1949), pp 41-51.
- 8.- De Beer, E. E., "Bearing Capacity and Settlement of Shallow -- Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations", Proc., Symposium held at Duke University (1965), pp -- 15-34.

- 9.- De Beer, E. H. y Vesicó, A., "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, N° 3 — (1958), pp 5-56.
- 10.- Meyerhof, G. G., "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand", Proc., II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Rotterdam (1948), pp 237-243.
- 11.- Meyerhof, G.G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 2 (1951), pp 301-332.
- 12.- Meyerhof, G.G., "Influence of Roughness of Base and Ground --- Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 5, N° 3 (1955), pp 227-242.
- 13.- Skempton, A.W., "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil", Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol 18, Londres (1942), pp 307-321.
- 14.- Skempton, A.W., "The Bearing Capacity of Clays", Proc., Building Research Congress, Londres (1951), pp 160-169.
- 15.- Terzaghi, K., "Erdbaumechanik auf Bodenmechanischer Grundlage", Wien (1925).
- 16.- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Nueva York (1943)
- 17.- Terzaghi, K., y Peck, R.B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, 2a. ed. (1966), pág. 729, Nueva York (1948).

- 18.- Terzaghi, K. F., "Soil Mechanics, Foundations and Earth - Structures", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York (1951).
- 19.- Vesic, A., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, N° 39 (1953), pp 112-153.
- 20.- Vesic, A., "Análisis de la Capacidad de carga de Cimentaciones Superficiales", (1974), Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA
CIVIL. DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION
GENERAL DE CAMINOS RURALES, S.A.H.O.P.

(PUEBLA, PUE.)

CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS VIALES

ING. AGAPITO CRUZ GALINDO

DICIEMBRE 1981

Cimentaciones para estructuras viales.

VIII.1 INTRODUCCION

En este Capítulo se trata de los conceptos fundamentales de la Mecánica de Suelos aplicada, que han de utilizarse para proyectar y construir las cimentaciones de las estructuras que requirien las obras viales. En este caso se está usando la palabra estructura en el sentido un tanto restringido, pero común, que cubre las obras de mampostería, concreto o acero que constituyen los puentes y las alcantarillas básicamente, aunque también los muros de retención o estructuras de la misma naturaleza que en forma ya no tan usual pudieran requerirse.

Naturalmente que los principios básicos de la Mecánica de Suelos son los mismos para todos esos casos y, de hecho, también lo son las armas de aplicación que la Mecánica de Suelos ofrece para tales principios; de esta manera, lo que pudiera considerarse el contenido teórico de este Capítulo es relativamente común a los diferentes tipos de estructuras involucrados. En donde aparecen diferencias importantes entre ellos es en la información que proviene del campo experimental, sea de la observación del comportamiento de cimentaciones construidas, del estudio de modelos o del análisis de pruebas de campo. Como quiera que la información experimental juega un papel importante en las actuales técnicas para cimentar, habrá ocasión en las páginas siguientes de diferenciar los criterios a aplicar según las características de la estructura con que se trabaje. También, como se sabe, existen diferentes tipos de cimentaciones, respondiendo a diferentes naturalezas del terreno y a distintos requerimientos y enfoques que plantea el problema de las cimentaciones en general, de manera que, en lo que sigue, será necesario diferenciar las normas a considerar en los diferentes tipos de cimientos.

Finalmente, como se ha dicho tantas veces, la técnica de las cimentaciones tiene en la actualidad mucho de "arte", en el sentido de que muchos de los criterios, normas y reglas empleadas no tienen una sustentación teórica directa y, a veces, casi no la tienen en absoluto, quedando mucho del éxito a lograr en una cimentación en la experiencia precedente, la intuición y el ingenio del ingeniero y aún en otras cualidades más difíciles de definir en los campos estrictamente técnicos, tales como su audacia o su prudencia.

No se pretende que este Capítulo sea competidor de los numerosos tratados, artículos, resúmenes de "estado del arte", etc. que sobre cimentaciones existen. El lector que aborde este Capítulo debe hacerlo teniendo muy presente la naturaleza de esta obra. Por ello, no se incluirán aquí análisis de detalle de teorías de capacidad de carga o de contribuciones teóricas al problema de las cimentaciones; las referencias que a este material se hagan serán con carácter más que nada informativo, encontrándose la justificación correspondiente en otras fuentes; en cambio presentarán abordarse algunos problemas de índole práctica que suelen ser fuente de ansiedad en el momento de la construcción de las obras.

Una cimentación es en realidad el resultado de la superposición de dos problemas diferentes, si se juzgan las cosas desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos. El primero respondería a la pregunta de qué esfuerzo puede comunicar el cimiento o conjunto de ellos al terreno, sin sobrepasar la resistencia de éste, es decir, sin provocar una falla. El segundo contestaría a la no menos importante cuestión de qué deformaciones va a sufrir el suelo y, por ende, la cimentación, al aplicarse tales esfuerzos. El cuerpo de doctrina que dentro de la Mecánica de Suelos contesta la primera pregunta se denomina una teoría

de capacidad de carga; el que conteste la segunda pregunta se llama un método de análisis de asentamientos. Las teorías de capacidad de carga y los métodos de análisis de asentamientos (o en su caso, de expansiones) son la contribución medular de la Mecánica de Suelos al problema de las cimentaciones. Pero una teoría de capacidad de carga y un criterio para el cálculo de asentamientos no resuelven todos los problemas que un ingeniero encuentra en el proyecto y construcción de una cimentación. Por ejemplo, el ingenio y la experiencia de los constructores han desarrollado varios medios de apoyar una estructura en el terreno; es posible que varios de esos satisfagan los requerimientos impuestos por la teoría de capacidad de carga y por el análisis de asentamientos. La elección específica del tipo de cimentación a emplear se basará entonces en otras consideraciones, entre las que las de orden económico jugarán un papel preponderante; pero a su vez, la Mecánica de Suelos podrá orientar el criterio del ingeniero para balancear correctamente todas estas consideraciones, pues la elección óptima del tipo de cimentación quedará, por lo menos en parte, también condicionada a la naturaleza del terreno que se tenga y, en general, a todo un conjunto de factores de interacción suelo-estructura y ello sin contar los muchos casos en que las condiciones del terreno puedan ser determinantes por factores hasta cierto punto ajenos a la capacidad de carga o a la deformabilidad del piso. Piénsese por ejemplo en la influencia que en muchos casos prácticos puede ejercer la permeabilidad del suelo y el flujo del agua. En resumen, la naturaleza del terreno y el tipo de estructura que haya de ser cimentada permitirán llegar a un enfoque más o menos definido del problema de la cimentación a través de las teorías de capacidad de carga y de los métodos de análisis de asentamientos; este enfoque general incluirá seguramente una idea aproximada del tipo de cimentación que debe emplearse, determinando, por ejemplo, si ésta ha de ser del tipo superficial o profundo. El afinamiento y detalle de la cimentación por emplear resultará en general de ponderar las características específicas del conjunto suelo-estructura, los factores económicos y los circunstanciales del caso, como por ejemplo, la disponibilidad de materiales en el lugar o de equipo de construcción. La Mecánica de Suelos juega un papel decisivo en la primera parte del análisis, proporcionando las armas para realizarlo y un papel auxiliar muy importante en la ponderación de los factores de detalle.

Elegida la cimentación, el ingeniero se enfrentará a los problemas constructivos, en todos los cuales la Mecánica de Suelos lo guiará para manejar

correctamente al suelo, que es el medio en el cual la cimentación ha de construirse.

Las teorías de capacidad de carga disponibles suelen tener su origen en estudios de las matemáticas aplicadas y en soluciones a problemas específicos de la Mecánica del Medio Continuo. La Mecánica de Suelos, al tomarlas de esas fuentes, les hizo adaptaciones más o menos importantes para adecuarlas a su empleo en los materiales téreos reales. Casi todas tienen como punto de partida la solución de Prandtl desarrollada en 1921, al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo, bajo condiciones de deformación plana (Refs. 1 y 2); esta solución, desarrollada en el marco de la teoría de la plasticidad, supone el medio indentado rígido plástico perfecto. Un esquema del problema general de la indentación se muestra en la Fig. VIII-1, señalando la forma de la solución para un medio sin peso y puramente cohesivo, en cuanto a sus características de resistencia.

La Fig. VIII-2 muestra la solución de Prandtl para el caso más general en que el medio indentado sea un material rígido-plástico, sin peso, pero con resistencia que posea tanto componente cohesiva como friccionante. También ahora se considera que el cuerpo que se indenta es perfectamente liso, uniformemente cargado e infinito en longitud.

En 1924, Reissner extendió la teoría de Prandtl hasta incluir el caso en que el cuerpo que se indenta lo hace en el interior del medio y ya no en su superficie.

Para el caso mostrado en la Fig. VIII-1 el máximo esfuerzo q_c que pueda aplicarse al sólido sin que se idente en el medio, resulta ser:

$$q_c = (\pi + 2)c \quad (8-1)$$

En páginas subsecuentes de este Capítulo habrá ocasión de mencionar brevemente las principales teo-

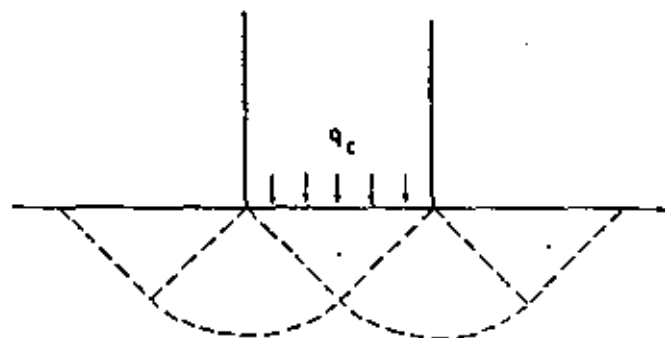


Figura VIII-1. Problema de indentación y solución de Prandtl para un medio sin peso, con $c \neq 0$ y $\phi = 0$ (Refs. 1 y 2).

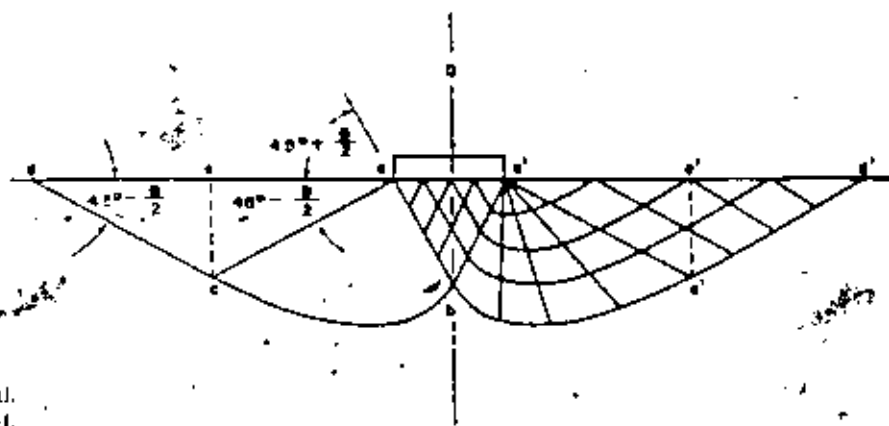


Figura VIII-2. Mecanismo de falla según Prandtl.
Suelo cohesivo y friccionante (Ref. 2).

nías de capacidad de carga que la Mecánica de Suelos ha desarrollado para su uso específico y que son utilizadas en la actualidad.

En lo que se refiere al cálculo de asentamientos, la Mecánica de Suelos actual ha desarrollado soluciones elaboradas sólo en el caso de estructuras cimentadas sobre suelos finos arcillosos; se basa en la Teoría de la Consolidación de Terzaghi, cuyos principios generales se han expuesto en el Volumen I de esta obra. En el mismo lugar se comentaron los métodos más usuales para aplicar la teoría al cálculo de los asentamientos propiamente dichos. La compresibilidad de los suelos granulares, también tratada en el Volumen I, ha sido objeto de atención más recientemente y puede decirse que hasta hoy no existen métodos para el cálculo de asentamientos en estos suelos que estén suficientemente corroborados por trabajo de campo; por lo menos, esto es cierto comparativamente a la metodología de soluciones de que se dispone para suelos arcillosos.

Las cimentaciones suelen manejarse como pertenecientes a uno de dos grandes grupos: las superficiales y las profundas.

Las cimentaciones superficiales son aquellas en que la profundidad de desplante no excede de dos o tres veces el ancho del cimiento, sin que pueda ofrecerse un criterio más preciso para diferenciarlas, pues naturalmente no existe una frontera estricta que las delimite.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación; de éstas, las zapatas aisladas suelen ser la solución más común en puentes y obras similares en que pueda pensarse en el uso de una cimentación superficial, generalmente preferible por razones económicas.

En las vías terrestres, las zapatas aisladas son cuadradas o rectangulares y casi siempre de concreto o mampostería de piedra, empleándose aún bastante este último material en obras pequeñas y en países en que la mano de obra no sea cara o en que

resulte indicado por razones sociales el uso de métodos constructivos que la utilicen. El objetivo básico de una zapata aislada es ampliar el área de apoyo de un elemento estructural para comunicar al terreno esfuerzos a nivel adecuado, vista su resistencia.

Cuando la resistencia del terreno sea baja o las cargas transmitidas a la cimentación sean altas, las áreas requeridas para el apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de zapatas corridas, que sostienen varios elementos estructurales de transmisión de carga, o de verdaderas losas de cimentación, que se desarrollan sin interrupciones en el área de apoyo.

No existe ningún criterio preciso para distinguir entre sí los tres tipos anteriores de cimiento, siendo la práctica la norma de separación. Tampoco es raro ver cimentaciones combinadas, en las que los tres tipos básicos se entremezclan al gusto del proyectista.

Si aun en el caso de emplear una losa corrida, la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste o se piensa que producirá asentamientos excesivos, evidentemente habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentren a mayores profundidades, llegándose así a las cimentaciones profundas.

La búsqueda de estratos resistentes es la génesis natural de las cimentaciones profundas, de manera que éstas resultarán ser elementos de transmisión de carga que transfieran el apoyo de la estructura a niveles en que haya la resistencia adecuada. Pero a veces los estratos con suficiente resistencia no aparecen dentro de profundidades alcanzables económicamente, generándose así el otro tipo de cimentaciones profundas, en el que los elementos de la cimentación distribuyen por fricción o adherencia sus cargas a espesores suficientemente grandes de suelo.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas más frecuentemente utilizadas se distinguen entre sí, en forma arbitraria, por la magnitud de su diámetro o lado, según sean circulares o rectangulares, que son las secciones más comunes. Los pilotes

son los elementos más esbeltos, con dimensión transversal, comprendida entre 0.30 m y 1.00 m; la inmensa mayoría de ellos tienen diámetros o anchos que fluctúan entre 0.30 y 0.60 m; pueden ser de concreto o de acero y hay numerosísimos tipos y variedades. Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.00 m, pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas. En rigor no hay dimensión definida entre pilas y pilotes y el criterio arriba expuesto tiene como único mérito el ser seguido por un cierto número de especialistas; para otros, una pila es un elemento que, trabajando exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad. Todavía existe una tercera corriente de opinión, según la cual la palabra pila se refiere más bien a un procedimiento de construcción del elemento, que incluye un método o conjunto de métodos especiales de excavación. Se construyen de concreto.

Por último, se requieren muchas veces elementos de mayor sección que los anteriores, a los que se llama cilindros, cuando tienen tal forma o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedicos; los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3 y 6 m y se construyen huecos, por razones de ahorro de materiales. Siempre son de concreto armado.

La Fig. VIII-3 muestra esquemáticamente los tipos de cimentaciones profundas.

No hay reglas demasiado estrictas para definir los casos en que pudiera asaltar la duda en cuanto a la conveniencia del empleo de cimentaciones superficiales o profundas. Las consideraciones económicas suelen ser el factor decisivo de la elección que finalmente se haga. Es regla general que las cimentaciones superficiales son menos costosas que las profundas.

por lo que en estructuras viales hay una decidida inclinación a hacer uso de las primeras, pero incuestionablemente esta favorable relación de costos se irá haciendo menos significativa según aumente la profundidad de desplante, pues es sabido que el costo de las excavaciones a cielo abierto varía con la profundidad muy rápidamente. En México se ha dicho frecuentemente que una cimentación superficial sobre zapatas conviene hasta profundidades aún en el orden de 5 y 6 m, en tanto no haya problemas especiales de agua. El anterior es un problema que limita con mucha frecuencia en vías terrestres el uso de las cimentaciones superficiales, pues en este tipo de obras es muy común que en los lugares de construcción de cimentaciones haya corrientes. Además de que el flujo de agua en las paredes de la excavación y en las masas de suelo que la rodean plantea todos los problemas de estabilidad de taludes que se han mencionado en otras ocasiones, obligando al empleo de ademes que hacen perder la ventaja económica de la solución, produce el inconveniente adicional de anegar el fondo de la excavación dificultando mucho o imposibilitando la realización de los trabajos con los métodos tradicionales a cielo abierto; eliminar estas aguas puede exigir complicados y muy costosos procesos de bombeo que invierten muy fácilmente la balanza económica en favor de las cimentaciones profundas.

VIII-2 TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA

A continuación se presenta una somera revista de las teorías de capacidad de carga más utilizadas

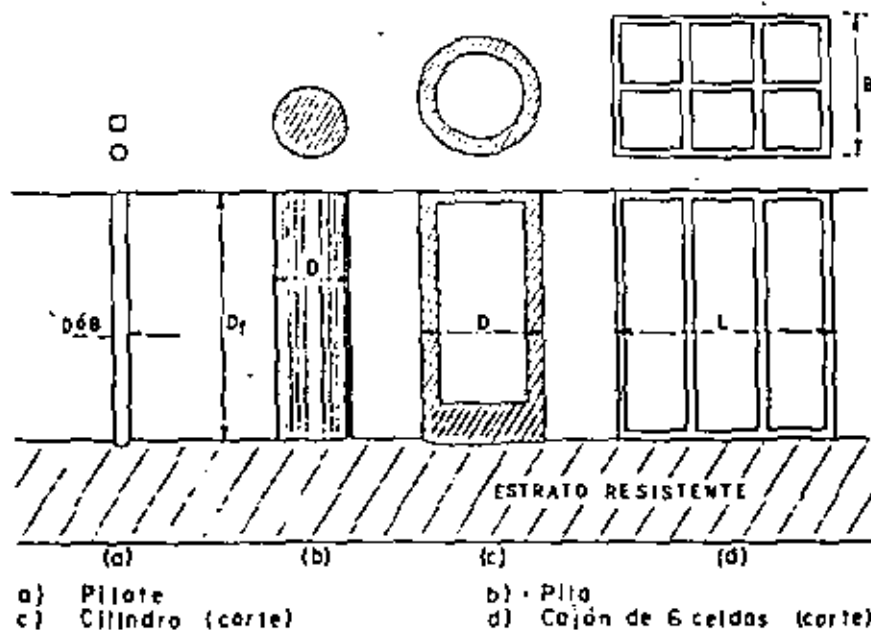


Figura VIII-3. Tipos de cimentaciones profundas.

a) Pilote
c) Cilindro (corte)

b) Pila
d) Cajón de 6 celdas (corte)

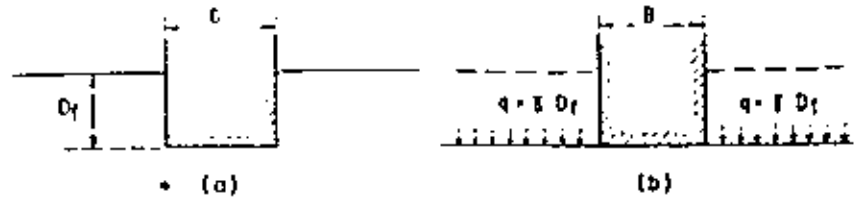


Figura VIII-4. Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento, con una sobrecarga debida a su peso.

para el cálculo. Una mención muy completa de las existentes aparece en la Ref. 5.

A. La teoría de Terzaghi

A partir de 1913 Terzaghi extendió la teoría de Prandtl-Reissner hasta hacerla aplicable a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos (Refs. 1, 2, 4, 5 y 6). La teoría cubre el caso más general de suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante queda dada por la expresión:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante (y por ende la contribución en el mecanismo de falla) del suelo situado por arriba de la profundidad de desplante del cimiento (D_f); este material sólo influye, según esta teoría, como una sobrecarga actuante en dicho nivel de desplante (Fig. VIII-4).

En la Fig. VIII-5 se muestra el mecanismo de falla propuesto por Terzaghi, para un cimiento de longitud infinita, de área de contacto con el suelo rugosa y uniformemente cargada. La figura está dividida en dos porciones; a la izquierda se ve el estado de cosas antes de producirse la falla del cimiento, que es una verdadera indentación, en tanto que en la parte de la derecha ésta ya se ha producido.

Las principales hipótesis hechas por Terzaghi en relación a su teoría, además de la ya mencionada en relación a la sobrecarga lateral, se refieren a la forma de las líneas que limitan las zonas II, que se postula como una espiral logarítmica y a la aceptación de que los estados de esfuerzos en las zonas III pueden considerarse como los correspondientes a es-

tados plásticos pasivos de Rankine; también se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla.

Trabajando matemáticamente su modelo de falla del modo que se detalla en las Refs. 1 y 6, Terzaghi obtuvo como "valor límite de la carga" que puede transmitir el cimiento, la expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-2)$$

En la expresión anterior, c es el valor de cohesión que pueda ser atribuido al suelo sobre el que se apoya el cimiento; B es el ancho del cimiento supuesto de longitud infinita; γD_f es el valor de sobrecarga que se pueda considerar actuante al nivel de desplante, que depende, en general, de la profundidad de desplante del cimiento, D_f , y del peso volumétrico del material que quede sobre dicho nivel de desplante. Los términos N_c , N_q y N_γ son los llamados factores de capacidad de carga de la teoría de Terzaghi. Puede demostrarse en dicha teoría que dependen sólo del ángulo de fricción interna, ϕ , del suelo y son coeficientes adimensionales que caracterizan la capacidad de carga de un suelo dado. N_c se relaciona con la cohesión del suelo, N_q con la sobrecarga existente al nivel de desplante y N_γ con el peso del suelo que soporta al cimiento. Todos ellos se proponen tanto para cimentaciones superficiales, como profundas.

La condición para aplicar la fórmula 8-2 a un problema práctico es precisamente conocer para ese caso los valores de N_c , N_q y N_γ . La teoría permite establecer expresiones algebraicas para calcularlos, en función del ángulo ϕ . Los valores obtenidos se ilustran en la Fig. VIII-6 (Refs. 1 y 6).

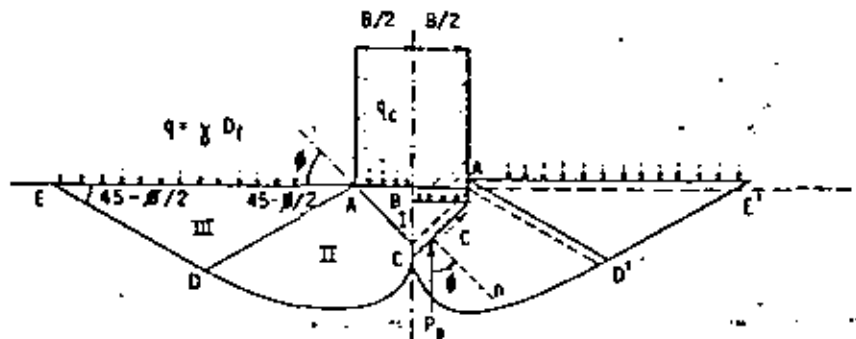


Figura VIII-5. Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo, según Terzaghi.

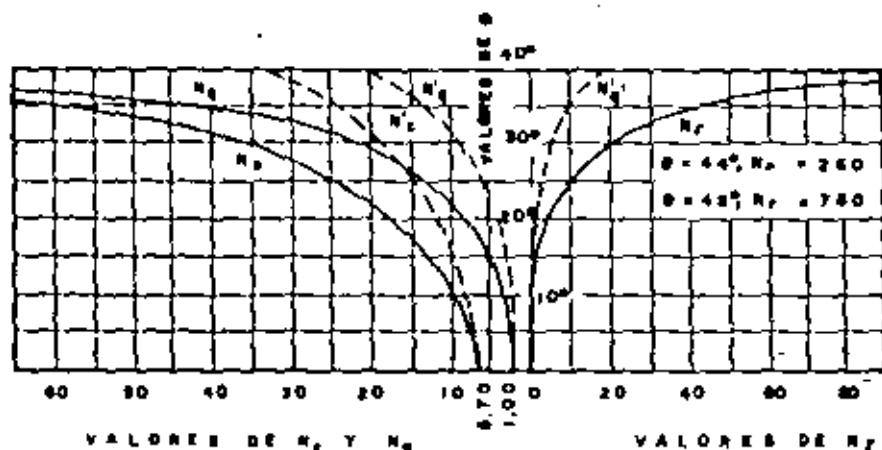


Figura VIII-6. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

En la Fig. VIII-6 aparecen tres curvas que dan los valores de N_q , N_c y N_γ en función del ángulo ϕ y otras tres (trazo discontinuo) que proporcionan valores modificados de esos factores, N'_q , N'_c y N'_γ . Estos últimos deberán aplicarse, según Terzaghi, cuando pueda presentarse en el cimiento una falla del tipo llamado "local", en contraposición del mecanismo presentado en la Fig. VIII-5, al que Terzaghi llamó "general". En efecto, el propio Terzaghi indica que al ir penetrando el cimiento en el suelo se van produciendo ciertos desplazamientos laterales, de manera que los estados plásticos alcanzan los puntos extremos E y E' (Fig. VIII-5) y en el instante del colapso toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite; pero este mecanismo "general" no puede desarrollarse en todos los suelos. Con referencia a la Fig. VIII-7, Terzaghi considera que en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, con curvas esfuerzo-deformación como la c_2 , en los que la deformación crece mucho para cargas próximas

a la falla, de penetrar el cimiento no logran desarrollarse los estados plásticos hasta puntos tan lejanos como los E y E' de la Fig. VIII-5, sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento que, para fines prácticos, equivale a su falla. Esta es la falla "local", a la que consecuentemente deben corresponder factores de capacidad de carga corregidos y más bajos.

Terzaghi propuso obtener los valores de falla "local" corrigiendo los parámetros de resistencia c y ϕ del suelo cuando exista posibilidad de que se presente ésta; los nuevos valores propuestos son:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (8-3)$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

Dado un ángulo ϕ en un suelo en que la falla "local" sea de temer, puede calcularse el correspondiente valor de ϕ' con la segunda de las expresiones 8-3. Si con este valor de ϕ' se entrara a las curvas llenas de la Fig. VIII-6 se obtendrían factores iguales a los que se obtienen entrando con el valor original de ϕ en las curvas discontinuas; de esta manera se evita al calculista la aplicación reiterada de la segunda de las expresiones 8-3.

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por:

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (8-4)$$

La teoría arriba expuesta se refiere a cimientos continuos, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados o redondos, tan frecuentes en la práctica, no existe solución dentro de la teoría de Terzaghi; sin embargo, el propio Terzaghi ha propuesto las fórmulas que se presentan a continuación como resultado de experiencia.

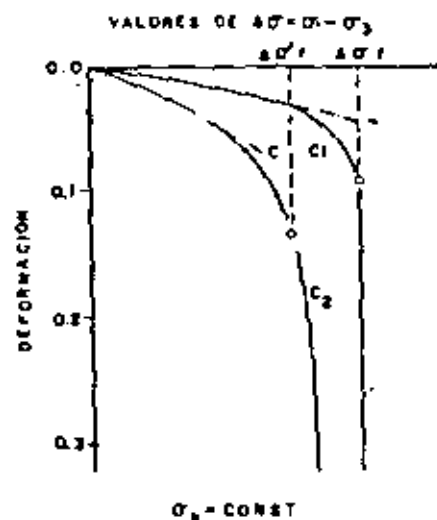


Figura VIII-7. Curvas de esfuerzo-deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi.

Zapata cuadrada

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (8-5)$$

Zapata circular

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (8-6)$$

 R , radio de la zapata circular.

Los factores de capacidad de carga en las expresiones anteriores se obtienen de la Fig. VIII-6, sean los correspondientes a la falla "local" o "general".

También debe notarse que todas las fórmulas anteriores son válidas para cimientos sujetos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

Muchos proyectistas encuentran poco definidas las condiciones en que han de usarse los factores de capacidad de carga correspondientes a falla "local". Independientemente de que a veces no se dispone de suficiente información confiable en cuanto a propiedades esfuerzo-deformación de los suelos, las lomas de las curvas que ameritan el empleo de los factores N' se concretan poco. Efectivamente este es un punto en el que el proyectista no puede contar con una regla fija a qué atenerse y su propio criterio y experiencia deberán de decir la última palabra. Algunos de ellos aplican el siguiente criterio con base en información proveniente de pruebas triaxiales en las que se mida la deformación unitaria del espécimen en la falla. Si ésta es menor de 5% aplican los factores N ; si es mayor de 15% aplican los factores N' y, en casos intermedios, aplican valores de capacidad de carga que son una interpolación lineal entre los factores N y los N' . Otros autores han propuesto el uso de las N' en arenas con capacidad relativa menor de 30% y en arcillas con sensibilidad mayor que 10.

Más recientemente se ha mencionado la posibilidad de otro tipo de falla en las cimentaciones superficiales, que es la falla por punzonamiento. Al incrementarse la carga sobre el cimiento ocurre una compresión del suelo bajo él; la zapata puede penetrar en el terreno si ocurre una rotura vertical por corte a su alrededor. En realidad el equilibrio de la cimentación se mantiene, tanto vertical como horizontalmente y el suelo fuera del área cubierta se altera muy poco. Para mantener el movimiento vertical de la zapata se requeriría un aumento continuo en la carga vertical. Este tipo de falla está sujeto a investigación en el momento actual, pero no existe todavía un criterio establecido y experimentalmente comprobado para cuantificar la posibilidad de que se presente en un caso dado.

Para el caso de suelos puramente cohesivos (análisis con base en una prueba triaxial no drenada, por ejemplo), la Fig. VIII-6 permite calcular los siguientes factores de capacidad de carga ($\phi_u = 0$):

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Con estos valores la ecuación 8-2 queda:

$$q_c = 5.7 c_u + \gamma D_f \quad (8-7)$$

que por costumbre suele escribirse en términos de la resistencia a la compresión simple ($q_u = 2.0 c_u$). Así, resulta:

$$q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f \quad (8-8)$$

La ecuación 8-8 es válida cuando se considera al suelo puramente cohesivo y el cimiento tiene longitud infinita. Su equivalente para cimientos cuadrados se obtiene de inmediato, operando de la misma manera con la ecuación 8-5. Resulta:

$$q_c = 1.3 \times 2.85 q_u + \gamma D_f \quad (8-9)$$

En la práctica es frecuente utilizar la siguiente expresión para cimientos rectangulares, de ancho B y longitud L , en suelos puramente cohesivos, que no es más que una superposición arbitraria de las ecuaciones 8-8 y 8-9, contenidas ambas como casos particulares extremos (Ref. 7):

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma D_f \quad (8-10)$$

B. La teoría de Meyerhof

A partir de 1951 (Refs. 8, 9 y 10) G. G. Meyerhof realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos. Además de las referencias mencionadas, las Refs. 1 y 4 pueden resultar útiles para seguir el curso de estas contribuciones. Básicamente la teoría de Meyerhof añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que puedan desarrollarse en el terreno de cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento, cuyo efecto fue dejado de lado por la teoría de Terzaghi, excepto como sobrecarga. En la teoría de Meyerhof, el suelo que rodea al cimiento, por arriba del nivel de desplante es medio de propagación de superficies de deslizamiento.

Para el caso de cimientos largos, de longitud infinita normal al plano del papel, el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof aparece en la Fig. VIII-8.

Según Meyerhof, la zona ABB' es de esfuerzos uniformes y puede considerarse en estado activo de Rankine; la cuña ABC , limitada por un arco de espiral logarítmica, es de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña $BCDE$ es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde el estado de corte

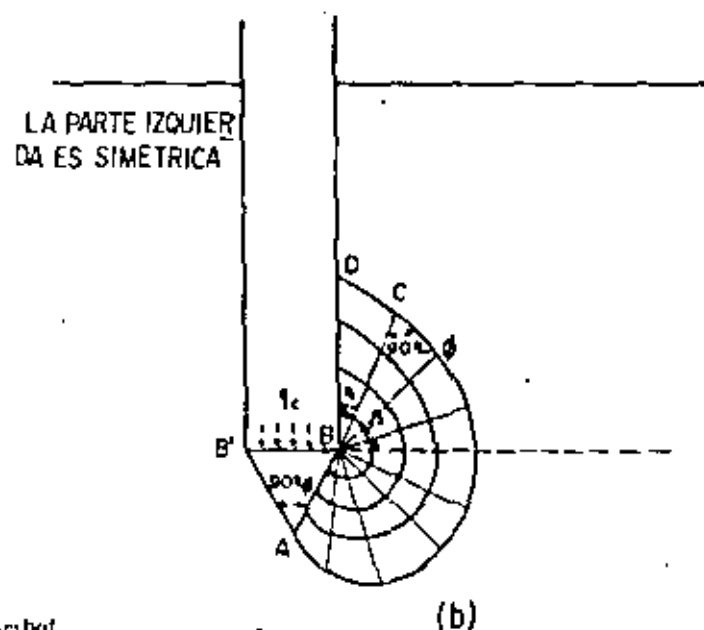
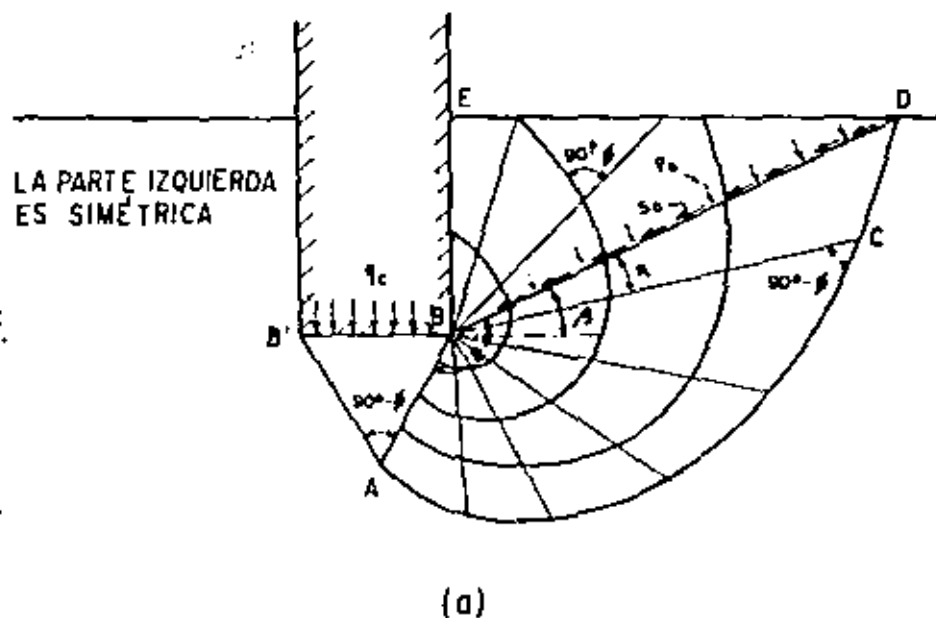


Figura VIII-8. Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof.
 a) A poca profundidad.
 b) A gran profundidad.

radial, hasta los correspondientes al estado plástico pasivo.

La expresión a que se llega en la teoría de Meyerhof para expresar la capacidad de carga de cimientos superficiales es del mismo tipo propuesto en la fórmula (8-2), de la teoría de Terzaghi. Para cimientos profundos llegó a la expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q \quad (8-11)$$

que, naturalmente, sólo se refiere a la capacidad en la punta del pilote, pero sin consideración de la fricción lateral en el fuste del mismo; la expresión sólo es aplicable si los pilotes penetran en el estrato resistente por lo menos una longitud $D = 1 \sqrt{N_q} B$. La

Fig. VIII-9 muestra los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ que proporciona para cimientos superficiales, así como los de los factores N'_c y N'_q para pilotes. La Fig. VIII-9 proviene en realidad de un trabajo posterior de Meyerhof (Ref. 11) y se presentó como una simplificación de las concepciones anteriores; a este mismo trabajo pertenece la ecuación 8-11.

En lo referente a cimientos superficiales, la figura proporciona factores para el caso del elemento infinitamente largo y para el cuadrado. El caso del cimiento rectangular, con una cierta relación B/L , no está resuelto, pero los factores pueden estimarse razonablemente (Ref. 11) por interpolación lineal entre los extremos dados por la gráfica ($B/L = 0$ y

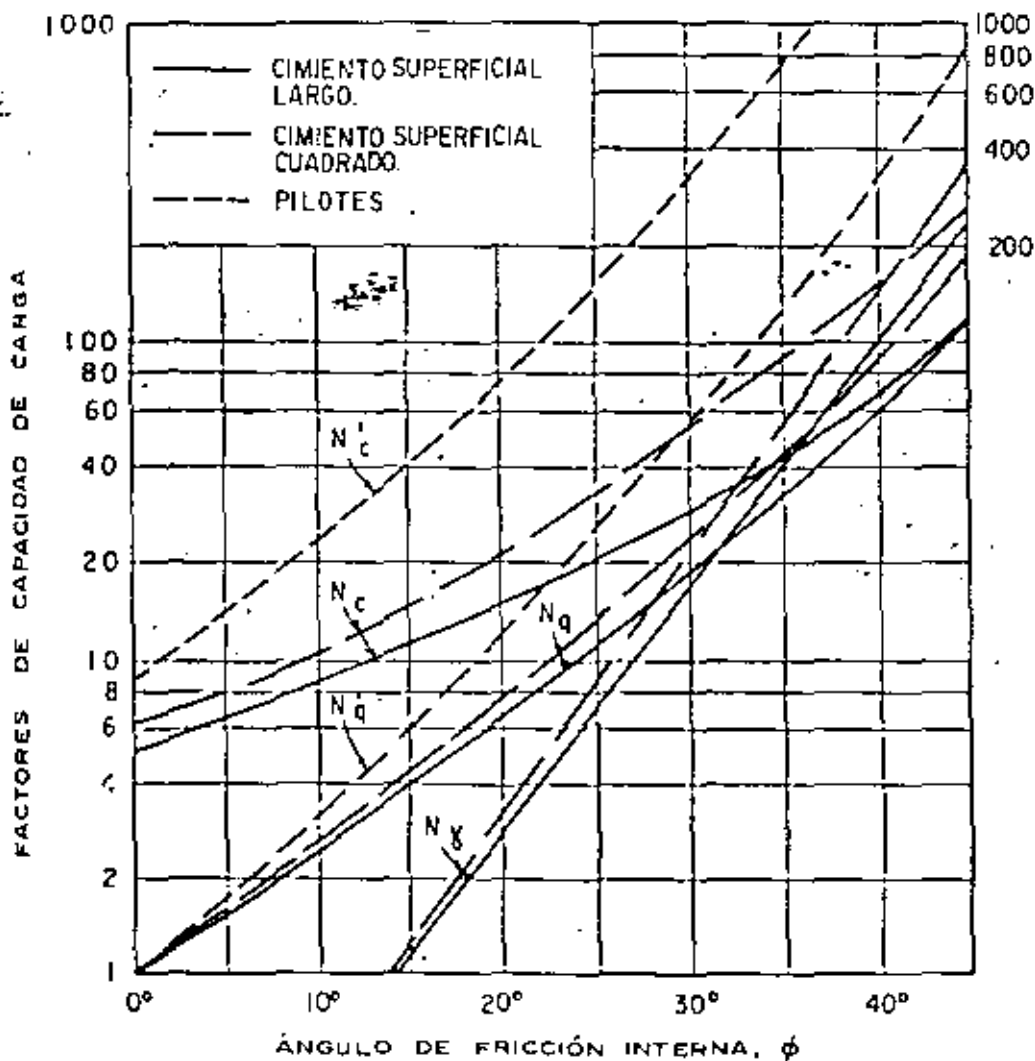


Figura VIII-9. Factores de capacidad de carga según Meyerhof (Ref. 11).

$H/L = 1$). Para este caso, Meyerhof recomienda entrar a la gráfica de la Fig. VIII-9 con un ángulo de fricción del suelo corregido (ϕ_{cor}), tal que:

$$\phi_{cor} = (1.1 - 0.1 \frac{H}{L}) \phi \quad (8-12)$$

Siendo ϕ el valor obtenido de pruebas de compresión triaxial; la razón de esta corrección estriba en llegar a aplicar un valor del ángulo de fricción interna que sea intermedio entre los que se obtienen en pruebas de deformación plana y triaxiales (Ref. 11). De acuerdo con el tipo de análisis que se decida hacer como conveniente, se usarán los parámetros de resistencia totales (c_u, ϕ_u) o efectivos (c, ϕ).

Para el caso de cimientos superficiales con profundidad de desplante igual o menor que su ancho, los factores de la Fig. VIII-9 pueden aún aumentarse por efecto de la resistencia que se desarrolle en el suelo sobre el nivel del desplante (Ref. 11); para ello se multiplicarán respectivamente por los siguientes números:

$$d_r = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} \frac{D_f}{B}, \text{ para } \phi > 10^\circ \quad (8-13)$$

Donde N_ϕ tiene la significación usual en empuje de tierras (Cap. V del Volumen I de esta obra) y las demás letras tienen los sentidos usuales en este capítulo. Para profundidades de desplante mayores que el ancho del cimiento, estos "factores de profundidad" disminuyen de valor y ya no deben tomarse en cuenta.

C. La teoría de Skempton (Ref. 12)

Terzaghi, en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos, no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de penetración del cimiento en el estrato de apoyo, D . Así, en la Fig. VIII-10, los



Figura VIII-10. Influencia de la profundidad de desplante en el valor N_c en suelos puramente cohesivos.

dos cimientos mostrados tendrían la misma capacidad en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de N_c .

Es claro que, según Terzaghi, la capacidad de carga total no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor del término $b D_f$, pero puede considerarse como una cuestión de sentimiento que el valor N_c debe ser diferente en los dos casos. En efecto, si se piensa en términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tendrá una superficie de mayor desarrollo en la cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un valor mayor de N_c . Skempton realizó experiencias para cuantificar estas ideas y encontró que efectivamente N_c no es independiente de la profundidad de desplante, sino que aumenta con ella, si bien este aumento no es ilimitado.

Skempton propuso adoptar para la capacidad de carga en suelos cohesivos una expresión de forma análoga a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \quad (8-14)$$

La diferencia estriba en que ahora N_c no siempre vale 5.7, sino que varía en la relación $\frac{D_f}{B}$, en

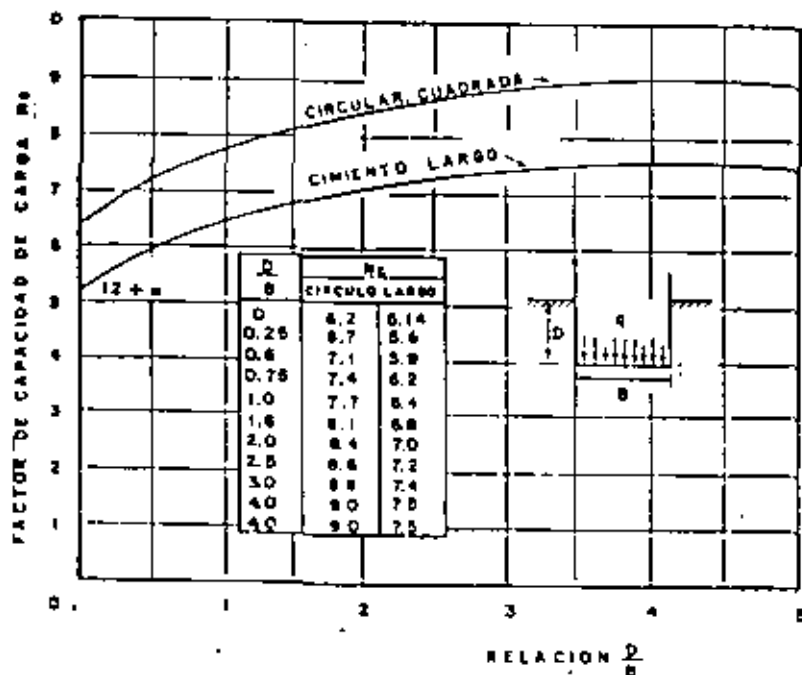


Figura VIII-11. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

que D es la profundidad en que el cimiento está embebido dentro del estrato resistente y B es el ancho del propio cimiento. En la Fig. VIII-11 se muestran los valores obtenidos por Skempton para el coeficiente N_c a aplicar en la fórmula (8-14); se ven los valores correspondientes a cimientos largos y a cuadrados y circulares. Tanto la fórmula como los coeficientes pueden aplicarse en principio a cimientos poco profundos y a cimientos profundos apoyados en estratos de arcilla.

En suelos heterogéneos estratificados, el término γD_f de la fórmula (8-14), que representa la presión del suelo adyacente en el nivel de desplante, deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos, con sus respectivos pesos específicos; considerando al suelo en la condición en que se encuentre (saturado, seco, parcialmente saturado o sumergido). La distinción entre D_f y D , tal como se maneja en la teoría de Skempton, puede verse en la Fig. VIII-12.

D. Otras teorías de capacidad de carga

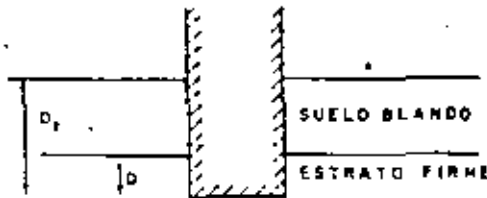
Existen otras teorías de capacidad de carga debidas a diferentes autores, en las que usualmente se conserva la expresión (8-2) para expresarla, variando únicamente de una teoría a otra los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ . Este hecho, impuesto por la tradición y la costumbre, debe considerarse afortunado, pues permite establecer comparaciones entre las diversas teorías de un modo muy objetivo y sencillo.

Brinch Hansen (Refs. 13, 14 y 15) proporciona la siguiente fórmula para cimentaciones superficiales

TABLA VIII-1

Factores de capacidad de carga según Brinch Hansen
(Refs. 13, 14 y 15)

Factor	Valor del ángulo de fricción, ϕ , ($^{\circ}$)										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.8	134	267
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	135	319
N_{γ}	0	0.1	0.5	1.4	3.5	8.1	18.1	40.7	95.4	241	682

Figura VIII-12. Distinción entre D y D_f para aplicar la teoría de Skempton.

o profundas, rectangulares, desplazadas en cualquier tipo de suelo:

$$q_c = cN_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f N_q \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \left(1 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \quad (8-15)$$

El segundo paréntesis del segundo término deberá tomarse como 1 para $\phi = 0^{\circ}$.

Los factores de capacidad de carga con que se aplica la Fórmula (8-15) aparecen en la tabla VIII-1. Otra teoría usada, idéntica en su fórmula matemática a la de Terzaghi (Ec. 8-2) es debida a Bell (Ref. 16), cuyos valores para los factores de capacidad se muestran en la Fig. VIII-13. Esta expresión es en rigor un estudio paralelo y simplifica-

do de la teoría de Terzaghi y los valores que se muestran se refieren solamente a cimientos muy largos. Para cimientos cuadrados o circulares, los valores de la Fig. VIII-13 deberán corregirse con los coeficientes de la tabla VIII-2 (Ref. 16).

TABLA VIII-2

Coeficientes de corrección para los factores de capacidad de carga según Bell (Ref. 16)

Cimentación	Coeficiente correctivo para N_c	Coeficiente correctivo para N_{γ}
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular ($\frac{L}{B} = 2$)	1.12	0.90
Rectangular ($\frac{L}{B} = 5$)	1.05	0.95
Circular	1.20	0.70

La Fig. VIII-14 muestra los factores de capacidad de carga propuestos para cimientos profundos por Berezantsev (Ref. 17). Se ha reportado una buena concordancia entre la capacidad de carga que se obtiene con estos factores y los resultados de pruebas de pilotes hechas en modelos de gran escala y en

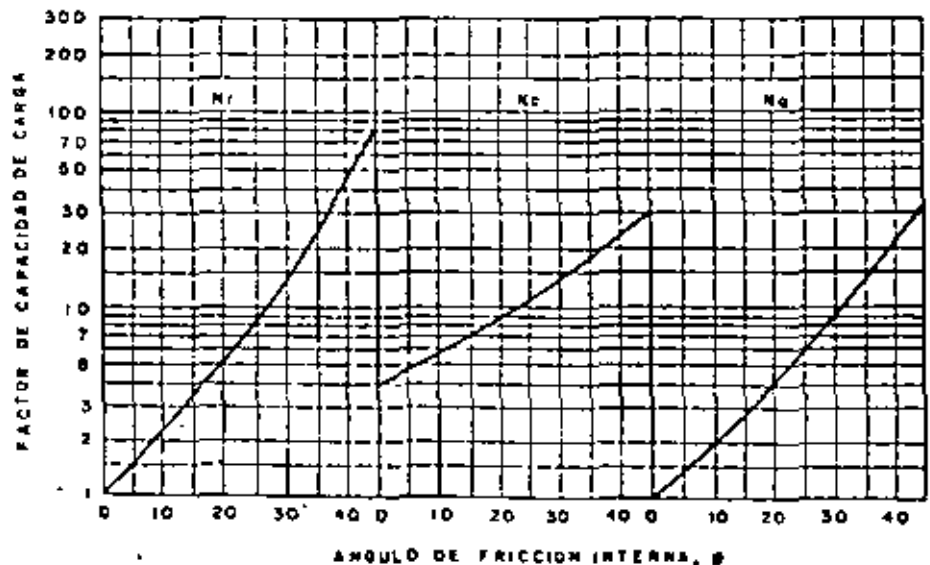


Figura VIII-13. Factores de capacidad de carga, según Bell (Ref. 16).

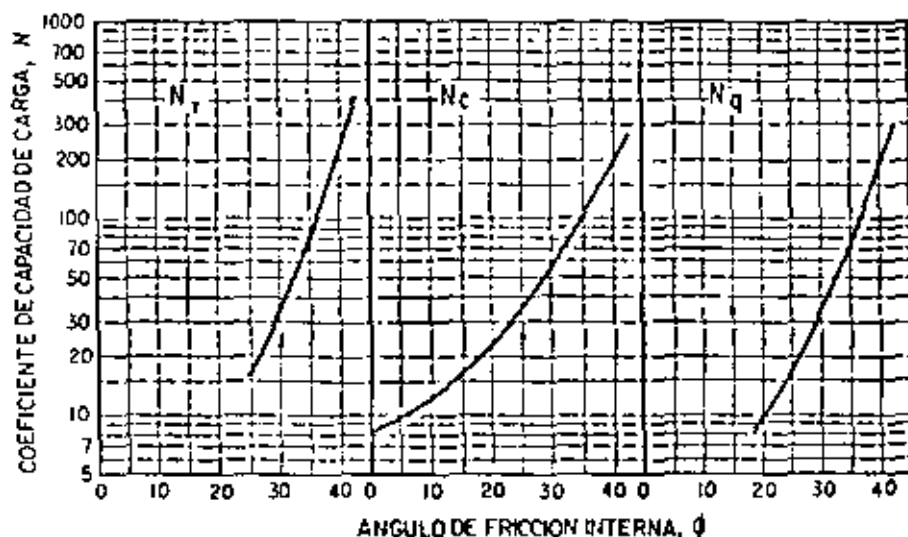


Figura VIII-14. Factores de capacidad de carga, según Berzantsev (Ref. 17)

elementos profundos reales probados en cimentaciones.

Otra solución al problema de la capacidad de carga ha sido proporcionada por Balla (Refs. 18 y 19). Se ha dicho que ésta es la teoría que con mucho proporciona la mejor concordancia con las pocas mediciones que va habiendo sobre comportamiento de cimentaciones reales. La teoría de Balla se refiere a cimientos en suelos sin cohesión o con valores pequeños de ella. Se ha propuesto originalmente para cimientos largos y existen factores correctivos para poderla aplicar a cimientos cuadrados o circulares, pero recientemente Feda (Ref. 20) hizo ver que no se comete un error serio si sistemáticamente se toman dichos factores iguales a la unidad. Una importante limitación adicional de esta teoría es que sólo puede usarse en cimientos superficiales, en que $D_f \leq 1.5B$.

La capacidad de carga según Balla resulta dada por la expresión:

$$q_s = c(\gamma \phi + q F_s) + q(1 + q F_s) + \frac{1}{2} \gamma B (q F_s + F_s \gamma \phi) \rho \quad (8-16)$$

Lo que puede ponerse como:

$$q_s = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-17)$$

El término ρ se define como:

$$\rho = \frac{2R}{B} \quad (8-18)$$

En que B es el ancho total del cimiento y R el radio de la parte viva de la superficie de falla. Con excepción de los términos F_s todas las letras de la fórmula (8-16) tienen los sentidos usuales; los factores F tienen una forma matemática que sólo puede discutirse haciendo una revisión detallada de la teoría de Balla, lo que se considera fuera de las intenciones de esta obra, pero puede hacerse con ayuda de las referencias citadas.

El factor ρ puede a fin de cuentas calcularse en función de la relación D_f/B , utilizando las curvas de la Fig. VIII-15 (Ref. 19).

Obsérvese que el valor de ρ queda también condicionado al valor de la relación $2c/B\gamma$, teniendo las letras los significados usuales. Calculado el valor de ρ , los coeficientes N_c , N_q y N_γ de la teoría de Balla pueden calcularse utilizando las gráficas de la Figura VIII-16 y con ellos se calcula la capacidad de carga del cimiento superficial usando la expresión (8-17).

Otros investigadores han estudiado los efectos de la anisotropía de los suelos o de su heterogeneidad, especialmente en lo que se refiere a estratificación. Reddy y Srinivasan (Ref. 21) obtuvieron soluciones para la capacidad de carga de cimientos largos en suelos estratificados, considerando variación de propiedades, tanto en lo referente a fricción como a cohesión. Davis y Christian (Ref. 22) obtuvieron soluciones para un cimiento largo en material cohesivo, considerando anisotropía en la cohesión. Meyerhof y Brown (Ref. 23) llevaron a cabo un estudio experimental de la capacidad de carga de suelos arcillosos estratificados, en el que proponen ecuaciones para tales casos.

E. Comparación entre las diversas teorías

La tabla VIII-5 presenta una comparación entre los diversos factores de capacidad de carga que pueden obtenerse utilizando las teorías que se han mencionado. Algunas de ellas, como las de Terzaghi, Bell o Brinch Hansen no distinguen valores para cimentaciones superficiales y profundas; de hecho, los factores son los mismos en ambos casos y en las teorías de Terzaghi y Bell no se establece ninguna diferencia para el cálculo, excepto en la normal consideración de D_f . Brinch Hansen (ecuación 8-15) sí diferencia el cálculo a través de un conjunto de factores de forma y profundidad, que son los paréntesis que aparecen

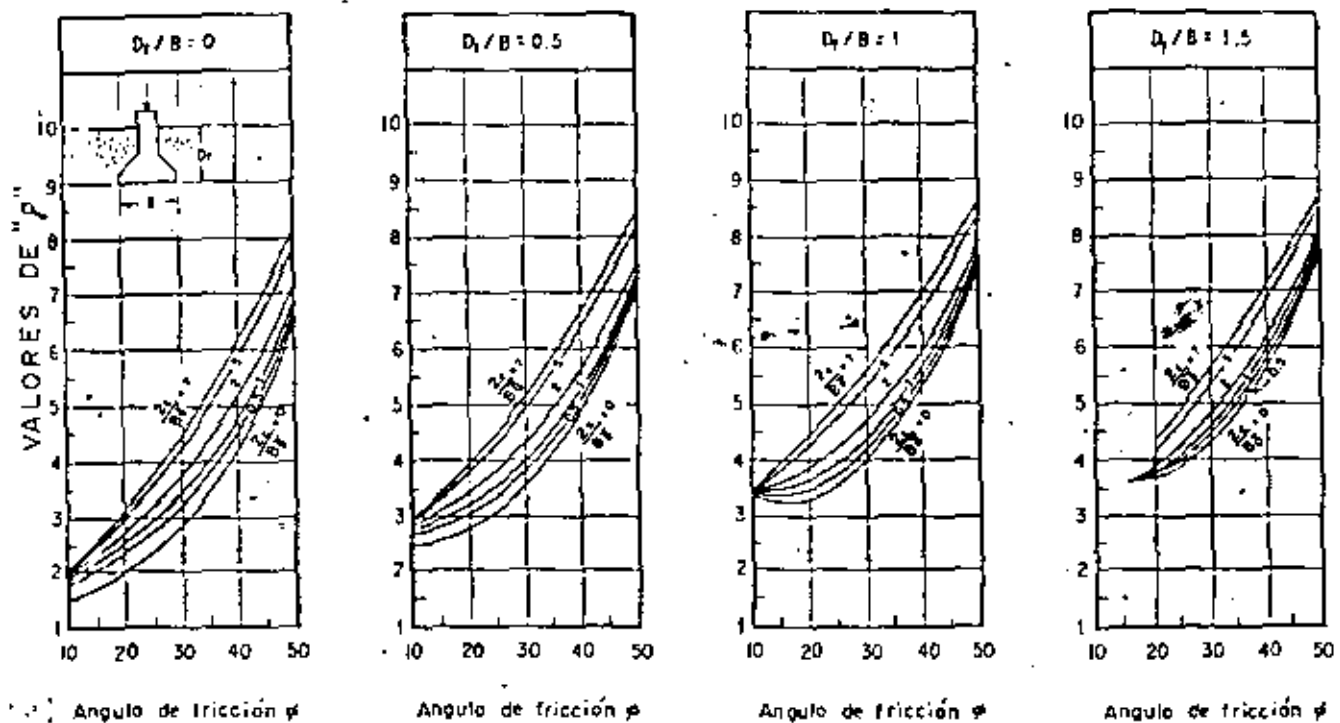


Figura VIII-15. Valores de p en la teoría de Balla para varias relaciones $\frac{D_f}{B}$ (Ref. 19).

en su expresión matemática. La tabla recoge también los valores que proporciona Meyerhof, para el caso de cimentaciones superficiales largas y de cimientos profundos. Finalmente, se incluyen los factores de Beresantsev para pilotes. Los coeficientes de la teoría de Skempton y de la teoría de Balla no pueden compararse, naturalmente, con los anteriores en una tabla como la VIII-3.

Es difícil precisar cuál sea la teoría a utilizar en un caso específico. La comparación de valores de la Tabla VIII-3 muestra que las discrepancias entre ellas pueden ser importantes, de manera que la elección que se plantea no es, ni mucho menos, trivial. Ya se ha dicho que la teoría de Balla parece lograr excelente concordancia con las observaciones reales, dentro de su campo de aplicación. La teoría de Terzaghi ha sido utilizada muchas veces en el proyecto de cimentaciones superficiales reales, de manera que se ha generado una gran confianza y familiaridad en torno a ella; por otra parte, muy pocos diseños se han verificado con mediciones de campo. Para arcillas, la teoría de Skempton se ha utilizado cada vez más en el caso de cimentaciones superficiales; naturalmente sus diferencias respecto a la teoría de Terzaghi no son substanciales, especialmente si se consideran los altos factores de seguridad con que se trabaja en cimentaciones. Para cimentaciones superficiales, la teoría de Meyerhof conduce también a resultados muy similares a los de Terzaghi.

La elección se hace más difícil en el caso de cimientos profundos. Cuando éstos descansan por punta

o en forma de pilar en estratos muy duros sobre los que hay formaciones débiles, parece lógico utilizar para el cálculo las mismas teorías que para el caso de cimentaciones superficiales. Nótese en la Tabla VIII-3 que las teorías desarrolladas específicamente para cimientos profundos, como pudiera ser el caso de la de Meyerhof y la de Beresantsev llegan a valores de los factores de capacidad de carga muy altos en los suelos más resistentes; resulta difícil aconsejar el empleo de tan altas capacidades de carga a no ser en las arcillas más duras o en las arcas más compactas, con penetración de la punta de un pilote no menor de 10 diámetros. Los valores de Meyerhof gozan de general aceptación, pero debe limitarse mucho la confianza del proyectista en lo que se refiere a aceptar valores demasiado altos del ángulo ϕ . La fórmula de Skempton goza de muchos propagandistas, aun para el cálculo de pilotes en arcilla.

La Tabla VIII-4 (Refs. 19 y 24) presenta una interesantísima comparación de las capacidades de carga de ocho cimentaciones superficiales, calculadas por diversos métodos, con resultados de mediciones experimentales disponibles en cada uno de los ocho casos. Es de notar, en primer lugar, las fuertes discrepancias que se tienen tanto entre las diferentes teorías, como entre los resultados de éstas y los valores experimentales.

Nótese que los dos casos en que $\phi = 38.5^\circ$ dan valores de las capacidades de carga calculadas y medidas ligeramente diferentes, lo cual sólo puede explicarse si se usaron en los dos casos cimientos de diferente

TABLA VIII-3

Valores de los factores de capacidad de carga según diversos autores

Factor	Teoría	Tipo de cemento	Ángulo de fricción interna (ϕ°)									
			0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_c	Terzaghi: F. General	Superficiales y Profundos	5.7	7.3	9.6	12.9	17.7	25.1	37.2	57.8	93.7	172.5
	F. Local		5.7	6.7	8.0	9.7	11.9	14.8	19.0	25.2	34.9	51.2
	Meyerhof B	Superficial largo Profundo (N_c')	6.2 9.0	7.1 14	8.7 23	10.5 50	16.0 83	20.0 150	36 400	55 650	75 ---	110 ---
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	5.1	6.5	8.3	11	14.8	20.7	30.1	46.1	73.3	135.9
	Berezantsev	Profundos	6	9.5	12.5	16	22	34	56	100	190	400
Bell	Superficiales y Profundos	4	4.7	5.7	7	8.8	11	14.5	16.5	22	30	
N_q	Terzaghi: F. General	Superficiales y Profundos	1.0	1.6	2.7	4.4	7.4	12.7	22.5	41.4	81.5	173.5
	F. Local		1.0	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	8.3	12.6	20.5	35.1
	Meyerhof	Superficial largo Profundo (N_q')	1.0 1.0	1.7 1.9	2.8 4	5 7	7.5 11	11 30	19 66	40 100	70 400	115 575
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	134.9
	Berezantsev	Profundos	—	—	—	6	8.5	17	32	70	200	600
Bell	Superficiales y Profundos	1	1.5	2	3	4	5.5	9	14	21	30	
N_γ	Terzaghi: F. General	Superficiales y Profundos	0	0.5	1.2	2.5	5	9.7	19.7	42.4	100.4	232.5
	F. Local		0	0.2	0.5	0.9	1.7	3.2	5.7	10.1	18.8	37.7
	Meyerhof	Superficial largo	—	—	—	1.1	3	7.5	18	50	100	270
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	0	0.1	0.5	1.4	3.5	8.1	18.1	40.7	95.4	240.9
	Berezantsev	Profundos	—	—	—	—	—	17	32	80	200	700
Bell	Superficiales y Profundos	1	1.5	2.2	3.4	5	8	15	25	42	80	

ancho. Desgraciadamente la fuente de esta información no especifica la verdadera razón.

Debe notarse la excelente concordancia de los resultados de Balla en los casos en que la cohesión del suelo es mínima y como la teoría se vuelve más errática a medida que aumentan los valores de dicho parámetro. La ecuación de Hansen proporciona buenos resultados, recíprocamente, en valores más altos de la cohesión.

Es de notar también que los valores de Terzaghi y de Meyerhof resultan extraordinariamente parecidos

y bastante conservadores, sobre todo en suelos casi sin cohesión; cuando este parámetro aumenta proporciona capacidades de carga muy concordantes con los valores observados. Si se extrapolase la tendencia que marca la Tabla (lo que, en principio, los autores de este libro desaconsejarían fuertemente), quizá pudiera decirse que existe indicio de que a valores crecientes de la cohesión las teorías de Terzaghi y Meyerhof pudieran sobreestimar la capacidad de carga; de todas maneras se ve justificada, por lo conservador de los resultados obtenidos, la amplia con-

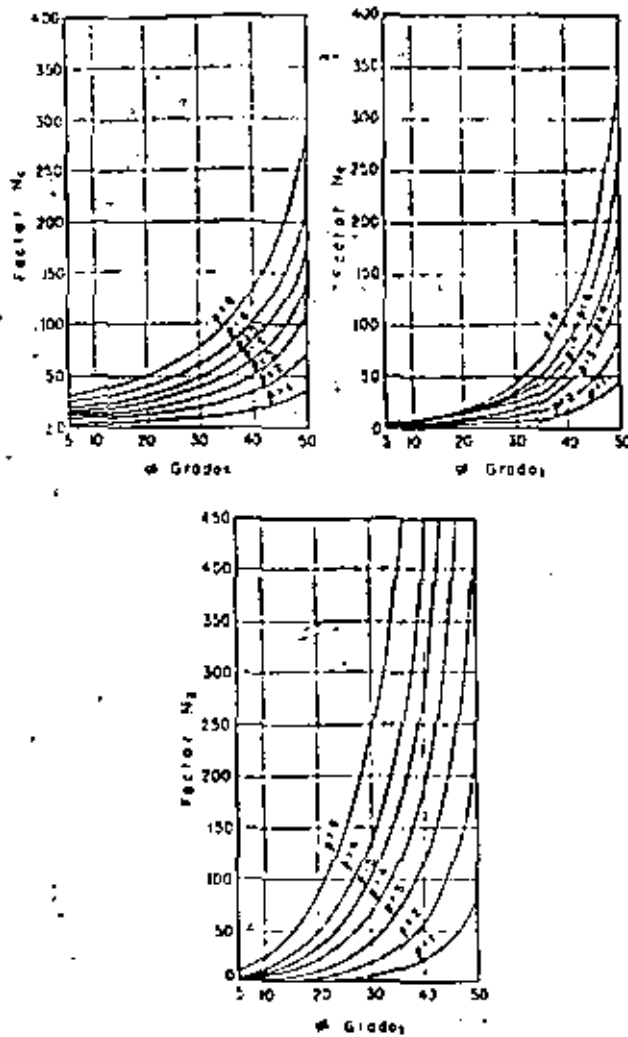


Figura VIII-16. Factores de capacidad de carga, según Balla (Ref. 19).

fianza que suele tenerse en la aplicación de la teoría de Terzaghi a cimentaciones superficiales en arenas.

F. Capacidad de carga en cimentaciones superficiales sujetas a cargas excéntricas o inclinadas

En el caso de cargas excéntricas, que actúan a una distancia e del eje longitudinal del cimiento (excéntrica). Meyerhof (Ref. 25) recomienda tratar los problemas con las mismas fórmulas que rigen el caso de cargas axiales, modificando para efectos de cálculo el ancho del elemento de cimentación al valor:

$$B' = B - 2e \quad (8-19)$$

Lo anterior equivale esencialmente a considerar la carga centrada en un ancho menor que el real, considerando que una franja del cimiento de ancho $2e$ no contribuye a la capacidad de carga. Este ancho

TABLA VIII-4

Comparación entre capacidades de carga teóricas y medidas (Refs. 19 y 24)

Método para determinar la capacidad de carga	Capacidad de carga, T/m^2	
	Suelos prácticamente no cohesivos	Suelos con cohesión
	$D_f = 0 \text{ m}$ $\phi = 37^\circ$ $c = 0.6 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0.40 \text{ m}$ $\phi = 22^\circ$ $c = 1.2 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	7.62	4.47
Meyerhof	6.68	4.40
B. Hansen	6.23	3.98
Balla	10.34	6.74
Resultados experimentales según Muhs	10.80	—
Resultados experimentales según Milovic	—	4.10
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 35.5^\circ$ $c = 0.34 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 25^\circ$ $c = 1.40 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	7.80	5.77
Meyerhof	7.60	5.60
B. Hansen	8.80	5.74
Balla	14.11	10.18
Resultados experimentales según Muhs	12.0	—
Resultados experimentales según Milovic	—	5.50
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 34.5^\circ$ $c = 0.74 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0 \text{ m}$ $\phi = 29^\circ$ $c = 0.93 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	15.23	2.51
Meyerhof	15.50	2.50
B. Hansen	17.53	1.98
Balla	25.18	2.93
Resultados experimentales según Muhs	24.20	—
Resultados experimentales según Milovic	—	2.20
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 38.5^\circ$ $c = 0.74 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0.30 \text{ m}$ $\phi = 20^\circ$ $c = 0.93 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	18.55	2.90
Meyerhof	19.0	2.80
B. Hansen	22.52	2.57
Balla	32.50	4.40
Resultados experimentales según Muhs	33.0	—
Resultados experimentales según Milovic	—	2.57

reducido B' debe usarse en las fórmulas usuales en los términos en que interviene B , en lugar de este último.

En el caso de un cimiento rectangular, de ancho B y longitudinal L , si la carga está excéntrica en relación a los dos ejes de simetría del rectángulo, se

tendrán dos dimensiones modificadas, según la ley (Fig. VIII-17):

$$\begin{aligned} L' &= L - 2e_x \\ B' &= B - 2e_y \end{aligned} \quad (8-20)$$

Ambos factores corregidos definen el área corregida A' que deberá utilizarse para calcular la carga total que puede recibir el cimiento, a partir de la capacidad de carga. En el caso de un cimiento circular, la fórmula que da la carga total del cimiento será, consecuentemente con lo anterior:

$$Q_{\text{tot}} = \frac{\pi D B'}{4} q_c \quad (8-21)$$

Meyerhof (Ref. 25) propone también una solución alternativa para tomar en cuenta la excentricidad de la carga que actúa sobre un cimiento. Según este otro criterio la capacidad de carga corregida es igual a la capacidad de carga calculada con carga centrada, multiplicada por un factor de reducción R_e . Los valores de R_e pueden obtenerse de la Fig. VIII-17.

$$q_c' = q_c R_e \quad (8-22)$$

La figura se ha construido suponiendo que para una relación de excentricidad $\frac{e}{B} = 0.5$ la capacidad de carga es cero ($R_e = 0$). Obsérvese que la reducción resulta sensiblemente lineal para suelos cohesivos y de forma más o menos parabólica para suelos friccionalantes. Si el cimiento es cuadrado y hay excentricidad respecto de los dos ejes de simetría, la corrección deberá aplicarse dos veces, una respecto a cada eje. En cimientos rectangulares bastará hacer la corrección una sola vez, respecto a la excentricidad en el ancho. En este último caso, sin embargo, deberán considerarse las dos excentricidades, si las hubiere, para definir por medio de la fórmula (8-20) cuál es el ancho efectivo del elemento, respecto al cual deberá calcularse la capacidad de carga.

En el caso de cargas inclinadas respecto a la superficie del cimiento existen también varios criterios. Meyerhof (Ref. 11) recomienda multiplicar los factores de capacidad de carga proporcionales por su teoría, por los siguientes factores reductores, para el caso de una carga inclinada α grados respecto a la normal a la base del cimiento:

$$\begin{aligned} i_x &= i_y = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \\ i_y &= \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \end{aligned} \quad (8-23)$$

Cuando la inclinación de la carga aumenta, la capacidad de un cimiento cuadrado se va pareciendo a la de un cimiento largo, hasta el momento en que la falla sobreviene por deslizamiento, en cuyo caso ambas capacidades son iguales.

Por su parte B. Hansen (Refs. 13 y 14) propone los siguientes factores de inclinación, que deberán utilizarse en la fórmula (8-15), multiplicando correspondientemente cada término:

$$\begin{aligned} i_x &= i_y = \frac{1 - i_g}{N_q - 1} \\ i_q &= 1 - \frac{H}{V + c B L \cot \phi} \\ i_y &= (i_q)^2 \end{aligned} \quad (8-24)$$

Con la limitación: $H \leq V \tan \delta + c B L$.

En las expresiones anteriores H es la componente horizontal de la carga inclinada y V , la vertical. El término $\tan \delta$ es el coeficiente de fricción entre el cimiento y el suelo. Las demás letras tienen los sentidos ya discutidos.

Un caso interesante de acción de carga inclinada es el presentado por Meyerhof (Ref. 25) en la Figura VIII-18. Este caso es menos favorable (para todas las demás condiciones iguales) que el de un cimiento con base horizontal y carga vertical, pero siempre es

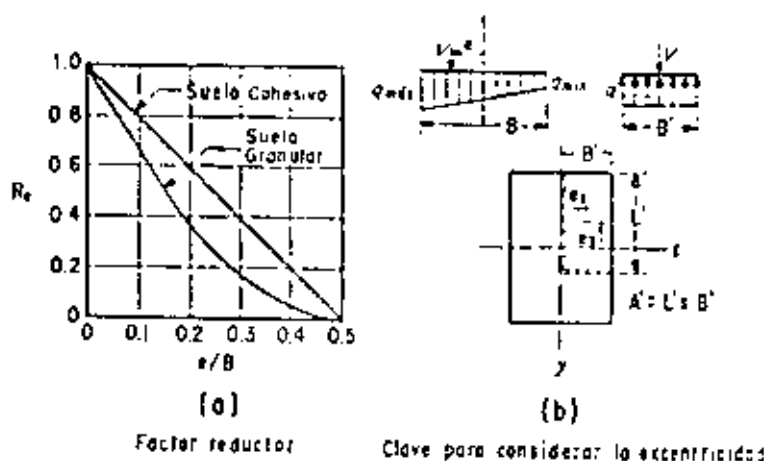


Figura VIII-17. Factor reductor de la capacidad de carga por excentricidad en la carga, según Meyerhof (Ref. 25).

Factor reductor

Clave para considerar la excentricidad

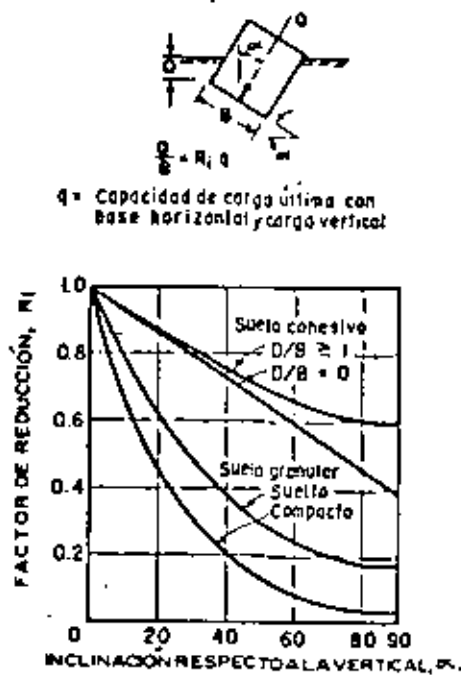


Figura VIII-18. Un caso especial de carga inclinada. (Ref. 23).

más favorable que el caso de un cimiento con base horizontal y carga inclinada el mismo ángulo con, que se muestra inclinado todo el cimiento en la figura.

La figura proporciona un factor de corrección, R_i , por el que deberá multiplicarse la capacidad de carga obtenida para un cimiento de base horizontal y carga vertical, para obtener la capacidad de carga del cimiento inclinado, con carga inclinada y mismo ancho y profundidad de desplante mínima, que se muestra en la figura.

Obsérvese que el trabajo de Meyerhof de 1963 (Ref. 11) no incluye el caso de inclinación del cimiento que se acaba de mencionar, que corresponde a una contribución anterior de Meyerhof (Ref. 25).

G. Capacidad de carga en suelos estratificados

Todas las teorías de capacidad de carga mencionadas en páginas anteriores se refieren a suelos homogéneos. La estratificación plantea un problema de no homogeneidad que, en general, no está resuelto.

Para el caso específico de la superposición de dos estratos de arcilla, que puedan considerarse puramente cohesivos, si existen soluciones aproximadas debidas a Button (Ref. 26) y a Reddy y Srinivasan (Ref. 21), basadas en la consideración de superficies de falla cilíndricas.

La Fig. VIII-19 muestra la solución de Button para un sistema de dos estratos puramente cohesivos, con cohesiones c_1 y c_2 . La solución cubre tanto el caso en que el estrato más resistente sea el superior, como el inverso, quizá menos frecuente en la práctica.

En la figura se ve que el efecto del estrato débil

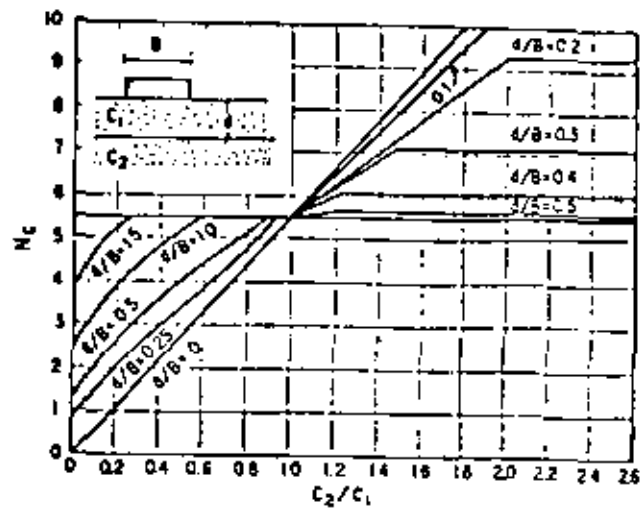


Figura VIII-19. Solución de Button para un sistema de dos estratos cohesivos.

cuando está abajo, es disminuir la capacidad de carga del fuerte y esta disminución depende tanto de la relación de las cohesiones de ambos suelos, como de la relación d/B . Por el contrario, si el estrato débil está arriba, su capacidad de carga aumenta al tener un estrato fuerte debajo.

Si el estrato inferior es mucho más fuerte que el superior, la superficie de falla será tangente a su frontera y la resistencia del estrato inferior no influye en la capacidad del cimiento. En la Fig. VIII-19, este hecho se hace claro al leer cómo se hacen horizontales las curvas una vez que se alcanza un cierto valor de la relación c_2/c_1 .

La Fig. VIII-20 (Refs. 19 y 21) muestra la solución de Reddy y Srinivasan al mismo problema. También en este caso se trata de soluciones aproximadas, en las que se consideran superficies de falla circulares; la solución se refiere únicamente a la secuencia de dos estratos puramente cohesivos. Se presenta el caso en que c_1 y c_2 , cohesiones de los suelos, son constantes en los respectivos estratos, pero los autores del trabajo que sirve como referencia a este asunto también resolvieron el caso en que ambos valores crecen linealmente con la profundidad de dichos estratos; las soluciones aquí presentadas resultarán algo conservadoras en esta última situación descrita.

La fórmula que expresa la capacidad de carga en un cimiento superficial es ahora:

$$q_s = (1 + 0.2 \frac{B}{L}) (1 + 0.35 \frac{D_f}{B}) c N_c + \gamma D_f \quad (8.25)$$

En la expresión anterior, los valores de N_c se obtienen de la Fig. VIII-20.

N_c resulta ser una función del parámetro K .

$$K = \frac{q_1}{q_2}$$

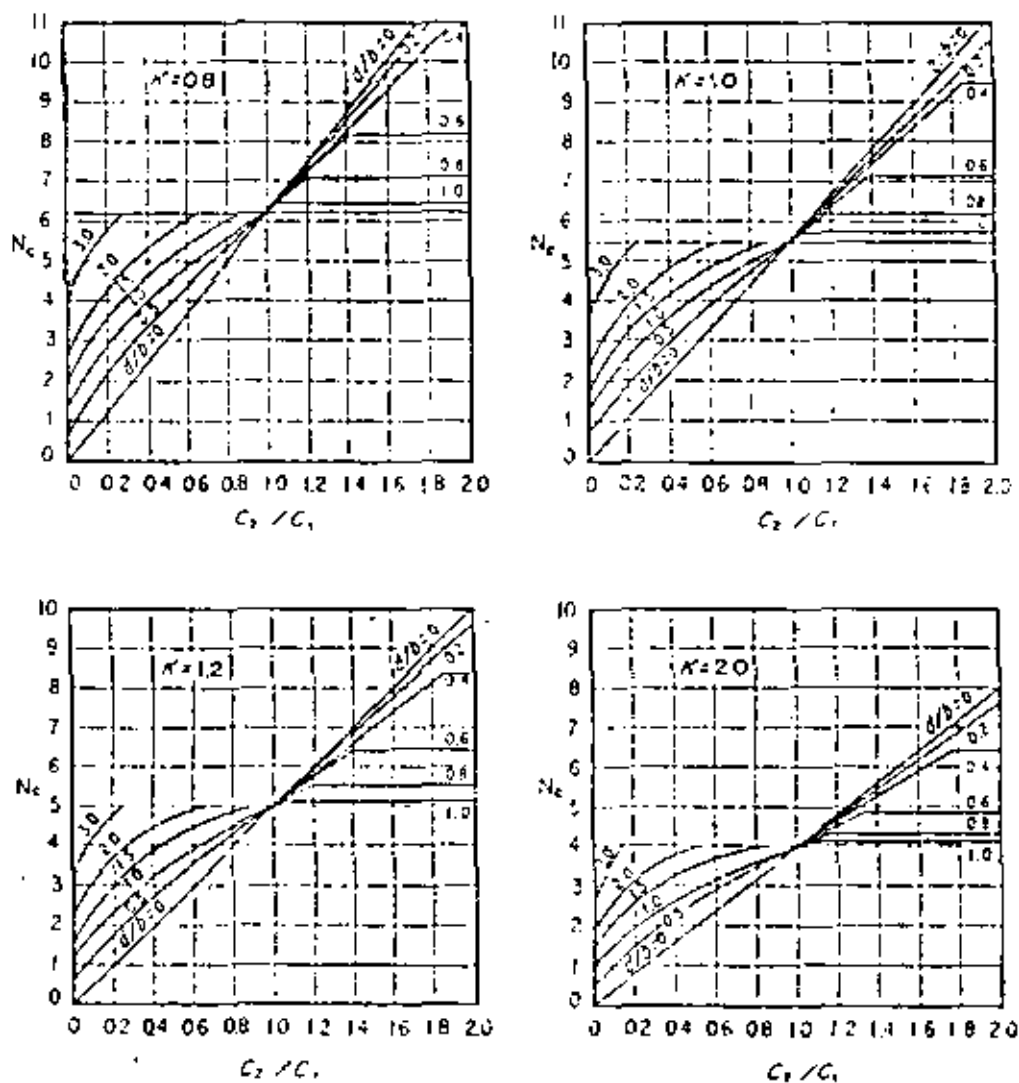
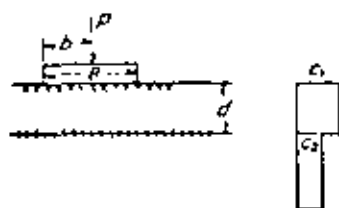


Figura VIII-20. Factores de capacidad de carga en suelos cohesivos estratificados (Refs. 19 y 21).

Donde q_v es la resistencia al esfuerzo cortante en la dirección vertical del estrato de arcilla que queda inmediatamente bajo el cimiento y q_h es la resistencia en el mismo estrato, pero medida en la dirección horizontal.

Si los estratos no son puramente cohesivos, no existen soluciones del tipo de las arriba mencionadas. En este caso es común ignorar la estratificación, calculando la capacidad de carga del cimiento en un suelo ficticio homogéneo, obtenido promediando proporcionalmente los parámetros de resistencia de los

estratos. Sin embargo, para poder usar tal artificio es preciso que dichos parámetros no varíen en demasía unos respecto a otros. En la (Ref. 10), Sowers y Sowers recomiendan que si las variaciones son superiores a un 20% se utilicen factores de seguridad superiores a los acostumbrados, los cuales se discutirán más adelante. En la Ref. 26, se recomienda que el artificio no se lleve más adelante de variaciones del 50%.

Cuando se tiene un estrato resistente con cohesión y fricción sobre un estrato débil, en condiciones tales

que no pueda hacerse el promedio proporcional arriba propuesto, en la práctica se ha recurrido, para tomar en cuenta la presencia del estrato débil, a un artificio que hace uso de la teoría de Boussinesq. Según éste, se compara la capacidad de carga del estrato débil, calculado suponiendo que el cimiento llegue a nivel de su frontera superior y considerando al estrato suprayacente como sobrecarga, con el esfuerzo máximo que el cimiento le envía desde su verdadero desplante, calculado con la teoría de Boussinesq. Así, la capacidad del estrato débil puede limitar el esfuerzo admisible de proyecto para la cimentación. En el cálculo del esfuerzo máximo transmitido por el cimiento deben hacerse intervenir cimientos vecinos, situados a distancias tales que se alcance a sentir su presencia.

Si el estrato débil está situado sobre un estrato más resistente, seguramente el criterio más prudente es limitar la capacidad de carga de la cimentación al valor de la capacidad de dicho estrato débil, obteniéndose entonces valores algo conservadores, pues la zona real de desarrollo de la superficie de falla podrá exceder a la implícitamente considerada en el cálculo.

II. Capacidad de carga de cimientos superficiales colocados en taludes.

En el caso de las vías terrestres tiene una especial importancia la consolidación de cimientos superficiales colocados tanto en la corona de un talud, como en el derrame del mismo. Ambos casos son de aplicación frecuente en cimentaciones de puentes y pasos.

a desnivel. Meyerhof (Rel. 27) estudió ambos casos, proponiendo para la capacidad de carga las expresiones:

$$q_c = cN_{c0} \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right), \text{ para suelos cohesivos} \quad (8.26)$$

$$q_c = \frac{1}{2} \gamma BN_{\gamma} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right), \text{ para suelos friccionales.}$$

B , ancho de cimiento y L , longitud del mismo.

En rigor las expresiones 8.26 corresponden a una concepción de la capacidad de carga que Meyerhof ha abandonado ya para cimientos colocados sobre terrenos convencionales (ver párrafo B. atrás), pero las expresiones más recientes no incluyen el caso de cimentaciones en taludes, razón por la cual los proyectistas siguen recurriendo a las ecuaciones 8.26.

En la Fig. VIII-21 aparece una gráfica que da los valores de N_{c0} para el caso de cimientos en el derrame de taludes puramente cohesivos; se considera un cimiento continuo y para elementos rectangulares, correspondientes a los casos prácticos habrá de hacerse intervenir en la fórmula de capacidad de carga un factor de forma, como el que aparece en la primera fórmula 8.26.

El factor N_{c0} es función del número de estabilidad del talud N , (ver Capítulo VI del tomo I de esta obra). También depende de β , ángulo de inclinación del talud y de la relación $\frac{D}{B}$, entre la profundidad de desplante menor y el ancho del cimiento.

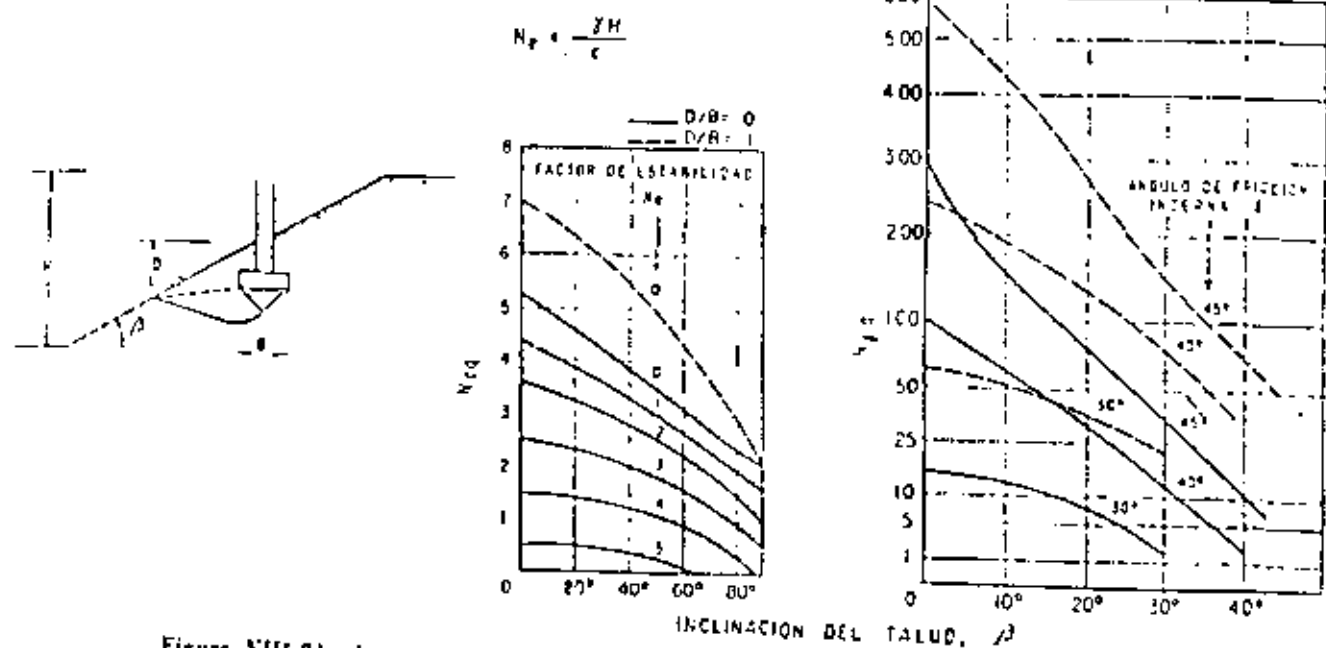


Figura VIII.21. Factores de capacidad de carga para un cimiento en la ladera de un talud.

En la misma Fig. VIII-21 aparece una gráfica que proporciona el valor del factor $N_{\gamma q}$ que rige la capacidad de carga de un cimiento continuo colocado en el derrame de un talud de material puramente friccionante; también ahora ha de utilizarse un factor de forma para valorar la capacidad de carga de un cimiento rectangular (segunda expresión 8-26). El factor N_{γ} depende del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , de la inclinación del talud β y, otra vez, de la relación $\frac{D}{B}$.

Puede observarse en el caso de materiales cohesivos, que para $N_c = 5.53$ se tiene estado crítico en la estabilidad del talud, independientemente de la presencia del cimiento; congruentemente, la capacidad de carga de éste es nula en este caso. Análogamente, si $N_c = 0$ y $\beta = 0$, se tiene una superficie horizontal

y el factor $N_{\gamma q}$ resulta igual a 5.2, valor dado por Prandtl para un cimiento común muy largo en material cohesivo. Se observa que para un valor dado de N_c , la capacidad de carga disminuye cuando crece la inclinación del talud β y al crecer N_c , indicando un aumento en la altura del talud, la capacidad de carga disminuye rápidamente.

En materiales puramente friccionantes, el factor $N_{\gamma q}$ disminuye al disminuir ϕ , lo que tiene un sentido evidente y disminuye también cuando β crece, observándose que aún para el caso $\frac{D}{B} = 0$, desplazado el cimiento en un talud cuya inclinación sea crítica ($\beta = \phi$), el sistema conserva una capacidad de carga.

La Fig. VIII-22 muestra gráficas análogas para cimientos en la corona del talud, pero relativamente

$$N_e = \frac{\gamma H}{C}$$

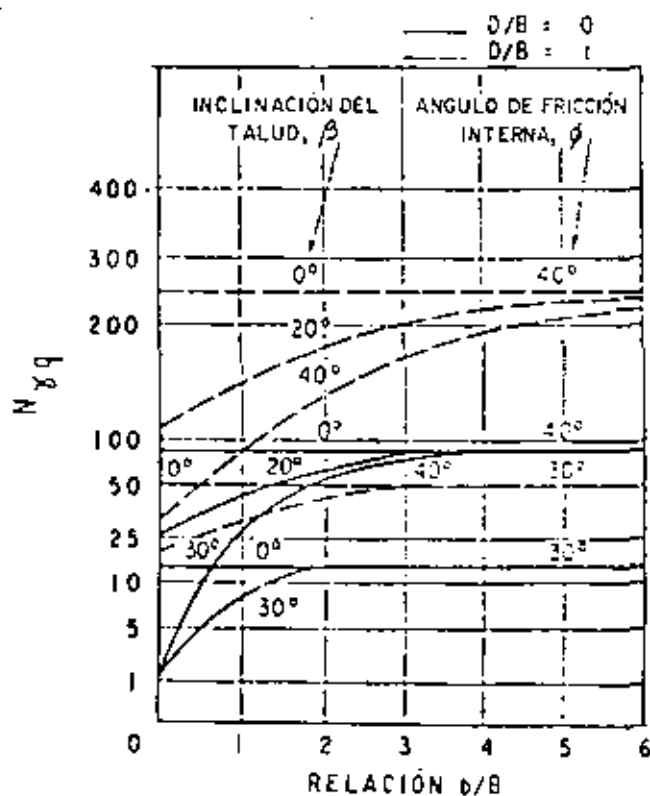
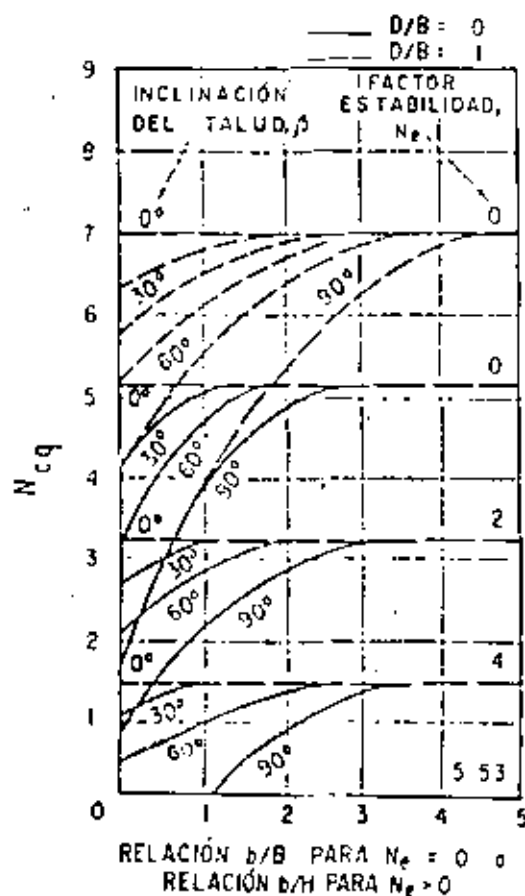
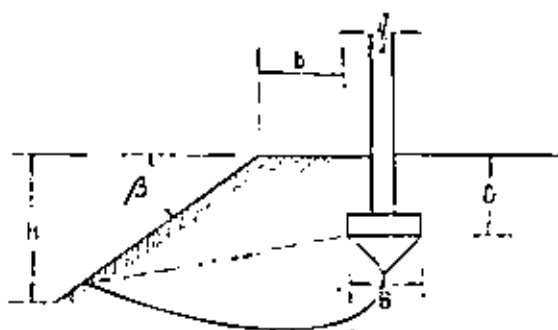


Figura VIII-22. Factores de capacidad de carga para un cimiento en la corona de un talud.

cerca del borde de éste. De nuevo se presentan dos gráficas, una que da N_{γ_0} para cimientos continuos sobre taludes en materiales puramente cohesivos y otra para el factor N_{γ_0} relativo a cimientos largos sobre taludes formados por suelos puramente friccionantes; en ambos casos pueden usarse los correspondientes factores de forma para tener la capacidad de carga en cimientos rectangulares.

En el caso de taludes cohesivos, el valor de N_{γ_0} depende del número de estabilidad del talud, N_s , de la inclinación β , de la relación $\frac{D}{B}$ y de la distancia al borde del talud, b , expresada por la relación $\frac{b}{B}$ o $\frac{b}{H}$, según se detalla en la figura.

El factor N_{γ_0} depende del ángulo de fricción interna del suelo, de la inclinación del talud, de la relación $\frac{D}{B}$ y del cociente $\frac{b}{B}$. En ambos casos existe un valor de la distancia b tal que para valores mayores la capacidad de carga del cimiento ya no se ve influida por la presencia del talud y es la que corresponde a un cimiento sobre terreno horizontal. Este valor, de gran importancia práctica, oscila entre 2 y 5 veces el ancho del cimiento, y depende de la relación $\frac{D}{B}$ y del ángulo de fricción interna del suelo.

Nótese que al colocar un cimiento en un talud, sea cual sea su posición, la estabilidad de éste probablemente se vea afectada, por lo que siempre deberá verificarse por los métodos usuales expuestos en el Capítulo VI del volumen I de esta obra, considerando la sobrecarga que representa el cimiento.

I. Corrección de la capacidad de carga por la posición del nivel freático

El peso volumétrico del suelo que interviene en la aplicación de las fórmulas de la capacidad de carga debe ser el que proporcione la presión efectiva al nivel de que se trate. Así, bajo el nivel freático deberá hacerse intervenir al peso específico sumergido (γ_s'), en tanto que sobre el nivel freático deberá usarse el peso volumétrico de la masa de suelo (γ_s). Si el nivel freático está en el nivel de desplante del cimiento o más arriba es muy fácil manejar el criterio anterior para el cálculo de la sobrecarga γD_s , pero si el nivel freático está por abajo del nivel de desplante ocurrirá que una parte del suelo movilizado en los mecanismos de resistencia estará en condición sumergida y otra no, siendo materialmente imposible valorar con precisión cada parte.

Para tomar en cuenta este problema, Terzaghi y Peck (Ref. 28) han propuesto una regla empírica que se supone de precisión razonable. Según ella, el término de la capacidad de carga que depende del fac-

tor N_{γ} deberá reducirse a la mitad si el nivel freático está precisamente al nivel de desplante del cimiento; el factor 0.5 se debe a que el peso específico sumergido es aproximadamente la mitad de γ_s . Si el nivel freático está a una profundidad igual o mayor que B , ancho del cimiento, por abajo del nivel de desplante del mismo, se considera que la capacidad de carga ya no se ve afectada por su presencia, por no llegar tan abajo los mecanismos que afectan al suelo en estos casos, de manera que para esta posición del nivel freático no deberá hacerse ninguna corrección adicional.

Para posiciones del nivel freático intermedias entre 0 y B , por abajo del nivel de desplante, se recomienda hacer una interpolación lineal entre el factor correctivo 0.5 y el 1.0. La Fig. VIII-23 proporciona gráficamente este factor de corrección para el término en N_{γ} , W' ; en la figura se ha graficado también el factor correctivo W , para posiciones del nivel freático por arriba del nivel de desplante y que deberá de usarse solamente para calcular la sobrecarga γD_s .

J. Algunas ideas relativas a la capacidad de carga de pilotes y otros cimientos profundos

Varias de las teorías de capacidad de carga de las someramente expuestas en las páginas precedentes consideran el caso de pilotes o cimientos profundos. La teoría de Terzaghi no hace ninguna previsión especial al respecto y la fórmula que propone es aplicable, en principio, a cualquier clase de cimiento. Otro tanto puede decirse de la fórmula de Skempton para cimentaciones apoyadas en estratos arcillosos.

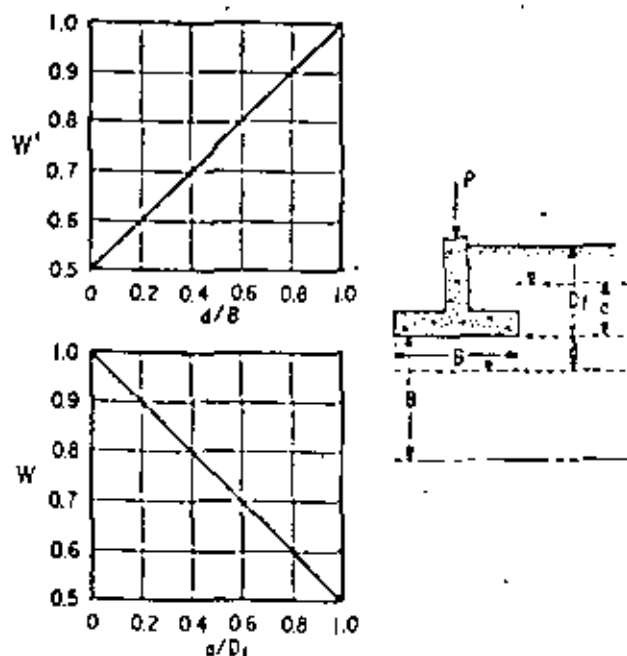


Figura VIII-23. Factores de corrección de la capacidad de carga por la posición del nivel freático (Ref. 19).

res, en los que, como se dijo, la sobrecarga por fricción negativa no puede exceder el peso de la arcilla tributaria; por lo menos en estos casos podrá acotarse el valor calculado con el criterio primeramente señalado, utilizando para ello el peso del volumen tributario, que puede ser valuado con aproximación suficiente con simples consideraciones geométricas.

Para un grupo de pilotes por fricción, seguramente el suelo situado en el interior del grupo quedará rígidamente unido a los pilotes y no participa de ningún movimiento relativo de descenso como el que sufre el suelo fuera del área piloteada. En este caso, la sobrecarga total por fricción negativa en todo el grupo es igual al peso del volumen de suelo comprendido entre todos los pilotes de la cimentación, más el efecto de la fricción negativa a lo largo del área lateral de dicho bloque. Así la fricción negativa en todo el grupo podrá calcularse con la expresión:

$$F_n = LPc_s + \gamma_m L A \quad (8-35)$$

donde:

F_n es la sobrecarga total por fricción negativa en el grupo de pilotes.

L es la longitud de los pilotes sujeta al fenómeno.

P es el perímetro del área piloteada.

c_s es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, obtenida en prueba no consolidada, no drenada.

γ_m es el peso volumétrico del suelo comprendido entre los pilotes, en la condición en que se encuentre.

A es el área de la cimentación piloteada.

El primer término del segundo miembro de la expresión 8-35 representa la fricción negativa que se desarrolla en las paredes del bloque a que se ha hecho referencia, en tanto que el segundo representa el peso de dicho bloque.

El valor de la sobrecarga por fricción negativa en el grupo, dado por la ecuación 8-35, ha de compararse con la suma de las sobrecargas inducidas por el fenómeno en los pilotes individuales:

$$F_n = n c_s L p \quad (8-36)$$

en que p es el perímetro de un pilote individual y n , el número de éstos.

El valor que se utilice para un proyecto será el que resulte mayor de los dados por las expresiones 8-35 y 8-36.

Zeevriët (Ref. 61) ha hecho notar una consecuencia adicional de los efectos de fricción negativa en cimentaciones con pilotes de punta, cuya importancia práctica es quizá mayor de lo que a primera vista pudiera pensarse. Cuando el suelo tiende a bajar en

reflexión al pilote y se cuelga de él a causa de la adhesión, parte del peso de suelo que gravitaba en la zona de la punta del pilote sobre el estrato resistente se ha aliviado. Si el estrato resistente es de naturaleza friccionante, esta disminución de la presión efectiva produce una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga de dicho estrato resistente y, por lo tanto, propicia la penetración del pilote en el estrato de apoyo.

VIII-1 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE. FACTOR DE SEGURIDAD

Todas las capacidades de carga que hasta ahora se han mencionado corresponden a valores en la falla, es decir, a valores tales que si esos esfuerzos fueran comunicados por el cimiento al suelo, éste quedaría en estado de falla incipiente. Huelga decir que esos valores no son los que en la práctica se asignan a las cimentaciones reales. Nace así el concepto de capacidad de carga admisible o de trabajo, con la que habrá de diseñarse la cimentación. Esta será siempre menor que la de falla y deberá quedar lo suficientemente lejos de ella como para dar los márgenes de seguridad necesarios, que cubran todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos y su determinación, a las magnitudes de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción.

En la práctica se ha generalizado la costumbre de expresar la capacidad de carga admisible como una fracción de la de falla, obtenida dividiendo ésta entre un número mayor que 1, al que se denomina factor de seguridad (F_s). Sin embargo, por lo menos para los suelos cohesivos, el anterior criterio resulta poco defendible, tanto desde el punto de vista conceptual, como del valor numérico de la capacidad de carga que al usarse se obtiene. Una discusión de este concepto aparece incluida en la Ref. 26.

En términos generales, la capacidad de carga última de una cimentación en un suelo puramente cohesivo se da por una expresión del tipo:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f \quad (8-11)$$

La condición de máxima seguridad es evidentemente:

$$q_c = \gamma D_f$$

pues entonces toda la resistencia del suelo está en reserva. En el caso de aplicar un factor de seguridad, éste deberá actuar solo sobre la parte q_c que excede a γD_f , es decir sobre $c N_c$ (Ref. 26). De esta manera, resulta para la capacidad de carga admisible la expresión:

$$q_{ad} = -\frac{c N_c}{F_s} + \gamma D_f \quad (8.37)$$

En el caso de suelos puramente friccionantes, la capacidad de carga es mucho mayor que la presión actuante al nivel de desplante, por lo que el dividir la capacidad de carga a la falla entre un factor de seguridad conduce a un error, que si bien conceptualmente hablando es similar al que se cometería en el caso de los suelos cohesivos, es en cambio numéricamente muy pequeño. Por esta razón, la capacidad de carga admisible en un suelo friccionante suele expresarse en la práctica por medio de la expresión simplista:

$$q_{ad} = \frac{q_c}{F_s} \quad (8.38)$$

Los valores de F_s a usar en un caso dado deberán variar algo según sea la importancia de la obra y el orden de las incertidumbres que se manejen; en rigor debería de ser diferente en cada caso y producto de un estudio particular de ese caso. Sin embargo, en aras de la simplicidad, existen valores típicos aceptados por la costumbre. En el caso de cimentaciones superficiales, si el análisis de las cargas actuantes toma en cuenta sólo las permanentes, es recomendable usar un F_s mínimo de 3. Si se toman en cuenta cargas permanentes y cargas vivas eventuales, el valor anterior puede reducirse a 2 a 2.5. Si se realiza un análisis de cargas muy detallado, que incluya efectos de sismo, en regiones de tal naturaleza, el factor de seguridad puede llegar a valores tan bajos como 1.5.

En el caso de cimentaciones profundas, las incertidumbres que se manejen suelen ser mayores, por la contribución de la heterogeneidad del subsuelo y de los métodos constructivos. Es costumbre utilizar un F_s de 3, cuando la cimentación se calcula en un análisis de carga muerta y carga viva permanente, que es un criterio de cálculo muy común en las estructuras de las vías terrestres. Análisis mucho más detallados de las cargas podrían permitir factores de seguridad algo más reducidos.

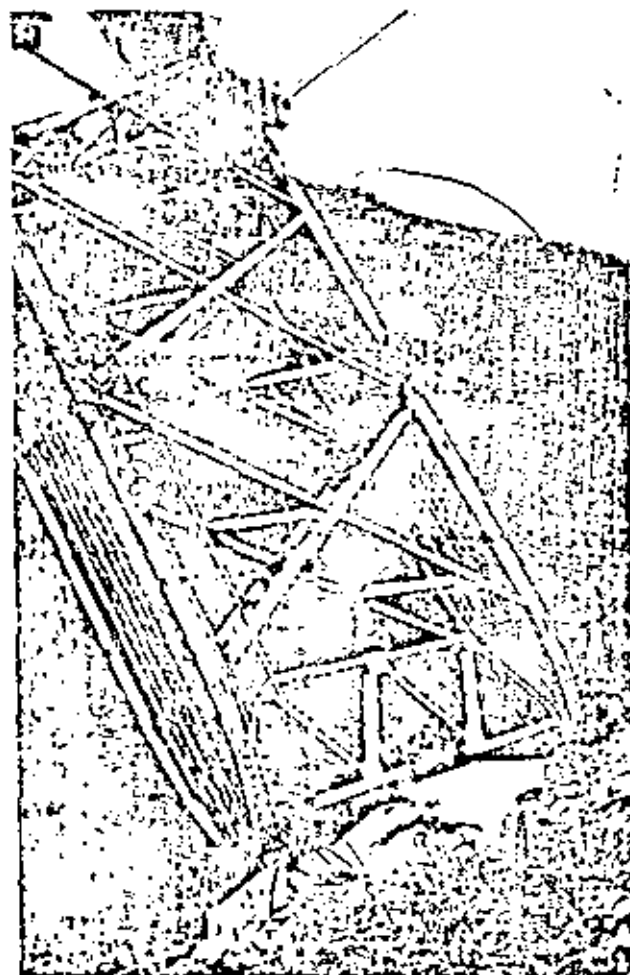
VIII-5 CAPACIDAD DE CARGA EN ROCAS

Ya se ha indicado repetidamente que las rocas y sus importantes y variados problemas quedan fuera de los alcances e intenciones de esta obra. Sin embargo, las cimentaciones en roca son tan comunes en las obras viales y suele dedicárseles tan poca atención, aun por parte de los proyectistas más minuciosos, que parece necesario hacer algunos comentarios sobre el tema, sin pretender agotarlo, sino más bien con la intención de señalar que las rocas son susceptibles de presentar problemas dignos de consideración, a veces muy críticos y que resultan muy conveniente para los ingenieros dedicados a estos

típos de problemas ahondar en el tema dentro de los tratados específicos de Mecánica de Rocas, de los cuales existe cada día mayor profusión.

Desde luego es un hecho que la resistencia de las rocas, considerada como un parámetro absoluto, suele ser lo suficientemente grande como para justificar una actitud de confianza ante los problemas de capacidad de carga y cimentación; frecuentemente la resistencia a la compresión de una caliza, arenisca, granito, basalto, etcétera, excede la de un buen concreto. También es cierto que la rigidez de estos materiales es tal que los asentamientos no suelen ser una limitación de diseño. Los problemas emanan ahora de dos fuentes; por un lado de los defectos de la roca, tales como grietas o fisuras y, por otro, de los altos esfuerzos que soporta la estructura que se cimenta, emanantes de las altas presiones de contacto que se toleran.

La resistencia de una roca suele obtenerse de una prueba de compresión simple o, y esto es muy frecuente en los proyectos correspondientes a las vías terrestres, suele estimarse. En el caso de realizar pruebas, dada la dificultad que se tiene normalmente para hacerlas elaboradas de tipo triaxial, por ejem-



Cimentación de un apoyo del puente "Fernando Espinosa", cerca de Guadalajara (México).

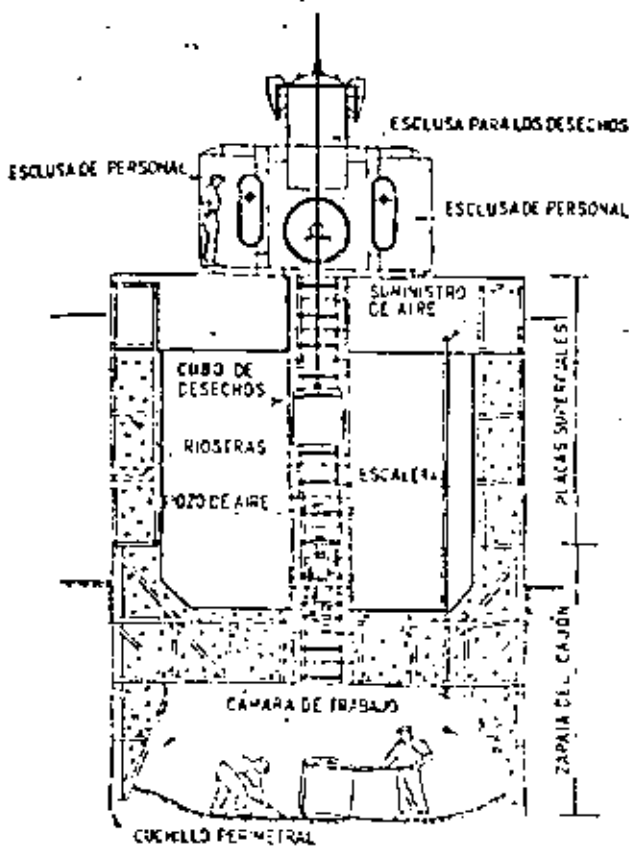


Figura VIII-52. Esquema típico de un cajón neumático (Ref. 85)

exterior, con esto se impide el flujo de agua y suelo hacia adentro. Además debe guardarse la precaución de que las cuchillas vayan lo suficientemente abajo de la superficie interior del suelo, como para evitar serias pérdidas de aire.

Como debe asegurarse que no haya agua dentro del cajón, la construcción de las juntas deberá hacerse con mucho cuidado, asegurando su sellado por el interior.

Con los cajones neumáticos, las excavaciones pueden efectuarse a mano en el interior de una cámara de trabajo seca; esto permite vencer todos los obstáculos al hincado directamente, con un perfecto conocimiento del terreno de apoyo. Los colados, al efectuarse en seco, se hacen en condiciones ideales.

Las ventajas anteriores se ven balanceadas por algunas desventajas de mucha importancia. El proceso de hincado es lento y los hombres que trabajan en el interior no pueden permanecer durante mucho tiempo expuestos a las elevadas presiones de aire que se requieren; de hecho la presión máxima que puede usarse es del orden de 3.5 kg/cm², lo que limita la profundidad de hincado en la práctica a no más de una treintena de metros.

En general los cajones neumáticos resultan caros y su utilización en las vías terrestres es cada vez más limitada.

VIII-11 ALGUNOS ASPECTOS PRÁCTICOS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

Se discuten en este inciso algunos aspectos generales de orden práctico que conviene tener en cuenta al proyectar y construir cimentaciones para vías terrestres, vale decir, para puentes, pasos a desnivel, algunas alcantarillas particularmente importantes o problemáticas, etcétera. Evidentemente, no se trata de entrar al terreno de un tratado de cimentaciones, lo cual queda fuera del alcance de este Capítulo; simplemente se desea recalcar algunas reglas o trabajos que quedan fuera del marco estricto de las teorías de capacidad de carga o de los métodos de análisis de asentamientos, pero que por su validez general o su respaldo experimental conviene tener presentes como trasfondo de un criterio ingenieril válido para afrontar este tipo de problemas.

Siguiendo la forma tradicional, se comentarán en primer lugar las cimentaciones superficiales y después las profundas, distinguiendo en éstas los pilotes, de los cilindros y cajones.

A. Cimentaciones superficiales

1) Cimentaciones en arenas y gravas

La capacidad de carga, estimada con alguna de las teorías aplicables, mencionadas en páginas anteriores de este Capítulo, depende en última instancia de los siguientes conceptos:

1.a. La compactación relativa del manto de apoyo, que se refleja directamente en el valor asignable de e y, por lo tanto, en los factores de capacidad de carga N_q y N_γ , que aumentan mucho cuando la compactación alcanza altos valores. La compactación relativa suele estimarse a partir de pruebas de penetración, de las que la prueba de penetración estándar es, con mucho, la más utilizada en México. La utilidad e importancia de la prueba de penetración estándar (Refs. 85 y 86) radica en las correlaciones realizadas entre el campo y el laboratorio. Estas correlaciones han demostrado ser razonablemente confiables en arenas y suelos predominantemente arenosos, pero parecen serlo mucho menos en arcillas y suelos plásticos. La Fig. VIII-53 (Ref. 71) muestra una correlación entre el número de golpes para los 30 cm de penetración especificados y el ángulo de fricción interna de las arenas.

Se observa que en arenas limpias medianas o gruesas se tiene, para el mismo número de golpes, un valor del ángulo ϕ mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

Las relaciones de la Fig. VIII-53 no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes, la cual se va haciendo más acentuada a medida que la prueba se realiza a mayores profundidades y que parece ser de importancia

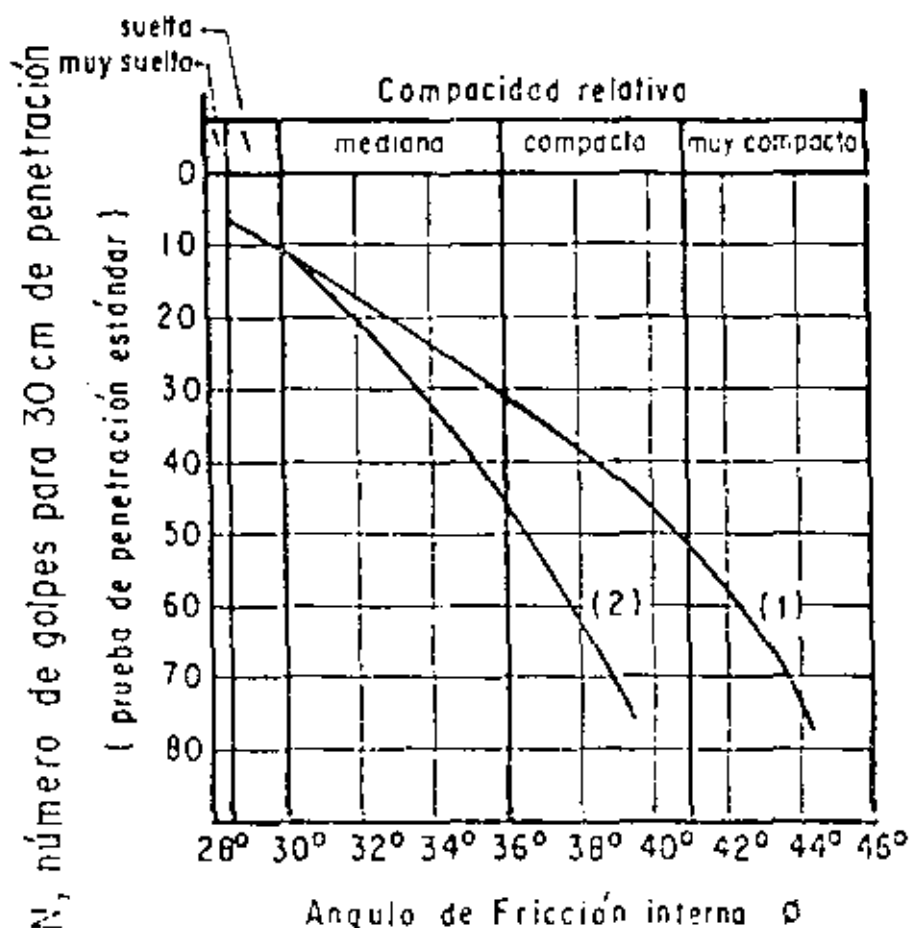


Figura VIII-33. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

(Refs. 86, 87 y 88). La Fig. VIII-51 (Ref. 87) presenta resultados experimentales obtenidos en trabajos del U. S. Bureau of Reclamation, que demuestran que a un mismo número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compactaciones relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a la que se haga la prueba. Con base en tal información podrán establecerse correcciones de cálculo cuando se utilicen los resultados de la prueba de penetración estándar.

Cuando se trata con arenas muy finas situadas bajo el nivel freático, el valor de N' dado por la prueba de penetración estándar resulta mayor que el que se tendría con arena seca, debido a la baja permeabilidad de la arena, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto. La Rel. 7 proporciona una expresión para

corregir en estos casos los valores obtenidos en la prueba (N'). Según tal expresión, los valores corregidos a utilizar (N) resultan ser:

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15) = \frac{N' + 15}{2} \quad (8-50)$$

La corrección anterior es recomendada únicamente cuando $N' > 15$.

Para arcillas y suelos arcillosos Terzaghi y Peck (Ref. 28) proporcionan la correlación que se incluye en la tabla VIII-7. Debe insistirse en que para este tipo de suelos las correlaciones establecidas con base en la prueba estándar de penetración son mucho menos dignas de crédito.

Puede observarse que prácticamente el valor de q_u dado por la tabla se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

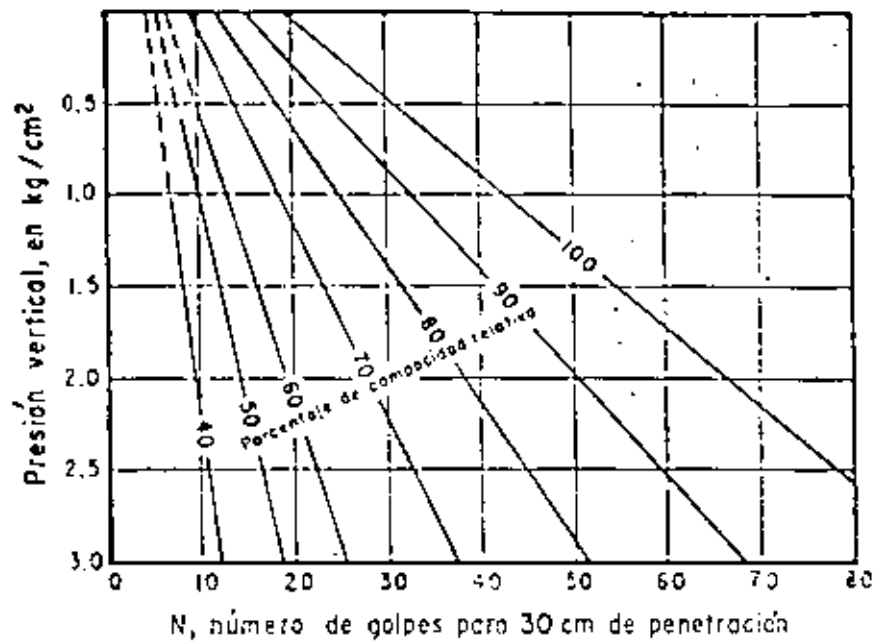


Figura VIII-51. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.

TABLA VIII-7

Correlación entre la resistencia a la compresión simple y el número de golpes en prueba de penetración estándar para arcillas

Consistencia	Nº de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_c (kg/cm^2)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.00
Firme	8-15	1.00-2.00
Muy firme	15-30	2.00-4.00
Dura	> 30	> 4.00

El extenso uso que se hace de la prueba de penetración estándar, sobre todo en la tecnología de las vías terrestres no obsta para que queden atenuadas a muy serios peligros las interpretaciones que pueden hacerse en muchos casos de sus resultados. Ya se ha dicho que la confiabilidad de las correlaciones propuestas es muy diferente en arcillas y en arenas, pero aun en estas últimas la presencia de contenidos relativamente bajos de gravas y bolos puede hacer que los resultados de la prueba queden totalmente invalidados. En estos casos, sobre todo si se trabaja bajo nivel freático, el problema de determinar las características de compacidad por medio de una prueba sencilla debe considerarse como no resuelto, siendo la experiencia y el criterio la única guía con que puede contar el ingeniero.

En la Ref. 89 se presenta un interesante estudio de correlación entre los resultados de la prueba de penetración estándar y los de la prueba de penetración cónica (Ref. 85), realizada esta última con un

cono con punta a 60° y empleando la misma energía por golpe y método de prueba que en la prueba estándar. El estudio tiene interés práctico puesto que la prueba dinámica con cono es mucho más rápida y económica que la estándar, de manera que si se logra establecer una buena correlación entre el número de golpes en ambos casos para un sitio dado, un cierto número de pruebas de penetración estándar, necesario para fundamentar la correlación, puede complementarse muy económicamente realizando pruebas dinámicas con el cono.

En la Ref. 89 se concluye que $N_c \approx N_s$ (N_c , número de golpes en la prueba con el cono y N_s , número de golpes en la prueba estándar) hasta una profundidad del orden de 1.2 veces la profundidad del nivel freático. De ese nivel hacia abajo, $N_c > N_s$, a causa de la fricción lateral del suelo en las barras de perforación; la diferencia $N_c - N_s$ resulta ser proporcional a la fuerza total de fricción en juego. Se recomienda finalmente el establecer correlaciones locales como el método más seguro a utilizar en un caso específico, recomendación que resulta un tanto fuera de lugar en el caso de los puentes para vías terrestres, pues en ellos el número de pruebas que se realizan no es tan grande como para justificar un estudio tan amplio. Se ha dicho, por otra parte (Ref. 85) que la relación difícilmente es mayor que $2N_c = N_s$; si este criterio más se acepta, podría combinarse con el anteriormente expuesto. En cualquier caso, sólo con buen criterio y utilización juiciosa de experiencia precedente podrá utilizarse la prueba dinámica de cono en combinación con la prueba estándar; la Ref. 89 presenta un criterio de combinación de los datos anteriores, desgraciadamente no respaldado por un uso experimental.

1-b. La posición del nivel de aguas freáticas, cuya

influencia ha sido discutida en la parte I del inciso VIII-2 de este Capítulo.

1-c. El ancho de la cimentación, que influye linealmente en la parte de la capacidad de carga que se refiere al peso del suelo situado bajo el nivel de desplante, según puede verse en cualquiera de las fórmulas aplicables a gravas y arenas.

1-d. La profundidad de desplante, D_p , la cual influye según se deduce de cualquiera de las fórmulas aplicables.

No existe ninguna regla fija para establecer la profundidad de desplante conveniente en cimentaciones superficiales para las estructuras de las vías terrestres. En los puentes, cuando hay suelos resistentes que permitirían profundidades muy escasas, la profundidad de desplante suele quedar determinada más bien por el temor a erosiones del agua, ataque a los márgenes, en el caso de estribos, y por consideraciones análogas (desde luego se está aceptando implícitamente que los suelos resistentes de que se habla no son socavables). Desde este punto de vista, probablemente no son convenientes profundidades menores de 2 m, aun en los casos más favorables. Conviene recalcar una vez más que las tocas están fuera de consideración en esta obra, por otra parte, en el caso de apoyo en roca sana el límite anterior podrá reducirse considerablemente.

En suelos que no sean especialmente resistentes o en los que la socavación podría presentarse, es muy común que sea esta última condición la que fije la profundidad de desplante mínima a la que hayan de colocarse los apoyos de un puente; por lo menos, la socavación deberá investigarse sistemáticamente en cada caso. Si los puentes se apoyan en suelos en que la búsqueda de la capacidad de carga adecuada o la socavación obliguen a utilizar profundidades de desplante importantes, es muy común que los problemas de filtración de agua pasen a ser determinantes. En los cauces el nivel freático no suele ser muy profundo y si la excavación va más abajo de tal nivel los procedimientos de construcción y los requerimientos constructivos pueden complicarse extraordinariamente. Los expertos en la parte estructural de las cimentaciones de los puentes suelen decir a los ingenieros de Mecánica de Suelos que excavaciones de más de 6 ó 7 m de profundidad conducen a cimentaciones poco económicas, en el sentido de serlo menos que algunas alternativas de cimentación profunda en que pudiera comenzar a pensarse. El límite anterior pudiera resultar muy exagerado si la excavación se desarrolla bajo el nivel freático y hay filtraciones importantes.

Otra consideración que suele interesar al fijar el nivel de desplante en la cimentación superficial de un puente es la posibilidad de que existan cavernas u oquedades en el subsuelo o estructuras subterráneas hechas por el hombre, tales como ductos, colectores, cables, etcétera; estas últimas podrán ser relativamente raras en el caso de puentes para carreteras y

ferrocarriles, pero son mucho más frecuentes en pasos a desnivel. En todos estos casos, sólo una adecuada exploración de suelos puede evitar el caer en situaciones muy conflictivas. Se requiere una exploración suficiente en el lugar preciso en que se construirá el apoyo, siempre que exista la sospecha de estos accidentes.

Los pasos a desnivel y demás estructuras de cruzamiento son en cuanto a condiciones de cimentación similares a los puentes, sobre todo en el caso de arenas y gravas, que ahora se trata.

Las alcantarillas pueden plantear problemas de cimentación muy especiales. Desde luego, en general, han de resolverse con cimentaciones superficiales, pues difícilmente resultaría tolerable el costo relativo de una cimentación profunda. Además los medios de que se dispone para construir estas obras exigen generalmente profundidades de desplante pequeñas, evitando las grandes excavaciones y los desperdicios de importancia. En arenas y gravas no suele haber problema para encontrar a una profundidad razonable (no mayor de 2 m la capacidad de carga necesaria, que suele ser del orden de 10 a 15 T/m², como mínimo. No debe olvidarse tampoco que las alcantarillas, por su número, permiten raramente un estudio de cimentación minucioso y que casi sistemáticamente las recomendaciones de cimentación para proyectar han de ser recetas o establecidas con base en la suelta información de que se dispone en un estudio geotécnico general de la carretera o el ferrocarril de que se trata; cuando mucho esto supone algún sondeo poco profundo de tipo preliminar.

El diseño de una cimentación poco profunda construida sobre suelos friccionantes es particularmente complicado cuando se atiende al aspecto de los asentamientos de la estructura. Como se mencionó en el Volumen I de esta obra, el problema del cálculo de asentamientos en arenas y gravas dista de estar completamente resuelto.

El asentamiento bajo zapatas en arena dependerá, como es natural, de las características esfuerzo-deformación de ésta; en especial de la rigidez que presenta a los esfuerzos cortantes, la que depende del confinamiento del material y de su propia compacidad. El primer concepto aumenta en forma toscamente lineal con la profundidad en la arena, por lo que la mencionada rigidez seguirá una ley más o menos similar. Teniendo en cuenta que, como se dijo, el peso específico de la arena sumergida es del orden de la mitad del no sumergido, puede concluirse que el asentamiento de una zapata en arena sumergida se duplicará aproximadamente, respecto al valor en la misma arena no sumergida, debido a que la presión de confinamiento en el primer caso depende de γ'_m en vez de γ_m , y, por ello, la rigidez del material al esfuerzo cortante se reduce prácticamente a la mitad.

A igual presión de contacto de una zapata en arena, el asentamiento crece con el ancho, si bien

entamente; la razón es que al aumentar el ancho de zapata se afectan zonas más profundas de la arena, en que la rigidez a los esfuerzos cortantes va siendo mayor.

La Fig. VIII-55 (Ref. 7) proporciona gráficas empíricas para obtener la presión de contacto que produce un hundimiento máximo de 2.5 cm, para zapatas en arenas no sumergidas o en las que el nivel freático se encuentre a una profundidad B (ancho de la zapata) o mayor, respecto al nivel de desplante; se proporciona el dato para diferentes anchos de zapatas y distintas compacidad de la arena, obtenidas con la prueba de penetración estándar.

Los valores de N número de golpes en la prueba de penetración estándar, podrán ser objeto de todas las correcciones atrás señaladas. En arenas sumergidas, las presiones admisibles podrán considerarse, en primera aproximación, como la mitad de las dadas por la Fig. VIII-55, para el mismo hundimiento y ello en términos del análisis hecho anteriormente en este mismo inciso.

2) Cimentaciones en arcillas homogéneas

Ya se han comentado en páginas anteriores de este Capítulo las fórmulas a utilizar para calcular la capacidad de carga en este caso, la cual depende de la resistencia del suelo sin consolidación y sin drenaje (c_u) y de la presión actuante como sobrecarga al nivel de desplante del cemento (γD_f).

El valor de c_u puede obtenerse en pruebas triaxiales rápidas, como se dijo, pero también de otros

modos, de los que la prueba de compresión simple y la prueba de la veleta son los más difundidos. La prueba de compresión simple es muy frecuentemente usada por ser algo más sencilla y rápida de ejecución; es común que el valor de c_u que en ella se obtenga sea menor que el que se obtiene con la prueba triaxial, a causa de la falta de soporte lateral que se tiene en la compresión simple, que hace que cualquier fisura o pequeña irregularidad estructural se refleje en el resultado de la prueba; por otra parte, la arcilla en la naturaleza posee electivamente un cierto grado de confinamiento, por lo que, para una cimentación, suelen considerarse algo más representativos los resultados obtenidos en cámara triaxial. En el Capítulo VI del volumen I de esta obra se presentó una correlación, que puede considerarse válida para el presente caso, entre los resultados de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y pruebas normales de veleta.

En cimientos superficiales desplantados en arcillas homogéneas existe una diferencia importante en la secuela de cálculo a efectuar, cuando el nivel de desplante queda bajo el nivel freático, según la cimentación sea o no impermeable. En el primer caso, en el nivel de desplante se habrá aliviado al terreno en una presión que es la total correspondiente a esa profundidad; por el contrario, en una cimentación permeable, llena de agua hasta una altura igual a la del nivel freático, la descarga efectuada por la excavación no incluye la presión del agua, por lo que el término γD_f debe representar únicamente a la presión efectiva y así debe ser calculado; para ello deberá usarse el peso específico sumergido en la parte del suelo bajo el nivel freático o bien deberá restarse a la presión total al nivel de desplante, la presión del agua correspondiente al mismo nivel.

En suelos francamente arcillosos ya no suele ser un problema tan grave como lo era en arenas y gravas, el que el nivel de desplante quede abajo del nivel freático, cuando se trata de cimentaciones para puentes o pisos a desnivel; la baja permeabilidad de las arcillas permite mantener las excavaciones en seco, mediante un bombeo moderado y usualmente no muy costoso. Se exceptúan las excavaciones de gran área y profundidad, que pueden llegar a presentarse en los grandes puentes, en las que un bombeo intenso puede ser causa de que el agua que fluya hacia las paredes y el fondo de la excavación produzca problemas de estabilidad de taludes y expansiones en el fondo, que posteriormente se traducirán en asentamientos. En estos casos, raros en la tecnología de las vías terrestres, habrá de recurrirse a la excavación por secciones o a métodos para disminuir, captar o controlar el flujo de agua hacia la excavación.

En las cimentaciones superficiales en arcilla el problema de los asentamientos suele ser el factor predominante, de manera que la presión admisible desde el punto de vista de resistencia, suele quedar limitada por el valor que produzca el máximo asen-

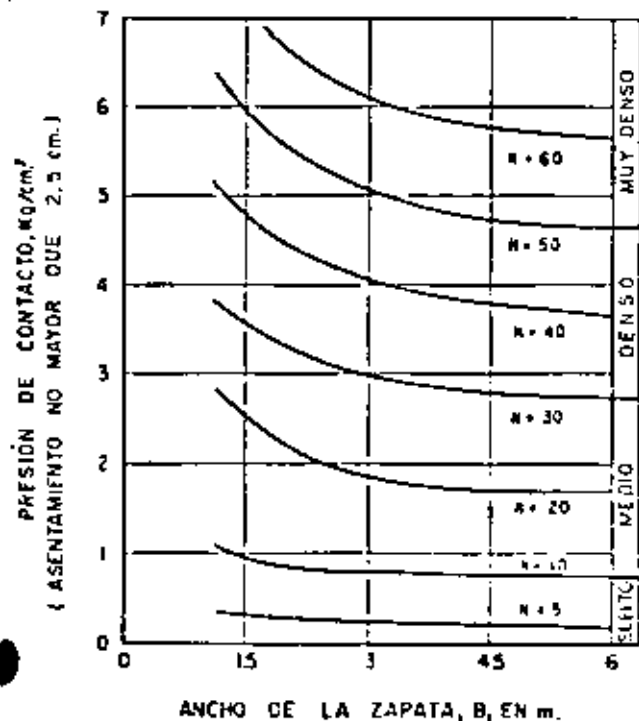
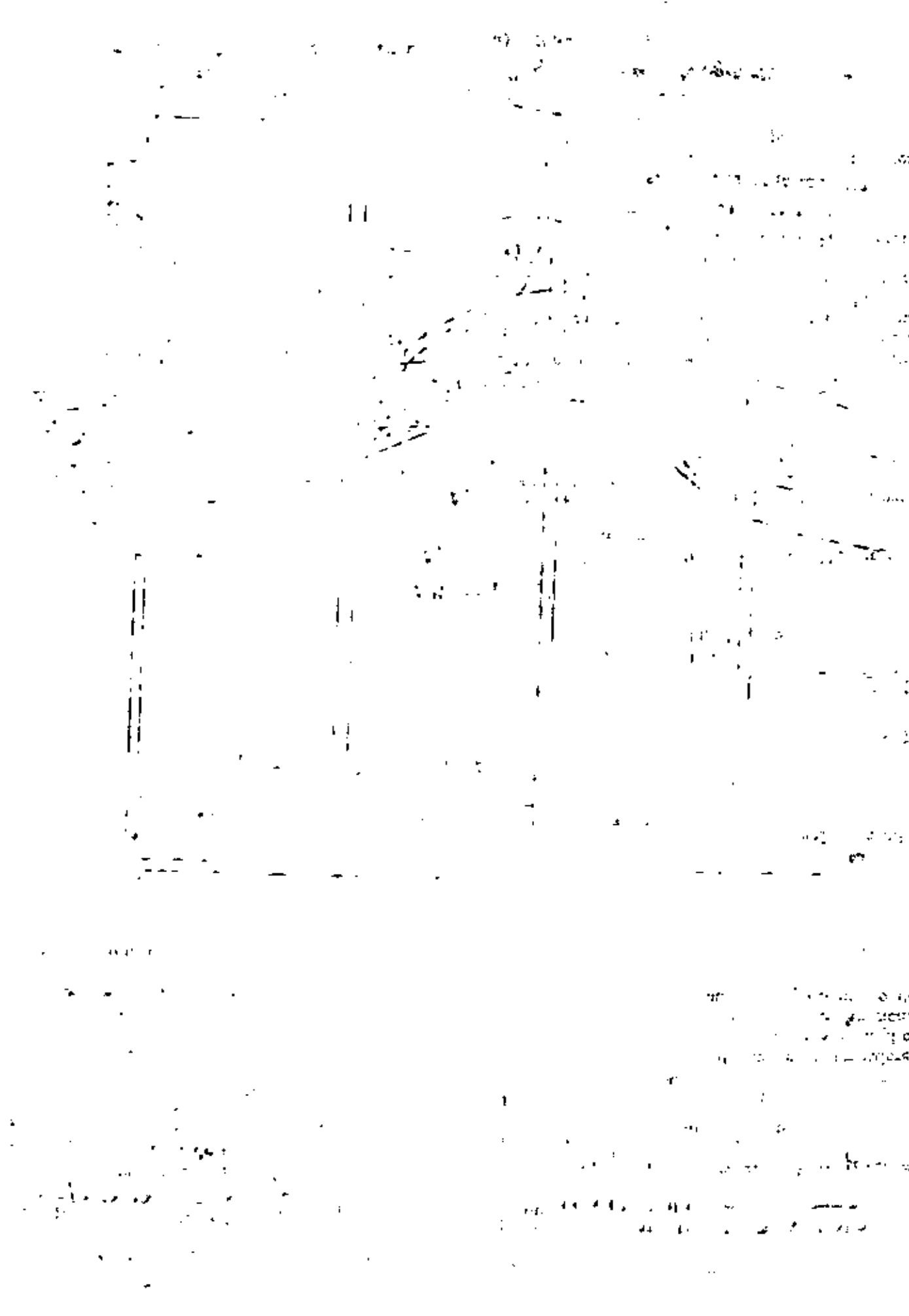


Figura VIII-55. Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm (1") para zapatas en arena (Ref. 7).



Solución:

Los estratos 1 y 2 (Fig. VIII-A.2.1) no presentan buenas condiciones de apoyo, pues el estrato de arena fina es de baja compacidad y se ve afectado por la socavación en el cance, y el depósito de arcilla de alta plasticidad es de consistencia blanda y también está afectado por la socavación. En estas condiciones, es apropiado que la cimentación sea a base de cilindros apoyados en el manto formado por bloques, gravas y arenas (estrato 3), indicado en la Fig. VIII-A.2.1.

Para el cálculo de la capacidad de carga se emplearán los criterios de Terzaghi, Meyerhof y Balla.

Se tantearán cilindros de 4.0 m de diámetro.

a) Método de Terzaghi

$$q_c = 1.3 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma \quad (8-6)$$

en donde:

q_c = capacidad de carga última, en ton/m^2 .

c = cohesión del suelo = 0.

γ = peso volumétrico sumergido del suelo, en ton/m^3 .

D_f = profundidad de desplante = $12.8 - 5.6 = 7.2$ m (descontando una probable socavación total de 5.6 m).

R = radio del cilindro = $\text{diámetro}/2 = 4/2 = 2$ m.

γD_f = presión efectiva al nivel de desplante del cimiento = $0.6 \times 0.5 + 5.0 \times 1.0 = 5.3$ ton/m^2 .

Se descuenta la socavación total.

N_c , N_q y N_γ son factores adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.

Falla general.

Para $\phi = 36^\circ$, $N_q = 52$, $N_\gamma = 50$ (Fig. VIII-6).

Sustituyendo valores en la Ec. 8-6:

$$q_c = 5.3 \times 52 + 0.6 \times 1.0 \times 2 \times 50 = 335.6 \text{ ton/m}^2$$

q_a = capacidad de carga admisible = q_c/FS siendo FS = factor de seguridad = 3.

$$\therefore q_a = 335.6/3 = 112 \text{ ton/m}^2$$

b) Método de Meyerhof

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-2)$$

Para obtener los valores de N_q y N_γ se tiene que calcular primeramente el valor de la longitud de empotramiento necesaria para que se desarrolle totalmente la superficie de falla de un cimiento profundo, la cual está dada por:

$$D = 4 \sqrt{N_\phi} B$$

en donde:

$$N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = \tan^2 (45^\circ + 36^\circ/2) = 3.852$$

B = ancho del cimiento = 4 m.

$$\therefore D = 4 \sqrt{3.852} \times 4 = 31.41 \text{ m}$$

Interpolando proporcionalmente entre los valores de N_q y N_γ para cimientos superficiales y para pilotes (Fig. VIII-9), se obtienen los factores de capacidad de carga para una longitud de empotramiento de 5 m. Así resulta:

$$N_q = 66$$

$$N_\gamma = 68$$

Aplicando la Ec. 8-2:

$$q_c = 5.3 \times 66 + \frac{1}{2} 1.0 \times 4 \times 68 = 485.8 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = q_c/FS = 485.8/3 = 162 \text{ ton/m}^2$$

c) Método de Balla

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-17)$$

$c = 0$; $2c/B\gamma = 0$.

D_f = longitud de empotramiento en el estrato de apoyo = 5 m; $B = 4$ m; $D_f/B = 1.25$; $u = 3.7$ (Fig. VIII-15).

$N_q = 45$; $N_\gamma = 165$ (Fig. VIII-16).

Aplicando la Ec. 8-17:

$$q_c = 5.3 \times 45 + \frac{1}{2} 1.0 \times 4 \times 165 = 568.5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = 190 \text{ ton/m}^2$$

Nota: Este problema es una cortesía del M. en I. Agustín Deméneghi Cabina.

VIII-A.3 CIMENTACION CON PILOTES

Se desea construir un paso a desnivel en un sitio cuya estratigrafía es la mostrada en la Fig. VIII-A.3.1.

La carga total que transmite la estructura al nivel de la cimentación en el apoyo intermedio es de 615 ton. Se desea que la zapata de apoyo tenga dimensiones de 4.00 m \times 13.00 m (52 m²).

Deberá analizarse la cimentación de la estructura utilizando:

- Pilotes de fricción en el primer estrato.
- Pilotes de punta apoyados en el estrato intermedio de arena limosa compacta.

Solución:**a) Pilotes de fricción**

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author outlines the various methods used to collect and analyze the data. This includes both manual and automated processes. The goal is to ensure that the data is as accurate and reliable as possible.

The third section provides a detailed breakdown of the results. It shows that there has been a significant increase in sales over the period covered. This is attributed to several factors, including improved marketing strategies and better customer service.

Finally, the document concludes with a series of recommendations for future actions. It suggests that the company should continue to invest in its marketing efforts and focus on building long-term relationships with its customers.

El número de pilotes será:

$$N_p = \frac{\text{Carga total impuesta por la estructura}}{\text{Capacidad de carga del pilote}}$$

$$N_p = \frac{645}{53} = 13.$$

Analizando la capacidad de carga del grupo de pilotes, según la expresión 8-29:

$$Q_g = 2L(A + B)f + 13c_s N_p A - B \quad (8-29)$$

como se trata de pilotes por adherencia el segundo término del segundo miembro no deberá considerarse en el análisis; en la expresión:

L , es la longitud del pilote.

A , es el ancho del área formada por el grupo de pilotes.

B , es la longitud del área formada por el grupo de pilotes.

AB = área cubierta por el grupo de pilotes = 52 m².

f , valor de adherencia en las paredes del bloque de suelo formado por el grupo de pilotes. Se toma igual a c_s en ton/m².

$$q_s = \frac{Q_g}{F_s} \quad \text{Si } F_s = 1.5.$$

$$q_s = \frac{2 \times 27.5 (1 + 13)}{1.5} \times 4 = 2,312 \text{ ton.}$$

De acuerdo con la expresión (8-34):

$$apL \times n \leq aPL.$$

$$3.5 \times 1.20 \times 27.5 \times 13 = 1,392 \text{ ton.}$$

$$1,392 < 2,312.$$

∴ No existirá riesgo de falla del grupo de pilotes.

Cálculo de asentamientos

Para el cálculo se tomará en cuenta la técnica presentada por Terzaghi y Peck, suponiendo una losa imaginaria a $\frac{1}{3} D$, donde D es la profundidad de los pilotes dentro del suelo.

El esfuerzo a 6.5 m bajo ese nivel (centro del suelo que se considera compresible), se calculará según la siguiente expresión, supuesto que la influencia de la sobrecarga baja a 60°, como es usual:

$$\Delta \bar{p} = \sigma_z = \frac{w.B.L.}{(B + 2z \tan 30^\circ)(L + 2z \tan 30^\circ)}$$

donde:

B y L , = dimensiones del área donde se colocan los pilotes.

w = sobrecarga impuesta en la superficie por la estructura (645 ton/52 m² = 12.4 ton/m²).

σ_z = esfuerzo a la profundidad $z = 6.5$ m.

$$\Delta \bar{p} = \sigma_z = \frac{12.4 \times 4 \times 13}{(1 + 2 \times 6.5 \times 0.576)(13 + 2 \times 6.5 \times 0.576)}$$

$$= 2.73 \text{ ton/m}^2.$$

$$\Delta H = m_s \Delta \bar{p} H.$$

$$= 0.025 \times 2.73 \times 13.00 = 0.89 \text{ m.}$$

b) Cálculo de capacidad de carga para pilotes de punta

Solución:

Se considerará que los pilotes estarán apoyados en el estrato resistente que aparece a partir de 30 m de profundidad.

Para el cálculo de la capacidad de carga se utilizará el criterio de Meyerhof (1963).

$$q_u = cN^*c + \gamma D_f N^*q \quad (8-11)$$

donde:

q_u = capacidad de carga última del pilote (ton/m²).

c = cohesión del material por debajo del desplante.

D_f = profundidad del pilote, m.

N^*c, N^*q = coeficientes de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del material y del tipo y dimensiones de la cimentación.

De la Fig. VIII-9:

$$N^*c = 600, N^*q = 100.$$

Para aplicar dichos factores es necesario que la base del pilote penetre en el estrato considerado cuando menos:

$$D = 4 \sqrt{N^*q} B.$$

donde:

D = Longitud que debe penetrar el pilote en el estrato de apoyo.

$$N^*q = \tan^2 (15^\circ + \phi/2).$$

B = ancho del pilote. (Sección cuadrada 30 × 30 cm).

$$N^*q = \tan^2 (15^\circ + \frac{33^\circ}{2}) = \tan^2 61.5^\circ = 3.4.$$

$$D = 4 \sqrt{3.4} \times 0.30 = 2.2 \text{ m.}$$

∴ Los pilotes deberán quedar desplantados a 32 m. El cálculo de γD_f ha de tomar en cuenta al N.A.F:

$$\gamma D_f = 1.5 \times 3 + 0.5 \times 27 + 2.00 \times 0.7 = 19.4 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_u = 5 \times 600 + 19.4 \times 100 = 4,940 \text{ ton/m}^2.$$

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for the company's financial health and for providing reliable information to stakeholders.

2. The second part of the document outlines the specific procedures for recording transactions. It details the steps from initial entry to final review, ensuring that all necessary information is captured and verified.

3. The third part of the document addresses the role of the accounting department in this process. It highlights the need for clear communication and collaboration between different departments to ensure the accuracy of the data.

4. The fourth part of the document discusses the importance of regular audits and reviews. It explains how these activities help to identify any discrepancies or errors and ensure that the records are up-to-date and accurate.

5. The fifth part of the document provides a summary of the key points discussed and offers some final thoughts on the importance of maintaining accurate records.

6. The sixth part of the document contains a list of references and sources used in the document.

7. The seventh part of the document is a conclusion that summarizes the main findings and recommendations.

8. The eighth part of the document is a list of appendices and additional information.

9. The ninth part of the document is a list of footnotes and references.

10. The tenth part of the document is a list of contact information for the authors and other relevant parties.

11. The eleventh part of the document is a list of figures and tables.

12. The twelfth part of the document is a list of abbreviations and acronyms.

13. The thirteenth part of the document is a list of definitions and terms.

14. The fourteenth part of the document is a list of acknowledgments.

15. The fifteenth part of the document is a list of references.

16. The sixteenth part of the document is a list of sources.

17. The seventeenth part of the document is a list of related documents.

18. The eighteenth part of the document is a list of related websites.

19. The nineteenth part of the document is a list of related books.

20. The twentieth part of the document is a list of related articles.

21. The twenty-first part of the document is a list of related videos.

22. The twenty-second part of the document is a list of related podcasts.

23. The twenty-third part of the document is a list of related webinars.

24. The twenty-fourth part of the document is a list of related conferences.

25. The twenty-fifth part of the document is a list of related seminars.

26. The twenty-sixth part of the document is a list of related workshops.

27. The twenty-seventh part of the document is a list of related courses.

28. The twenty-eighth part of the document is a list of related programs.

29. The twenty-ninth part of the document is a list of related services.

30. The thirtieth part of the document is a list of related products.